



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



# UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos,  
Canales y Puertos

Diseño geotécnico de un paso inferior ferroviario bajo la  
Línea 3 de Ferrocarrils de la Generalitat Valenciana entre  
las localidades de Albalat dels Sorells y Foios (Valencia)

Trabajo Fin de Grado

Grado en Ingeniería Civil

AUTOR/A: Oviedo Muñoz, Daniel Alejandro

Tutor/a: Cuesta García, César

CURSO ACADÉMICO: 2022/2023



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



# Memoria

Trabajo Fin de Grado

Oviedo Muñoz, Daniel Alejandro

Tutor: Cuesta García, César

Curso 2022/23

*Diseño geotécnico de un paso inferior ferroviario bajo la Línea 3 de Ferrocarrils de la Generalitat Valenciana entre las localidades de Albalat dels Sorells y Foios (Valencia)*

## ÍNDICE

1	OBJETO .....	4
2	ÁREA DE ACTUACIÓN .....	4
3	ANTECEDENTES Y DOCUMENTACIÓN DE PARTIDA.....	6
3.1	ANTECEDENTES .....	6
3.2	DOCUMENTACIÓN DE PARTIDA .....	6
4	ESTUDIOS PREVIOS.....	7
4.1	GEOLOGÍA .....	7
4.2	GEOTECNIA.....	9
4.2.1	ENSAYOS.....	9
4.2.2	RESULTADOS. CARACTERIZACIÓN DEL TERRENO .....	10
4.2.3	NIVEL FREÁTICO .....	11
4.3	SISMOLOGÍA .....	12
4.4	CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA .....	13
5	ANÁLISIS CRÍTICO DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO.....	13
5.1	ALCANCE DEL RECONOCIMIENTO .....	13
5.1.1	NÚMERO DE PUNTOS DE RECONOCIMIENTO.....	14
5.1.2	PROFUNDIDAD DE LAS PROSPECCIONES .....	14
5.2	ENSAYOS IN SITU Y TOMA DE MUESTRAS.....	15
5.2.1	ENSAYOS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPT .....	15
5.2.2	RESULTADOS DE ENSAYOS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPT CORREGIDAS .....	17
5.3	MUESTRAS Y ENSAYOS DE LABORATORIO .....	18
5.4	NIVEL FREÁTICO .....	20
5.5	PARÁMETROS NO ESPECIFICADOS.....	20
5.6	CONCLUSIONES .....	20
6	CONDICIONANTES TÉCNICOS Y ESTUDIO DE ALTERNATIVAS .....	21
6.1	CONDICIONANTES PREVIOS .....	21
6.2	ALTERNATIVAS .....	22
6.2.1	ALTERNATIVA 0 .....	22
6.2.2	ALTERNATIVA 1 – PASO INFERIOR IN SITU MEDIANTE EL MÉTODO TOP DOWN	23



6.2.3	ALTERNATIVA 2 – RIPADO DE VÍA Y CONSTRUCCIÓN DE CAJÓN MEDIANTE ELEMENTOS PREFABRICADOS.....	26
6.2.4	ALTERNATIVA 3 – APEO DE VÍA Y EMPUJE DEL CAJÓN .....	30
7	ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS.....	34
7.1	CRITERIOS DE ELECCIÓN.....	35
7.2	SELECCIÓN DE ALTERNATIVA .....	38
8	DISEÑO GEOTÉCNICO DEL PASO INFERIOR.....	40
8.1	DIMENSIONAMIENTO DEL CAJÓN.....	40
8.2	DEFINICIÓN DE SUPERESTRUCTURAS .....	41
8.2.1	SUPERESTRUCTURA FERROVIARIA.....	41
8.2.2	SUPERESTRUCTURA VIAL.....	42
8.3	ACCIONES A CONSIDERAR.....	44
8.3.1	ACCIONES PERMANENTES (G).....	45
8.3.2	ACCIONES VARIABLES (Q).....	45
8.4	PRESIONES AL TERRENO.....	48
8.4.1	SEGURIDAD FRENTE A HUNDIMIENTO.....	49
8.4.2	SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO.....	53
8.4.3	SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO .....	53
8.4.4	ESTIMACIÓN DE MOVIMIENTOS .....	53
9	EMPUJE DE TIERRAS.....	54
10	CONCLUSIONES .....	56



## 1 OBJETO

El objeto del presente Trabajo de Fin de Grado, titulado “Diseño geotécnico de un paso inferior ferroviario bajo la Línea 3 de Ferrocarrils de la Generalitat Valenciana entre las localidades de Albalat dels Sorells y Foios (Valencia)”, consiste en el diseño, desde un punto de vista geotécnico, de un paso inferior que permita la supresión del actual paso a nivel con el fin de permitir un tránsito seguro y cómodo a lo largo de los viales de las redes de transporte presentes en la zona de intervención.

La necesidad de este estudio viene motivada por las bajas condiciones de seguridad existentes en este cruce a nivel, y del riesgo de posibles accidentes que conlleva tanto para los usuarios del servicio de metro de la línea Rafelbunyol-Aeroport, como para los usuarios de las vías de la calle San José y la avenida del Cid, tanto en tráfico vehicular como peatonal y ciclistas.

Para la ejecución de este estudio, se realizó la recopilación, revisión y análisis de la topografía previa del emplazamiento de la actuación y del estudio geotécnico del terreno afectado por esta obra. De igual forma, se realizó una recopilación de información existente relativa a estudios e informes de la situación actual de los pasos a nivel existentes en la comunidad.

Una vez adelantado un análisis crítico de la información de partida, y basados en la normativa aplicable y vigente, tanto ferroviaria como de transporte urbano y movilidad, se adelantó el estudio de la solución a la problemática de movilidad existente mediante el diseño de un paso subterráneo, basada en el reconocimiento de la situación actual, los condicionantes técnicos y en un análisis multicriterio de alternativas para la selección de la opción más favorable.

Sobre la alternativa de solución seleccionada se adelantó el diseño geotécnico, realizando los cálculos y comprobaciones geotécnicas correspondientes, incluyendo su valoración económica y conclusiones. Como resultado de este estudio, se elaboró la presente memoria escrita, con sus respectivos anexos y los planos correspondientes a las soluciones planteadas.

Cabe destacar que el alcance del presente Trabajo Fin de Grado no es otro que el diseño geotécnico del paso inferior planteado, por lo que no se desarrollarán otros estudios (cálculo estructural, nuevo trazado de las vías, sistema de drenaje, etc.) que sí que serán necesarios para el desarrollo del Proyecto de Ejecución.

## 2 ÁREA DE ACTUACIÓN

El área de actuación objeto del presente trabajo, se ubica dentro del perímetro urbano del municipio de Foios, correspondiente a la provincia de Valencia (Comunidad Valenciana, España). Foios hace parte de uno de los 22 municipios que componen la comarca de la Huerta del Norte y el cual limita con los municipios de Albalat dels Sorells (Norte), Moncada (Oeste), Valencia (Sur), Vinalesa (Suroeste), Alfara del Patriarca (Suroeste) y Meliana (Sureste).

La zona de intervención corresponde al paso a nivel localizado en el PK 5+848 de la Línea 3 Rafelbunyol-Aeroport de la red de Metrovalencia entre las estaciones de Foios y Albalat dels Sorells (ver Figura 1). Este paso a nivel se emplaza en la intersección de la línea 3 con la

avenida del Cid, sobre la cual también intersecta la calle San José, que discurre paralela la línea de metro previamente mencionada. Cabe destacar que el paso a nivel objeto del estudio es uno de los dos pasos que se encuentran dentro del municipio de Foios que permiten el paso vehicular, situándose el otro paso, dentro del núcleo urbano, en el P.K. 6+293, muy próximo a la estación de metro de Foios.



Figura 1. Localización de área de actuación. Fuente: ICV.

Cabe señalar que en la actualidad existe una vía ciclopeatonal a un costado de la Avenida del Cid, entre la calle Pardines hasta la intersección con la CV-300. Dicho tramo de carril bici tiene una longitud de 440 m el cual queda interrumpido en la zona de cruce a nivel de la línea férrea.



Figura 2. Localización de área de actuación. Fuente: ICV.

### 3 ANTECEDENTES Y DOCUMENTACIÓN DE PARTIDA

En este apartado se presenta los antecedentes que motivaron la supresión del actual paso a nivel y el diseño del propuesto paso inferior, para dar solución a la problemática existente.

Así mismo se describirán los documentos iniciales con los que se cuenta para la redacción del presente Trabajo de Fin de Grado.

Los distintos antecedentes al igual que la documentación de partida se describirán con mayor detalla en el Anexo N<sup>o</sup>2 “Antecedentes y documentación de partida”.

#### 3.1 ANTECEDENTES

Todo paso a nivel sobre la red ferroviaria conlleva asociado un alto nivel de riesgo para los usuarios de las vías, tanto de la misma red ferroviaria, como de la red de carreteras, peatones y ciclistas.

Aunque actualmente existen sistemas modernos de control de seguridad en los cruces a nivel, el riesgo siempre se mantiene y la mejor opción, siempre que sea factible su implementación y que se den los requerimientos mínimos de las normativas vigentes, es su eliminación mediante la sustitución, ya sea por un paso inferior o paso elevado.

Dentro de la fase inicial del presente estudio, se ha adelantado la recopilación y revisión de los antecedentes relativos a la zona de intervención objeto de estudio y que dan base a la necesidad de la supresión del actual paso a nivel para ser sustituido por un paso inferior.

A continuación, se nombran los antecedentes analizados y puestos en consideración para el desarrollo del estudio.

- Informe sobre la Situación de los Pasos a Nivel Peatonales y los Pasos entre Andenes en FGV-Valencia.
- Artículo 235 del Reglamento de la Ley de Ordenación de los Transportes Terrestres.
- LEY 7/2018, de 26 de marzo, de la Generalitat, de seguridad ferroviaria.

#### 3.2 DOCUMENTACIÓN DE PARTIDA

Para la realización del presente estudio se contó con documentación de partida, suministrada por el tutor del TFG, con la cual se logró identificar las condiciones existentes de la intersección objeto de estudio, como también los condicionantes técnicos a considerar durante la fase de análisis y diseño del mismo. Dichos documentos iniciales, los cuales se describen en el Anexo N<sup>o</sup>2, son:

- **ESTUDIO GEOLÓGICO Y GOETÉCNICO:** El objeto de este estudio fue la caracterización geotécnica del terreno en el área de actuación. Dentro de este estudio se recoge el procedimiento y resultado de los sondeos y ensayos requeridos de la zona de

actuación, con el fin de obtener todas las características geológicas y geotécnicas necesarias, para el correcto diseño del paso inferior.

- **CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA.** En este informe se describe los trabajos topográficos realizados dentro del área de intervención durante el mes de mayo de 2021. Las fases que conformaron el levantamiento topográfico fueron la implementación y cálculo de bases de replanteo, el levantamiento taquimétrico de la zona de actuación y los trabajos complementarios.

## 4 ESTUDIOS PREVIOS

### 4.1 GEOLOGÍA

Desde el punto de vista geológico, la Comunidad Valenciana se encuentra en el sector suroeste de la Cordillera Ibérica, denominada como Sector Levantino de la Rama Castellana de la Cordillera Ibérica. El área de estudio se localiza geológicamente dentro de una amplia depresión denominada geográficamente como la Huerta de Valencia, que se extiende entre el mar y las estibaciones de los relieves de Chiva y Buñol al oeste.

Mediante el Mapa Geológico de España (MAGNA) elaborado por el Instituto Geológico y Minero de España, podemos tener una primera aproximación a la naturaleza de los materiales que aparecen en la superficie terrestre del área de intervención, ubicado dentro de la localidad de Foios. En la Hoja 696 de este Mapa Geológico se puede visualizar la geología de la zona de estudio, correspondiente a la zona de Burjasot (ver Figura 3).

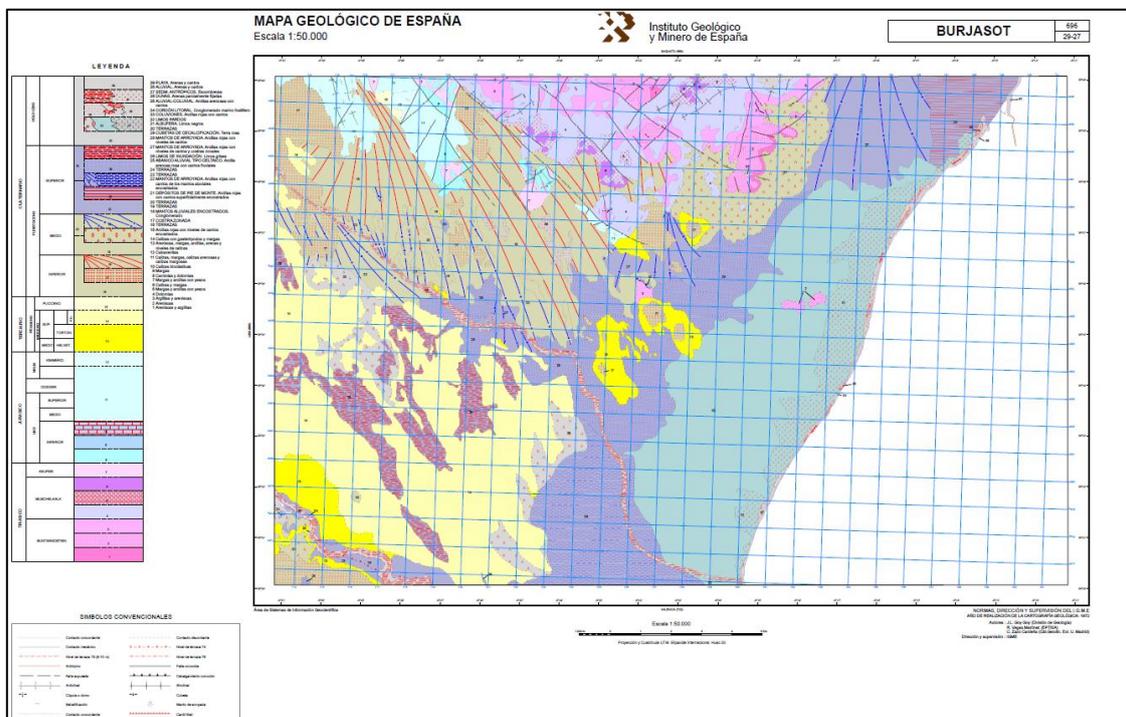


Figura 3. Hoja 696 del MAGNA, escala 1:50.000. Fuente: IGME.

Teniendo en cuenta el contenido del mapa geológico previamente mencionado, podemos identificar que el origen del material superficial de la zona de estudio pertenece al periodo geológico Cuaternario, más específicamente a la época del Holoceno, el cual se caracteriza por presentar una sedimentación de Limos Pardos, los cuales hacen parte de una amplia orla que rodea los depósitos de la albufera por su parte extrema. Este tipo de sedimentos provienen del lavado de las arcillas rojas superiores, que afloran más al Norte.

### Hidrogeología

Desde el punto de vista hidrogeológico, el área de actuación se ubica dentro de la Cuenca Hidrográfica de Júcar.

Según el mapa Hidrogeológico de la Comunidad Valenciana (ver Figura 4) y la caracterización de la permeabilidad de terreno superficial, en la zona de estudio se evidencia la presencia de suelos altamente permeables, como pueden ser gravas, conglomerados, arenas y arcillas.

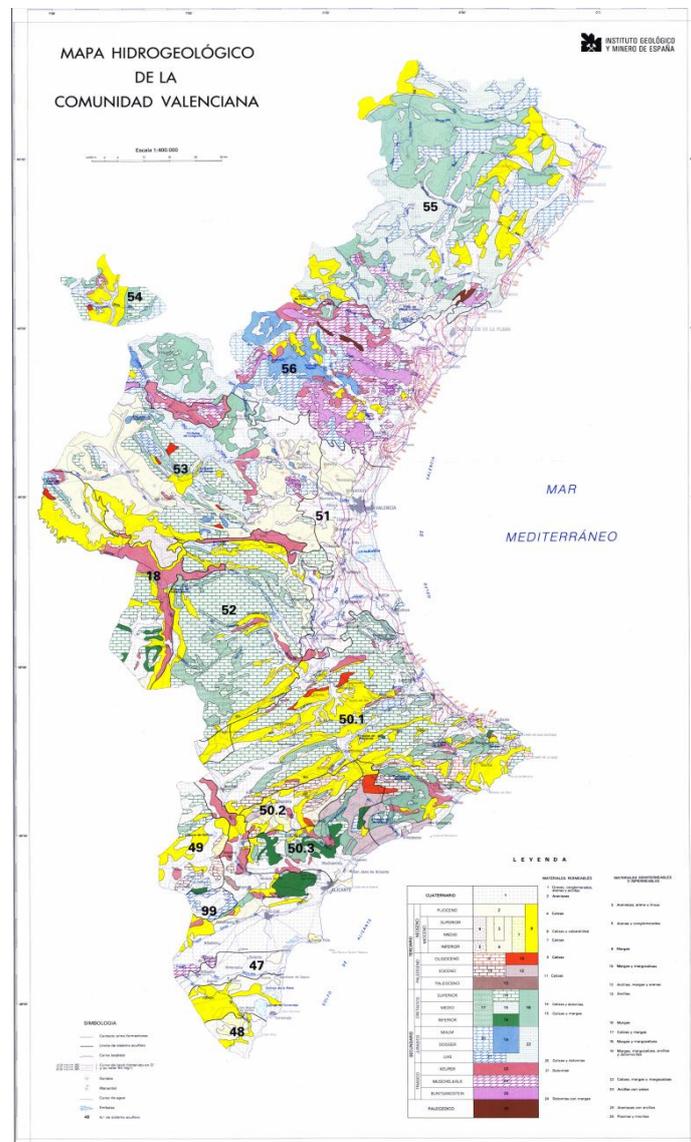


Figura 4. Mapa hidrogeológico de la Comunidad Valenciana. Fuente: IGME.

## 4.2 GEOTECNIA

En este apartado se describen los resultados obtenidos del estudio geotécnico realizado en junio de 2021. El procedimiento al igual que los resultados quedan definidos con mayor detalle dentro del Anexo N<sup>o</sup>2 “Antecedentes y documentación de partida”.

### 4.2.1 ENSAYOS

Para el reconocimiento del terreno, se realizó 1 sondeo mecánico de rotación y recuperación continua de testigo, mediante un equipo TECOINSA TP-50/400 instalando sobre camión. La ejecución del sondeo se realizó en las coordenadas UTM X: 727.565; Y: 4,380.116, consiguiendo alcanzar una profundidad de 20,3 m con respecto a la cota de la rasante del terreno.

Durante la ejecución del sondeo, se realizaron un total de 5 Ensayos de Penetración Estándar (SPT), los cuales nos permitieron tener una primera idea del comportamiento del terreno y la resistencia que presenta a la penetración.

Teniendo en cuenta la naturaleza del terreno, se consiguió obtener 2 muestras inalteradas con Tomamuestras Normalizado. En la siguiente tabla se especifican los ensayos realizados en las diferentes profundidades y el número de golpes requeridos.

Tabla 1. Distribución y tipos de ensayos in-situ.

Sondeo	Tipo	Profundidad (m)	N15	N15	N15	N15	N30
1	SPT	2,40 – 3,00	9	9	9	11	<b>18</b>
	INAL	5,80 – 6,40	8	9	11	14	<b>12*</b>
	INAL	8,80 – 9,40	3	4	6	10	<b>6*</b>
	SPTPC	11,10 – 11,21	50	-	-	-	<b>Rechazo</b>
	SPT	13,60 – 14,20	5	7	7	6	<b>14</b>
	SPT	17,00 – 17,60	4	10	24	22	<b>34</b>
	SPT	19,70 – 20,30	16	14	12	9	<b>28</b>

Una vez realizado el sondeo, se trasladaron las muestras obtenidas al laboratorio para realizar los pertinentes ensayos con el fin de obtener todas las características necesarias de este, teniendo en cuenta la naturaleza del proyecto. Los ensayos realizados en el laboratorio y el número de estos se describen en la Tabla 2.

Tabla 2. Número y descripción de ensayos en laboratorio.

Unidades	Designación
3	Análisis granulométrico por tamizado (UNE 103101/95)
3	Determinación de los límites de Atterberg (UNE 103103/94 y 103104/93)
2	Determinación de la humedad natural (UNE 103300/93)
2	Densidad de las partículas. Método del picnómetro de fluido (NE EN ISO 17892-3:2018 APDO. 6.1)
2	Ensayo de rotura a compresión simple en suelos (UNE 103400/93)
1	Ensayo de corte directo CD (UNE 103401/93)
1	Contenido en sulfatos en suelos (Anejo 5 EHE)
1	Análisis químico del agua (Anejo 5 EHE)

#### 4.2.2 RESULTADOS. CARACTERIZACIÓN DEL TERRENO

Una vez adelantados los ensayos, se realizó la identificación y caracterización del terreno dentro del área de intervención. A continuación, se describen cada uno de los niveles geotécnicos previamente indicados:

##### **Nivel 0: Suelo vegetal**

En esta primera capa se ha identificado el mismo tipo de materiales que el del nivel subyacente, alterados por la presencia de una cobertura vegetal. El espesor de este nivel, según el sondeo, es de 1,0 m y está constituido por limos arcillosos con algunas raíces.

##### **Nivel I: Suelos detríticos finos**

Por debajo de la capa de suelo vegetal y hasta la profundidad máxima registrada por el sondeo (20,3m), se ubica una capa constituida por limos, limos arcillosos y arcillas con algunos nódulos y concreciones carbonatadas.

En la Tabla 3, se recopilan todos los parámetros geotécnicos calculados y estimados en este nivel.

Tabla 3. Parámetros geotécnicos Nivel I.

Parámetro	Resultado	Parámetro	Resultado
Grava (2.0-60.0 mm) % peso	4 - 6	Porosidad %	27,6
Arena (0.06-2.0 mm) % peso	15 - 25	Índice de poros	0,382
Limo (0.002-0.06 mm) % peso	71 - 79	Humedad %	11,9
Arcilla (menor 0.002 mm) % peso		Grado de saturación %	83,11 *
Límite Líquido	13,4 – 25,1	Valor medio N <sub>30</sub> SPT	18
Índice de plasticidad	0,8 – 9,5	Consistencia <sup>(1)</sup>	Compacta – muy compacta
Clasificación USCS	ML / CL	Resistencia a compresión simple <sup>(2)</sup> KPa	50
Clasificación AASTHO	A-4	Ángulo de resistencia interna °	32,8
Peso específico de partículas KN/m <sup>3</sup>	26,14	Cohesión kg/cm <sup>2</sup>	0,3
Peso específico seco KN/m <sup>3</sup>	18,91	Módulo de deformación <sup>(3)</sup> KN/m <sup>2</sup>	10780
Peso específico aparente KN/m <sup>3</sup>	21,17	Coefficiente de balasto <sup>(4)</sup> kp/cm <sup>3</sup>	5,0
Peso específico saturado KN/m <sup>3</sup>	21,66	Contenido en sulfatos mg/kg	Menor 2000
Peso específico sumergido KN/m <sup>3</sup>	11,86	Coefficiente de permeabilidad <sup>(5)</sup> m/s	10 <sup>-7</sup> – 10 <sup>-8</sup>

Nota 1: Según Crepo Villalaz, 1990.

Nota 2: Valor medio obtenido en los ensayos de resistencia a compresión simple, este valor indica una consistencia “media”.

Nota 3: Según varios autores.

Nota 4: Según Jiménez Salas (1980), para placa de 1 pie<sup>2</sup>.

Nota 5: Valores estimados según la tabla D.28 del CTE.

Nota \*: Saturado bajo el nivel freático.

##### **Nivel II: Suelos detríticos gruesos**

Subyacente al “Nivel I”, se ubica una capa constituida por gravas areno-limosas, con un espesor de 3,3m. Al igual que el tipo del material del Nivel I, estos “Suelos detríticos gruesos” pertenecen a depósitos del cuaternario, aunque en este caso estos aparecen entre los limos como lentejones de rápida extinción lateral.

A continuación, describen los parámetros geotécnicos identificados en el Nivel II.

Tabla 4. Parámetros geotécnicos Nivel II.

Parámetro	Resultado	Parámetro	Resultado
Grava (2.0-60.0 mm) % peso	61	Peso específico sumergido KN/m3	12,35
Arena (0.06-2.0 mm) % peso	23	Porosidad %	25,9
Limo (0.002-0.06 mm) % peso	16	Índice de poros	0,350
Arcilla (menor 0.002 mm) % peso		Humedad %	13
Límite Líquido	No plástico	Grado de saturación %	Saturado
Índice de plasticidad	No plástico	Valor medio N <sub>30</sub> SPT	18
Clasificación USCS	GM	Compacidad <sup>(1)</sup>	Muy densa
Clasificación AASTHO	A-1-b	Ángulo de resistencia interna °	30-35
Peso específico de partículas KN/m3	26,46	Cohesión kg/cm2	Nula
Peso específico seco KN/m3	19,60	Módulo de deformación <sup>(3)</sup> KN/cm2	25480
Peso específico aparente KN/m3	22,15	Coeficiente de balasto <sup>(4)</sup> kp/cm3	12,0
Peso específico saturado KN/m3	22,15	Coeficiente de permeabilidad <sup>(5)</sup> m/s	10 <sup>-4</sup> – 10 <sup>-5</sup>

Nota 1: Según Crepo Villalaz, 1990.

Nota 2: Según varios autores.

Nota 3: Según Jiménez Salas (1980), para placa de 1 pie2.

Nota 4: Valores estimados según la tabla D.28 del CTE.

#### 4.2.3 NIVEL FREÁTICO

Durante la ejecución del sondeo fue detectado el nivel freático a una profundidad de 8 m con respecto a la cota de embocadura del sondeo. Teniendo en cuenta la proximidad a la que se encuentra este con la losa de cimentación del paso inferior y las oscilaciones que puede tener debido a diferentes circunstancias, se ha considerado la impermeabilización de la losa inferior y de los muros del paso inferior.

Para el análisis del agua freática, se tomó una muestra para ensayarla en laboratorio con el propósito de determinar su agresividad frente al hormigón. Como resultado a los ensayos químicos, se determinaron unas condiciones de agresividad débil (ambiente Qa) frente al hormigón, siguiendo lo establecido en la Tabla D.22. del CTE.

Tabla 5. Análisis de agua freática.

Sondeo 1	Parámetro	Resultado
Agua Freática	PH	7,2 a 22oC
	Residuo seco (mg/l)	1647
	SO <sub>4</sub> (mg/l)	515
	Magnesio (Mg+2) (mg/l)	40
	CO <sub>2</sub> libre (mg/l)	13
	Amonio (NH <sub>4</sub> ) (mg/l)	1

### 4.3 SISMOLOGÍA

Para el análisis de los efectos sísmicos, se hizo uso de la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02), en donde se establecen criterios que han de seguirse, para la consideración de la acción sísmica. Según la clasificación de las construcciones que se establece dentro de esta normativa, se considera el paso inferior como construcción “de importancia normal”.

Para la determinación de Aceleración Sísmica de Cálculo, se hizo uso de la siguiente expresión:

$$a_c = a_b * S * \rho$$

Siendo:

- $a_b$ = Aceleración sísmica básica.
- $S$ = Coeficiente de amplificación del terreno. Considerando un Coeficiente de terreno (C) igual a 1,45, se obtuvo un valor de  $S = 1.2$ .
- $\rho$ = Coeficiente adimensional de riesgo. Para construcciones de:
  - o Importancia moderada:  $\rho = 1,0$ .
  - o Importancia especial:  $\rho = 1,3$ .

El valor de la aceleración sísmica básica ( $a_b$ ) viene definida por el emplazamiento de la obra dentro del Mapa de peligrosidad sísmica (ver Figura 5). En el caso del presente estudio, este se emplaza dentro del municipio de Foios, el valor de la aceleración sísmica básica es de 0,06 g, como se establece en el Anejo I de la NCSE-02.

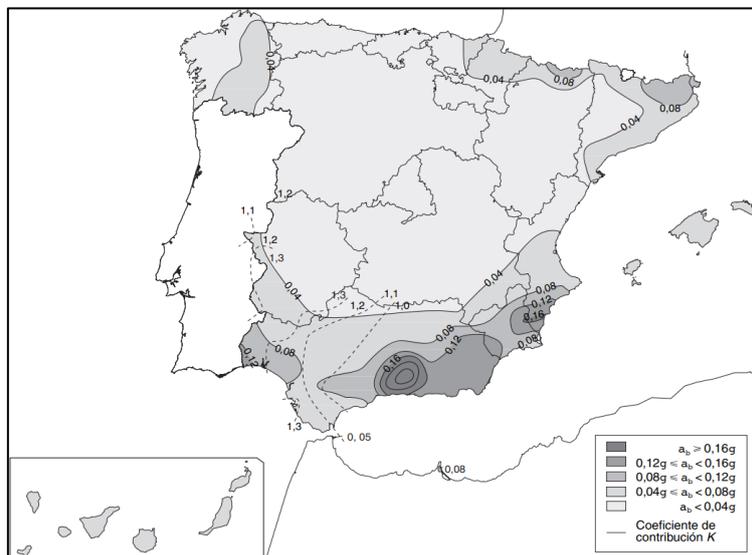


Figura 5. Mapa sísmico de la Norma Sismorresistente NCSE-02.

Reemplazando los valores obtenidos en la fórmula expuesta previamente, se obtiene una aceleración sísmica de cálculo ( $a_c$ ) de 0,07 g.

#### 4.4 CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA

Para la elaboración de trabajo fin de grado, se partió de la cartografía BCV05, dispuesta por el Instituto Cartográfico Valenciano (ICV) de la GVA, coordenadas ETRS89, escala 1:5000.

Así mismo, se utilizaron ortofotos RGB de la Comunidad Valenciana, de 22 cm de resolución correspondientes a los vuelos realizados en 2022 entre los meses de mayo a junio, concretamente el fotograma utilizado No. 0070-127.

Adicionalmente, como referencia, se ha contado con la topografía del tramo de la Línea 3 de Metrovalencia, información suministrada por el tutor del presente trabajo de fin de grado. De dicha topografía se han capturado, entre otros, los niveles de rasante tanto de la línea férrea como de la Avenida del Cid y Calle San José, en la zona de intervención.

### 5 ANÁLISIS CRÍTICO DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO

Al igual que en cualquier obra de construcción, el correcto reconocimiento del terreno es una de las principales actividades que deberán ser estudiadas en el proyecto y la cual condicionará el procedimiento y diseño de la solución definitiva.

Explicado los trabajos geotécnicos realizados en el apartado anterior y los cuales se exponen con mayor detalle en el Anexo Nº2 “Antecedentes y documentación de partida”, se va a proceder a realizar un análisis minucioso de los elementos faltantes o los cuales no se efectuaron teniendo en cuenta las recomendaciones de las correspondientes guías y normativas. Todos los elementos que se expondrán a continuación deberán ser tomados en consideración para la correcta realización del proyecto definitivo del paso inferior.

Las guías y normativas consideradas son las siguientes:

- Guía de cimentaciones en obras de carretera (GCOC, 2009) – Ministerio de Fomento.
- Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de campo. Parte 3: Ensayo de penetración estándar (UNE EN ISO 22476-3: 2006) – UNE Normalización Española.
- Documento Básico de Seguridad Estructural de Cimientos (DB SE-C, 2019) – Ministerio de Fomento.

A continuación, se exponen cada una de las partes del trabajo geotécnico realizado:

#### 5.1 ALCANCE DEL RECONOCIMIENTO

La amplitud e intensidad del reconocimiento geotécnico, debe de garantizar un conocimiento a detalle del terreno próximo al área de actuación, no solo de la superficie (vista en planta) sino también de la profundidad.

La intensidad del reconocimiento geotécnico del proyecto, dependerá de dos factores principales, como es la naturaleza del terreno y la clase de obra a ejecutar. Considerando que el terreno del área de intervención se puede caracterizar con los sondeos realizados y que

sobre el terreno no se prevé que pueda generarse situaciones adversas, se puede concluir que la clase de reconocimiento necesario para el terreno se clasifica como “normal”, según la Guía de cimentaciones en obras de carreteras, lo que permite obtener una aproximación inicial del alcance del reconocimiento.

### 5.1.1 NÚMERO DE PUNTOS DE RECONOCIMIENTO

Considerando un terreno homogéneo y con condiciones de cimentación normales, para el caso de pasos inferiores con una separación mayor de 8 m entre los muros y una longitud inferior a 20 m, se recomienda según el apartado 3.6.3. de la Guía de cimentaciones en obras de carreteras, que haya al menos 2 puntos de reconocimientos (ver Tabla 6).

Tabla 6. Número de puntos de reconocimiento recomendados en situaciones normales. Fuente: Guía de cimentaciones en obras de carreteras.

N.º DE PERFILES TRANSVERSALES AL EJE DE LA OBRA			N.º DE PUNTOS POR PERFIL			ESQUEMA	
Puentes de varios tramos	1 perfil por cada apoyo (cimentaciones superficiales o profundas)		$L \leq 10$ m	$L > 10$ m			
			1 ud	2 uds			
Puentes de un tramo y pasos inferiores	$L < 20$ m	$L \geq 20$ m	$B \leq 8$ m	$B > 8$ m			
	1 ud	1 + 1 perfil por cada 50 m o fracción, de longitud total de la obra de paso	1 ud	2 uds			
Muros	1 perfil por cada 20 m o fracción, de longitud total del muro		$H \leq 5$ m	$5 \text{ m} < H \leq 10 \text{ m}$	$H > 10 \text{ m}$		
			1 ud	2 uds	3 uds		
Apoyo de terraplenes	$L < 50$ m	$50 \text{ m} \leq L < 200 \text{ m}$	$L \geq 200 \text{ m}$				
	1 ud	2 uds	1 perfil por cada 100 m o fracción, de longitud total del terraplén			2 uds	3 uds
Depósitos de suelos blandos que se van a tratar	1 perfil por cada 50 m de longitud o fracción, según el eje del tratamiento		$B \leq 30$ m	$B > 30$ m			
			2 uds	3 uds			

En el estudio geotécnico realizado, solo se efectuó un solo sondeo, por lo que se cree necesario poder contar al menos con otro punto de reconocimiento, de forma que se pueda garantizar la homogeneidad de los estratos dentro del área de intervención y reducir los posibles inconvenientes que se puedan generar durante la obra.

### 5.1.2 PROFUNDIDAD DE LAS PROSPECCIONES

Las prospecciones deben garantizar la obtención de todos los datos necesarios de la estructura general del terreno, en el caso que repercute al estudio, el sondeo mecánico realizado se hizo hasta una profundidad de 20,30 m, contados desde la cota de la rasante.

Teniendo en cuenta que el cajón se localizará a una profundidad de unos 7,25 m y que los pilotes de las rampas con mayor profundidad contarán con una longitud de 9,1 m, ambos contados desde la cota de la rasante del terreno, se puede concluir que la profundidad de las

prospecciones es suficiente para poder analizar el terreno que se verá afectado por las cargas de las cimentaciones.

## 5.2 ENSAYOS IN SITU Y TOMA DE MUESTRAS

### 5.2.1 ENSAYOS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPT

El ensayo de penetración estándar mide la resistencia que ofrece el terreno a la hincada de un útil, a diferentes profundidades. Este ensayo se realiza de forma paralela a la realización del sondeo mecánico, por lo que permite recuperar las muestras alteradas para posteriormente analizarlas en el laboratorio.

De forma resumida, el ensayo consiste en medir el número de golpes necesarios para introducir la cuchara 60 cm, medidos en intervalos de 15 cm, aunque solo se tendrán en cuenta los dos intervalos intermedios. Como resultado del ensayo, se obtendrá el índice  $N_{30}$ , que hace referencia al número de golpes necesarios para poder profundizar 30 cm. Cabe destacar que, si se supera la cantidad de 50 golpes y no se ha podido atravesar alguno de los intervalos, se finalizará el ensayo y se constatará como “rechazo”. La descripción detallada del procedimiento del ensayo se recoge en la UNE EN ISO 22476-3: 2006.

En general este ensayo suele ser indicado para suelos granulares mientras que para suelos cohesivos deben de emplearse con prudencia y tomarlos como datos orientativos. Para ambos casos, debido a las variaciones significativas que puede presentar los datos reales con los teóricos, son varios los autores que aconsejan utilizar factores de corrección. Según la UNE EN ISO 22476-3: 2006 los valores obtenidos del ensayo SPT deben ser afectados por los siguientes factores de corrección:

- **Energía transmitida a las barras de hincada**

El primero de los factores, se debe principalmente a que hasta los años 1990 todavía se seguía utilizando un procedimiento manual, en el cual el rozamiento y otros factores hacían que la energía de golpeo que se aplicaba en el ensayo fuese menor que la teórica (del orden del 60 % de la teórica). Posterior a esa fecha se empezaron a implementar sistemas automáticos, que mejoraron el rendimiento y eliminaron parte de la fricción. Debido a eso y que la mayoría de las correlaciones se siguen aplicando con las fórmulas que se desarrollaron con el método antiguo, es necesario corregir los valores obtenidos. Para ello se debe hacer uso del siguiente factor de corrección:

$$\frac{E_r}{60}$$

Siendo:

- $E_r$ : Porcentaje de energía de golpeo.

Algunas investigaciones realizadas en las últimas décadas han permitido obtener medidas reales de la energía de golpeo, mediante la utilización de instrumentos como acelerómetros y extensímetros en los ensayos. Como resultado, se han obtenido valores

aproximados del porcentaje de energía de golpeo con métodos automáticos, en función de la profundidad, los cuales se exponen a continuación:

- Profundidades de 2 a 6 m:  $\frac{Er}{60} = 1.15$
- Profundidades de 6 a 10 m:  $\frac{Er}{60} = 1.3$
- Profundidades mayores a 10m:  $\frac{Er}{60} = 1.35$

• **Pérdidas de energía debidas a la longitud del varillaje**

La longitud de varillaje debajo de la cabeza de impacto, es otro de los factores que debe ser estudiado. Si el varillaje es mayor a 10 m, no se deberá aplicar ninguna corrección, en caso contrario se deberá aplicar un factor de corrección dependiendo de la longitud del varillaje, como se expone en la Tabla 7.

Tabla 7. Factores de corrección debido a la longitud total del varillaje. Fuente: UNE-EN ISO 22476-3-2006.

Longitud de varillaje debajo de la cabeza de impacto m	Factor de corrección $\lambda$
>10	1,0
6 a 10	0,95
4 a 6	0,85
3 a 4	0,75

• **Efecto de la sobrecarga del terreno**

Como último de los factores a tener en cuenta en la corrección del SPT, se encuentra la tensión vertical debida a la sobrecarga del terreno. Para ello es necesario conocer la tensión vertical en efectivas y el índice de densidad en el punto ensayado.

Tabla 8. Factores de corrección CN en función de la tensión vertical  $\sigma'v$ . Fuente: UNE-EN ISO 22476-3-2006.

Tipo de consolidación	Índice de densidad $I_D$ %	Factor de corrección $C_N$
Normalmente consolidado	40 a 60	$\frac{200}{100+\sigma'_v}$
	60 a 80	$\frac{300}{200+\sigma'_v}$
Sobreconsolidado	–	$\frac{170}{70+\sigma'_v}$

Otra expresión valida que permite obtener el factor de corrección es la siguiente expresión:

$$C_N = \sqrt{\frac{98}{\sigma'_v}}$$

De forma general, los factores de corrección  $C_N$  no deberán ser mayores a 2.

### 5.2.2 RESULTADOS DE ENSAYOS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPT CORREGIDAS

Explicado los factores de corrección que intervienen en el ensayo SPT y que deberán ser considerados dependiendo de las circunstancias del ensayo, se establece la siguiente ecuación:

$$N_{60} = \frac{Er}{60} * \lambda * C_N * N_{30}$$

Siendo:

- $N_{60}$ : Valor del ensayo SPT corregido.
- $Er$ : Porcentaje de energía de golpeo.
- $\lambda$ : Factor de corrección por el efecto de la longitud del varillaje.
- $C_N$ : Factor de corrección por el efecto de la sobrecarga al terreno.
- $N_{30}$ : Numero de golpes en ensayo SPT.

El estudio geotécnico elaborado, contó con un total de 5 ensayos SPT a distintas profundidades, todas ellas en el único sondeo realizado. En la siguiente tabla, se especifican los valores que deberían haberse utilizado en las correlaciones y los parámetros que los determinan:

Tabla 9. Resultados de ensayos SPT corregido. Fuente: Elaboración propia.

	Profundidad	$N_{30}$	$Er/60$	$\sigma'_v$	$\lambda$	$C_n$	$N_{60}$
<b>SPT-S1</b>	2.40-3.00	18	1.15	50.81	0.75	1.39	<b>22</b>
<b>SPT-S1</b>	11.10-11.21	Rechazo					
<b>SPT-S1</b>	13.60-14.20	14	1.35	237.39	1	0.64	<b>12</b>
<b>SPT-S1</b>	17.00-17.60	34	1.35	277.72	1	0.59	<b>27</b>
<b>SPT-S1</b>	19.70-20.30	28	1.35	309.74	1	0.56	<b>21</b>

Los valores obtenidos corresponden solamente al Nivel Geotécnico I “Suelos detríticos finos”, ya que el único ensayo SPT realizado en el Nivel Geotécnico II “Suelos detríticos gruesos” superó los 50 golpes en el primer intervalo. Como se puede apreciar en la Tabla 9, los valores corregidos han variado significativamente, siendo el valor medio del Nivel I de 21 golpes.

Cabe destacar que la GCOC establece que los ensayos SPT deben ser ejecutados con espaciamientos regulares, entre 1 a 3 metros, por lo que se concluye que el estudio no cumple con dicha condición, ya que entre lo 3 m a los 11.10 m de profundidad no se realizó ningún ensayo SPT.

### 5.3 MUESTRAS Y ENSAYOS DE LABORATORIO

Con el propósito de poder determinar las propiedades geotécnicas del terreno, es necesario obtener muestras inalteradas que permitan conocer las características de este. La GCOC establece una cantidad mínima de 3 muestras inalteradas la cual podrá incrementarse según el tipo de obra y el área del proyecto. Para poder ser considerada como muestra inalterada deberá cumplir las propiedades expuestas en el apartado del 3.4.5 de la GCOC.

En cuanto a los ensayos de laboratorio, se exigirá como mínimo según la GCOC, los siguientes ensayos:

- Todas las muestras se someterán a ensayos de identificación sencillos (granulometría, límites de Atterberg).
- Al menos dos muestras representativas de cada terreno se someterán a ensayos de identificación más completos (mineralogía, pesos específicos, densidades extremas en arenas).
- Todas las muestras inalteradas se ensayarán para determinar su densidad y su humedad natural.
- Cada terreno se caracterizará con, al menos, dos ensayos de resistencia y deformabilidad en laboratorio.

En caso de ser necesario se ampliará el número de ensayos y se ajustará el programa geotécnico una vez se van conociendo las propiedades del terreno.

Otra de las normativas que establecen los requerimientos que se deben seguir para el correcto reconocimiento del terreno, es el Documento Básico de Seguridad Estructural de Cimientos (DB SE-C). En el apartado 3.2.6. correspondiente a “Ensayos de laboratorio” se expone de forma orientativa, el tipo y número de ensayos que deberían realizarse en superficies de hasta 2000 m<sup>2</sup>, para distintos tipos de terrenos, siendo el que más se asemeja al proyecto en cuestión, el Terreno Favorable (T-1).

En la Tabla 10, se puede apreciar como de forma general, se sigue el mismo tipo y cantidad de ensayos en comparación a lo establecido en la GCOC, siendo ligeramente superior el número de ensayos requeridos de resistencia y deformabilidad en el DB SE-C.

Tabla 10. Número orientativo de determinaciones in situ o ensayos de laboratorio. Fuente: DB SE-C.

Propiedad	Terreno	
	T-1	T-2
Identificación		
Granulometría	3	6
Plasticidad	3	5
Deformabilidad		
Arcillas y limos	4	6
Arenas	3	5
Resistencia a compresión simple		
Suelos muy blandos	4	6
Suelos blandos a duros	4	5
Suelos fisurados	5	7
Resistencia al corte		
Arcillas y Limos	3	4
Arenas	3	5
Contenido de sales agresivas	3	4

Los ensayos de laboratorio ejecutados en el estudio geotécnico son los siguientes:

Tabla 11. Tipo, descripción y número de ensayos en laboratorio.

Propiedad	Designación	Unidades
Identificación	Análisis granulométrico por tamizado (UNE 103101/95)	3
Identificación	Determinación de los límites de Atterberg (UNE 103103/94 y 103104/93)	3
Estado	Determinación de la humedad natural (UNE 103300/93)	2
Estado	Densidad de las partículas. Método del picnómetro de fluido (NE EN ISO 17892-3:2018 APDO. 6.1)	2
Resistencia	Ensayo de rotura a compresión simple en suelos (UNE 103400/93)	2
Resistencia	Ensayo de corte directo CD (UNE 103401/93)	1
Contenido químico	Contenido en sulfatos en suelos (Anejo 5 EHE)	1
Contenido químico	Análisis químico del agua (Anejo 5 EHE)	1

Comparando el número de ensayos de laboratorio realizados con los valores orientativos en ambas normativas, destaca la ausencia de ensayos de deformación, como podría ser el caso de ensayos edométricos, que permitan conocer la compresibilidad de los suelos bajo cargas verticales, tomando mayor relevancia su ausencia, por la presencia de arcillas en gran parte del terreno estudiado.

Por otra parte, en el caso de los ensayos de resistencia realizados, estos tres corresponden al Nivel I “Suelos detríticos finos”, por lo que no se cuenta con ningún ensayo de laboratorio correspondiente a la resistencia del Nivel II “Suelos detríticos gruesos”, siendo ensayos de grandes importancias en el estudio geotécnico.

De forma general será necesario la realización de un mayor número de ensayos en los dos niveles analizados para una mejor caracterización del terreno, con un número de ensayos que considere como mínimo lo expuesto en ambas normativas.

#### 5.4 NIVEL FREÁTICO

Conocer con exactitud la cota del nivel freático y sus posibles oscilaciones, constituye un factor de gran importancia a tener en cuenta no solo en el correcto diseño de la estructura sino también en fase constructiva.

Considerando que en el estudio geotécnico solo se realizó un sondeo en el que se localizó el nivel freático a una profundidad de 8 m, no es posible realizar comparaciones.

Es necesario realizar mas sondeos que permitan tener un valor más preciso del nivel freático y la utilización de elementos que permitan medir las fluctuaciones del nivel del agua en un periodo de tiempo determinado.

#### 5.5 PARÁMETROS NO ESPECIFICADOS

Algunos de los parámetros reflejados en el informe geotécnico, no cuentan con el procedimiento establecidos para su obtención ya que han sido estimados según normativas o autores, como es el caso de los parámetros del módulo de deformación, coeficiente de balasto o coeficiente de permeabilidad. Como se ha expresado en el apartado 5.3, será necesario de un mayor número de ensayos que permitan caracterizar de forma detallada los suelos analizados, reduciendo así las suposiciones.

#### 5.6 CONCLUSIONES

La campaña geotécnica realizada nos permite entender las características del suelo de forma general. Para posteriores etapas del proyecto será necesario realizar un estudio geotécnico más completo que garantice la correcta descripción del terreno.

Teniendo en cuenta que la estructura proyectada deberá soportar y transmitir varias cargas al terreno, como son las ejercidas por los vehículos y trenes, es necesario que las características del terreno sean correctamente definidas, para ello se requerirá de al menos un mínimo de dos sondeos con los suficientes ensayos in situ y de laboratorio.

En cuanto a los ensayos in situ, para el caso de los ensayos de penetración estándar (SPT) será necesario utilizar factores de corrección debido a las variaciones significativas que pueden presentar los datos reales con los teóricos.

Por otra parte, será necesario la realización de un mayor número de ensayos de identificación, deformabilidad, resistencia y contenido químico, para los suelos analizados, que permitan definir con mayor detalle las características geotécnicas del terreno.

Por último, al no disponer de mas sondeos, solo se cuenta con un dato sobre el nivel freático, por lo que será fundamental disponer de más sondeos con los que definir la verdadera cota del nivel del agua y la utilización de elementos que permitan medir las fluctuaciones del nivel del agua en un periodo de tiempo determinado.

## 6 CONDICIONANTES TÉCNICOS Y ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

Como parte de los diseños geotécnicos para la construcción del paso inferior bajo la vía ferroviaria de la línea Rafelbunyol-Aeroport, a la altura de la avenida del Cid en el municipio de Foios, se pretende realizar en este apartado un análisis y valoración de alternativas para la ejecución del paso inferior que permita la supresión del actual paso a nivel, con el objetivo de identificar la solución técnica más favorable, con la cual se minimice la incidencia sobre la continuidad del servicio ferroviario de la línea Rafelbunyol–Aeroport.

El completo análisis y proceso realizado para la descripción y posterior elección de la mejor alternativa se detalla en Anexo N<sup>o</sup>3 “Condicionantes técnicos y estudio de alternativas”

### 6.1 CONDICIONANTES PREVIOS

El objetivo del presente apartado es la identificación y valoración de diferentes soluciones técnicas y constructivas que permitan la supresión del actual paso a nivel mediante la construcción de un paso inferior. Las condiciones actuales de flujo vehicular, tanto para la Avenida del Cid como la Calle San José, la línea de tren Rafelbunyol-Aeroport, y la franja peatonal definida a lo largo de la Avenida del Cid en su costado norte, deben mantener su continuidad y operatividad en la zona de proyecto, una vez la infraestructura propuesta sea puesta en operación y servicio.

No se valorarán emplazamientos distintos al ya descrito en el presente documento. De igual forma, no se consideran para la definición de las alternativas la construcción de un paso superior, no solo por el impacto visual que este generaría, sino también por las restricciones urbanísticas identificadas en las zonas de estudio.

Las alternativas a evaluar consideran la ejecución de pantallas de pilotes y muros de contención en los accesos al paso inferior, destinados no solo a la retención de tierras durante la realización de las obras sino también como elementos estructurales definitivos que han de mantenerse durante todo el período de operación y servicio de la obra propuesta, reduciendo el riesgo de afectación de las cimentaciones y de la estabilidad de las edificaciones e instalaciones cercanas a la zona de intervención.

Las dimensiones internas útiles definidas para el paso inferior son ancho 10,0 m, longitud 15,0 m, y alto 4,5 m, ver (Figura 6). Las dimensiones finales de la estructura dependerán de los espesores definidos en cada una de las alternativas a considerar.

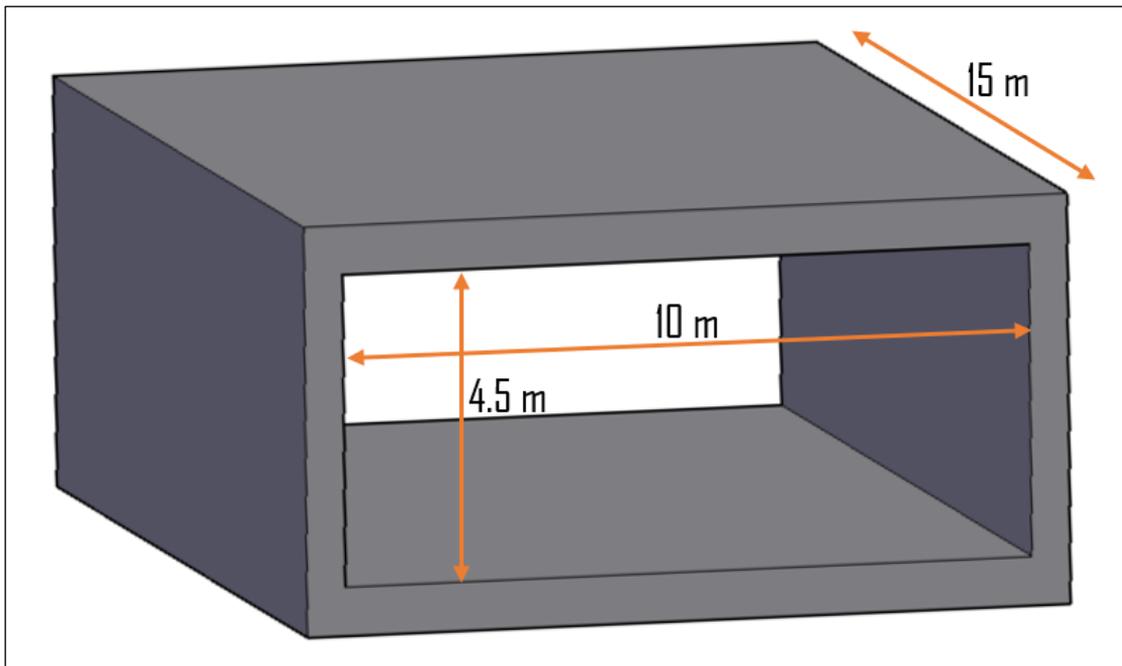


Figura 6. Diseños 3D del paso inferior. Fuente: Elaboración propia.

Como se ha descrito previamente, el ancho útil del paso inferior es de 10 m, correspondiente a la sección tipo de la avenida del Cid (dos carriles de 3,25 m y arcenes de 0,50 m) más una acera peatonal elevada con un ancho de 2 m en el costado sur y otra acera de 0,5 m en el costado norte. En cuanto a la longitud del cajón, este contará con un largo de 15 m, lo que permitirá acomodar tanto la sección de la línea ferroviaria del metro Rafelbunyol-Aeroport, como también dar acceso a las zonas de cultivo, dando continuidad desde la calle San José.

## 6.2 ALTERNATIVAS

Las alternativas que se van a estudiar para la ejecución del paso inferior que permita la supresión del actual paso a nivel, son las siguientes:

- Alternativa 0: Mantener la situación actual sin modificaciones.
- Alternativa 1: Cajón in situ mediante método Top Down
- Alternativa 2: Ripado de vía y construcción de cajón mediante elementos prefabricados.
- Alternativa 3: Apeo de vía y empuje del cajón

### 6.2.1 ALTERNATIVA 0

Esta alternativa consiste en la conservación del paso a nivel, tal y como se encuentra en la actualidad, sin ninguna modificación, lo que implicaría, seguir manteniendo el riesgo de posibles accidentes por colisión entre vehículos o peatones con el metro.

Teniendo en cuenta que el objeto del presente documento corresponde al diseño geotécnico de una posible solución para la supresión del paso a nivel, esta alternativa no será contemplada dentro del análisis multicriterio.

## 6.2.2 ALTERNATIVA 1 – PASO INFERIOR IN SITU MEDIANTE EL MÉTODO TOP DOWN

Esta solución contempla el corte de la vía ferroviaria debido a la construcción del paso inferior en el lugar de su emplazamiento definitivo. Este corte de la vía supondría la interrupción del servicio actual de la línea de metro, aunque a diferencia de otros pasos inferiores realizados “in situ”, este no requerirá de la ejecución completa de la obra para la puesta en funcionamiento de la línea de metro ya que se hará uso del método constructivo “Top Down”, el cual permitirá desde una fase intermedia del proyecto, volver a dar funcionamiento a la línea ferroviaria. En la Figura 7 se presentan las fases constructivas de este método.

Esta propuesta consiste en la ejecución de una pantalla de pilotes tangentes, con un diámetro de 0.6 m. Estos pilotes se realizarán en ambos costados de la vía, desde el inicio de la boca de entrada hasta el final de la boca de salida.

Cabe destacar que la ejecución de la pantalla de pilotes se realizará en dos fases. En la primera fase se realizarán los pilotes que no afectan al servicio de la red de metro y en la segunda ya con el corte de la vía realizado se ejecutarán los pilotes restantes.

Con la pantalla de pilotes ya elaborada se realiza una primera excavación hasta la cota prevista para la conformación de la losa superior (puede ser prefabricada o in situ), con un espesor de 1.0 m. Esta se realizará sobre el mismo terreno por lo que se reducirá notoriamente el uso de encofrados.

Una vez la losa superior tiene la suficiente resistencia, se vuelve a reconstruir la plataforma ferroviaria para volver a dar servicio a la línea de metro lo más pronto posible.

Mientras que se realizan los trabajos del condicionamiento de la plataforma ferroviaria, también se van adelantando los trabajos de excavación dentro del interior del paso inferior hasta la cota establecida para la conformación de la losa inferior.

Previo a la ejecución de la losa inferior, se realiza un vertido de hormigón de limpieza, el cual permitirá nivelar y homogeneizar la superficie donde apoyará el hormigón de la losa inferior.

Las fases constructivas correspondientes a las obras de construcción de este falso túnel realizado con el procedimiento “Top Down”, se resumen a continuación:

- Desbroce, limpieza del terreno y preparación de la superficie para la ejecución de las pantallas de pilotes en las rampas.
- Ejecución de pantallas de pilotes de las rampas.
- Construcción de viga de atado para las cabezas de pilotes de las rampas.
- Corte de vía ferroviaria
- Desbroce, limpieza del terreno y preparación de la superficie para la ejecución de las pantallas de pilotes restantes.
- Ejecución de pantallas de pilotes intermedios.

- Excavación hasta la cota de la losa superior del túnel artificial, preparación de la superficie y vertido de capa de 10 cm hormigón de limpieza.
- Colocación de las armaduras pasivas y hormigonado de la losa superior.
- Construcción de plataforma ferroviaria sobre losa superior
- Excavación para vaciado del interior del túnel artificial.
- Construcción de la solera, revestimiento y acabados del túnel.

Para un mejor entendimiento se ha elaborado un croquis con las distintas fases del proceso constructivo (ver Figura 6).

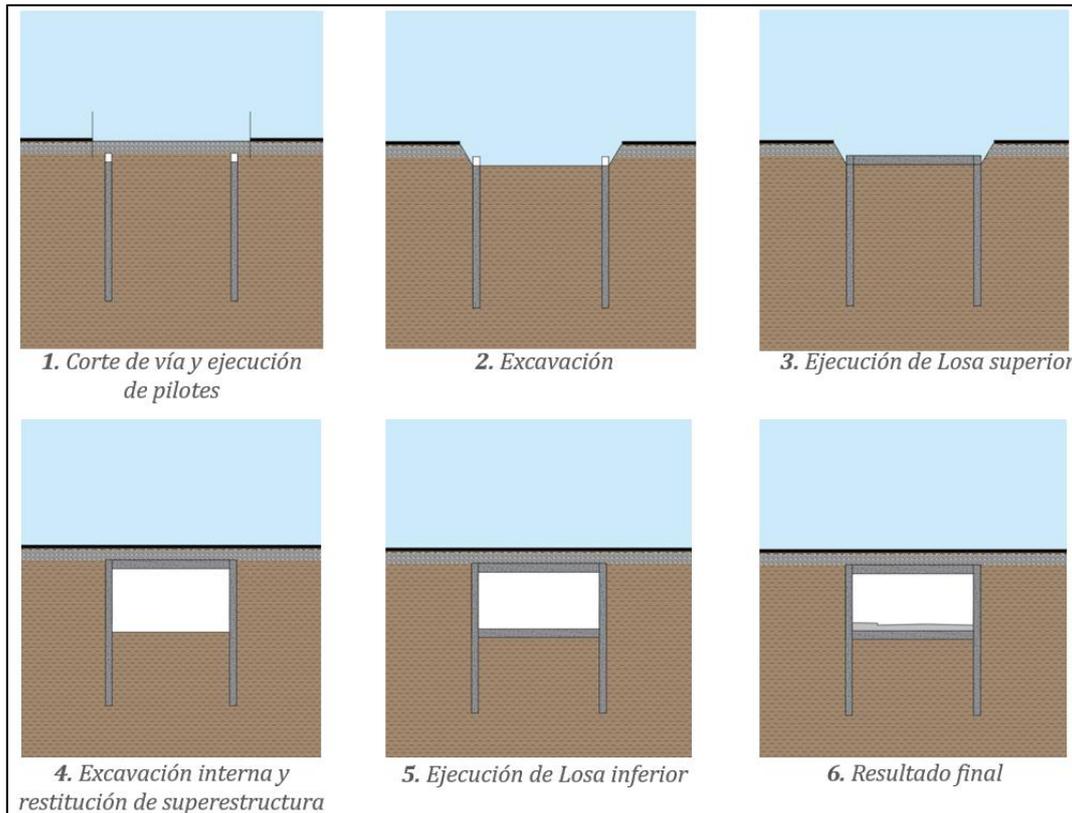


Figura 7. Esquema de fases constructivas. Alternativa 1. Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 7 se detalla una vista en planta de la primera fase del proceso constructivo, en el que se ve reflejado el corte de vía a 1,5 metros de distancia de la pantalla de pilotes y la longitud total de la pantalla de pilotes.

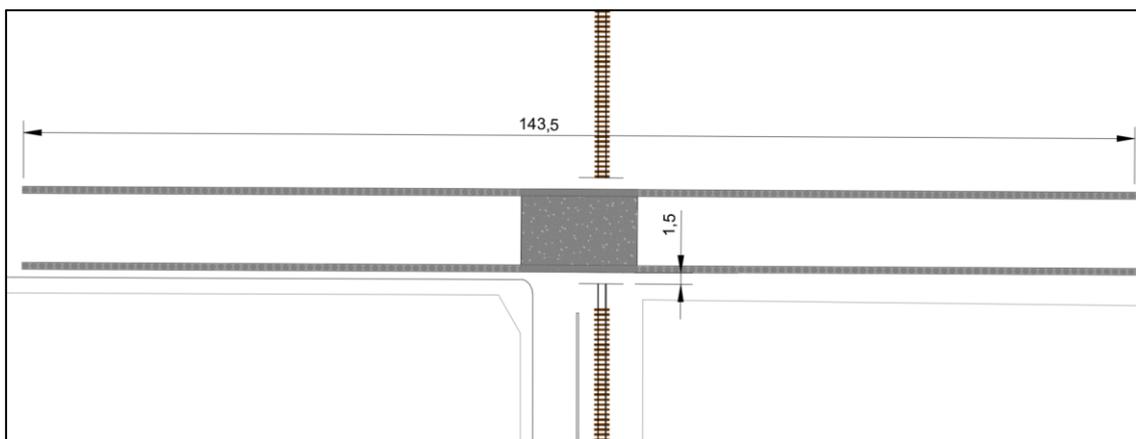
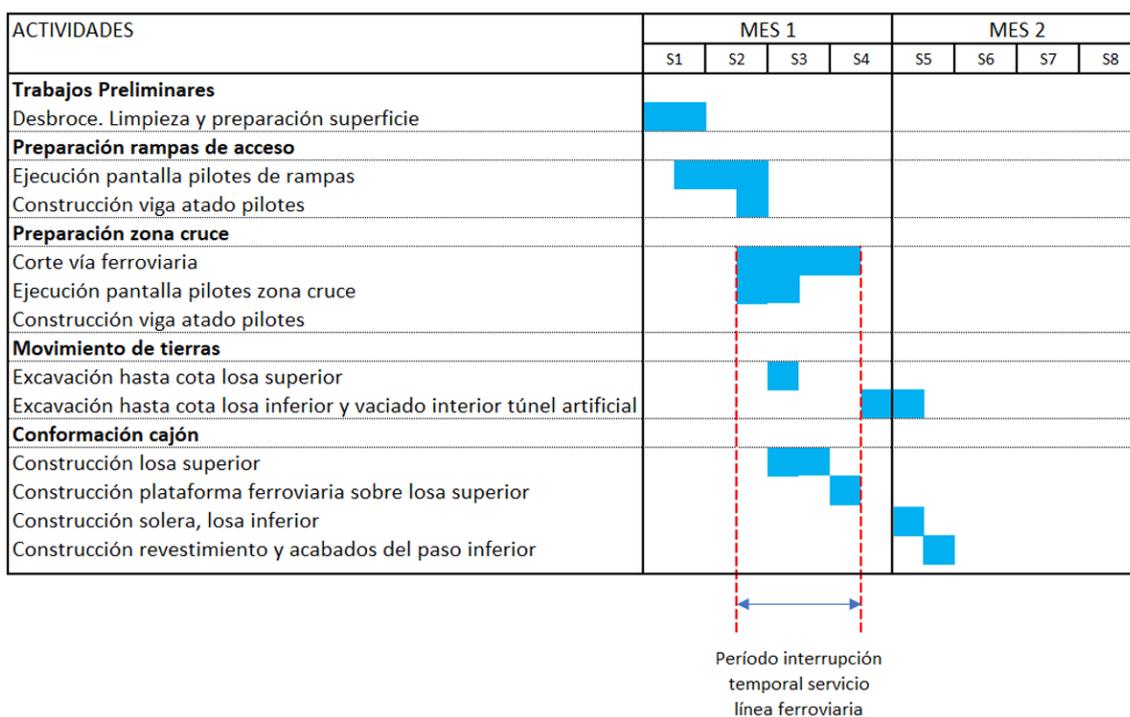


Figura 8. Vista en planta Alternativa 1. Fase 1. Fuente: Elaboración propia.

En cuanto a la duración estimada de las obras, en la Tabla 12, se representa un cronograma el con las actividades consideradas en la Alternativa 1

Tabla 12. Plan de obra Alternativa 1. Fuente: Elaboración propia.



Para la estimación económica de los costes de esta alternativa, se hizo uso de las bases de precios proporcionadas por ADIF, FGV y CYPE Ingenieros, S.A.. Los precios usados al igual que las mediciones se detallan en el Anexo N°6 “Valoración económica”. Como resultado se obtuvo un presupuesto de ejecución material para la Alternativa 1, de 892,291.09 €.

### 6.2.3 ALTERNATIVA 2 – RIPADO DE VÍA Y CONSTRUCCIÓN DE CAJÓN MEDIANTE ELEMENTOS PREFABRICADOS.

Esta alternativa conlleva la ejecución del paso inferior sin la afectación en la continuidad del servicio de metro, mediante un procedimiento de ripado de la vía ferroviaria. Este método estará dividido en dos grandes fases, que vendrán determinadas por la ubicación de las vías, debido al desplazamiento lateral de ellas con la finalidad de realizar las obras sin la paralización de los servicios de metro.

El paso inferior se podría realizar mediante un cajón “in situ”, aunque esto generaría una mayor duración de los tiempos, por lo que se plantea la ejecución de este mediante la combinación de elementos prefabricados (hastiales y dintel) y otros realizados “in situ” (losa de cimentación y losa de compresión sobre dinteles), dando lugar a un conjunto que trabaja de forma monolito.

Al igual que en las otras alternativas, las rampas de acceso al paso inferior estarán conformadas por pantallas de pilotes, aunque en este caso la parte central no necesitará de la construcción de este tipo de cimentaciones ya que el mismo cajón será el encargado de soportar los empujes.

Durante la fase de construcción se ha de ejecutar el hincado de tablestacas en la parte central del paso inferior, para sostener de manera provisional el terreno, mientras se realizan los trabajos.

Como se ha expresado previamente, los trabajos constarán de dos grandes fases. La primera fase corresponde a la construcción de 7,5 m del paso inferior, en su ubicación definitiva (ver Figura 8). Para ello será necesario del ripado de la vía en dirección hacia la C/ San José. Este desplazamiento transversal de la plataforma ferroviaria empezará y finalizará a una distancia de 85 m desde el eje longitudinal del paso inferior, lo cual permitirá un desplazamiento transversal máximo de 6 m en la zona de construcción del paso inferior.

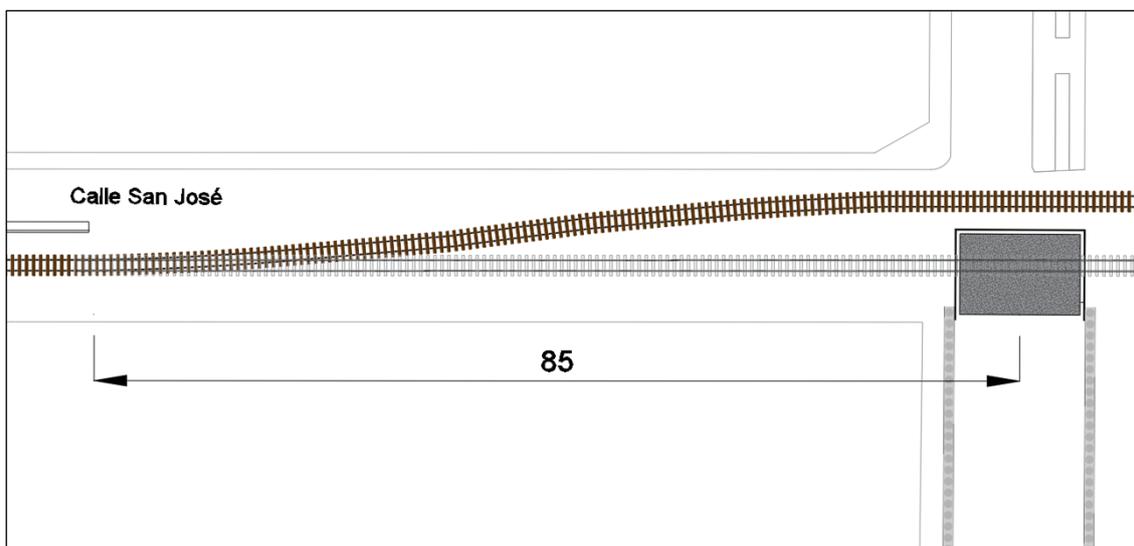


Figura 9. Vista en planta Alternativa 2. Fuente: Elaboración propia.

Posterior al ripado de la vía, se ejecutará el hincado de las tablestacas, con una separación de 0.4m con el cajón propuesto. Esta pantalla de tablestacas se dispondrá en todo el perímetro a excepción de la cara donde estará ubicada la rampa de acceso. En la Figura 9, se muestra un detalle de las actividades a realizar en primera fase, donde se refleja la separación de 2,1m que hay entre la pantalla de tablestacas y la ubicación provisional de los ejes después de realizar el ripado de la vía.

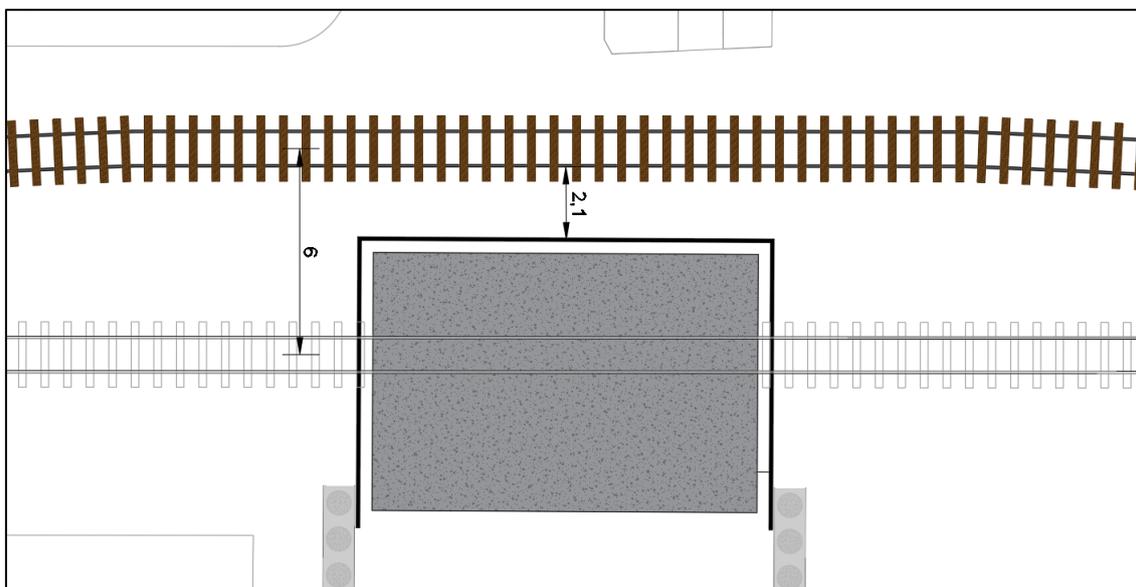


Figura 10. Vista en detalle de Alternativa 2 Fase 1. Fuente: Elaboración propia.

Una vez se han realizado los muros pantallas del acceso sureste, el hincado de las tablestacas perimetrales del cajón y la excavación del terreno hasta la cota determinada, se procede con la construcción de la primera parte del paso inferior, para ello se vierte una capa hormigón en masa de 10 cm de espesor, que permitirá regularizar el terreno sobre la que apoyará la estructura.

Con la solera de hormigón en masa ya endurecida, se procede a la colocación de los hastiales prefabricados en su posición definitiva y al ferrallado de la losa de cimentación, para su posterior hormigonado.

Los hastiales que se dispondrán serán módulos prefabricados con una longitud de 2,5m, con una capacidad resistente suficiente para soportar las cargas del terreno y transmitir las sollicitaciones generadas por el paso de los trenes y los vehículos. Teniendo en cuenta las dimensiones del cajón, será necesario de un total de 12 hastiales.

Ya con la losa de cimentación endurecida se procede a la colocación de las losas prefabricadas del dintel sobre los hastiales, en las que se dispondrá la armadura superior del dintel y por último el hormigonado de la capa de compresión.

Una vez se finaliza la construcción de la primera parte del paso inferior, se rellena los trasdoses de los hastiales y se vuelve a reconstruir la superestructura ferroviaria, para dar de nuevo servicio a la vía ferroviaria en su posición definitiva.

La segunda fase de este proceso constructivo empieza con el desplazamiento de las vías, pero en este caso a su posición definitiva, permitiendo así finalizar el paso inferior restante.

El proceso constructivo de esta fase es muy similar al realizado en la primera, a diferencia que en esta situación solo será necesario el hincado de las tablestacas en los laterales para la contención de las tierras. A continuación, en la Figura 10 se presenta un detalle de las actividades a realizar en la fase 2.

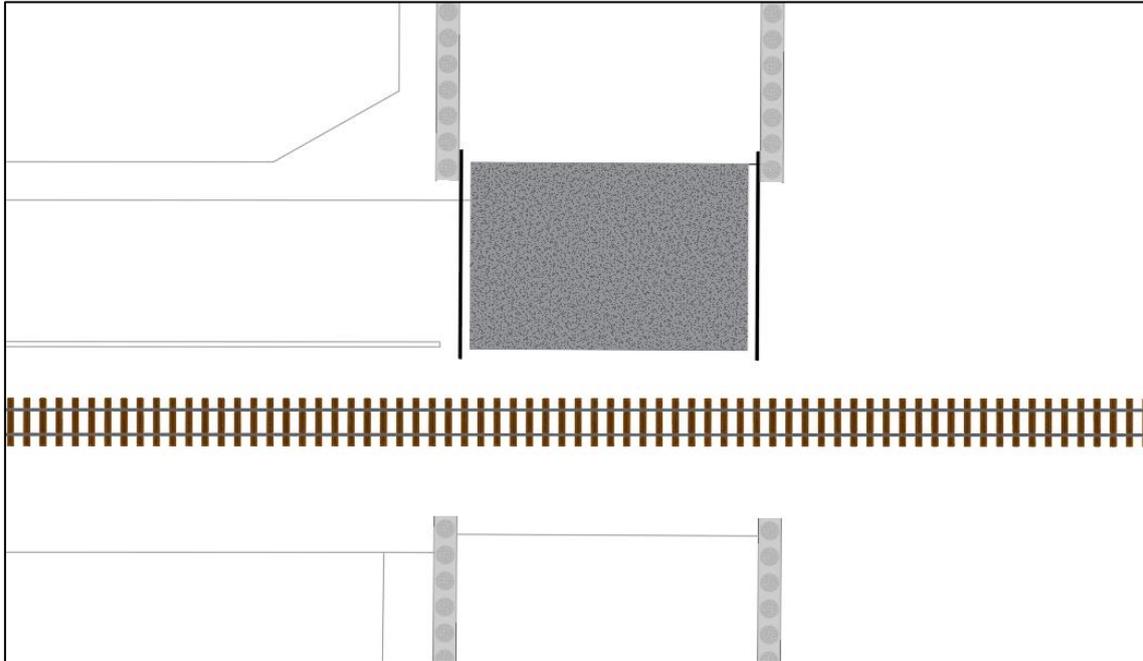


Figura 10. Vista en detalle de Alternativa 2 Fase 2. Fuente: Elaboración propia.

Aunque esta alternativa no conlleva interrupción del sistema ferroviario, se debe tener en cuenta que durante las tareas de ripado de la vía, no se podrá dar funcionamiento al servicio de metro entre las estaciones Albalat dels Sorells y Foios.

Las actividades comprendidas en el proceso constructivo de este paso inferior, realizado gracias a un ripado previo, se resumen a continuación:

### **Fase 1**

1. Demolición de muro separativo de la vía de tren con la Calle San José
2. Ripado de vía
3. Ejecución de pantalla de pilotes del acceso sureste.
4. Hincado de pantalla de tablestacas perimetrales del cajón
5. Excavación hasta la cota especificada.
6. Vertido de capa de hormigón en masa de espesor de 10 cm
7. Colocación y nivelación de hastiales prefabricados.
8. Ferrallado y hormigonado de losa de cimentación.
9. Colocación de los dinteles prefabricados.

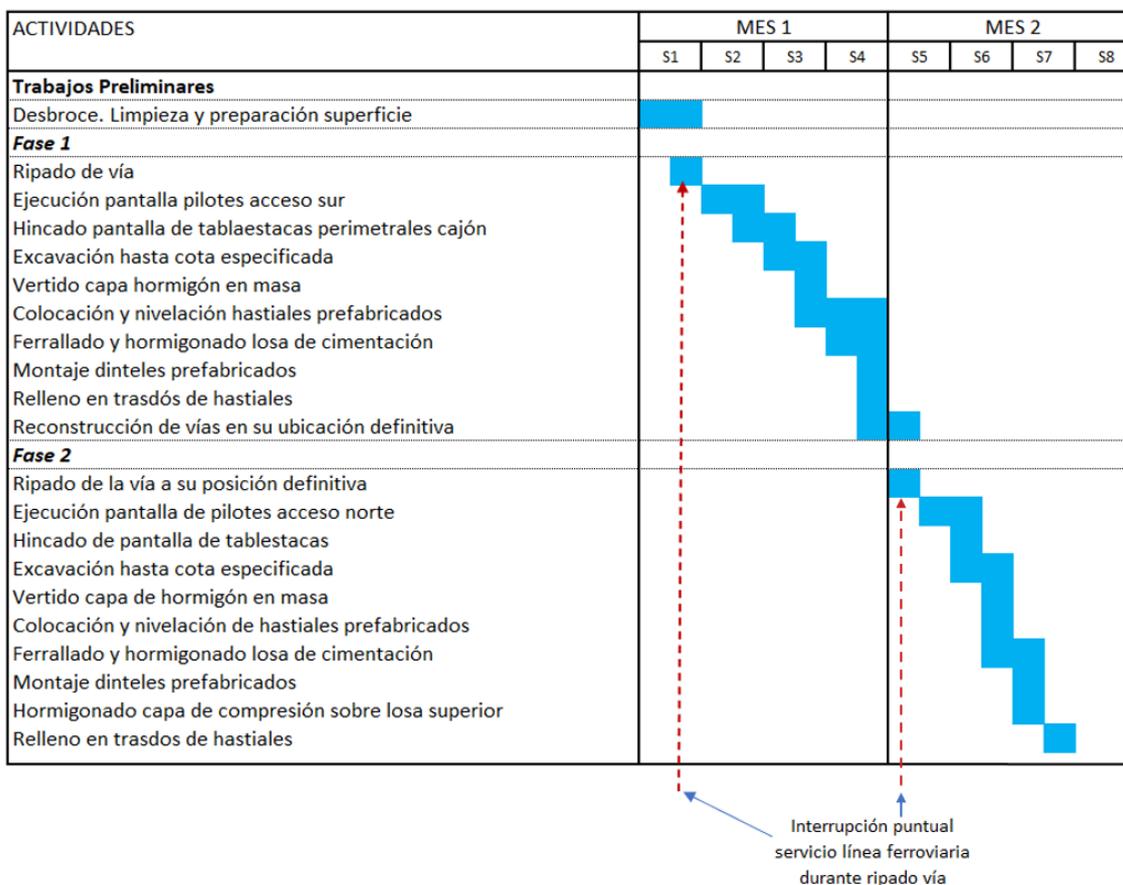
10. Hormigonado de capa de compresión sobre losa superior.
11. Relleno en trasdos de hastiales,
12. Reconstrucción de vías en su ubicación definitiva

**Fase 2**

1. Ripado de la vía a su posición definitiva
2. Ejecución de pantalla de pilotes del acceso noroeste.
3. Hincado de pantalla de tablestacas.
4. Excavación hasta la cota especificada.
5. Vertido de capa de hormigón en masa de espesor de 10 cm
6. Colocación y nivelación de hastiales prefabricados.
7. Ferrallado y hormigonado de losa de cimentación.
8. Colocación de los dinteles prefabricados.
9. Hormigonado de capa de compresión sobre losa superior.
10. Relleno en trasdós de hastiales.

El plan de obra estimado para la ejecución de esta alternativa se detalla a continuación.

Tabla 13, Plan de obra Alternativa 2. Fuente: Elaboración propia.



Para la estimación económica de los costes de esta alternativa, se hizo uso de las bases de precios proporcionadas por ADIF, FGV y CYPE Ingenieros, S.A.. Los precios usados al igual que las mediciones se detallan en el Anexo Nº6 “Valoración económica”. Como resultado se obtuvo un presupuesto de ejecución material para la Alternativa 2, de 884,126.23 €.

#### 6.2.4 ALTERNATIVA 3 – APEO DE VÍA Y EMPUJE DEL CAJÓN

Esta alternativa se basa en la construcción de un paso inferior “in situ” con una disposición tipo marco al costado de su emplazamiento definitivo, para su posterior desplazamiento mediante un empuje oleodinámico hasta su posición definitiva.

A diferencia de las otras dos alternativas, no será necesario la paralización del tráfico ferroviario en ningún momento, aunque si se requerirá limitar la velocidad de circulación de los trenes mientras se realizan las obras.

El primer paso dentro de esta opción, al igual que en la alternativa 2, consiste en la ejecución de la pantalla de pilotes en las rampas de acceso al paso inferior, aunque en este caso en la misma fase. Con las pantallas ya construidas, se procede a la excavación de terreno en ambos costados de la vía, aunque en el costado norte, deberá realizarse hasta una profundidad adicional de 0,2 m, para poder garantizar la construcción de la solera de deslizamiento, en la cual se ejecutará y se desplazará el cajón.

La función principal de la solera de deslizamiento es generar un plano horizontal que permita el deslizamiento del cajón, y su vez que sirva como encofrado para la construcción del cajón. En las Figuras 11 y 12 se presenta el detalle de la estructura de empuje y del sistema de apeo del cajón.

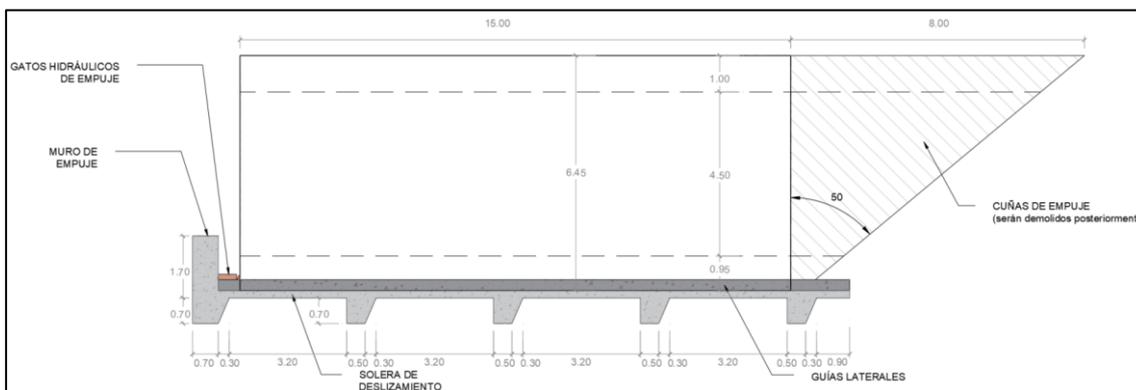


Figura 11. Detalle Estructura de empuje. Fuente: Elaboración propia.

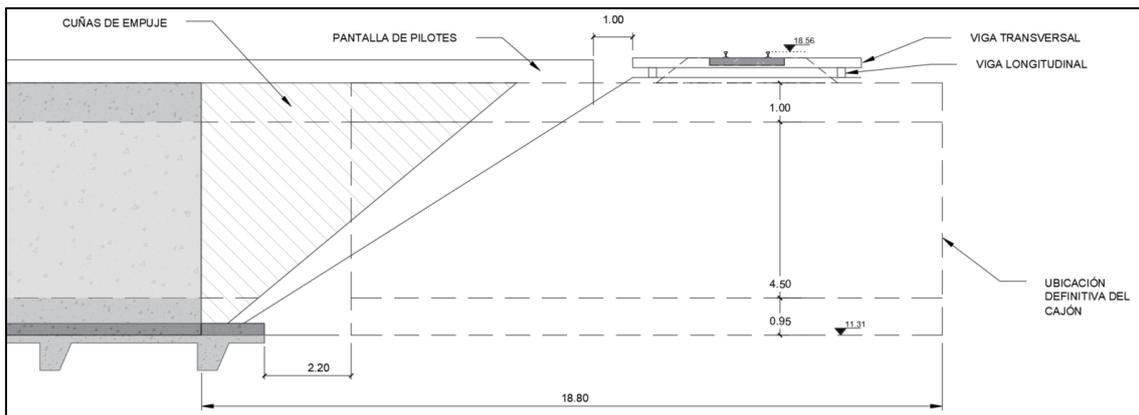


Figura 12. Detalle Apeo de vía. Fuente: Elaboración propia.

Otros de los elementos fundamentales en este procedimiento constructivo, son los siguientes:

- Muro de reacción, sobre el cual los gatos empujan la estructura.
- Lamina galga que se encuentra entre la solera de deslizamiento y el cajón que impide la adherencia y facilita su desplazamiento.
- Murete guía que mantiene la alineación del cajón mientras se produce el desplazamiento.

Ya con la solera de deslizamiento y contruidos los otros elementos previamente mencionados, se empieza la construcción del cajón hormigón "in situ". Como se ha indicado previamente las dimensiones internas del cajón serán de 10m x 4.5m, mientras que las externas serán de 11,3m x 6,45m, con muros de espesor de 0,65 m, losa superior 1,0m y losa inferior 0,95m.

En cuanto a la geometría del cajón, hay que destacar la forma de cuchillas como cuñas con las que cuentan los estribos más próximos a las vías. Esto es debido, a que, con esta forma, el cajón presenta una menor resistencia al avance dentro del terreno, facilitando así el hincado de este. La inclinación que cuentan las cuchillas es de 50 grados, siendo un valor normalmente usado en otros proyectos similares. Respecto al empuje oleodinámico del cajón, se hará uso de gatos que se apoyarán sobre el muro de reacción. Una vez se haya finalizado el proceso de hincado, serán desmontados los gatos hidráulicos y se procederá a domoler el muro de reacción.

Antes de empezar con el hincado del cajón, se procede a realizar el apeo de la vía, para lo cual será necesario demoler el pavimento asfáltico existente con el propósito de dejar los carriles vistos.

La función del sistema de apeo es generar una estructura auxiliar que refuerce la vía longitudinal y transversalmente, con la intención de permitir el paso de trenes con la suficiente seguridad para resistir los esfuerzos producidos por el paso de estos mientras se está realizando el empuje del cajón. Este sistema está compuesto por un conjunto de traviesas metálicas que se intercalan entre las traviesas existentes de la vía y por un conjunto de vigas de apeo lateral (ver figura 13).

Con las vías del tren ya reforzadas, da comienzo la fase de traslación del cajón. Para ello se instalan los gatos hidráulicos que empujarán y trasladarán el cajón, los cuales se apoyan sobre el muro de reacción elaborado previamente.

Por motivos de seguridad, el empuje del cajón se realizará en los intervalos en los cuales no haya circulación de trenes. Teniendo en cuenta que la longitud total a desplazar es de 18,8 m, será necesario de varios ciclos de empuje, para los cuales una vez se haya completado el recorrido de los gatos, se colocará un elemento metálico entre el muro de reacción y los gatos, el cual permitirá acercar los gatos al cajón y transmitir los esfuerzos al muro de reacción.

Una vez el cajón se encuentra en su posición definitiva, se realiza la demolición de las “cuchillas” y se empieza la restitución de la superestructura ferroviaria, con todos los acabados necesarios.

El procedimiento constructivo a seguir en esta alternativa se resume en las siguientes actividades:

1. Ejecución de pantalla de pilotes de los accesos.
2. Excavación hasta la cota especificada.
3. Construcción de solera de deslizamiento, muretes guía y muro de reacción.
4. Construcción de cajón.
5. Apeo de vía, mediante vigas longitudinales y transversales.
6. Colocación de gatos hidráulicos
7. Empuje de cajón hasta posición definitiva.
8. Reconstrucción de vías en su ubicación definitiva.

A continuación, se refleja la fase inicial y final de la alternativa 3, vista en planta, pudiendo apreciar el desplazamiento del cajón debido al empuje de los gatos hidráulicos.

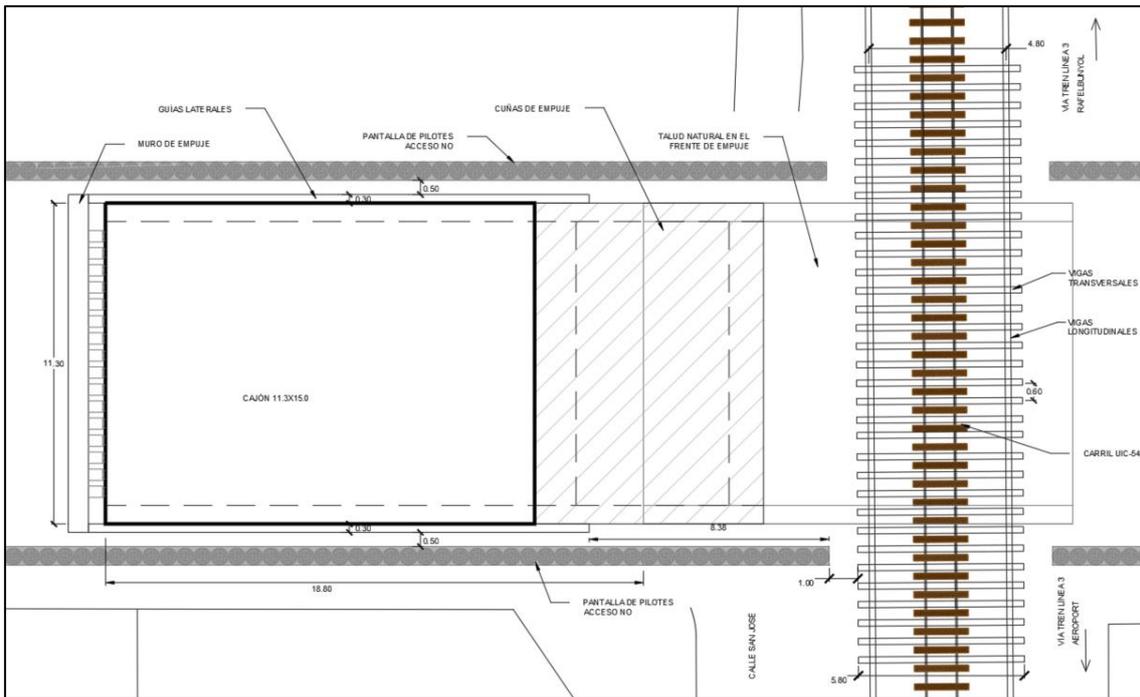


Figura 13. Detalle Apeo de vía – Fase Inicial. Fuente: Elaboración propia.

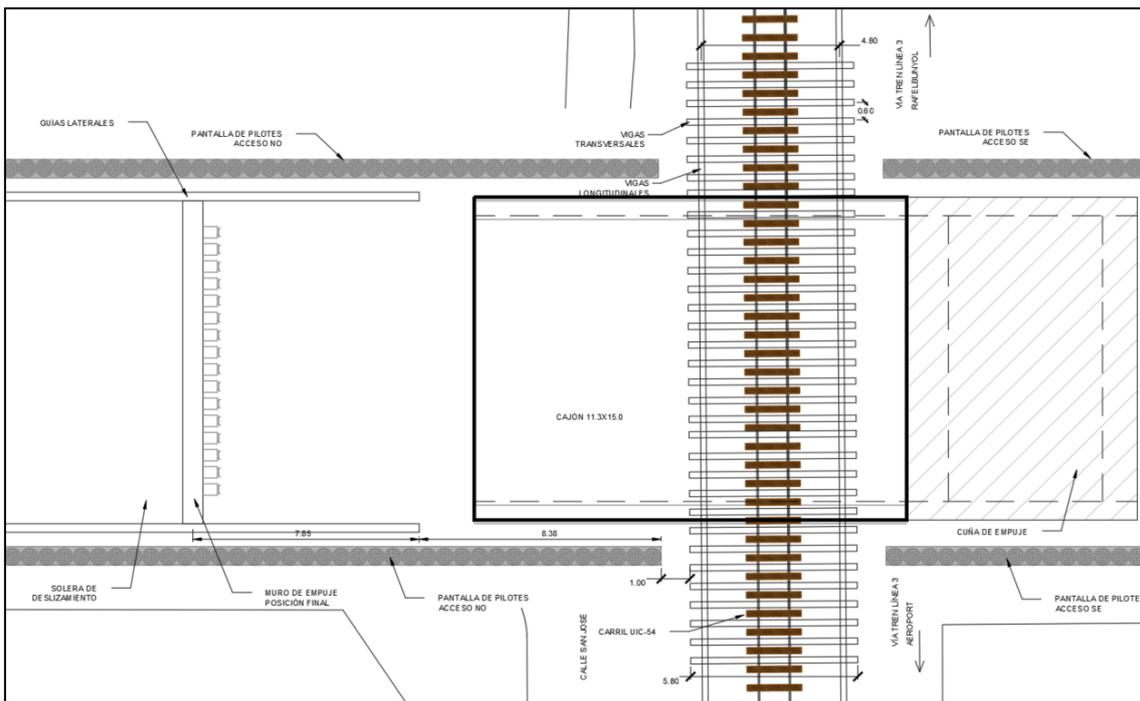
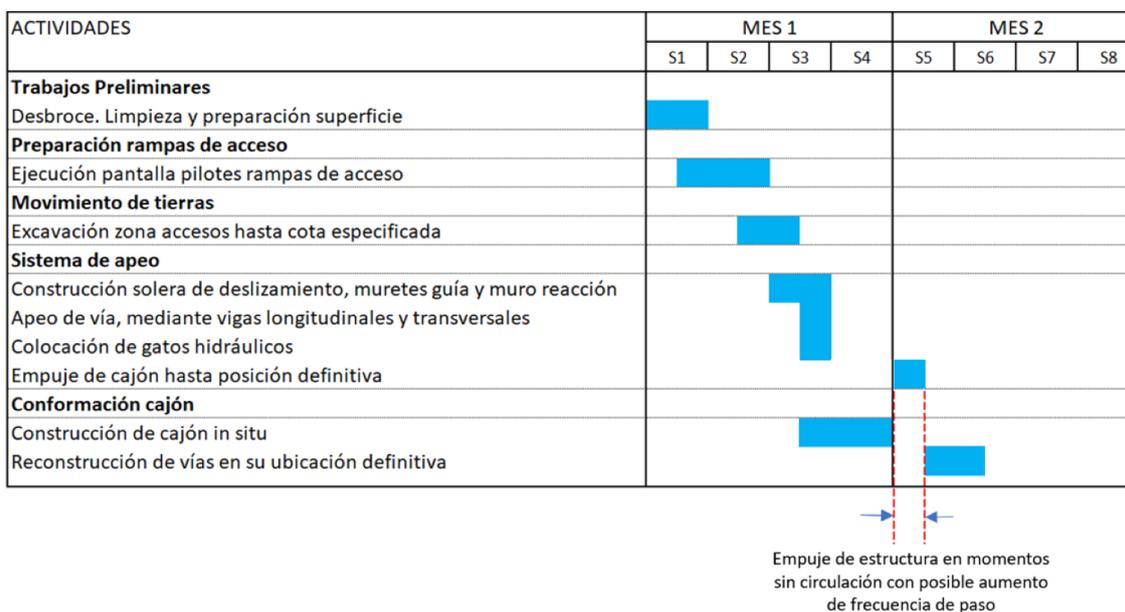


Figura 14. Detalle Apeo de vía – Fase Final. Fuente: Elaboración propia.

El cronograma de las actividades a adelantar dentro de esta alternativa del cajón hincado queda detallado en la Tabla 14, donde se aprecia el periodo en el cual se realizarán las fases de empuje de la estructura, principalmente en los momentos que no haya circulación de trenes por el tramo de vía en obras. En caso de ser necesario se aumentará la frecuencia de paso del

servicio de metro, con el propósito de finalizar la fase de empuje a la mayor brevedad y así generar la menor afección posible.

Tabla 14. Plan de obra Alternativa 3. Fuente: Elaboración propia.



Para la estimación económica de los costes de esta alternativa, se hizo uso de las bases de precios proporcionadas por ADIF, FGV y CYPE Ingenieros, S.A.. Los precios usados al igual que las mediciones se detallan en el Anexo Nº6 “Valoración económica”. Como resultado se obtuvo un presupuesto de ejecución material para la Alternativa 3, de 986,422.40 €.

## 7 ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

Una vez expuesta las distintas alternativas que se están teniendo en cuenta en este estudio, se procede a realizar un análisis comparativo que permita escoger la mejor alternativa, teniendo en cuenta unos criterios previamente planteados. Para el desarrollo de este análisis, se hará uso del método de análisis de decisión multicriterio **TOPSIS** (Technique for Order of Preference by Similarity to Ideal Solution) o técnica de ordenación de preferencias por similitud a la solución ideal.

Este método fue presentado en el año 1981 por Hwang y Yoon, con el objetivo de determinar la alternativa que se encuentre a la menor distancia de una alternativa “ideal” y a la mayor distancia de una alternativa “anti-ideal”. Para la consecución de este método se deberán definir unos criterios de elección, que permitirán valorar los diferentes aspectos a tener cuenta en cada una de las alternativas.

## 7.1 CRITERIOS DE ELECCIÓN

Para empezar con la valoración de las tres alternativas, se han seleccionado una serie de criterios que determinarán los distintos aspectos que han de ser considerados para la elección de la mejor alternativa.

Cada uno de los criterios que posteriormente se describirán con mayor detalle, serán valorados ya sea de forma objetiva o con un juicio de valor. Para el caso de los criterios que se valoren con un juicio de valor, se puntuarán de 0 a 10, siendo 10 la situación más favorable y 0 la más desfavorable. Adicionalmente se establecerán unos pesos para cada uno de los aspectos tenidos en cuenta en la elección, valorando estos según la relevancia que tienen dentro del proyecto.

En la siguiente tabla se describen los criterios que se tendrán en cuenta en el análisis multicriterio:

Tabla 15. Criterios definidos para el análisis. Fuente: Elaboración propia.

Temática	Criterio Nº	Criterios	Peso	Valoración
Duración	1	Duración total de la obra	20%	Semanas
	2	Tiempo de afección a servicios ferroviarios	22,5%	Semanas
Económico	3	Coste de la obra	22,5%	Euros
	4	Afección a la movilidad	5%	Juicio de valor
Social	5	Afección medioambiental	10%	Juicio de valor
Seguridad	6	Seguridad de procedimiento constructivo	15%	Juicio de valor
Medioambiente	7	Residuos	5%	m <sup>3</sup>

Definidos los criterios que permitirán la elección de la mejor alternativa, a continuación, se detalla la puntuación obtenida por cada alternativa para cada criterio, incluyendo una breve justificación de la puntuación:

### **Alternativa 1 - Cajón in situ mediante método Top Down**

Tabla 16. Valoración de criterios en Alternativa. Fuente: Elaboración propia.

Puntuación	Criterio	Justificación
5 sem.	Duración total de la obra	Aunque la construcción del paso inferior es completamente "in situ", los tiempos de ejecución son menores debido a que los trabajos se realizan de forma continua. La duración estimada será de 5 semanas según el plan de obra.
2 sem.	Tiempo de afección a servicios ferroviarios	Durante la primera fase de la construcción, no se podrá dar servicio a la línea de metro, con una interrupción parcial del servicio durante la fase de construcción por aproximadamente dos semanas.
892.291,09€	Coste de la obra	Coste de la obra acorde al tipo de intervención que conlleva este tipo de obra, con un leve incremento debido a los sobrecostes generados por el personal laborando en periodos

		fuera de la jornada laboral.
5	Afección a la movilidad	El tráfico vehicular y peatonal se interrumpirá de forma continua durante la primera fase de la construcción. En las fases posteriores se mantiene apertura al tráfico, con interrupciones puntuales.
3	Afección medioambiental y del entorno urbano	Dada la mayor duración de ejecución de esta alternativa, con mayor demolición y movimiento de tierras, con todas las actividades a ejecutar in situ, hacen que la afección de esta alternativa sobre el espacio público y el medioambiente sea mayor.
5	Seguridad de procedimiento constructivo	Debido a que toda la infraestructura se ejecutará in situ, con demoliciones y movimiento de tierras con medio mecánicos y manuales, esta alternativa presenta un nivel de riesgo sobre la seguridad de los operarios.
7.485 m <sup>3</sup>	Residuos	Ejecución de la infraestructura en su totalidad in situ, conllevando un mayor volumen de residuos.

### **Alternativa 2 - Ripado de vía y construcción de cajón mediante elementos prefabricados.**

Tabla 17. Valoración de criterios en Alternativa 2. Fuente: Elaboración propia.

Puntuación	Criterio	Justificación
7 sem.	Duración total de la obra	La utilización de elementos prefabricados para la construcción del paso inferior reduce los tiempos de ejecución de la obra, aunque en contraposición, la necesidad de llevar a cabo los trabajos en dos fases implica una mayor duración para la construcción de la infraestructura. La duración estimada será de 7 semanas según el plan de obra.
1 sem.	Tiempo de afección a servicios ferroviarios	Esta alternativa reduce los tiempos de afección de la línea férrea, con restricción puntual del servicio, únicamente en los momentos de ripado de la vía. Se estima un tiempo de afección total de 1 semana en los servicios ferroviarios.
884.126,23€	Coste de la obra	El ripado de la vía en una longitud cercana a 200 metros, sumado a la ejecución de la obra en dos fases, más el coste adicional que conlleva el contar con prefabricados para la construcción del paso inferior, incrementan los costes. Este aumento no se ve reflejado en el coste total de la obra debido a que esta alternativa no cuenta con pilotes en la zona del cajón (que son los de mayor longitud) disminuyendo significativamente el coste de la obra.
2	Afección a la movilidad	El tráfico vehicular y peatonal se interrumpirá de forma continua durante las dos fases de la construcción, conllevando un corte de tráfico en la zona intervenida durante toda la duración de la obra.
6	Afección medioambiental y del entorno urbano	Con esta alternativa las demoliciones y movimientos de tierras no se reducen, pero el uso de prefabricados para la construcción paso inferior, compensa en parte la afección medioambiental y del entorno urbano.

7	Seguridad de procedimiento constructivo	El ripado de la vía mejora el nivel de seguridad de esta alternativa, reduciendo el nivel de riesgo de accidentes debido a la continuidad del servicio de la línea férrea, y aunque se mantienen en su totalidad las demoliciones y movimientos de tierras, el uso de prefabricados para la construcción del cajón reduce el nivel de riesgo en la seguridad de los operarios y personal de obra.
7.302 m <sup>3</sup>	Residuos	La utilización de elementos prefabricados para la construcción del paso inferior reduce la generación de residuos en la obra.

### **Alternativa 3 - Apeo de vía y empuje del cajón**

Tabla 18. Valoración de criterios en Alternativa 3. Fuente: Elaboración propia.

Puntuación	Criterio	Justificación
5,5 sem.	Duración total de la obra	El plazo de ejecución de esta alternativa, dado a los trabajos de demolición y movimiento de tierras, como a la construcción in situ del paso inferior, hacen que el plazo de ejecución de esta alternativa sea moderado. Los trabajos de apeo de la vía y traslación del cajón se adelantarán en paralelo con otras actividades de obra, por lo que no conllevará tiempos adicionales de ejecución. La duración estimada será de 5 semanas y media según el plan de obra.
0 sem.	Tiempo de afección a servicios ferroviarios	No se presenta afección sobre los servicios ferroviarios a lo largo de todo el período de ejecución de la obra, únicamente con limitación de la velocidad de paso de los trenes en la zona intervenida mientras que se está llevando a cabo el traslado del cajón a su posición definitiva.
986.422,40€	Coste de la obra	El apeo de la vía y el traslado del cajón conllevan un coste adicional respecto a las alternativas de construcción estándar del paso inferior.
6	Afección a la movilidad	Una vez posicionado el cajón en su posición definitiva se abrirá al tráfico la Calle San José. Al igual que para con las otras alternativas, la Avenida del Cid se mantendrá cortada al tráfico hasta la finalización de las obras.
5	Afección medioambiental y del entorno urbano	Dada la extensión de los trabajos, en las demoliciones y movimientos de tierras, y con la construcción del cajón in situ, la afección medioambiental y sobre el espacio público es significativa.
4	Seguridad de procedimiento constructivo	Debido a que toda la infraestructura se ejecutará in situ, con demoliciones y movimientos de tierras con medios mecánicos y manuales, esta alternativa presenta un nivel de riesgo alto sobre la seguridad de los operarios.
10.061 m <sup>3</sup>	Residuos	Ejecución de la infraestructura al costado de su posición definitiva, conllevando un mayor volumen de residuos debidas principalmente al movimiento de tierras.

## 7.2 SELECCIÓN DE ALTERNATIVA

Como se ha explicado previamente, para la elección de la alternativa ganadora, se hizo uso del método de análisis multicriterio TOPSIS, que nos permite seleccionar la opción que más se acerque a la alternativa ideal.

El primer paso, consistió en generar una “Matriz de decisión” con la puntuación que obtuvo la alternativa en cada uno de los criterios evaluables.

Tabla 19. Matriz de decisión. Fuente: Elaboración propia.

	Criterio 1 (semanas)	Criterio 2 (semanas)	Criterio 3 (euros)	Criterio 4 (Juicio de valor)	Criterio 5 (Juicio de valor)	Criterio 6 (Juicio de valor)	Criterio 7 (m <sup>3</sup> )
<b>Alternativa 1</b>	5	2	892291,09	5	3	5	7485
<b>Alternativa 2</b>	7	1	884126,23	2	6	7	7302
<b>Alternativa 3</b>	5,5	0	986422,40	6	5	4	10061
<b>Objetivo ideal</b>	menor plazo	menor tiempo	menor coste	mayor	mayor	mayor	menor volumen

Con la matriz ya establecida, se procede a normalizar los valores de los diferentes criterios, con el fin de comparar las puntuaciones obtenidas en las distintas alternativas. Para la normalización de los valores se hizo uso de la siguiente formula:

$$r_{ia} = \frac{x_{ia}}{\sqrt{\sum_{a=1}^n x_{ia}^2}}$$

Una vez se normalizaron los valores, se procedió a ponderarlos según el peso establecido previamente para cada criterio. Con estos nuevos datos, se obtuvo la “Matriz de Decisión Normalizada Ponderada”, la cual nos permitió identificar el valor “Ideal” (la mayor puntuación en cada criterio) y el calor “anti ideal” (la menor puntuación de cada criterio). En la Tabla 20 se ve reflejado los distintos valores obtenidos después de los diferentes pasos.

Tabla 20. Matriz de decisión normalizada ponderada. Fuente: Elaboración propia.

	Criterio 1	Criterio 2	Criterio 3	Criterio 4	Criterio 5	Criterio 6	Criterio 7
<b>Alternativa 1</b>	0,10	0,20	0,13	0,03	0,04	0,08	0,03
<b>Alternativa 2</b>	0,14	0,10	0,12	0,01	0,07	0,11	0,03
<b>Alternativa 3</b>	0,11	0,00	0,14	0,04	0,06	0,06	0,03
<b>Alternativa Ideal</b>	0,10	0,00	0,12	0,04	0,07	0,11	0,03
<b>Alternativa Anti-ideal</b>	0,14	0,20	0,14	0,01	0,04	0,06	0,03

Después de hallar los valores de la alternativa “ideal” y “anti-ideal”, se calculó las distancias que había entre cada alternativa con la supuesta alternativa ideal y la alternativa anti-ideal. Para ello se utilizó la siguiente formula:

$$S_i^+ = \sqrt{\sum_i (v_i^+ - v_{ai})^2} \quad , \quad S_i^- = \sqrt{\sum_i (v_i^- - v_{ai})^2}$$

Como último paso se calculó la proximidad relativa a la alternativa ideal, este indicador tiene un valor entre 0 a 1, donde las opciones más cercanas a 1 son las más próximas a una solución ideal. Este último valor se obtuvo a partir de la siguiente expresión:

$$R_i = \frac{S_i^-}{(S_i^- + S_i^+)}$$

Como resultado del método TOPSIS, la alternativa más próxima a la ideal y con una diferencia notoria es la Nº3 (Apeo de vía y empuje del cajón), como se ve reflejado en la Tabla 21.

Tabla 21. Matriz de resultados obtenido mediante el método TOPSIS. Fuente: Elaboración propia.

	Distancia a la Alt. Ideal	Distancia a la Alt. Anti-ideal	Proximidad Relativa a la Alternativa Ideal
Alternativa 1	0,21	0,05	0,19
Alternativa 2	0,11	0,12	0,52
Alternativa 3	0,05	0,21	0,80

## 8 DISEÑO GEOTÉCNICO DEL PASO INFERIOR

En este apartado se va a describir el procedimiento realizado para el correcto diseño geotécnico del paso inferior. Como primer paso se realizó un predimensionamiento del cajón, sobre el cual se definieron las distintas acciones a las que la estructura se ve solicitada. Por último, se efectuaron todas las comprobaciones pertinentes que permitieron asegurar el diseño del cajón.

El contenido de este apartado queda totalmente desarrollado en el Anexo N°4 “Comprobaciones geotécnicas de la solución adoptada”.

### 8.1 DIMENSIONAMIENTO DEL CAJÓN

Para la obtención de los espesores de los muros laterales y las losas en dintel y solera, se toma como referencia el documento “Colección de Pequeñas Obras de Paso. Obras de Paso de Carretera “Ministerio de obras públicas y transportes (1986), en el cual se realiza la definición estructural de pequeñas obras de paso, según su tipología estructural y las características que presenta el terreno dentro del área de actuación.

En cuanto a las dimensiones internas, como se ha explicado dentro del apartado “CONDICIONANTES PREVIOS” del Anexo N°3 del presente estudio, el paso inferior proyectado permitirá el tránsito vehicular y peatonal, contemplando la ejecución de una vía de doble sentido, con dos carriles de 3.25 m y arcones de 0.5m a cada lado de la calzada, mientras que para la circulación peatonal se contará en el costado sur con una acera elevada de 2 m de ancho y al costado norte con una acera de 0.5m. Considerando dichas medidas, las dimensiones internas del cajón serán de 10 m de ancho y 4.5 m de alto.

Considerando las distinciones que realiza la guía según la tipología estructural, el cajón objeto de estudio se considera como un “Marco Unicelular”. Dentro de este tipo de estructura, en función de las dimensiones internas y las características geotécnicas que presenta el terreno, la guía define distintas geometrías.

Definidos todos los parámetros exigidos y considerando las dimensiones internas del cajón, las dimensiones propuestas en la guía, son las siguientes:

- Espesor Muros ( $e_p$ ) = 0.65
- Espesor de losa ( $e_d$ ) = 1.0 m
- Espesor de losa ( $e_s$ ) = 0.95

Teniendo en cuenta los valores proporcionados por guía y las necesidades del proyecto, las dimensiones finales del cajón propuesto se detallan en la Figura 11, teniendo un ancho total de 11.30 m y una altura total de 6.45 m.

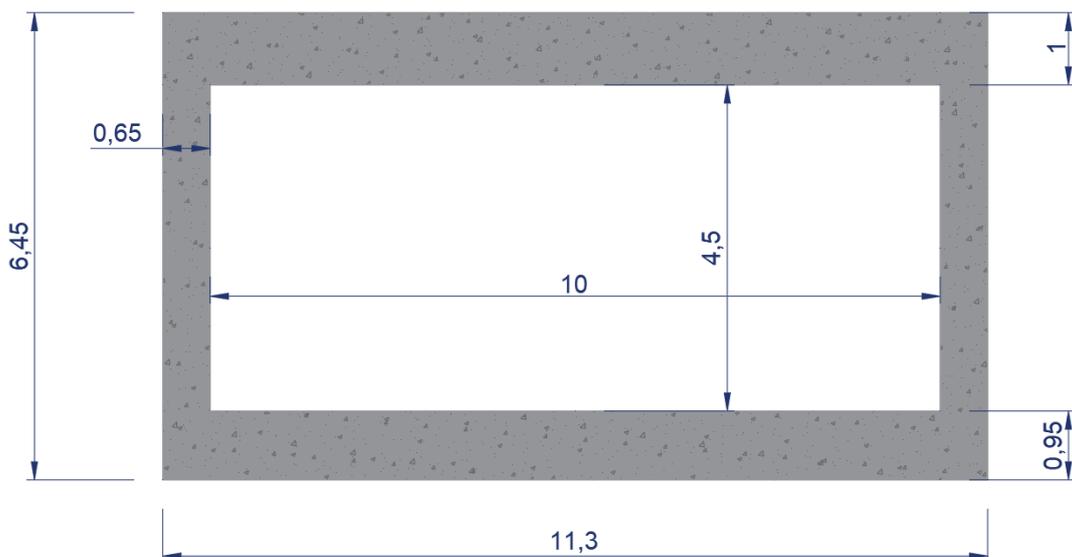


Figura 11. Dimensiones del cajón propuesto. Fuente: Elaboración propia.

En cuanto a la longitud del cajón, este contará con una extensión total de 15 m, la cual permitirá dar continuidad a la Línea 3 Rafelbunyol-Aeroport de la red de Metrovalencia y la sección de la Calle San José, y un paso peatonal.

## 8.2 DEFINICIÓN DE SUPERESTRUCTURAS

### 8.2.1 SUPERESTRUCTURA FERROVIARIA

En este apartado se definirá la geometría propuesta para la superestructura ferroviaria que se emplazará sobre el cajón, detallando el tipo de elementos a utilizar y sus medidas.

#### Carriles

El tipo de carril que se dispondrá sobre el paso inferior será un UIC-54, siendo este el mismo tipo que el que se encuentra en la actualidad en el paso a nivel, como se detalla en la Fotografía 6 del Anexo Nº1 "Reconocimiento fotográfico". Las características de este tipo de carril se especifican a continuación:

- Altura de Carril: 15,9 cm.
- Ancho del carril: 14 cm.
- Masa: 54,77kg/m
- Área: 69,77 cm<sup>2</sup>

#### Traviesa

Las traviesas a emplear son monobloques de hormigón, con unas dimensiones de 190x26x19 cm y una masa de 185 kg. Estas se dispondrán con una separación de 0,65 m entre ejes.

Para la elección del tipo de traviesa, se tuvo en cuenta el apartado D.3 de la IAPF-07, donde se establece las traviesas mas habituales en función del ancho de vía y de sus materiales.

### **Balasto**

En cuanto a la geometría de la banqueta de balasto, esta estará dispuesta con forma trapezoidal siguiendo las indicaciones propuestas en la norma N.R.V. 3-4-1.0 “Dimensionado de la banqueta” de ADIF, en donde se recomienda un ancho de los hombros de la banqueta de 100 cm y en la cual también se establece el talud del balasto de 5H/4V.

Sobre el espesor del balasto bajo la traviesa, FGV establece dentro del documento “GENERALIDADES DE INSTALACIONES FIJAS PARA EL TRANSPORTE” que el espesor deberá ser de 30 cm en vías de primer orden. Teniendo en cuenta que el balasto estará dispuesto hasta la cota superior de la traviesa y que en la IAPF-07 recomienda incrementar un 30% este espesor, el espesor de balasto entre la parte superior del cajón hasta la parte superior de las traviesas es de 64 cm.

## 8.2.2 SUPERESTRUCTURA VIAL

Para la definición de la sección de firmes a disponer sobre el paso inferior, tanto en la Calle del Cid como en la Calle San José, se ha tenido en cuenta lo dispuesto en la Norma 6.1 IC- Secciones de Firme, de la Instrucción de Carreteras (BOE de 12 de Diciembre de 2003).

La selección de los firmes se basa en la estimación de tráfico para el año de la puesta en servicio de dicho paso inferior, como también en la tipología de explanada y/o superficie de apoyo.

Con base a lo anterior, se definen las secciones de firme para cada una de las vías en estudio:

### **Avenida del Cid sobre estructura**

El firme a disponer en la avenida del Cid sobre el paso inferior a lo largo de su losa de hormigón inferior corresponderá a una impermeabilización tipo slurry, y la posterior extensión de una capa de rodadura de 6 cm de espesor, quedando conformada la definición definitiva del firme, de la siguiente forma:

- Capa de rodadura: 6 cm de mezcla bituminosa en caliente tipo AC16 Surf S
- Riego de adherencia modificado: 0.3 kg/m<sup>2</sup> de emulsión C60BP3 ADH
- Impermeabilización: 3 mm

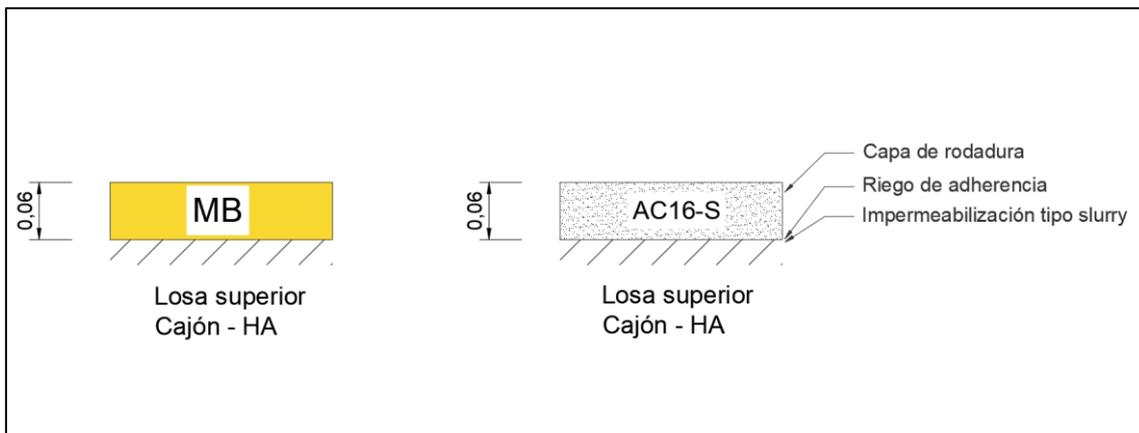


Figura 12. Esquema de firmes en Avenida del Cid. Fuente: Elaboración propia

### Calle San José sobre estructura

Para la definición de la sección de firme sobre la calle San José, dado que se han de mantener las rasantes existentes, tanto de la línea férrea sobre el paso inferior, como de la calle San José sobre el cajón, ha sido necesaria la inclusión de una capa intermedia de zahorra artificial entre la mezcla bituminosa y la losa superior del cajón, a fin de obtener los niveles de rasante de la vía existente. Partiendo de una explanada E3, contando con la losa superior del cajón como soporte del firme, y tráfico estimado T32, la solución teórica para esta sección vial sería 3231, compuesta por una capa de 20 cm de zahorra artificial, y una carpeta asfáltica de 15 cm, conformada por 10 cm de base asfáltica y 5 cm de capa de rodadura. Aun así, dado que hay que mantener los niveles de rasante existentes, y basados en los planos de topografía del estudio realizado explicado en el Anexo Nº2 del presente estudio, la cota rasante de la línea férrea en la zona del paso a nivel existente es de 18,56 m y la correspondiente de la calle San José es 18,36 m, con lo que se obtiene un espesor de zahorra artificial de 0,40 m, pasando así la opción de firme de la solución 3231 a 3211, de la Norma 6.1.

Basado en lo expuesto anteriormente, la solución final de firme adoptada para la calle San José sobre el cajón, es la siguiente:

- Capa de rodadura: 6 cm de mezcla bituminosa en caliente tipo AC16 Surf S
- Riego de adherencia modificado: 0.3 kg/m<sup>2</sup> de emulsión C60BP3 ADH
- Capa base: 9 cm de mezcla bituminosa en caliente tipo AC32 Base G
- Riego de imprimación: 0,5 kg/cm<sup>2</sup> de emulsión C50BF4 IMP
- Subbase: 20 cm de zahorra artificial (espesor a ajustarse para obtener la cota de rasante requerida)

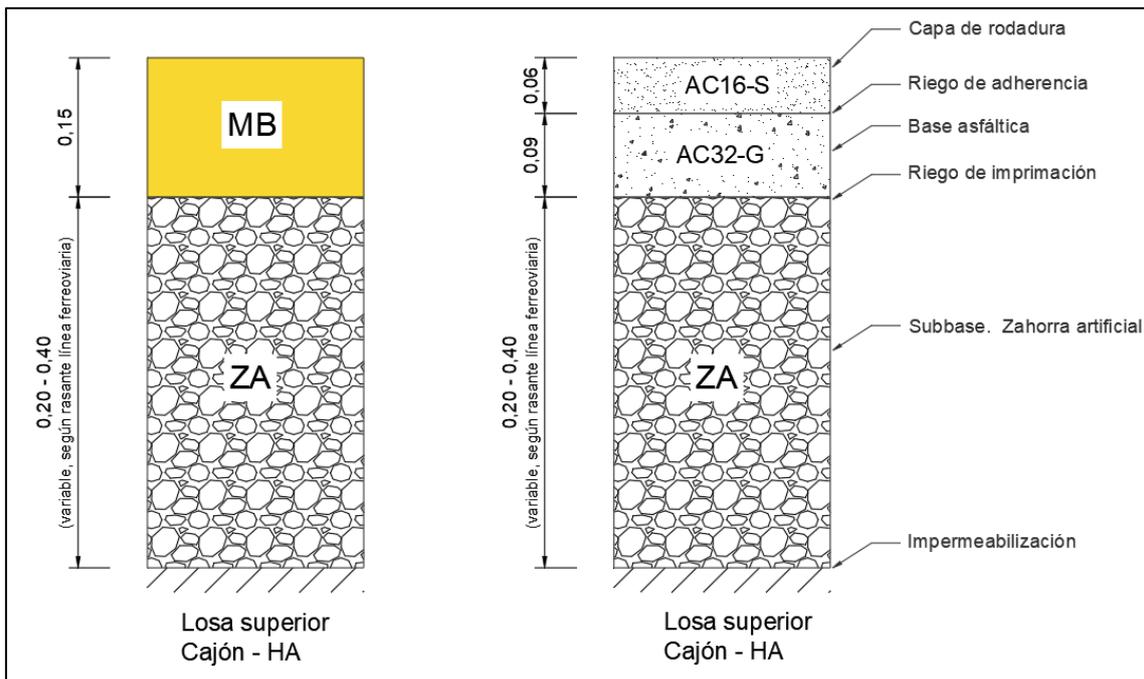


Figura 13. Esquema de firmes en Calle San José. Fuente: Elaboración propia.

### 8.3 ACCIONES A CONSIDERAR

Para el cálculo de las acciones que debe soportar el cajón, considerando que este permitirá el paso, no solo de los metros de la línea 3, sino que también tendrá unas vías vehiculares que darán continuidad a la calle San José y a la av. del Cid, se han tenido en cuenta las siguientes normativas:

- Instrucción sobre las acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril (IAPF-07): Instrucción aplicable para puentes u otras estructuras que soportan vías férreas, en los que la altura del plano medio de rodadura de la vía sobre la cara superior del tablero o sobre el punto más alto de su estructura portante sea inferior a 2,5 m. En el caso que nos compete esa altura es de 0,8 m.
- Instrucciones sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11). Instrucción aplicable para puentes o estructuras asimilables a puentes que permitan el paso de tráfico rodado.

Aunque las acciones que debe soportar la estructura provienen de distinto uso, serán consideradas de forma independiente o combinada, según resulte más desfavorable.

Cabe destacar que, aunque en el diseño del presente estudio, solo se ha considerado una sola vía férrea, para el cálculo de acciones a considerar, se tendrá en cuenta el posible desdoblamiento de la línea 3 de Metrovalencia, dentro del área de estudio.

Las acciones consideradas en el dimensionamiento del paso inferior han sido:

### 8.3.1 ACCIONES PERMANENTES (G)

Son las acciones que actúan en todo momento y son constantes en posición y magnitud. En el caso que nos compete, estas serán el peso propio de la estructura, las cargas generadas por la superestructura ferroviaria y el pavimento de la calzada y aceras.

De forma resumida, en la Tabla 22 se detallan las cargas permanentes a las que se ve solicitado el cajón:

Tabla 22. Resumen acciones permanentes. Fuente: Elaboración propia.

Acciones Permanentes	Carga
Peso propio cajón	10456,875 KN
Superestructura Ferroviaria	979,94 KN
Calzada vehicular y aceras	1877,85 KN
<b>Total</b>	<b>13314,67 KN</b>

### 8.3.2 ACCIONES VARIABLES (Q)

Las cargas variables a considerar en el dimensionamiento del cajón son las siguientes:

#### **Cargas debidas a tráfico ferroviario**

Para la determinación de las cargas estáticas generadas por el peso de los vehículos ferroviarios en ambas vías, se tomará como referencia las ejercidas por un tren UIC71, aplicadas sobre el eje de la vía y sobre el nivel del plano de rodadura. Estas acciones constan de cuatro cargas puntuales de 250 KN, con una separación entre ellas de 1.6m y unas sobrecargas uniformemente distribuidas de 80 KN por metro lineal, las cuales deberán dejar un espacio libre de 6.4 m, centradas en el eje de las 4 cargas puntuales. Estas cargas se posicionarán de forma de obtener la situación más desfavorable. En la Figura 14, se detalla la distribución de estas cargas según la IAPF-07.

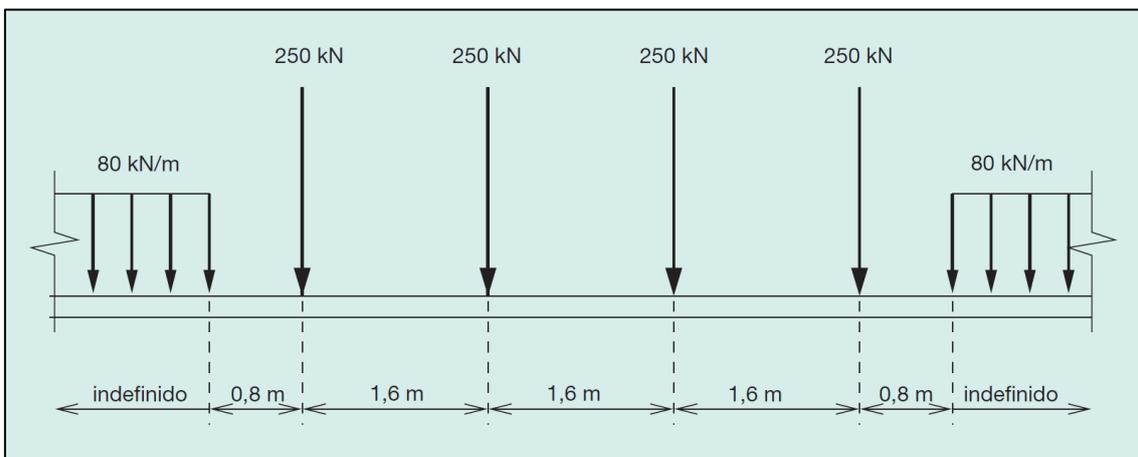


Figura 14. Tren de cargas verticales UIC71. Fuente: IAPF-07.

En cuanto al reparto de las cargas verticales que transmiten los carriles a las traviesas, cada una de estas solicitaciones se reparte en tres traviesas, soportando la central el 50 % de la carga y las otras dos traviesas adyacentes el 25 % cada una. Estas cargas posteriormente se distribuirán al balasto con un pendiente de 4V:1H

Para el cálculo de la carga vertical ejercida por los vehículos ferroviarios, se ha supuesto la situación más desfavorable, es por ello que las cargas puntuales se han posicionado hacia el costado suroeste del cajón, con el propósito de generar un mayor momento (ver Figura 15). Teniendo en cuenta las dimensiones del cajón, las cuatro cargas puntuales son resistidas totalmente por la estructura, mientras que, para las sobrecargas laterales, se tuvo que determinar la longitud que la estructura se ve afectada por estas.

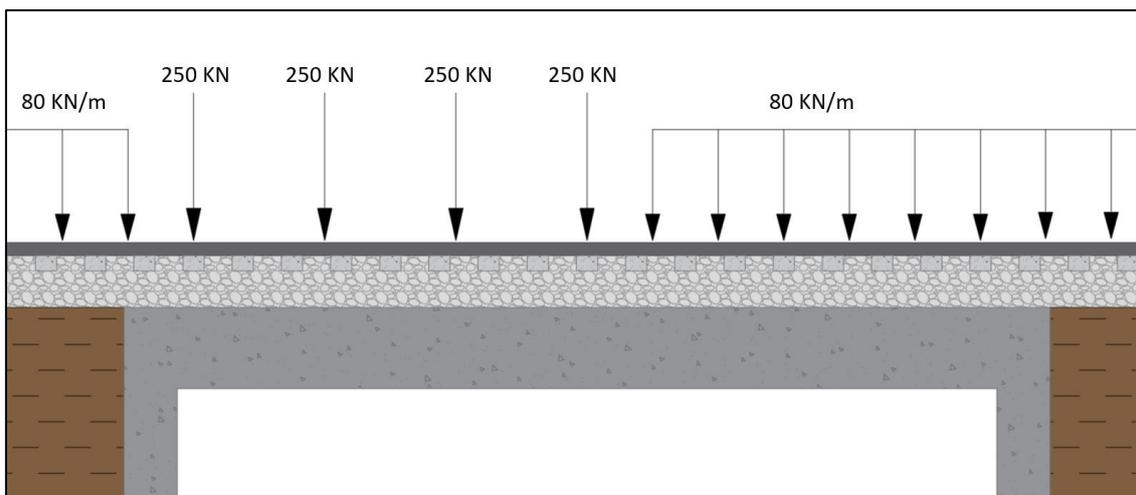


Figura 15. Detalle distribución de cargas verticales debidas a tráfico ferroviario. Fuente: Elaboración propia.

Considerando que la distribución de la sobrecarga a través del balasto se realiza con una pendiente de 4H:1V y que el espesor de este, por debajo de la traviesa es de 45 cm, la distancia en la cual el cajón se ve afectada por la sobrecarga es de 5.30 m al costado noreste y 0,5 m al costado suroeste del cajón. En las siguientes figuras se representan el área afectada por las sobrecargas.

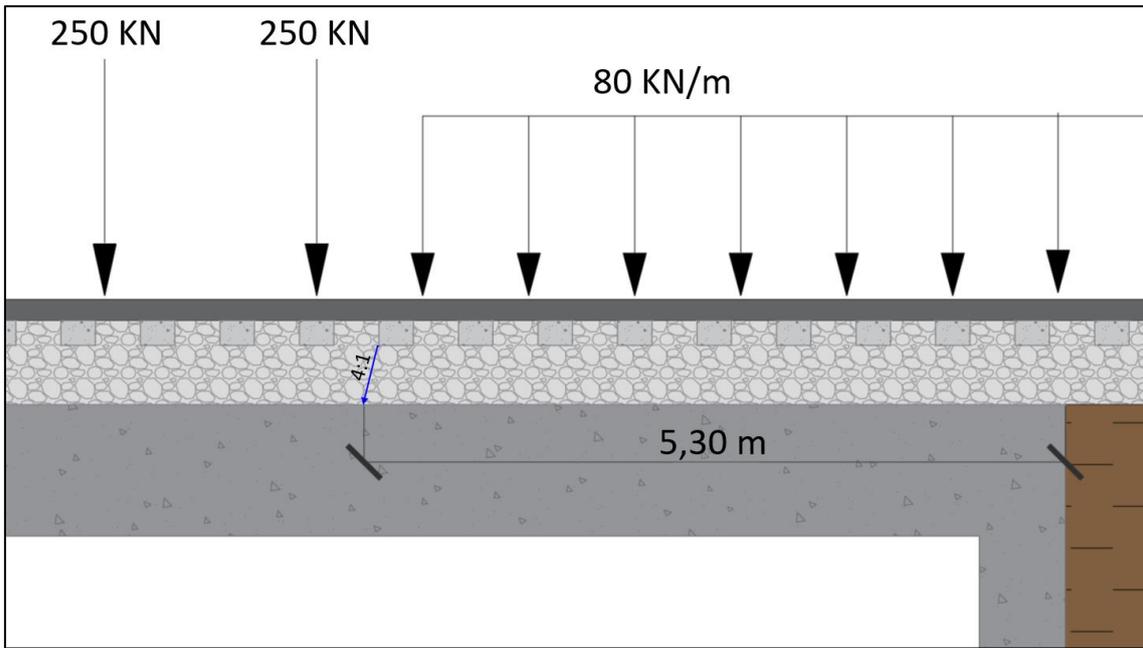


Figura 16. Detalle área afectada por sobrecarga ferroviaria al costado noreste. Fuente: Elaboración propia.

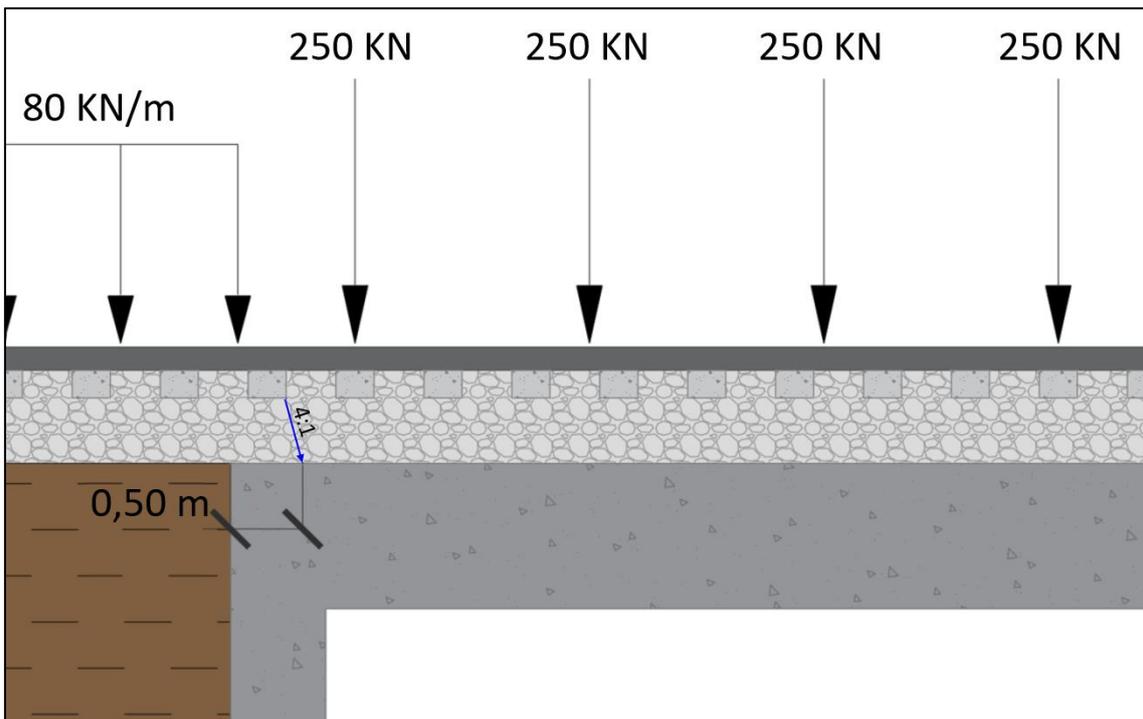


Figura 17. Detalle área afectada por sobrecarga ferroviaria al costado suroeste. Fuente: Elaboración propia.

### **Cargas no ferroviarias**

En las áreas que no se encuentran afectadas directamente por las solicitaciones del tráfico ferroviario ni vehicular, se asumirá una sobrecarga vertical uniforme de 5 kN/m<sup>2</sup>.

### **Carga Vehicular**

Para el cálculo de la carga producida por la acción del tráfico vehicular sobre la parte superior (Calle San José) e interior del cajón (Avenida del Cid), el primer paso consta de la definición de los carriles virtuales en ambas vías, como se expone en el apartado 4.1.1 de la IAP-11.

Teniendo en cuenta que el ancho de la plataforma en la Calle San Jose es de 5 m, solo se consideró un solo carril virtual de 3 m y un ancho remanente de 2 m. En el caso de la Avenida del Cid, al tener un ancho 7,5 m, se han establecido dos carriles virtuales de 3 m cada uno y un ancho remanente de 1,5 m.

Una vez definido el número de carriles en ambas vías, se procede a calcular la carga vertical debida al tráfico vehicular, para ello se consideraron dos cargas puntuales, separadas entre si longitudinalmente 1,2 m y una sobrecarga uniforme extendida longitudinal y transversalmente.

Para la obtención de estas cargas, se utilizaron los valores característicos expuestos de la Tabla 4.1-b de la IAP-11.

Como resultado de todas las solicitaciones consideradas en el cálculo de las acciones verticales, en la Tabla 23 se detalla a modo de resumen de los cálculos realizados en el Anexo N°4, cada una de estas cargas obtenidas, teniendo en cuenta la situación más desfavorable.

*Tabla 23. Resultados de cargas verticales sobre la estructura. Fuente: Elaboración propia.*

	<b>Tipo de Acción</b>	<b>Carga (KN)</b>
Acciones Permanentes	Peso propio	10456,88
	Superestructura Ferroviaria	1074,98
	Pavimentos y Firmes de calzada y aceras	2664,89
Acciones Variables	Cargas debido a tráfico ferroviario	3970,08
	Carga debido a tráfico rodado	2354,55
	Cargas adicionales	200,85
	<b>Carga Vertical Total (KN)</b>	<b>20722,22</b>

### **8.4 PRESIONES AL TERRENO**

Definidas las acciones a considerar sobre la estructura en la situación más desfavorable, se procede a realizar las comprobaciones geotécnicas que aseguren el cumplimiento de los requisitos de seguridad.

Para la correcta resolución de este capítulo se seguirá lo dispuesto en la “Guía de cimentaciones en obras de carreteras” del Ministerio de Fomento (30 de septiembre de 2002), en específico el apartado 4, correspondiente a las “Cimentaciones Superficiales”.

### 8.4.1 SEGURIDAD FRENTE A HUNDIMIENTO

La primera comprobación a realizar es el fallo por hundimiento. Considerando que el suelo sobre el que apoya el cajón es cohesivo, se hace uso de la fórmula de Brinch-Hansen para el cálculo de la carga de hundimiento, como se expone en el epígrafe 4.5.5 de la GCOC. Esta ecuación es la siguiente:

$$p_{vh} = q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot t_q \cdot r_q + c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot t_c \cdot r_c + \frac{1}{2} \cdot B^* \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot s_\gamma \cdot t_\gamma \cdot r_\gamma$$

Siendo:

- $p_{vh}$  = Presión vertical de hundimiento.
- $q$  = Sobrecarga existente al nivel del plano de cimentación.
- $c$  = Cohesión de cálculo.
- $\gamma$  = Peso específico del terreno.
- $B^*$  = Anchura equivalente del cimientto.
- $N_q, N_c, N_\gamma$  = Factores de capacidad de carga, adimensionales y dependientes del ángulo de rozamiento interno.
- $d_q, i_q, s_q, t_q, r_q$  = Factores adimensionales.

Como primer paso y previo a los cálculos de comprobaciones frente a hundimiento y deslizamiento, se define el área de apoyo equivalente. Para lo cual es necesario precisar la ubicación de cada una de las acciones consideradas en la situación más desfavorable, con el fin de obtener el punto de paso de la resultante.

A continuación, se enumeran las cargas permanentes y variables consideradas, con su respectiva ubicación:

Tabla 24. Acciones permanentes consideradas en cálculo de la resultante. Fuente: Elaboración propia.

Nº	Acciones consideradas	Carga (KN)	X	Y
1	Peso propio del cajón	10456.875	7.5	5.65
2	Superestructura Ferroviaria Doble	1074.98	11	5.65
3	Calzada Vehicular C/ San Jose	748.625	4.3	5.65
4	Calzada Vehicular Av. del Cid	167.625	7.5	6.40
5	Acera C/ San Jose	325.44	0.9	5.65
6	Acera Av. del Cid	1423.2	7.5	1.65

Tabla 25. Acciones variables consideradas en cálculo de la resultante. Fuente: Elaboración propia.

Nº	Acciones consideradas	Carga (KN)	X	Y
7	Carga debido a tráfico ferroviario	3970.0752	11	4.73
8	Carga vehicular Av. Del Cid	1573.75	11.63	6.40

	Carga puntual	1000	14	6.40
	Sobrecarga repartida	573.75	7.5	6.40
9	Carga vehicular C/ San José	780.8	4.3	1.42
	Carga puntual	600	4.3	1.00
	Sobrecarga repartida	180.8	4.3	2.80
10	Sobrecarga Uso Peatonal Av. Del Cid	150	7.5	1.65
11	Sobrecarga Uso Peatonal C/ San José	50.85	0.9	2.80

Mediante un croquis de la vista en planta de la estructura, se detalla la ubicación del punto de paso de las acciones previamente mencionadas y el de la resultante.

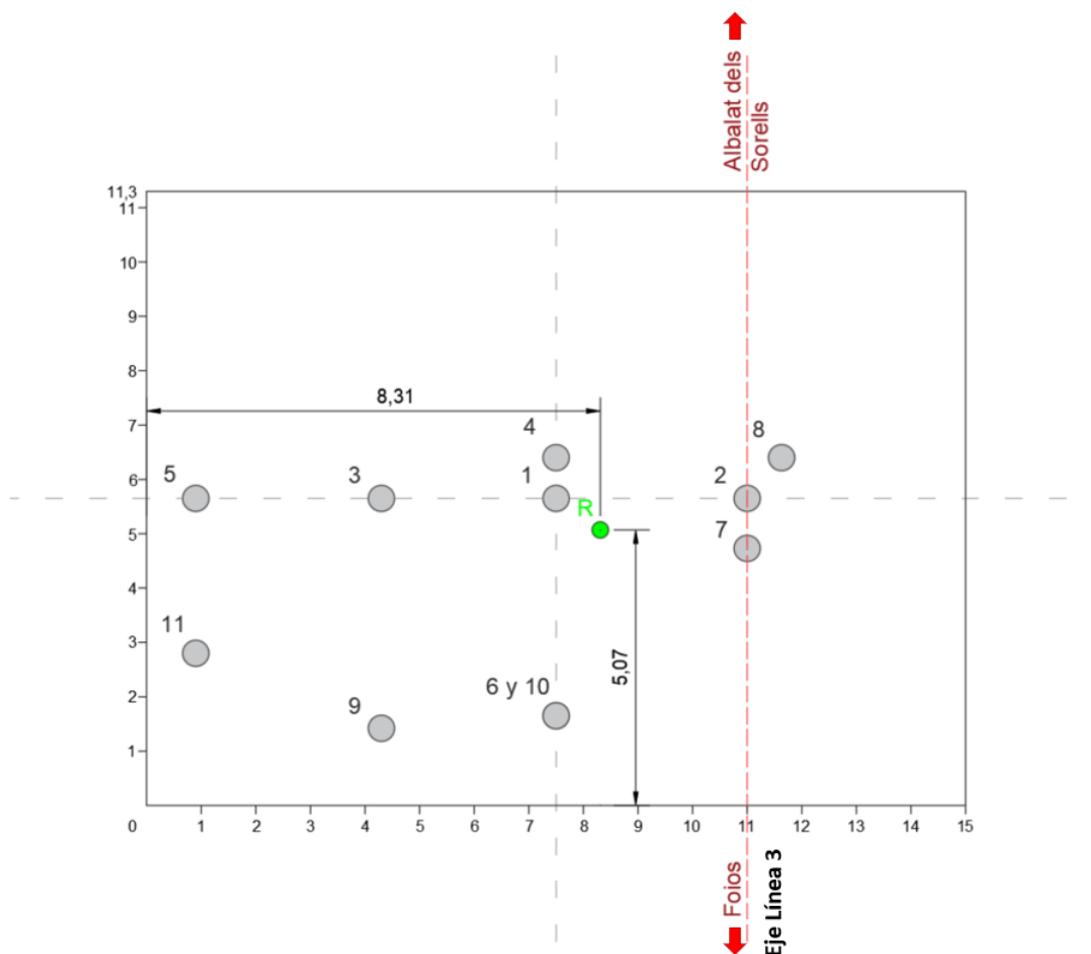


Figura 18. Croquis ubicación de resultante sobre la cimentación. Fuente: Elaboración propia.

Teniendo en cuenta la ubicación del punto de paso de la resultante obtenida, las dimensiones del área equivalente son:

$$B^*=B - 2e_B = 10,13 \text{ m}$$

$$L^*=L - 2e_L = 13,38 \text{ m}$$

Adicionalmente ha sido necesario considerar situaciones de “corto plazo”, dada la cercanía del nivel freático al plano de cimentación del cajón. Para ello se ha determinado una cohesión sin

drenaje a corto plazo, teniendo en cuenta un incremento de la presión del agua intersticial ( $u$ ) y una cohesión efectiva a largo plazo, donde la presión intersticial se va disipando y es el terreno que se comprime y expulsa el agua correspondiente.

Previo al cálculo de las comprobaciones, a modo de resumen se detallan los valores de los parámetros necesarios contemplados en los distintos niveles geotécnicos detallados en el Anexo Nº2 “Antecedentes y documentación de partida”. Como suposición utilizada para determinar la cohesión total de la capa de limos arcillosos, al ser un suelo cohesivo se supone que la cohesión sin drenaje ( $c_u$ ) equivale a la mitad de la resistencia a compresión simple ( $q_u$ ). Teniendo en cuenta que el valor  $q_u$  equivale a 50 Kpa, según el estudio geotécnico realizado, se le dio un valor  $c_u = 25$  Kpa. Otra de las suposiciones realizadas, es que los primeros 40 cm, corresponden al paquete de firmes existentes, al cual se le dio un peso específico aparente de 19,5 KN/m<sup>3</sup>, para esta primera capa.

Tabla 26. Resumen de parámetros geotécnicos en los distintos estratos para comprobaciones. Fuente: Elaboración propia.

Profundidad	Tipo de Material	Peso Esp. Aparente (KN/m <sup>3</sup> )	Peso Esp. Saturado (KN/m <sup>3</sup> )	Cohesión total	Cohesión efectiva	Angulo de rozamiento interno
0-0,4	Firmes	19,5	-	-	-	-
0,4-9,60	Limos Arcillosos	21.17	21.66	25	30.5	32.8
9,60-12,90	Gravas limo-arenosas	22,15	22,15	-	-	32,5
12.90-20,30	Limos Arcillosos	21.66	21.66	25	30.5	32.8

Definidos los parámetros, se procede a calcular cada uno de los valores necesarios para la determinación de la carga de hundimiento. El primer paso consiste en definir unos parámetros equivalentes con el propósito de representar al conjunto de la cimentación, teniendo en cuenta que el terreno no es homogéneo, sino que existen estratos de distinta naturaleza que se ven afectados por la línea de rotura de la cimentación, como se expone en el apartado 4.5.5.7. de la GCOC. Los parámetros equivalentes a definir se determinarán a partir de las siguientes ecuaciones:

$$\gamma_{eq} = \frac{1}{H} \sum \gamma_i \cdot h_i$$

$$c_{eq} = \frac{1}{H} \sum c_i \cdot h_i$$

$$\ln(tg\phi_{eq}) = \frac{1}{H} \sum h_i \cdot \ln(tg\phi_i)$$

Siendo:

- $h_i$  = Espesor de cada estrato bajo la cimentación.
- $\gamma_i, c_i, \phi_i$  = Parámetros  $\gamma, c, \phi$ , correspondientes a cada estrato
- $H$  = Profundidad de la zona de afección.

Una vez obtenido todos los parámetros que compone la ecuación de la presión vertical de hundimiento y considerando las presiones netas, a modo de resumen en la Tabla 27 se muestran los resultados en ambas situaciones.

Tabla 27. Cargas de hundimiento en las distintas situaciones. Fuente: Elaboración propia.

Situación	Presión vertical de hundimiento neta ( $p_{vh}$ )
Corto Plazo	274,75 KPa
Largo Plazo	8433,89 Kpa

Con los valores previamente reflejados, se concluye que la situación más desfavorable es a corto plazo ( $\phi=0$ ), con 274,75 KPa. Con este valor se procedió a calcular el coeficiente de seguridad frente al hundimiento, teniendo en cuenta los valores netos. La fórmula se define como:

$$F_h = \frac{p_{vhn}}{p_{vn}} = \frac{p_{vh} - q}{p_v - q} \geq 3$$

Siendo:

- $p_{vh}$ : Presión vertical de hundimiento
- $p_{vhn}$ : Presión vertical de hundimiento neto
- $p_v$ : Presión vertical
- $p_{vn}$ : Presión vertical neta
- $q$ : Presión del terreno en el plano de apoyo de la cimentación

La presión vertical se corresponde a la resultante de las cargas verticales consideradas, entre el área de apoyo equivalente.

$$p_v = \frac{20722,22}{10,13 * 13,38} = 152,83 \text{ KPa}$$

Por lo tanto, reemplazando dicho valor en la fórmula del coeficiente de seguridad de hundimiento, se obtiene:

$$F_h = \frac{274,75 - 152,81}{152,83 - 152,81} = 6097 \geq 3$$

El valor resultante del coeficiente demuestra que la estructura es segura frente a las acciones de hundimiento. Dicho valor fue bastante elevado debido a que la presión vertical generada por las acciones consideradas es bastante cercana a la presión del terreno en el plano de apoyo, por lo que se puede considerar como una cimentación compensada.

En caso de fijar el coeficiente de seguridad en 3, la carga máxima que resistiría el terreno es la siguiente:

$$F_h = \frac{274,75 - 152,81}{p_v - 152,81} = 3$$

$$p_v = 193,46 \text{ KPa}$$

#### 8.4.2 SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO

Esta comprobación solo debe realizarse en los casos donde las cimentaciones se ven afectadas por cargas horizontales importantes como se especifica en el apartado 4.6 del GCOC. En lo que respecta al presente estudio, el paso inferior no cuenta con solicitaciones horizontales significativas, a excepción que la que ejerce el terreno sobre los hastiales, pero la cual se anula al ser esta la misma carga en cada hastial, pero en sentido contrario, por lo que no será necesario desarrollar las comprobaciones de deslizamiento.

#### 8.4.3 SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO

Para el caso de la comprobación frente al vuelco, tal y como se describe en el apartado 4.7 de la GCOC, en obras de paso que cumplan las condiciones de hundimiento y deslizamiento, y que a su vez el punto de paso de la resultante de las acciones consideradas sobre la estructura se ubique dentro del núcleo central del área de apoyo, no se requerirá realizar dicha comprobación. Por lo que al igual que en la seguridad frente a deslizamiento, no se realizará dicha comprobación.

#### 8.4.4 ESTIMACIÓN DE MOVIMIENTOS

Para la estimación de los asientos generados por la estructura, se ha seguido el método del modelo elástico descrito en el apartado 4.8.1. de GCOC.

Como paso previo, al contar con un terreno heterogéneo bajo la cimentación, se procede a calcular un valor medio equivalente del módulo de elasticidad ( $E_{eq}$ ), mediante la siguiente expresión:

$$E_{eq} = 13,19 \text{ MPa}$$

$$\nu_{eq} = 0,3.$$

Una vez definidos los parámetros, se calcularon los asientos generados por las solicitaciones para un área rectangular, mediante la siguiente expresión:

$$S = I_s * q_{tn} * B * (1 - \nu^2) \frac{1}{E}$$

Reemplazando los distintos parámetros de la ecuación, se obtuvo un asiento en el centro de la cimentación de 6,2 mm.

Según se establece en el 4.8.5. de la GCOC, el asiento máximo para losas de cimentación es de 5 cm, por lo que se concluye que la estructura si cumple con los valores admitidos por la normativa.

El valor del asiento calculado corresponde al final del proceso de consolidación primaria, para la determinación del asiento que se genera a corto plazo con el modelo elástico, se ha utilizado las ecuaciones propuestas en la GCOC:

$$E_{\text{corto plazo}} = E_{eq} \frac{1,5}{1 + \nu_{cp}}$$

$$\nu_{cp} = 0,5$$

Lo que da como resultado que el módulo de elasticidad a corto plazo es de 13,19 MPa , y al reemplazar estos valores en las ecuaciones previamente mencionadas genera un asiento en el centro de la cimentación de 5,16 mm.

## 9 EMPUJE DE TIERRAS

En este apartado se ha realizado un análisis de los empujes soportados por el cajón, provenientes del terreno.

Para el desarrollo de este apartado se ha seguido la metodología expuesta en el capítulo 6 del Documento Básico de Seguridad estructural en Cimientos del CTE (DB-SE-C) del CTE, referente a “Elementos de contención”.

El primero de los valores a calcular, fue el coeficiente de empuje en reposo ( $K_0$ ) que representa la relación entre las tensiones efectivas horizontales y verticales, el cual se define como:

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi') * (R_{oc})^{1/2}$$

Una vez definido el coeficiente de empuje en reposo, se procedió a calcular los empujes del terreno, mediante la siguiente ecuación.

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma'_v + u_z$$

Debido a que sobre el terreno, hay unas sobrecargas verticales producidas por las diferentes acciones consideradas, para el cálculo de los empujes, se tuvo en cuenta dichas solicitaciones en la situación más desfavorable. Es por ello, que se ha creído conveniente obtener la carga distribuida que genera la vía férrea al terreno sobre el trasdós de la estructura. Las cargas actuantes son las siguientes:

Tabla 28. Cargas verticales consideradas sobre terreno. Fuente: Elaboración propia.

Tipo de carga	Cargas consideradas
Superestructura ferroviaria	86,72 KN/m
Cargas debido a tráfico ferroviario	160 KN/m
Sobrecarga generada sobre área de apoyo de superestructura	32,46 KN/m <sup>2</sup>

Una vez determinada la sobrecarga sobre el terreno, se procedió a calcular los empujes en reposo en el trasdós del cajón mediante la ley de empujes previamente mencionada. Los resultados de los cálculos se detallan en la Tabla 29 y a la vez se representan mediante un croquis en la Figura 19.

Tabla 29. Resultado de empujes en el trasdós. Fuente: Elaboración propia.

Profundidad	$\sigma'_v$	$K_0$	$\sigma_h$
0	32.46	0.46	<b>14.93</b>
6.45	169.01	0.46	<b>77.74</b>

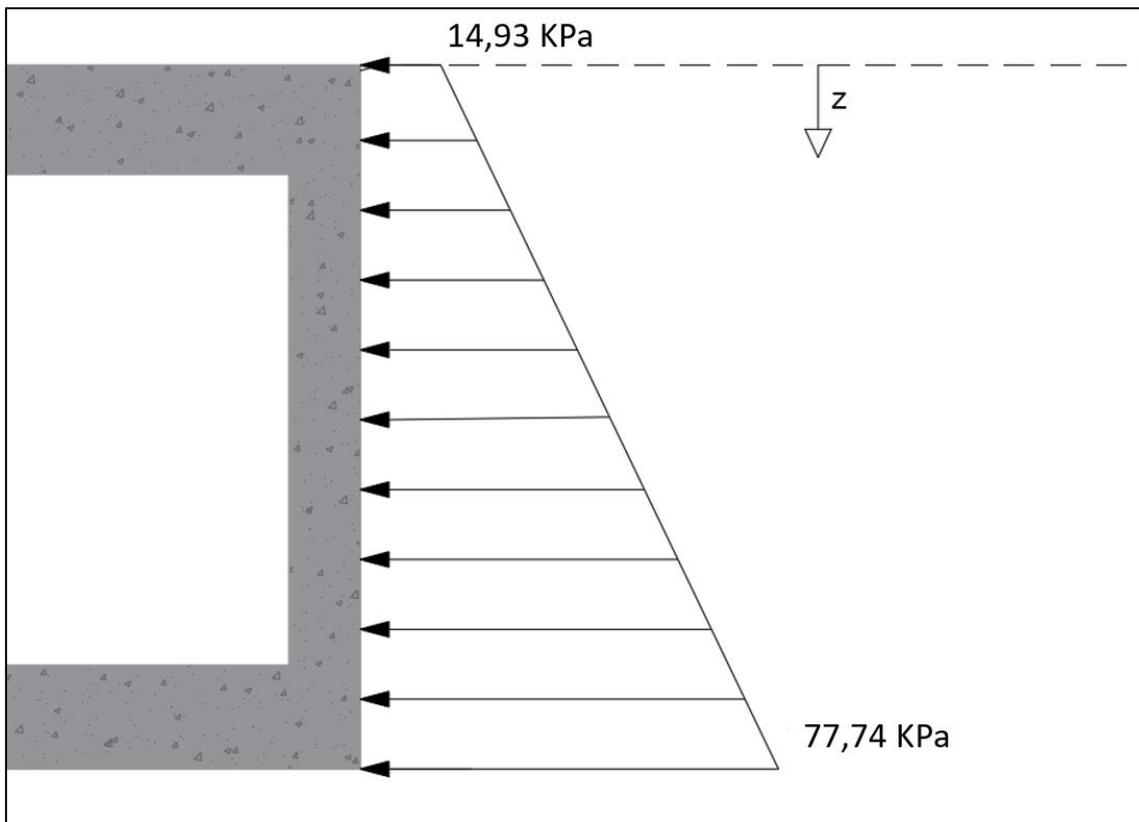


Figura 19. Croquis de empujes en el trasdós del cajón. Fuente: Elaboración propia.

A modo de simplificación, las tensiones horizontales en el trasdós en la situación más desfavorable, se pueden resumir como una carga puntual de 292 KN/m a una profundidad de 3,95 m, medido desde la cara superior del cajón. Como se ha mencionado previamente, estas solicitaciones horizontales quedan anuladas entre si ya que actúan en sentido contrario a cada lado del cajón.

## 10 CONCLUSIONES

Basado en el alcance y objetivos definidos para el presente estudio, se llevó a cabo la revisión de la información existente como de la documentación adicional obtenida dentro de la búsqueda bibliográfica, conformando así la documentación de partida sobre la cual se desarrolló este trabajo de fin de grado.

Una vez realizado el análisis de los ensayos de suelos y sus resultados de laboratorio, se adelantó la caracterización geotécnica del terreno presente en la zona de intervención. Posteriormente, una vez establecida la geometría del paso inferior en base a los requerimientos y condicionantes técnicos, se llevó a cabo la definición y análisis de alternativas, para las cuales se realizó un análisis multicriterio mediante el método TOPSIS.

Sobre la alternativa seleccionada se realizaron las comprobaciones geotécnicas pertinentes para confirmar que la solución propuesta cumple los requerimientos de seguridad definidos para este tipo de obra.



Por último, se elaboraron los planos y la estimación económica no solo de la solución seleccionada sino también de las otras dos alternativas planteadas.

Tras el desarrollo del presente Trabajo de Fin de Grado, se ha dado alcance a los objetivos planteados para el desarrollo del *“Diseño geotécnico de un paso inferior ferroviario bajo la Línea 3 de Ferrocarrils de la Generalitat Valenciana entre las localidades de Albalat dels Sorells y Foios (Valencia)”*.

En Valencia, Septiembre de 2023

El autor del proyecto

Daniel Alejandro Oviedo Muñoz



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



# Anexos

Trabajo Fin de Grado

Oviedo Muñoz, Daniel Alejandro

Tutor: Cuesta García, César

Curso 2022/23

*Diseño geotécnico de un paso inferior ferroviario bajo la Línea 3 de Ferrocarrils de la Generalitat Valenciana entre las localidades de Albalat dels Sorells y Foios (Valencia)*



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



## Anexo Nº1

# Reconocimiento fotográfico

Trabajo Fin de Grado

Oviedo Muñoz, Daniel Alejandro

Tutor: Cuesta García, César

Curso 2022/23

*Diseño geotécnico de un paso inferior ferroviario bajo la Línea 3 de Ferrocarrils de la Generalitat Valenciana entre las localidades de Albalat dels Sorells y Foios (Valencia)*



---

## ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN.....	3
2	REPORTAJE FOTOGRÁFICO.....	3

## 1 INTRODUCCIÓN

Como soporte al proyecto “*Diseño geotécnico de un paso inferior ferroviario bajo la Línea 3 de Ferrocarrils de la Generalitat Valenciana entre las localidades de Albalat dels Sorells y Foios (Valencia)*” se han realizado visitas de reconocimiento a la zona de actuación, identificando las condiciones actuales, como a su vez los posibles condicionantes a tener en cuenta dentro de los diseños del presente estudio.

## 2 REPORTAJE FOTOGRÁFICO

A continuación, se detalla el reportaje fotográfico realizado en las cercanías del paso a nivel existente.



Fotografía 1. Vista general Paso a nivel Av. del Cid-Línea férrea (dirección SE).



Fotografía 2. Vista general Paso a nivel Av. del Cid-Línea férrea (dirección NO).



Fotografía 3. Detalle cruce peatonal sobre paso a nivel (dirección NO).



Fotografía 5. Sección Línea 3 Rafelbunyol-Aeroport, y Calle San José (dirección SO).



Fotografía 4. Sección Línea 3 Rafelbunyol- Aeroport (dirección NE).



Fotografía 6. Detalle denominación perfil riel línea férrea (ENSIDESA 91 – IIIII – UIC – 54 )



Fotografía 7. Detalle traviesas de madera y de hormigón prefabricado, costado sentido Rafelbunyol.



Fotografía 8. Detalle traviesas de hormigón prefabricado, costado sentido Aeroport.



Fotografía 9. Sección carril ciclopeatonal al costado izquierdo Av. Del Cid (SE), delante de paso a nivel.



Fotografía 10. Sección ciclovía al costado izquierdo Av. Del Cid (dirección SO), antes de paso a nivel Rafelbunyol

Adicionalmente se ha adelantado una revisión del registro histórico desde la plataforma web Street View de Google, en el cual se cuenta con imágenes del área de actuación desde el año 2008, en donde se visualizan las modificaciones realizadas en zonas aledañas a la intersección hasta Mayo 2022, como se detalla a continuación:

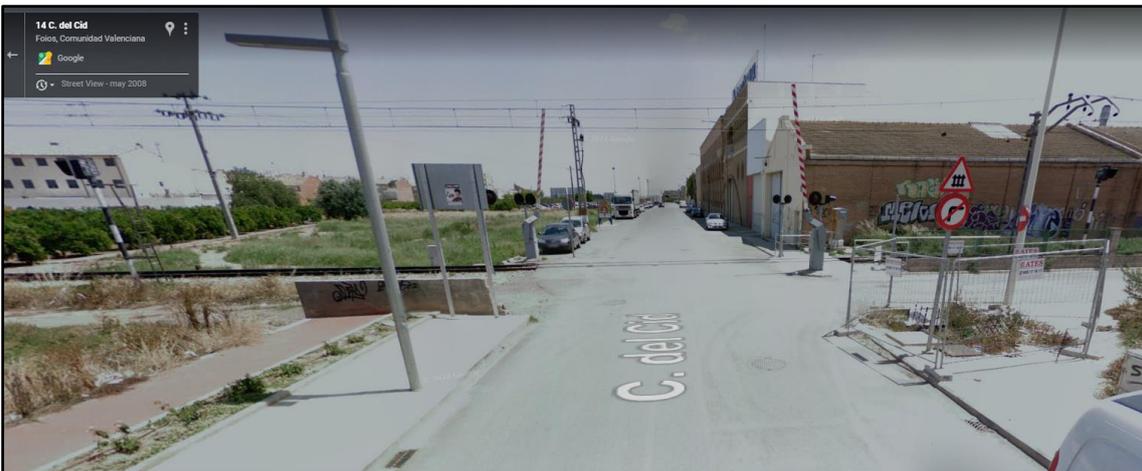


Figura 1. Paso a nivel Mayo 2008. Fuente: Google Maps, Street View



Figura 2. Paso a nivel Mayo 2017. Fuente: Google Maps, Street View

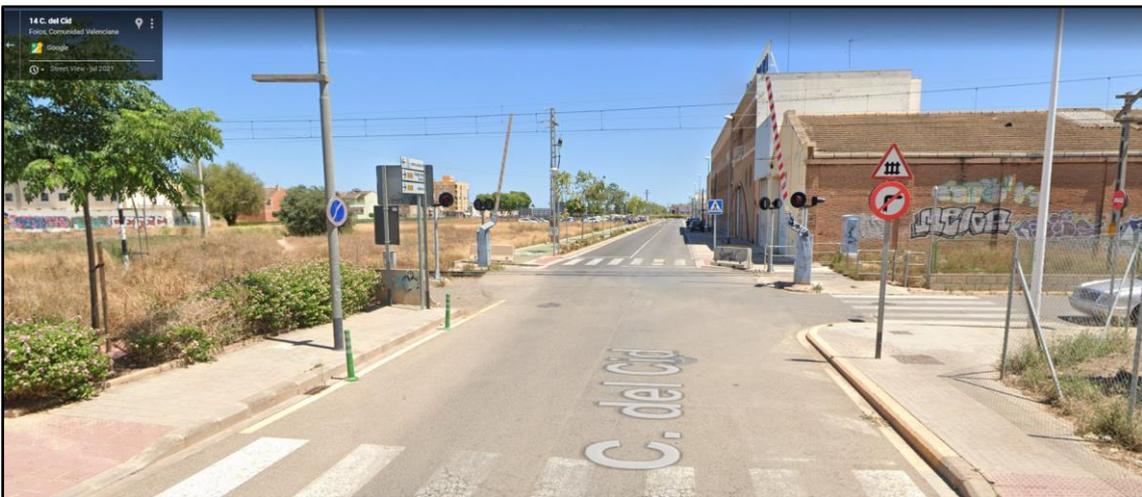


Figura 3. Paso a nivel Julio 2021. Fuente: Google Maps, Street View



Figura 4. Paso a nivel Mayo 2022. Fuente: Google Maps, Street View



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



## Anexo Nº2

### Antecedentes y documentación de partida

Trabajo Fin de Grado

Oviedo Muñoz, Daniel Alejandro

Tutor: Cuesta García, César

Curso 2022/23

*Diseño geotécnico de un paso inferior ferroviario bajo la Línea 3 de Ferrocarrils de la Generalitat Valenciana entre las localidades de Albalat dels Sorells y Foios (Valencia)*



## ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN.....	3
2	ANTECEDENTES.....	3
3	DOCUMENTACIÓN DE PARTIDA.....	4
4	ESTUDIO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO.....	4
4.1	CARACTERÍSTICAS GENERALES.....	5
4.1.1	CLIMATOLOGÍA.....	5
4.1.2	GEOLOGIA.....	6
4.1.3	SISMOLOGÍA.....	7
4.2	RECONOCIMIENTOS Y ENSAYOS GEOTÉCNICOS.....	8
4.2.1	ENSAYOS.....	8
4.2.2	RESULTADOS. CARACTERIZACIÓN DEL TERRENO.....	10
4.2.3	NIVEL FREÁTICO.....	13
4.3	CONDICIONANTES GEOTÉCNICOS.....	14
4.3.1	EXCAVABILIDAD Y ESTABILIDAD.....	14
4.3.2	AGRESIVIDAD Y ALTERABILIDAD.....	14
4.4	CONCLUSIONES.....	15
5	CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA.....	15

### APENDICE I. REPORTAJE FOTOGRÁFICO CAJAS PORTATESTIGOS



## 1 INTRODUCCIÓN

El objetivo de este anexo consiste en describir y analizar los antecedentes del estudio que motivaron al diseño de este y la documentación de partida con la que se contó para la redacción del presente Trabajo Fin de Grado, con el fin de obtener los condicionantes técnicos requeridos para adelantar el diseño geotécnico del paso inferior propuesto.

## 2 ANTECEDENTES

Todo paso a nivel sobre la red ferroviaria conlleva asociado un alto nivel de riesgo para los usuarios de las vías, tanto de la misma red ferroviaria, como de la red de carreteras, peatones y ciclistas.

Aunque actualmente existen sistemas modernos de control de seguridad en los cruces a nivel, el riesgo siempre se mantiene y la mejor opción, siempre que sea factible su implementación y que se den los requerimientos mínimos de las normativas vigentes, es su eliminación mediante la sustitución, ya sea por un paso inferior o paso elevado.

Dentro de la fase inicial del presente estudio, se ha adelantado la recopilación y revisión de los antecedentes relativos a la zona de intervención objeto de estudio y que dan base a la necesidad de la supresión del actual paso a nivel para ser sustituido por un paso inferior.

A continuación, se detalla los antecedentes analizados y puestos en consideración para el desarrollo del estudio.

- **Informe sobre la Situación de los Pasos a Nivel Peatonales y los Pasos entre Andenes en FGV-València.** Este estudio fue realizado por Ferrocarrils de la Generalitat Valenciana (FGV) en el año 2016, con el propósito de analizar el estado de los pasos a nivel peatonales y los pasos entre andenes de la red de Metrovalencia. En este informe se examinaron un total de 141 pasos, en los cuales se valoró una serie de criterios para su posterior análisis global. Como resultado se obtuvo la necesidad de intervenir en 44 puntos de paso, los cuales se ordenaron según la prioridad de intervención, debido al riesgo que presentaban.

Dentro de ese estudio encontramos dos pasos a nivel y un paso entre andenes pertenecientes al municipio de Foios, los cuales todos hacen parte del listado de pasos a intervenir. Uno de ellos corresponde al paso a nivel objeto de estudio ubicado en la intersección de la Avenida del Cid con la Línea 3 de la red de Metrovalencia y que es denominado dentro del informe como F-2.

Teniendo en cuenta la clasificación realizada según el nivel de riesgo, el paso a nivel F-2 es considerado como "Prioridad MEDIA" situándose en el puesto 25. Dentro de los criterios analizados en este paso a nivel, se destaca que el paso no cumple con las normas y regulaciones de uso peatonal, sin contar con el equipamiento mínimo exigido. Por otro parte, aunque la frecuencia de paso peatonal es baja, durante los periodos de entrada y salida laboral en el polígono industrial próximo a dicho cruce, se ve incrementado notoriamente el flujo peatonal, conllevando un alto riesgo en la seguridad de los peatones que transitan usualmente, dado los bajos niveles de seguridad y de equipamiento mínima de dicha intersección.

- **Artículo 235 del Reglamento de la Ley de Ordenación de los Transportes Terrestres.**  
Dentro del apartado 1, del artículo 235 correspondiente a la Supresión y Protección de Pasos a Nivel, se establece que todas los cruces de carreteras u otras vías de comunicación con líneas férreas que se produzcan por el nuevo establecimiento o la modificación de unas u otras, deberán en todo caso realizarse a distinto nivel (a excepción de ciertos casos absolutamente justificados).
- **LEY 7/2018, de 26 de marzo, de la Generalitat, de seguridad ferroviaria.**  
En el apartado 3 Anexo II, correspondiente a la supresión de pasos a nivel, se estipula que en los tramos de línea en los que la distancia entre pasos a nivel sea igual o inferior a 500 metros, medidos a lo largo de la vía entre los ejes de la carretera o camino de cada paso a nivel, deberá procederse a la concentración de los mismos en un solo paso a nivel o, preferentemente, a distinto nivel, enlazándolos entre sí mediante los caminos que resulten necesarios, con la mayor urgencia que permita la disponibilidad de los medios existentes.  
Teniendo en cuenta que la distancia entre el paso a nivel objeto de estudio y el paso a nivel próximo a la estación de Foios, es menor a 500 metros, se requiere realizar un rediseño de la configuración de los pasos a nivel dentro del municipio de Foios.

### 3 DOCUMENTACIÓN DE PARTIDA

Para la realización del estudio se contó con documentación de partida, suministrada por el tutor del TFG, con la cual se logró identificar las condiciones existentes de la intersección de este trabajo, como también los condicionantes técnicos a considerar durante la fase de análisis y diseño del mismo. Dichos documentos iniciales, son:

- **ESTUDIO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO:** El objeto de este estudio fue la caracterización geotécnica del terreno en el área de actuación. Dentro de este estudio se recoge el procedimiento y resultado de los sondeos y ensayos requeridos de la zona de actuación, con el fin de obtener todas las características geológicas y geotécnicas necesarias, para el correcto diseño del paso inferior. La elaboración de este informe fue realizada por la empresa CYTEM en junio de 2021.
- **CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA.** En este informe se describe los trabajos topográficos realizados dentro del área de intervención durante el mes de mayo de 2021. Las fases que conformaron el levantamiento topográfico fueron la implementación y cálculo de bases de replanteo, el levantamiento taquimétrico de la zona de actuación y los trabajos complementarios.

### 4 ESTUDIO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO

En este apartado se identifican las características generales de la zona de emplazamiento del enlace en estudio, como también los condicionantes geotécnicos a considerar, basados en los resultados de ensayos realizados en la zona de actuación y su correspondiente valoración y análisis.

## 4.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES

### 4.1.1 CLIMATOLOGÍA

La zona de estudio se ubica en una región considerada de clima mediterráneo, por lo tanto, en su régimen pluviométrico general se desarrollan periódicamente aguaceros de gran intensidad, fundamentalmente en otoño y ocasionalmente en primavera. Como consecuencia de estas precipitaciones pueden producirse escorrentías importantes, anegarse áreas consideradas y entrar en funcionamiento barrancos y rieras inactivas en épocas de estiaje.



Figura 1. Mapa climático de España. Fuente: IGN.

Para la obtención de la precipitación máxima en 24 horas, correspondientes a un periodo de retorno dado, se hizo uso de la publicación del Ministerio de Fomento “Máximas lluvias diarias en la España peninsular” publicada en diciembre 2001, que proporciona, para cada punto de la geografía española peninsular, el valor medio de la máxima precipitación diaria anual ( $P_{media}$ ) y su coeficiente de variación ( $C_v$ ).

En cuanto a la precipitación total diaria en el periodo de retorno deseado ( $P_t$ ), esta se obtiene partiendo de  $P_{media}$  y  $C_v$  asumiendo una distribución SQRT-ET max y aplicando los cuantiles correspondientes. Los datos de entrada son las coordenadas geográficas o UTM del punto de cálculo y el periodo de retorno para el que se desea obtener la precipitación. Los resultados obtenidos se encuentran en la Tabla 1.

Tabla 1. Intensidad de precipitación diaria

P <sub>media</sub> (mm/d)	60	60	60	60	60
C <sub>v</sub>	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51
Periodo de Retorno (años)	25	50	100	200	500
P <sub>r</sub> (mm/d)	165.4	194.5	225.4	258.2	304.7

Coordenadas UTM: X-727.565; Y-4,380.116

Estos valores deberán considerarse tanto para el drenaje del paso inferior, como para el dimensionamiento de todos los elementos de evacuación de aguas superficiales.

#### 4.1.2 GEOLOGIA

Desde el punto de vista geológico, la Comunidad Valenciana se encuentra en el sector suroeste de la Cordillera Ibérica, denominada como Sector Levantino de la Rama Castellana de la Cordillera Ibérica. El área de estudio se localiza geológicamente dentro de una amplia depresión denominada geográficamente como la Huerta de Valencia, que se extiende entre el mar y las estibaciones de los relieves de Chiva y Buñol al oeste.

Mediante el Mapa Geológico de España (MAGNA) elaborado por el Instituto Geológico y Minero de España, podemos tener una primera aproximación a la naturaleza de los materiales que aparecen en la superficie terrestre del área de intervención, ubicado dentro de la localidad de Foios. En la Hoja 696 de este Mapa Geológico se puede visualizar la geología de la zona de estudio, correspondiente a la zona de Burjasot (ver Figura 2).

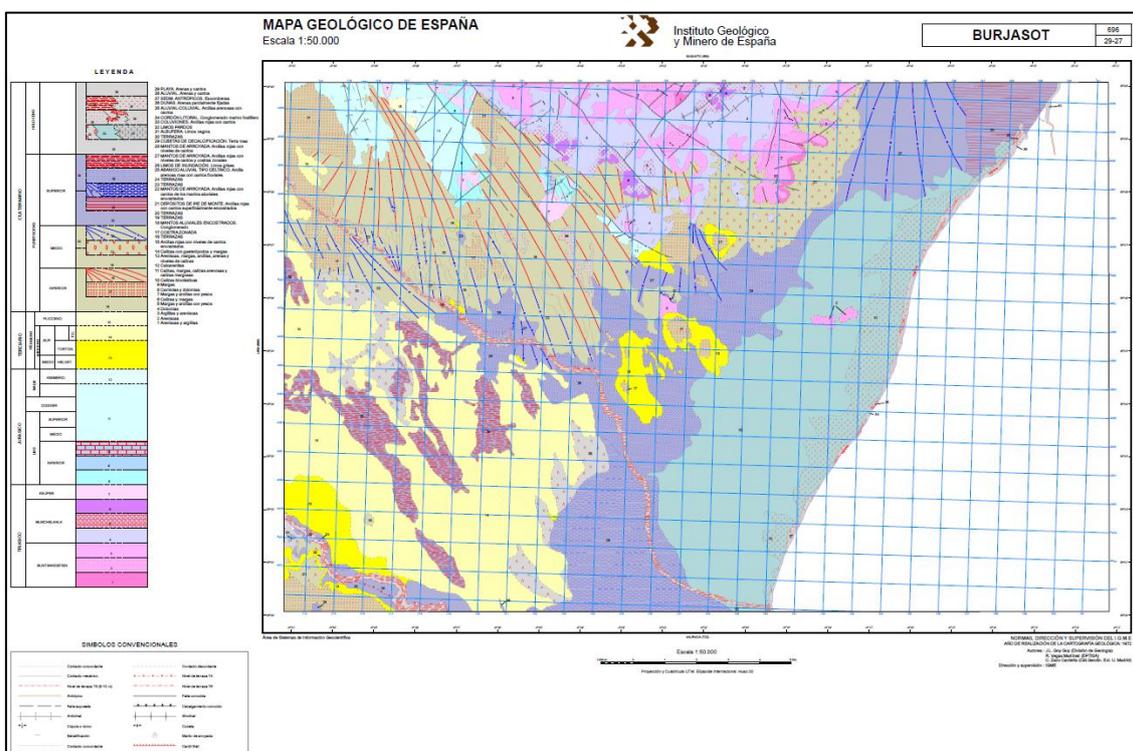


Figura 2. Hoja 696 del MAGNA, escala 1:50.000. Fuente: IGME

Teniendo en cuenta el contenido del mapa geológico previamente mencionado, podemos identificar que el origen del material superficial de la zona de estudio pertenece al periodo geológico Cuaternario, más específicamente a la época del Holoceno, el cual se caracteriza por presentar una sedimentación de Limos Pardos, los cuales hacen parte de una amplia orla que rodea los depósitos de la albufera por su parte extrema. Este tipo de sedimentos provienen del lavado de las arcillas rojas superiores, que afloran más al Norte.

#### 4.1.3 SISMOLOGÍA

Para el análisis de los efectos sísmicos, se hizo uso de la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02), en donde se establecen criterios que han de seguirse, para la consideración de la acción sísmica. Según la clasificación de las construcciones que se establece dentro de esta normativa, se considera el paso inferior como construcción “de importancia normal”.

Para la determinación de Aceleración Sísmica de Cálculo, se hizo uso de la siguiente expresión:

$$a_c = a_b * S * \rho$$

Siendo:

- $a_b$ = Aceleración sísmica básica.
- $S$ = Coeficiente de amplificación del terreno. Considerando un Coeficiente de terreno (C) igual a 1,45, se obtuvo un valor de  $S = 1.2$ .
- $\rho$ = Coeficiente adimensional de riesgo. Para construcciones de:
  - o Importancia moderada:  $\rho = 1,0$ .
  - o Importancia especial:  $\rho = 1,3$ .

El valor de la aceleración sísmica básica ( $a_b$ ) viene definida por el emplazamiento de la obra dentro del Mapa de peligrosidad sísmica (ver Figura 3). En el caso del presente estudio, este se emplaza dentro del municipio de Foios, el valor de la aceleración sísmica básica es de 0,06 g, como se establece en el Anejo I de la NCSE-02.

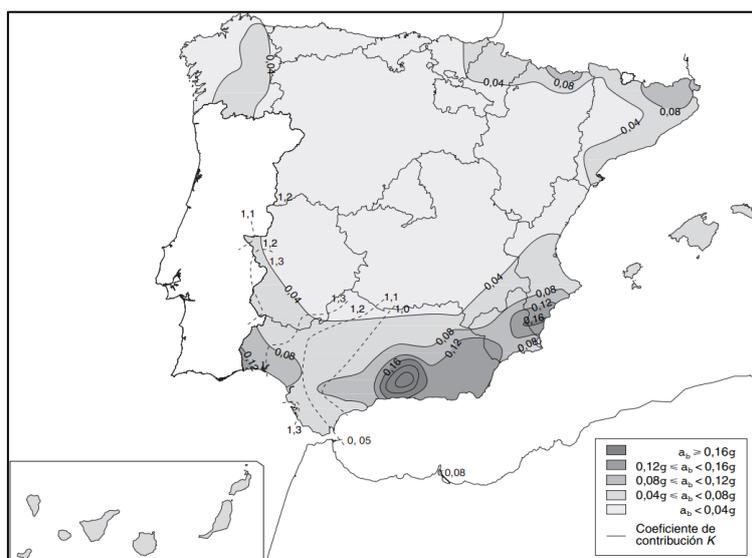


Figura 3. Mapa sísmico de la Norma Sismorresistente (NCSE-02).

Reemplazando los valores obtenidos en la fórmula expuesta previamente, se obtiene una aceleración sísmica de cálculo ( $a_c$ ) de 0,07 g.

## 4.2 RECONOCIMIENTOS Y ENSAYOS GEOTÉCNICOS

### 4.2.1 ENSAYOS

#### **Trabajos en Campo**

Para el reconocimiento del terreno, se realizó 1 sondeo mecánico de rotación y recuperación continua de testigo, mediante un equipo TECOINSA TP-50/400 instalando sobre camión. La ejecución del sondeo se realizó en las coordenadas UTM X: 727.565; Y: 4,380.116, consiguiendo alcanzar una profundidad de 20,3 m con respecto a la cota de la rasante del terreno.

En las siguientes ilustraciones se refleja la ubicación del sondeo realizado (ver Figura 4) y el equipo de muestreo utilizado (ver Figura 5).



Figura 4. Ubicación de sondeo.



Figura 5. Realización de sondeo por equipo TP-50/400 sobre camión.

Durante la ejecución del sondeo, se realizaron un total de 5 Ensayos de Penetración Estándar (SPT), los cuales nos permitieron tener una primera idea del comportamiento del terreno y la resistencia que presenta a la penetración.

El procedimiento se realizó tal y como se establece en la UNE-EN ISO 22476-3:2006, en donde se especifica que el hincado del tomamuestras se debe realizar por medio de una maza de 63.5 kg que se deja caer sobre la cabeza de impacto o yunque desde una altura de 76 cm. Como resultado de este ensayo se obtuvo el número de golpes (N) requeridos para alcanzar una profundidad del tomamuestras de 30 cm, los cuales se agrupan en intervalos de 15 cm. Cabe destacar que en caso de que se realicen un total de 50 golpes y no se haya conseguido finalizar el intervalo de 15 cm, se considerará el ensayo como “Rechazo”.

Teniendo en cuenta la naturaleza del terreno, se consiguió obtener 2 muestras inalteradas con Tomamuestras Normalizado. En la siguiente tabla se especifican los ensayos realizados en las diferentes profundidades y el número de golpes requeridos.

Tabla 2. Distribución y tipos de ensayos in-situ.

Sondeo	Tipo	Profundidad (m)	N15	N15	N15	N15	N30
1	SPT	2,40 – 3,00	9	9	9	11	<b>18</b>
	INAL	5,80 – 6,40	8	9	11	14	<b>12*</b>
	INAL	8,80 – 9,40	3	4	6	10	<b>6*</b>
	SPTPC	11,10 – 11,21	50	-	-	-	<b>Rechazo</b>
	SPT	13,60 – 14,20	5	7	7	6	<b>14</b>
	SPT	17,00 – 17,60	4	10	24	22	<b>34</b>
	SPT	19,70 – 20,30	16	14	12	9	<b>28</b>

### **Ensayos de Laboratorio**

Una vez realizado el sondeo, se trasladaron las muestras obtenidas al laboratorio para realizar los pertinentes ensayos con el fin de obtener todas las características necesarias de este, teniendo en cuenta la naturaleza del proyecto. Los ensayos realizados en el laboratorio y el número de estos se describen en la Tabla 3.

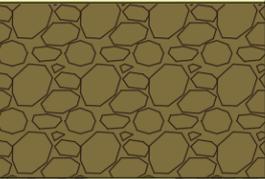
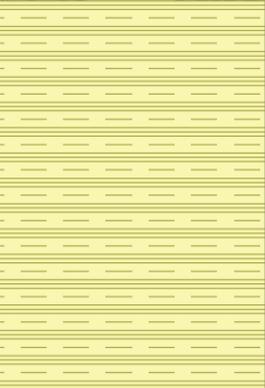
*Tabla 3. Número y descripción de ensayos en laboratorio.*

Unidades	Designación
3	Análisis granulométrico por tamizado (UNE 103101/95)
3	Determinación de los límites de Atterberg (UNE 103103/94 y 103104/93)
2	Determinación de la humedad natural (UNE 103300/93)
2	Densidad de las partículas. Método del picnómetro de fluido (NE EN ISO 17892-3:2018 APDO. 6.1)
2	Ensayo de rotura a compresión simple en suelos (UNE 103400/93)
1	Ensayo de corte directo CD (UNE 103401/93)
1	Contenido en sulfatos en suelos (Anejo 5 EHE)
1	Análisis químico del agua (Anejo 5 EHE)

#### 4.2.2 RESULTADOS. CARACTERIZACIÓN DEL TERRENO

Una vez adelantados los ensayos, se realizó la identificación y caracterización del terreno dentro del área de intervención. Con los datos obtenidos en el sondeo se han identificado 3 niveles geotécnicos, los cuales se distribuyen tal y como se establece en la columna estratigráfica representada en la Tabla 4.

Tabla 4. Columna estratigráfica.

Nivel	Profundidad (m)	Estratos	Naturaleza y descripción del terreno
0	1,0		<b>Suelo Vegetal</b> Limos arcillosos con alguna raíz. Color marrón oscuro
I	8,0		<b>Suelos Detríticos Finos</b> Limos, limos arcillosos y arcillas limosas con nódulos y concreciones carbonatadas. Consistencia "compacta" a "muy compacta", puntualmente "media". Color marrón.
II	9,6		<b>Suelos Detríticos Gruesos</b> Gravas limo-arenosas parcialmente cementadas. Compacidad "muy densa". Color marrón.
I	12,9		<b>Suelos Detríticos Finos</b> Limos, limos arcillosos y arcillas limosas con nódulos y concreciones carbonatadas. Consistencia "compacta" a "muy compacta", puntualmente "dura". Color marrón.
	20,3		

A continuación, se describen cada uno de los niveles geotécnicos previamente indicados:

**Nivel 0: Suelo vegetal**

En esta primera capa se ha identificado el mismo tipo de materiales que el del nivel subyacente, alterados por la presencia de una cobertura vegetal. El espesor de este nivel, según el sondeo, es de 1,0 m y está constituido por limos arcillosos con algunas raíces.

Geotécnicamente esta capa cuenta con un comportamiento impredecible y con la cual no se debe contar con esta capa para realizar las cimentaciones.

### **Nivel I: Suelos detríticos finos**

Por debajo de la capa de suelo vegetal y hasta la profundidad máxima registrada por el sondeo (20,3m), se ubica una capa constituida por limos, limos arcillosos y arcillas con algunos nódulos y concreciones carbonatadas. Tal y como se describió en el apartado 4.1.2, el material ubicado en el área de actuación son Limos Pardos provenientes del Cuaternario.

Los resultados de los ensayos de penetración estándar (SPT) y de las muestras inalteradas comprendidas en el Nivel I, reflejan como el número de golpes necesarios para hincar el tomamuestras 30 cm, varía de 12 a 28 golpes, lo cual nos indica una consistencia “compacta” a “muy compacta”, según el Ing. Crespo Villalaz, 1990. Cabe destacar que entre las profundidades 8,80 m a 9,40 m, zona en donde oscila el Nivel Freático, se obtuvo el menor valor  $N_{30}=6$  (consistencia “media”), mientras que de 15,0 m a 15,6m se obtuvo el mayor número de golpes, siendo este  $N_{30}=34$  (consistencia “dura”). Para los cálculos de las propiedades geotécnicas, se unifican estos valores obtenidos en el Nivel I y se toma como valor característico el valor medio ( $N_{30}=18$ ).

Mediante el número de golpes  $N_{30}$  previamente establecido, se estima un módulo de deformación (E) aproximado. Para ello se hará uso de coeficientes establecidos por diferentes autores, tal como se aprecia a continuación.

$$E(kg/cm^2) = K_1 * N_{SPT} + K_2$$

	$K_1$	$K_2$
Schultze&Menzebach (1961)	5,17	74,60
Bowles (1987)	5,00	75,00
Webb (1970), en arenas arcillosas	3,16	15,80
D'Appolonia et al. (1970)	8,10	19,02

Los valores obtenidos aplicando la ecuación previa, van desde 70 hasta 167 kg/cm<sup>2</sup>. Para la determinación del valor característico, se escogerá el valor medio de los resultados obtenidos, siendo este 110 kg/cm<sup>2</sup>.

Adicionalmente, mediante el ensayo de corte directo, se ha determinado un ángulo de rozamiento interno de  $\phi = 32,7^\circ$  y una cohesión de  $c = 0,3$  kg/cm<sup>2</sup>.

En la Tabla 5, se recopilan todos los parámetros geotécnicos calculados y estimados en este nivel.

Tabla 5. Parámetros geotécnicos Nivel I.

Parámetro	Resultado	Parámetro	Resultado
Grava (2.0-60.0 mm) % peso	4 - 6	Porosidad %	27,6
Arena (0.06-2.0 mm) % peso	15 - 25	Índice de poros	0,382
Limo (0.002-0.06 mm) % peso	71 - 79	Humedad %	11,9
Arcilla (menor 0.002 mm) % peso		Grado de saturación %	83,11 *
Límite Líquido	13,4 – 25,1	Valor medio $N_{30}$ SPT	18
Índice de plasticidad	0,8 – 9.5	Consistencia <sup>(1)</sup>	Compacta – muy compacta

Clasificación USCS	ML / CL	Resistencia a compresión simple <sup>(2)</sup> KPa	50
Clasificación AASTHO	A-4	Ángulo de resistencia interna °	32,8
Peso específico de partículas KN/m <sup>3</sup>	26,14	Cohesión kg/cm <sup>2</sup>	0,3
Peso específico seco KN/m <sup>3</sup>	18,91	Módulo de deformación <sup>(3)</sup> KN/m <sup>2</sup>	10780
Peso específico aparente KN/m <sup>3</sup>	21,17	Coeficiente de balasto <sup>(4)</sup> kp/cm <sup>3</sup>	5,0
Peso específico saturado KN/m <sup>3</sup>	21,66	Contenido en sulfatos mg/kg	Menor 2000
Peso específico sumergido KN/m <sup>3</sup>	11,86	Coeficiente de permeabilidad <sup>(5)</sup> m/s	10 <sup>-7</sup> – 10 <sup>-8</sup>

Nota 1: Según Crepo Villalaz, 1990.

Nota 2: Valor medio obtenido en los ensayos de resistencia a compresión simple, este valor indica una consistencia “media”.

Nota 3: Según varios autores.

Nota 4: Según Jiménez Salas (1980), para placa de 1 pie2.

Nota 5: Valores estimados según la tabla D.28 del CTE.

Nota \*: Saturado bajo el nivel freático.

### **Nivel II: Suelos detríticos gruesos**

Subyacente al “Nivel I”, se ubica una capa constituida por gravas areno-limosas, con un espesor de 3,3m. Al igual que el tipo del material del Nivel I, estos “Suelos detríticos gruesos” pertenecen a depósitos del cuaternario, aunque en este caso estos aparecen entre los limos como lentejones de rápida extinción lateral.

A continuación, describen los parámetros geotécnicos identificados en el Nivel II.

Tabla 6. Parámetros geotécnicos Nivel II.

Parámetro	Resultado	Parámetro	Resultado
Grava (2.0-60.0 mm) % peso	61	Peso específico sumergido KN/m <sup>3</sup>	12,35
Arena (0.06-2.0 mm) % peso	23	Porosidad %	25,9
Limo (0.002-0.06 mm) % peso	16	Índice de poros	0,350
Arcilla (menor 0.002 mm) % peso		Humedad %	13
Límite Líquido	No plástico	Grado de saturación %	Saturado
Índice de plasticidad	No plástico	Valor medio N <sub>30</sub> SPT	18
Clasificación USCS	GM	Compacidad <sup>(1)</sup>	Muy densa
Clasificación AASTHO	A-1-b	Ángulo de resistencia interna °	30-35
Peso específico de partículas KN/m <sup>3</sup>	26,46	Cohesión kg/cm <sup>2</sup>	Nula
Peso específico seco KN/m <sup>3</sup>	19,60	Módulo de deformación <sup>(3)</sup> KN/cm <sup>2</sup>	25480
Peso específico aparente KN/m <sup>3</sup>	22,15	Coeficiente de balasto <sup>(4)</sup> kp/cm <sup>3</sup>	12,0
Peso específico saturado KN/m <sup>3</sup>	22,15	Coeficiente de permeabilidad <sup>(5)</sup> m/s	10 <sup>-4</sup> – 10 <sup>-5</sup>

Nota 1: Según Crepo Villalaz, 1990.

Nota 2: Según varios autores.

Nota 3: Según Jiménez Salas (1980), para placa de 1 pie2.

Nota 4: Valores estimados según la tabla D.28 del CTE.

### 4.2.3 NIVEL FREÁTICO

Durante la ejecución del sondeo fue detectado el nivel freático a una profundidad de 8 m con respecto a la cota de embocadura del sondeo. Teniendo en cuenta la proximidad a la que se encuentra este con la losa de cimentación del paso inferior y las oscilaciones que puede tener debido a diferentes circunstancias, se ha considerado la impermeabilización de la losa inferior y de los muros del paso inferior. Adicionalmente, durante la ejecución de la obra, se requerirá la conformación de pozos de bombeo que permitan rebajar el Nivel Freático y así facilitar las

labores de construcción sin afección debida a la presencia de agua subterráneas que puedan inestabilizar la zona de intervención.

Para el análisis del agua freática, se tomó una muestra para ensayarla en laboratorio con el propósito de determinar su agresividad frente al hormigón. Como resultado a los ensayos químicos, se determinaron unas condiciones de agresividad débil (ambiente Qa) frente al hormigón, siguiendo lo establecido en la Tabla D.22. del CTE.

Tabla 7. Análisis de agua freática.

Sondeo 1	Parámetro	Resultado
Agua Freática	PH	7,2 a 22oC
	Residuo seco (mg/l)	1647
	SO <sub>4</sub> (mg/l)	515
	Magnesio (Mg+2) (mg/l)	40
	CO <sub>2</sub> libre (mg/l)	13
	Amonio (NH <sub>4</sub> ) (mg/l)	1

### 4.3 CONDICIONANTES GEOTÉCNICOS

#### 4.3.1 EXCAVABILIDAD Y ESTABILIDAD

Las excavaciones previstas afectarán a los materiales del Nivel 0 y Nivel I, excavaciones tales que podrán ejecutarse con medios mecánicos convencionales (excavadoras y retroexcavadoras potentes).

En cuanto a la estabilidad, se ha realizado una modelización del talud, considerando una profundidad de 8,00 metros, atravesando los niveles 0 y I.

Para la realización de los cálculos de estabilidad se ha recurrido al empleo del programa de ordenador SLOPE/W (Slope Stability Analysis for Windows), versión 9 (2018). Para la obtención del coeficiente de seguridad se utilizó el método Morgenstern- Price, obteniendo un factor de seguridad del talud de 1.251, con el que se asegura la estabilidad del talud a corto plazo.

#### 4.3.2 AGRESIVIDAD Y ALTERABILIDAD

El ensayo químico realizado sobre los materiales que constituirán el plano de apoyo de la cimentación arroja concentraciones máximas en ión sulfato inferiores a 2000 mg/kg, correspondiente a un ambiente no agresivo frente al hormigón con el que pueda entrar en contacto según la Tabla 022 del C.T.E., por tanto, no resulta necesario el uso de cementos sulforresistentes (SR) en los hormigones.

No obstante, lo anterior, es recomendable la utilización de un hormigón con buena relación A/C (agua/cemento), bien curado y que resulte compacto puesto en obra, así como también, el aumentar el espesor del recubrimiento para potenciar la protección de las armaduras, lo que incrementará la resistencia a posibles agresiones físico-químicas.

De otra parte, el Nivel I resulta susceptible frente a accesos de agua de cualquier origen, sobre todo si se prolonga en el tiempo y tiene circulación, pudiendo producirse el lavado de partículas

finas y arenosas, y la plastificación de las capas más arcillosas. Esta situación puede provocar fallos en el talud y en la cimentación por falta de apoyo. Por estos motivos, es aconsejable que se eviten acumulaciones de agua en las inmediaciones de la cimentación dotando a la actuación proyectada de elementos de drenaje y de pendientes adecuadas que conduzcan las aguas de escorrentía de forma rápida y eficaz hacia los puntos de desagüe.

#### 4.4 CONCLUSIONES

Realizado el estudio geotécnico para la construcción de un paso inferior en la intersección entre la línea 3 de FGV con la Avenida Del Cid, en el término municipal de Foios (Valencia), se concluye que:

- Se efectuó 1 sondeo mecánico con modelo a rotación y recuperación continua de testigo que ha alcanzado una profundidad de 20,30 m. también se han realizado los ensayos de identificación, mecánicos y químicos de las muestras extraídas, para la correcta identificación de los parámetros del terreno.
- En el sondeo se ha detectado un primer nivel de suelo vegetal (Nivel 0) hasta una profundidad de 1,00 m. Por debajo de este nivel se ha atravesado el Nivel I constituido por suelos detríticos finos de edad Cuaternaria, que se prolonga hasta la profundidad máxima investigada, 20,30 m, intercalado entre este nivel se ha detectado un nivel de gravas limo-arenosas (Nivel II), este nivel no se ha tenido en cuenta para los cálculos por tratarse de lentejones de gravas con rápida extinción lateral.
- El plano de apoyo de la estructura quedará constituido por los materiales del Nivel I.
- Se ha detectado la presencia del nivel freático a una profundidad de 8,00 m (respecto a la cota de embocadura del sondeo).
- Según la Norma Sismorresistente N.C.S.E.-02 Parte General y Edificación, se obtiene una aceleración sísmica de cálculo de 0,07g para construcciones de importancia normal y de 0.09g para construcciones de importancia especial.
- Las excavaciones previstas afectarán al Nivel 0 y al Nivel I, podrán realizarse con maquinaria habitual (excavadoras y retroexcavadoras potentes). No se prevén inestabilidades que comprometan la seguridad de las obras.
- No resulta preceptivo el empleo de cementos sulforresistentes (SR) en los hormigones que pudieran entrar en contacto con los limos arcillosos y arcillas limosas que constituyen el plano de apoyo, ya que en los análisis no se detectan cantidades significativas de sulfates solubles en agua.
- El Nivel I resulta susceptible frente a accesos de agua de cualquier origen. Es conveniente que se eviten acumulaciones de agua en las inmediaciones de la cimentación dotando a la actuación proyectada de elementos de drenaje y de pendientes adecuadas que conduzcan las aguas de escorrentía de forma rápida y eficaz hacia los puntos de desagüe.

## 5 CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA

Para la elaboración de trabajo fin de grado, se partió de la cartografía BCV05, dispuesta por el Instituto Cartográfico Valenciano (ICV) de la GVA, coordenadas ETRS89, escala 1:5000.



Así mismo, se utilizaron ortofotos RGB de la Comunidad Valenciana, de 22 cm de resolución correspondientes a los vuelos realizados en 2022 entre los meses de mayo a junio, concretamente el fotograma utilizado No. 0070-127.

Adicionalmente, como referencia, se ha contado con la topografía del tramo de la Línea 3 de Metrovalencia, información suministrada por el tutor del presente trabajo de fin de grado. De dicha topografía se han capturado, entre otros, los niveles de rasante tanto de la línea férrea como de la Avenida del Cid y Calle San José, en la zona de intervención.



# Apéndice I

## Reportaje Fotográfico

### Sondeo 1

### Cajas Portatestigos



Figura 6. Caja Portatestigos Sondaje Nº1 entre cotas 0,00 – 3,40 m. Fuente: CYTEM



Figura 7. Caja Portatestigos Sondaje Nº1 entre cotas 3,40 – 6,40 m. Fuente: CYTEM



Figura 8. Caja Portatestigos Sondeo N<sup>o</sup>1 entre cotas 6,40 – 9,40 m. Fuente: CYTEM



Figura 9. Caja Portatestigos Sondeo Nº1 entre cotas 15,80 – 18,60 m. Fuente: CYTEM



Figura 10. Caja Portatestigos Sondeo Nº1 entre cotas 18,60 – 20,30 m. Fuente: CYTEM



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



## Anexo Nº3

# Condicionantes técnicos y estudio de alternativas

Trabajo Fin de Grado

Oviedo Muñoz, Daniel Alejandro

Tutor: Cuesta García, César

Curso 2022/23

*Diseño geotécnico de un paso inferior ferroviario bajo la Línea 3 de  
Ferrocarrils de la Generalitat Valenciana entre las localidades de Albalat  
dels Sorells y Foios (Valencia)*



## ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN .....	3
2	CONDICIONANTES PREVIOS .....	3
3	ALTERNATIVAS .....	7
3.1	ALTERNATIVA 0 .....	7
3.2	ALTERNATIVA 1 – PASO INFERIOR IN SITU MEDIANTE EL MÉTODO TOP DOWN .....	7
3.3	ALTERNATIVA 2 – RIPADO DE VÍA Y CONSTRUCCIÓN DE CAJÓN MEDIANTE ELEMENTOS PREFABRICADOS.....	10
3.4	ALTERNATIVA 3 – APEO DE VÍA Y EMPUJE DEL CAJÓN .....	15
4	ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS.....	19
4.1	CRITERIOS DE ELECCIÓN.....	19
4.2	SELECCIÓN DE ALTERNATIVA .....	23

### APÉNDICE I. ESTIMACIÓN INICIAL DE RESIDUOS



## 1 INTRODUCCIÓN

Como parte de los diseños geotécnicos para la construcción del paso inferior bajo la vía ferroviaria de la línea Rafelbunyal-Aeroport, a la altura de la Avenida del Cid en el municipio de Foios, se pretende realizar en este apartado un análisis y valoración de alternativas para la ejecución del paso inferior que permita la supresión del actual paso a nivel, con el objetivo de identificar la solución técnica más favorable, con la cual se minimice la incidencia sobre la continuidad del servicio ferroviario de la línea Rafelbunyal-Aeroport.

Cada una de las propuestas de ejecución del paso inferior incluirá, como mínimo, los siguientes aspectos en consideración:

- Descripción de la alternativa
- Proceso Constructivo
- Programación de obras.
- Planos
- Estimación económica

## 2 CONDICIONANTES PREVIOS

El objetivo del presente apartado es la identificación y valoración de diferentes soluciones técnicas y constructivas que permitan la supresión del actual paso a nivel mediante la construcción de un paso inferior. Las condiciones actuales de flujo vehicular, tanto para la avenida del Cid como la calle San José, la línea de tren Rafelbunyal-Aeroport, y la franja peatonal definida a lo largo de la avenida del Cid en su costado norte, deben mantener su continuidad y operatividad en la zona de proyecto, una vez la infraestructura propuesta sea puesta en operación y servicio.

No se valorarán emplazamientos distintos al ya descrito en el presente documento. De igual forma, no se consideran para la definición de las alternativas la construcción de un paso superior, no solo por el impacto visual que este generaría, sino también por las restricciones urbanísticas identificadas en las zonas de estudio.

Las alternativas a evaluar consideran la ejecución de pantallas de pilotes y muros de contención en los accesos al paso inferior, destinados no solo a la retención de tierras durante la realización de las obras sino también como elementos estructurales definitivos que han de mantenerse durante todo el período de operación y servicio de la obra propuesta, reduciendo el riesgo de afectación de las cimentaciones y de la estabilidad de las edificaciones e instalaciones cercanas a la zona de intervención.

Dadas las limitaciones de espacio para encajar la infraestructura propuesta, y su encarecimiento en caso de requerir un ancho adicional, el carril bici que se desarrolla a lo largo de la Avenida del Cid en su costado norte no tendrá continuidad bajo el paso inferior propuesto como en los accesos a esta, empleando la instalación de señalización adecuada

requiriendo a los ciclistas desmontar sus bicicletas para atravesar la estructura por la zona peatonal definida.

Las dimensiones internas útiles definidas para el paso inferior son ancho 10,0 m, longitud 15,0 m, y alto 4,5 m, ver (Figura 1). Las dimensiones finales de la estructura dependerán de los espesores definidos en cada una de las alternativas a considerar.

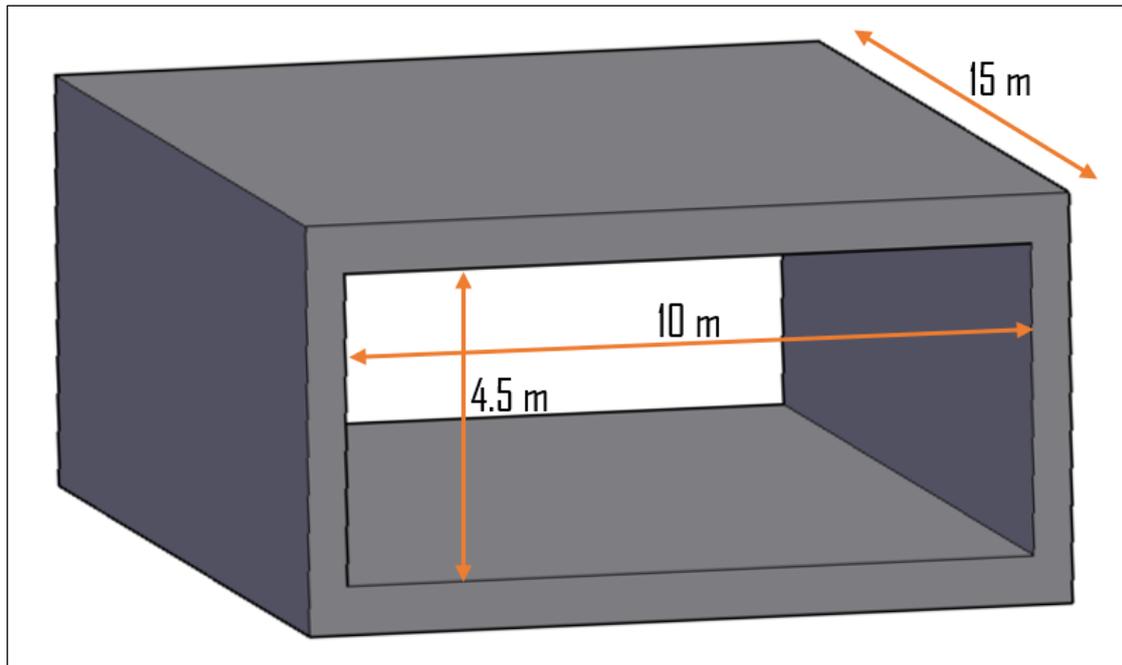


Figura 1. Diseños 3D del paso inferior. Fuente: Elaboración propia.

Como se ha descrito previamente, el ancho útil del paso inferior es de 10 m, correspondiente a la sección tipo de la avenida del Cid (dos carriles de 3,25 m y arcenes de 0,50 m) más una acera peatonal elevada con un ancho de 2 m en el costado sur y otra acera de 0,5 m en el costado norte. En cuanto a la longitud del cajón, este contará con un largo de 15 m, lo que permitirá acomodar tanto la sección de la línea ferroviaria del metro Rafelbunyol-Aeroport, como también dar acceso a las zonas de cultivo, dando continuidad desde la calle San José.

A continuación, en las Figura 2 y 3 se presentan las secciones tipo definidas para el paso inferior (corte transversal y longitudinal), donde se detallan las dimensiones generales que han de tener en cuenta para la definición y valoración de las alternativas.

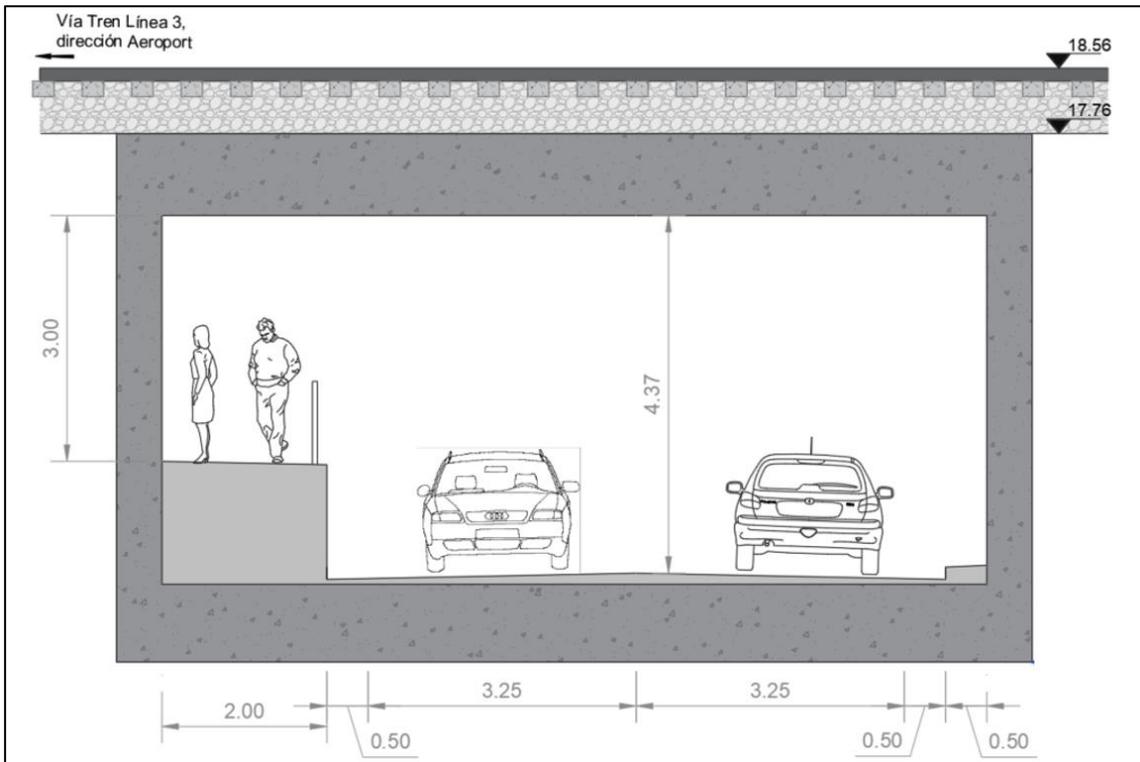


Figura 2. Croquis Sección Tipo, sección transversal. Fuente: Elaboración propia.

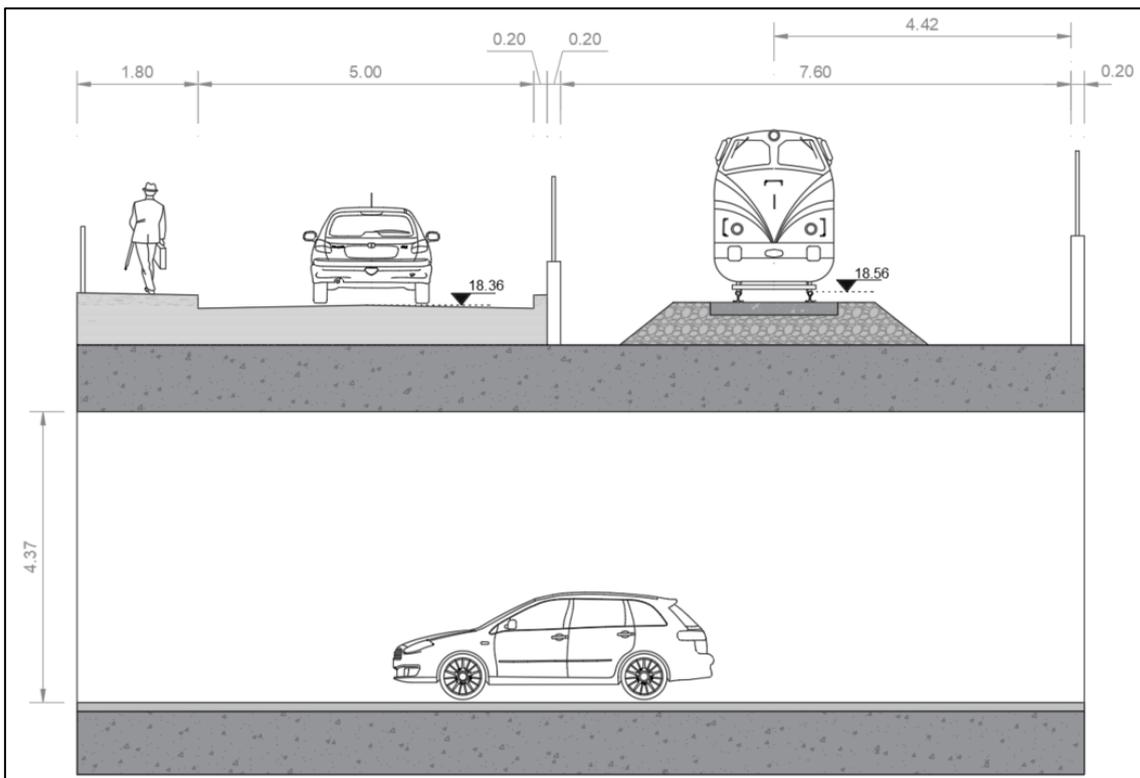


Figura 3. Croquis Sección Tipo, sección longitudinal. Fuente: Elaboración propia.

En la Figura a continuación se presenta en alzado las rampas que dan acceso al paso inferior sobre la Avenida del Cid.

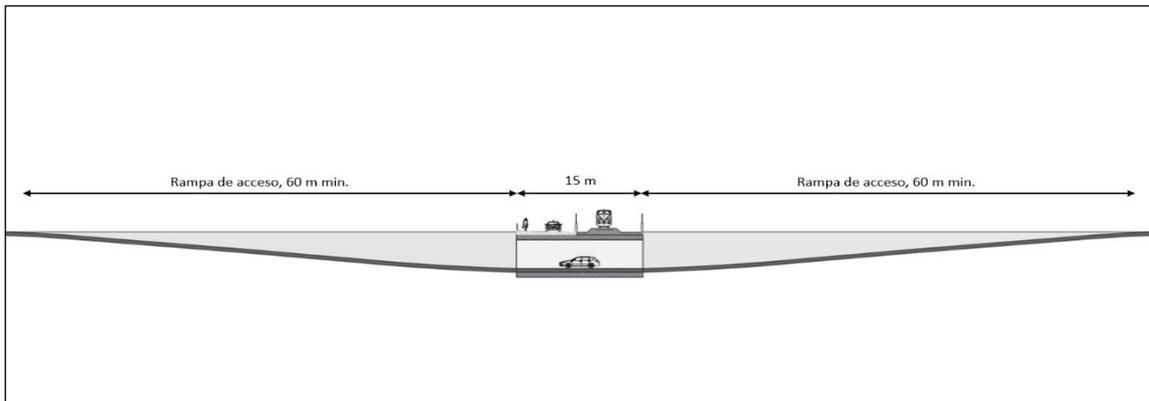


Figura 4. Croquis en alzado de las rampas. Fuente: Elaboración propia.

La extensión de la zona a intervenir está definida por la longitud del cajón (sombreado de rojo), 15 m, y las rampas de acceso, con las cuales se logrará la transición entre la sección de vía existente y la sección propuesta en el paso inferior, tal como se presenta en la Figura 5.

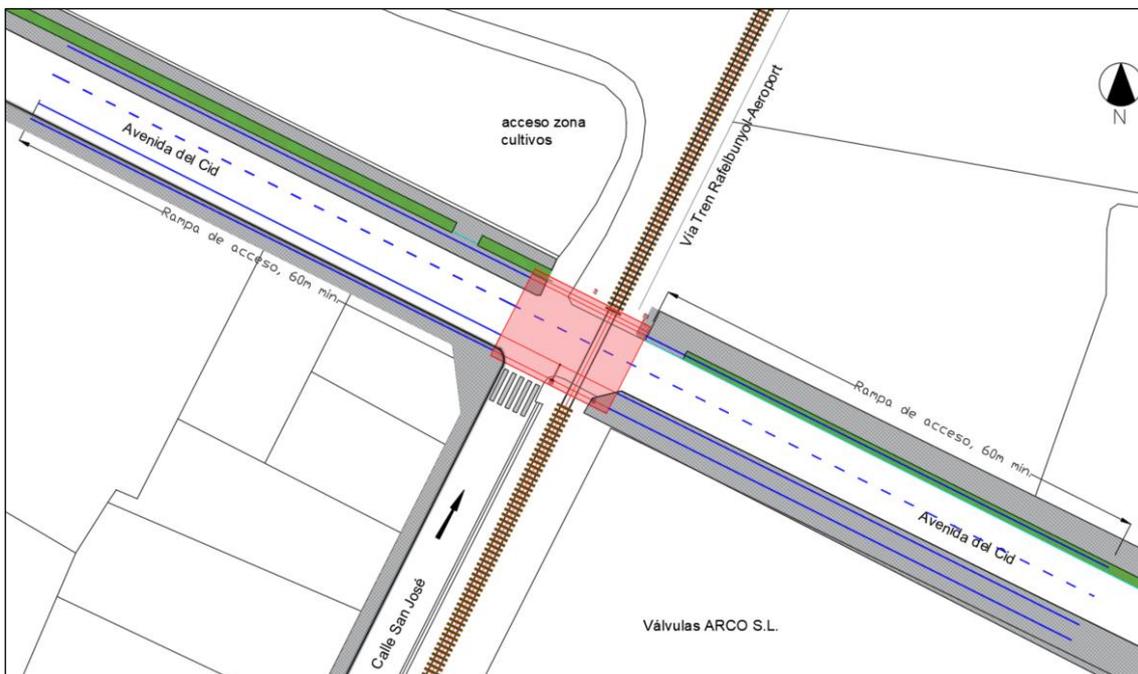


Figura 5. Vista en planta de localización del cajón propuesto sobre distribución proyectada. Fuente: Elaboración propia

### 3 ALTERNATIVAS

Las alternativas que se van a estudiar para la ejecución del paso inferior que permita la supresión del actual paso a nivel, son las siguientes:

- Alternativa 0: Mantener la situación actual sin modificaciones.
- Alternativa 1: Cajón in situ mediante método Top Down
- Alternativa 2: Ripado de vía y construcción de cajón mediante elementos prefabricados.
- Alternativa 3: Apeo de vía y empuje del cajón

#### 3.1 ALTERNATIVA 0

Esta alternativa consiste en la conservación del paso a nivel, tal y como se encuentra en la actualidad, sin ninguna modificación, lo que implicaría, seguir manteniendo el riesgo de posibles accidentes por colisión entre vehículos o peatones con el metro.

Teniendo en cuenta que el objeto del presente documento corresponde al diseño geotécnico de una posible solución para la supresión del paso a nivel, esta alternativa no será contemplada dentro del análisis multicriterio.

#### 3.2 ALTERNATIVA 1 – PASO INFERIOR IN SITU MEDIANTE EL MÉTODO TOP DOWN

Esta solución contempla el corte de la vía ferroviaria debido a la construcción del paso inferior en el lugar de su emplazamiento definitivo. Este corte de la vía supondría la interrupción del servicio actual de la línea de metro, aunque a diferencia de otros pasos inferiores realizados “in situ”, este no requerirá de la ejecución completa de la obra para la puesta en funcionamiento de la línea de metro ya que se hará uso del método constructivo “Top Down”, el cual permitirá desde una fase intermedia del proyecto, volver a dar funcionamiento a la línea ferroviaria. En la Figura 6 se presentan las fases constructivas de este método.

Esta propuesta consiste en la ejecución de una pantalla de pilotes tangentes, con un diámetro de 0.6 m. Estos pilotes se realizarán en ambos costados de la vía, desde el inicio de la boca de entrada hasta el final de la boca de salida.

Cabe destacar que la ejecución de la pantalla de pilotes se realizará en dos fases. En la primera fase se realizarán los pilotes que no afectan al servicio de la red de metro y en la segunda ya con el corte de la vía realizado se ejecutarán los pilotes restantes.

Con la pantalla de pilotes ya elaborada se realiza una primera excavación hasta la cota prevista para la conformación de la losa superior (puede ser prefabricada o in situ), con un espesor de 1.0 m. Esta se realizará sobre el mismo terreno por lo que se reducirá notoriamente el uso de encofrados.



Una vez la losa superior tiene la suficiente resistencia, se vuelve a reconstruir la plataforma ferroviaria para volver a dar servicio a la línea de metro lo más pronto posible.

Mientras que se realizan los trabajos del condicionamiento de la plataforma ferroviaria, también se van adelantando los trabajos de excavación dentro del interior del paso inferior hasta la cota establecida para la conformación de la losa inferior.

Previo a la ejecución de la losa inferior, se realiza un vertido de hormigón de limpieza, el cual permitirá nivelar y homogeneizar la superficie donde apoyará el hormigón de la losa inferior.

Las fases constructivas correspondientes a las obras de construcción de este falso túnel realizado con el procedimiento "Top Down", se resumen a continuación:

- Desbroce, limpieza del terreno y preparación de la superficie para la ejecución de las pantallas de pilotes en las rampas.
- Ejecución de pantallas de pilotes de las rampas.
- Construcción de viga de atado para las cabezas de pilotes de las rampas.
- Corte de vía ferroviaria
- Desbroce, limpieza del terreno y preparación de la superficie para la ejecución de las pantallas de pilotes restantes.
- Ejecución de pantallas de pilotes intermedios.
- Excavación hasta la cota de la losa superior del túnel artificial, preparación de la superficie y vertido de capa de 10 cm hormigón de limpieza.
- Colocación de las armaduras pasivas y hormigonado de la losa superior.
- Construcción de plataforma ferroviaria sobre losa superior
- Excavación para vaciado del interior del túnel artificial.
- Construcción de la solera, revestimiento y acabados del túnel.

Para un mejor entendimiento se ha elaborado un croquis con las distintas fases del proceso constructivo (ver Figura 6).

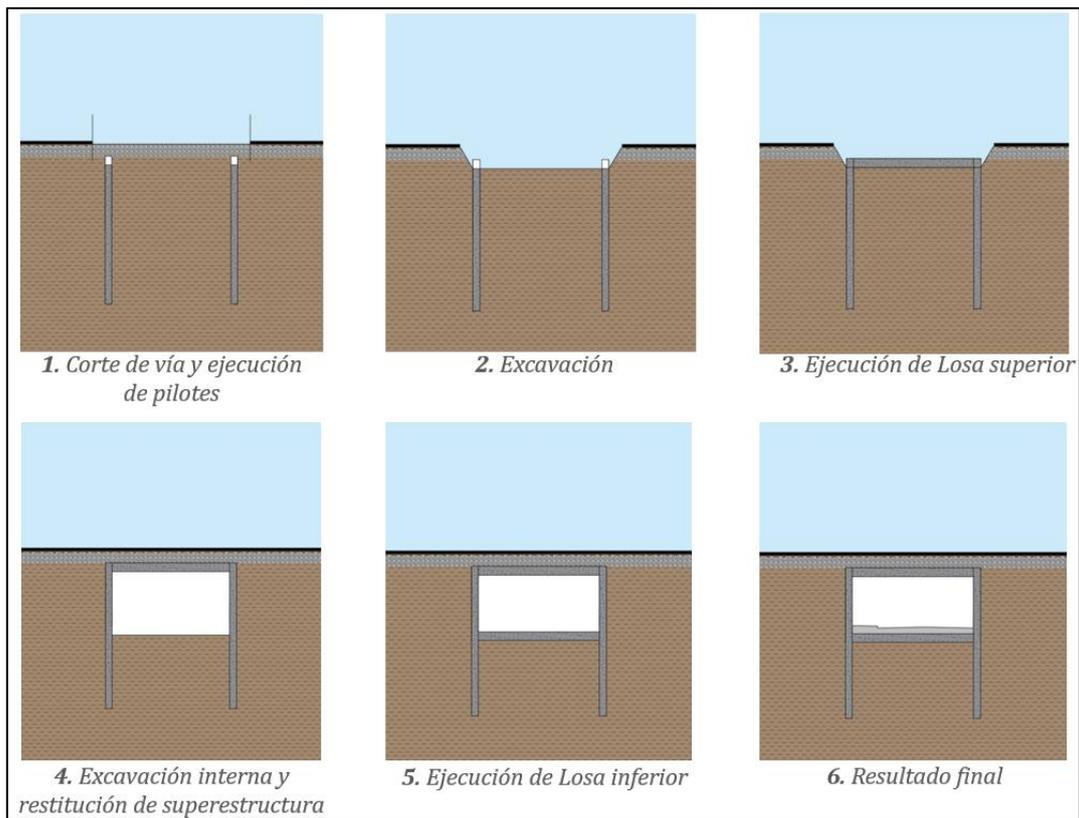


Figura 6. Esquema de fases constructivas. Alternativa 1. Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 7 se detalla una vista en planta de la primera fase del proceso constructivo, en el que se ve reflejado el corte de vía a 1,5 metros de distancia de la pantalla de pilotes y la longitud total de la pantalla de pilotes.

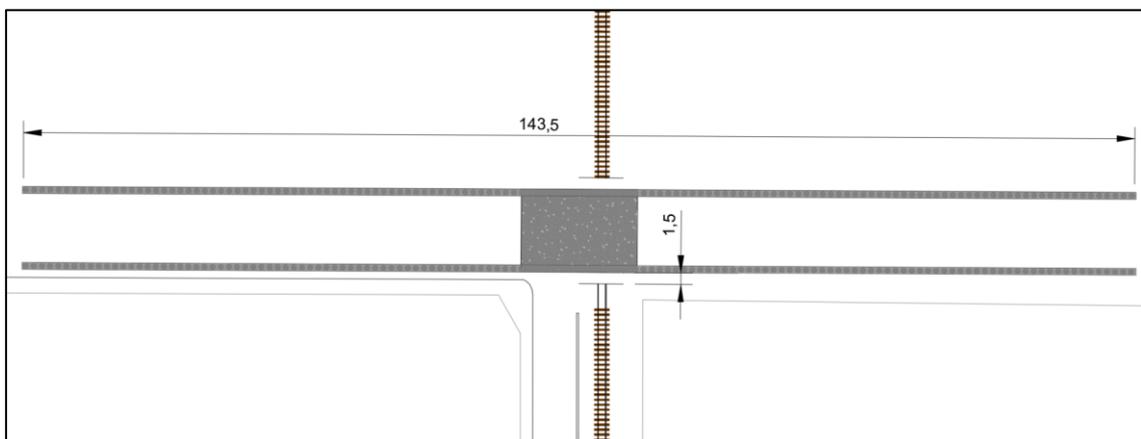
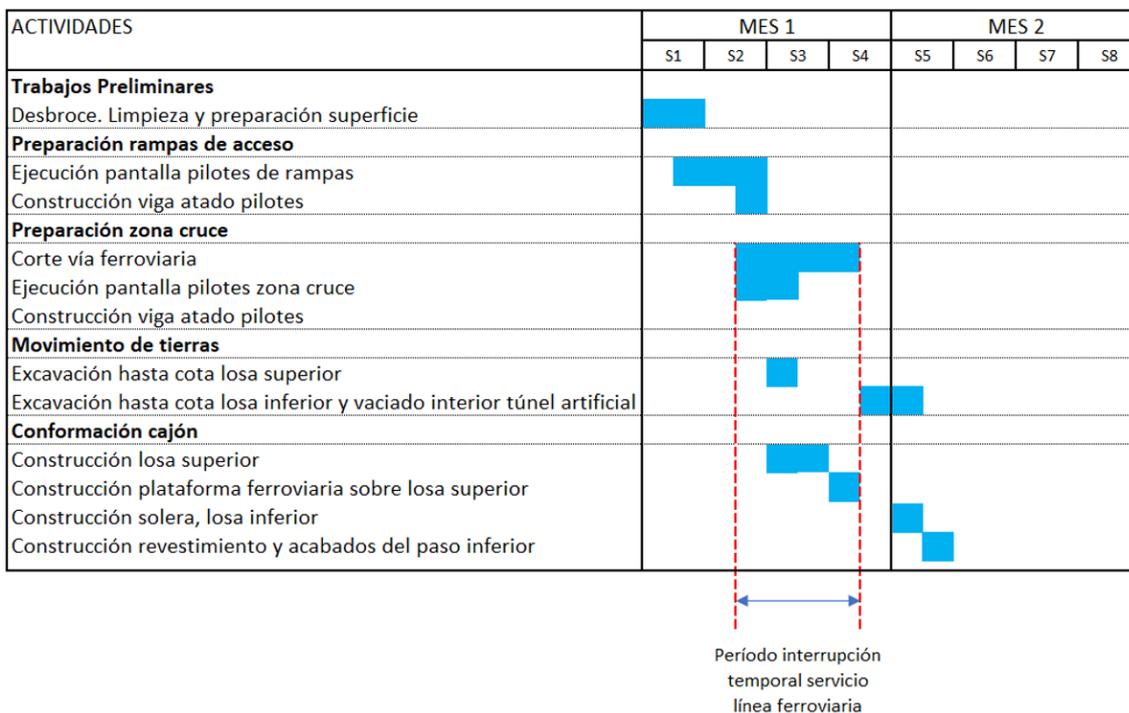


Figura 7. Vista en planta Alternativa 1 . Fase 1. Fuente: Elaboración propia.

En cuanto a la duración estimada de las obras, en la Tabla 1, se representa un cronograma el con las actividades consideradas en la Alternativa 1

Tabla 1. Plan de obra Alternativa 1. Fuente: Elaboración propia.



Para la estimación económica de los costes de esta alternativa, se hizo uso de las bases de precios proporcionadas por ADIF, FGV y CYPE Ingenieros, S.A.. Los precios usados al igual que las mediciones se detallan en el Anexo N°6 “Valoración económica”. Como resultado se obtuvo un presupuesto de ejecución material para la Alternativa 1, de 892.291,09 €.

### 3.3 ALTERNATIVA 2 – RIPADO DE VÍA Y CONSTRUCCIÓN DE CAJÓN MEDIANTE ELEMENTOS PREFABRICADOS.

Esta alternativa conlleva la ejecución del paso inferior sin la afectación en la continuidad del servicio de metro, mediante un procedimiento de ripado de la vía ferroviaria. Este método estará dividido en dos grandes fases, que vendrán determinadas por la ubicación de las vías, debido al desplazamiento lateral de ellas con la finalidad de realizar las obras sin la paralización de los servicios de metro.

El paso inferior se podría realizar mediante un cajón “in situ”, aunque esto generaría una mayor duración de los tiempos, por lo que se plantea la ejecución de este mediante la combinación de elementos prefabricados (hastiales y dintel) y otros realizados “in situ” (losa de cimentación y losa de compresión sobre dinteles), dando lugar a un conjunto que trabaja de forma monolito.

Al igual que en las otras alternativas, las rampas de acceso al paso inferior estarán conformadas por pantallas de pilotes, aunque en este caso la parte central no necesitará de la construcción de este tipo de cimentaciones ya que el mismo cajón será el encargado de soportar los empujes.

Durante la fase de construcción se ha de ejecutar el hincado de tablestacas en la parte central del paso inferior, para sostener de manera provisional el terreno, mientras se realizan los trabajos.

Como se ha expresado previamente, los trabajos constarán de dos grandes fases. La primera fase corresponde a la construcción de 7,5 m del paso inferior, en su ubicación definitiva (ver Figura 8). Para ello será necesario el ripado de la vía en dirección hacia la C/ San José. Este desplazamiento transversal de la plataforma ferroviaria empezará y finalizará a una distancia de 85 m desde el eje longitudinal del paso inferior, lo cual permitirá un desplazamiento transversal máximo de 6 m en la zona de construcción del paso inferior.

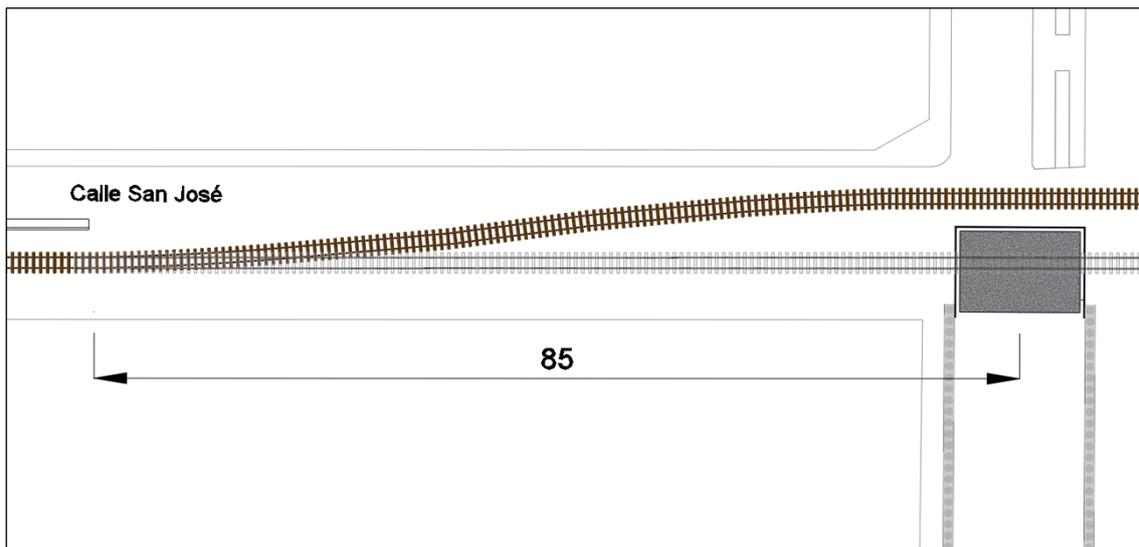


Figura 8. Vista en planta Alternativa 2. Fuente: Elaboración propia.

Posterior al ripado de la vía, se ejecutará el hincado de las tablestacas, con una separación de 0.4m con el cajón propuesto. Esta pantalla de tablestacas se dispondrá en todo el perímetro a excepción de la cara donde estará ubicada la rampa de acceso. En la Figura 9, se muestra un detalle de las actividades a realizar en primera fase, donde se refleja la separación de 2,1m que hay entre la pantalla de tablestacas y la ubicación provisional de los ejes después de realizar el ripado de la vía.

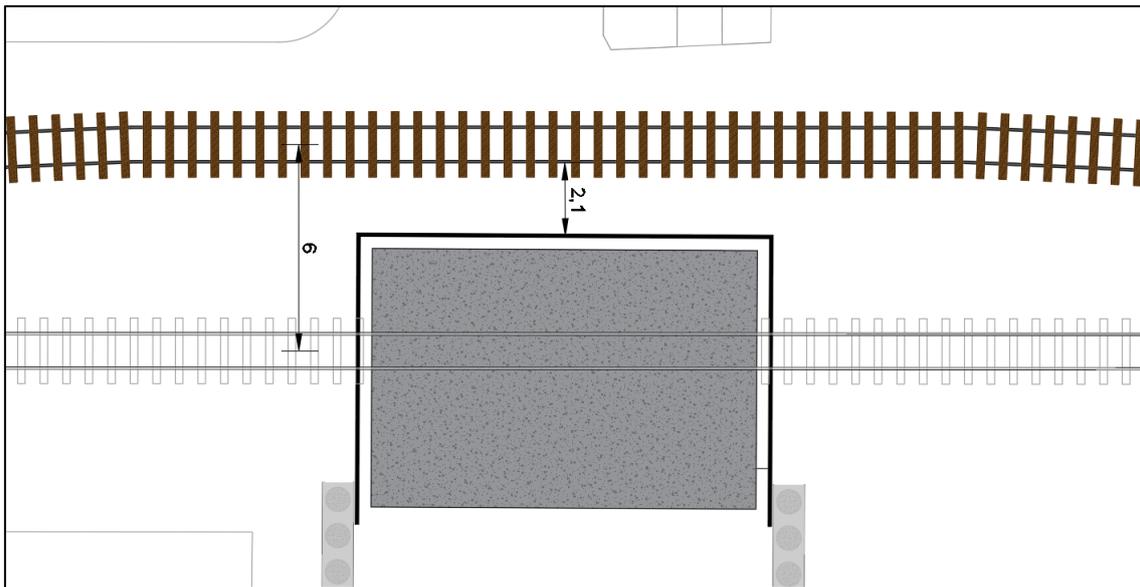


Figura 9. Vista en detalle de Alternativa 2 Fase 1. Fuente: Elaboración propia.

Una vez se han realizado los muros pantallas del acceso sureste, el hincado de las tablestacas perimetrales del cajón y la excavación del terreno hasta la cota determinada, se procede con la construcción de la primera parte del paso inferior, para ello se vierte una capa hormigón en masa de 10 cm de espesor, que permitirá regularizar el terreno sobre la que apoyará la estructura.

Con la solera de hormigón en masa ya endurecida, se procede a la colocación de los hastiales prefabricados en su posición definitiva y al ferrallado de la losa de cimentación, para su posterior hormigonado.

Los hastiales que se dispondrán serán módulos prefabricados con una longitud de 2,5m, con una capacidad resistente suficiente para soportar las cargas del terreno y transmitir las solicitaciones generadas por el paso de los trenes y los vehículos. Teniendo en cuenta las dimensiones del cajón, será necesario de un total de 12 hastiales.

Ya con la losa de cimentación endurecida se procede a la colocación de las losas prefabricadas del dintel sobre los hastiales, en las que se dispondrá la armadura superior del dintel y por último el hormigonado de la capa de compresión.

Una vez se finaliza la construcción de la primera parte del paso inferior, se rellena los trasdoses de los hastiales y se vuelve a reconstruir la superestructura ferroviaria, para dar de nuevo servicio a la vía ferroviaria en su posición definitiva.

La segunda fase de este proceso constructivo empieza con el desplazamiento de las vías, pero en este caso a su posición definitiva, permitiendo así finalizar el paso inferior restante.

El proceso constructivo de esta fase es muy similar al realizado en la primera, a diferencia que en esta situación solo será necesario el hincado de las tablestacas en los laterales para la contención de las tierras. A continuación, en la Figura 10 se presenta un detalle de las actividades a realizar en la fase 2.

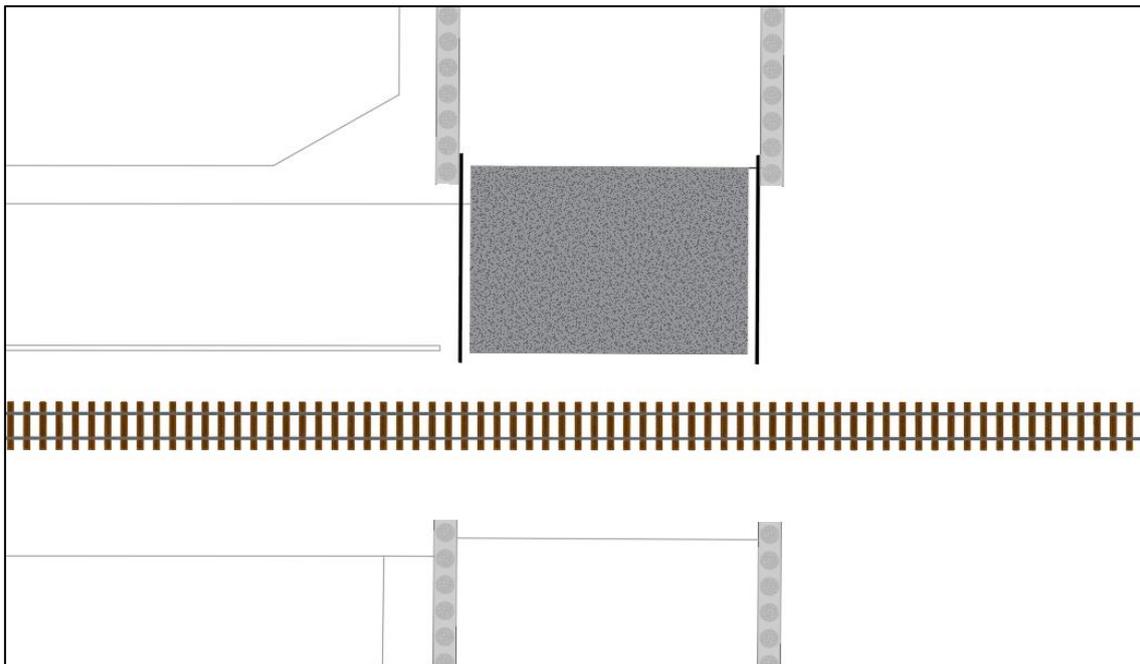


Figura 10. Vista en detalle de Alternativa 2 Fase 2. Fuente: Elaboración propia.

Aunque esta alternativa no conlleva interrupción del sistema ferroviario, se debe tener en cuenta que durante las tareas de ripado de la vía, no se podrá dar funcionamiento al servicio de metro entre las estaciones Albalat dels Sorells y Foios.

Las actividades comprendidas en el proceso constructivo de este paso inferior, realizado gracias a un ripado previo, se resumen a continuación:

#### **Fase 1**

1. Demolición de muro separativo de la vía de tren con la Calle San José
2. Ripado de vía
3. Ejecución de pantalla de pilotes del acceso sureste.
4. Hincado de pantalla de tablestacas perimetrales del cajón
5. Excavación hasta la cota especificada.
6. Vertido de capa de hormigón en masa de espesor de 10 cm
7. Colocación y nivelación de hastiales prefabricados.
8. Ferrallado y hormigonado de losa de cimentación.
9. Colocación de los dinteles prefabricados.
10. Hormigonado de capa de compresión sobre losa superior.
11. Relleno en trasdos de hastiales,
12. Reconstrucción de vías en su ubicación definitiva

#### **Fase 2**

1. Ripado de la vía a su posición definitiva
2. Ejecución de pantalla de pilotes del acceso noroeste.

3. Hincado de pantalla de tablestacas.
4. Excavación hasta la cota especificada.
5. Vertido de capa de hormigón en masa de espesor de 10 cm
6. Colocación y nivelación de hastiales prefabricados.
7. Ferrallado y hormigonado de losa de cimentación.
8. Colocación de los dinteles prefabricados.
9. Hormigonado de capa de compresión sobre losa superior.
10. Relleno en trasdós de hastiales.

El plan de obra estimado para la ejecución de esta alternativa se detalla a continuación.

Tabla 2, Plan de obra Alternativa 2. Fuente: Elaboración propia.

ACTIVIDADES	MES 1				MES 2			
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
<b>Trabajos Preliminares</b>								
Desbroce. Limpieza y preparación superficie	■							
<b>Fase 1</b>								
Ripado de vía	■							
Ejecución pantalla pilotes acceso sur		■						
Hincado pantalla de tablestacas perimetrales cajón		■						
Excavación hasta cota especificada		■						
Vertido capa hormigón en masa		■						
Colocación y nivelación hastiales prefabricados		■						
Ferrallado y hormigonado losa de cimentación		■						
Montaje dinteles prefabricados		■						
Relleno en trasdós de hastiales		■						
Reconstrucción de vías en su ubicación definitiva				■				
<b>Fase 2</b>								
Ripado de la vía a su posición definitiva					■			
Ejecución pantalla de pilotes acceso norte						■		
Hincado de pantalla de tablestacas						■		
Excavación hasta cota especificada						■		
Vertido capa de hormigón en masa						■		
Colocación y nivelación de hastiales prefabricados						■		
Ferrallado y hormigonado losa de cimentación						■		
Montaje dinteles prefabricados						■		
Hormigonado capa de compresión sobre losa superior						■		
Relleno en trasdós de hastiales						■		

Interrupción puntual servicio línea ferroviaria durante ripado vía

Para la estimación económica de los costes de esta alternativa, se hizo uso de las bases de precios proporcionadas por ADIF, FGV y CYPE Ingenieros, S.A.. Los precios usados al igual que las mediciones se detallan en el Anexo N<sup>o</sup>6 "Valoración económica". Como resultado se obtuvo un presupuesto de ejecución material para la Alternativa 2, de 884.126,23 €.

### 3.4 ALTERNATIVA 3 – APEO DE VÍA Y EMPUJE DEL CAJÓN

Esta alternativa se basa en la construcción de un paso inferior “in situ” con una disposición tipo marco al costado de su emplazamiento definitivo, para su posterior desplazamiento mediante un empuje oleodinámico hasta su posición definitiva.

A diferencia de las otras dos alternativas, no será necesario la paralización del tráfico ferroviario en ningún momento, aunque si se requerirá limitar la velocidad de circulación de los trenes mientras se realizan las obras.

El primer paso dentro de esta opción, al igual que en la alternativa 2, consiste en la ejecución de la pantalla de pilotes en las rampas de acceso al paso inferior, aunque en este caso en la misma fase. Con las pantallas ya construidas, se procede a la excavación de terreno en ambos costados de la vía, aunque en el costado norte, deberá realizarse hasta una profundidad adicional de 0,2 m, para poder garantizar la construcción de la solera de deslizamiento, en la cual se ejecutará y se desplazará el cajón.

La función principal de la solera de deslizamiento es generar un plano horizontal que permita el deslizamiento del cajón, y su vez que sirva como encofrado para la construcción del cajón. En las Figuras 11 y 12 se presenta el detalle de la estructura de empuje y del sistema de apeo del cajón.

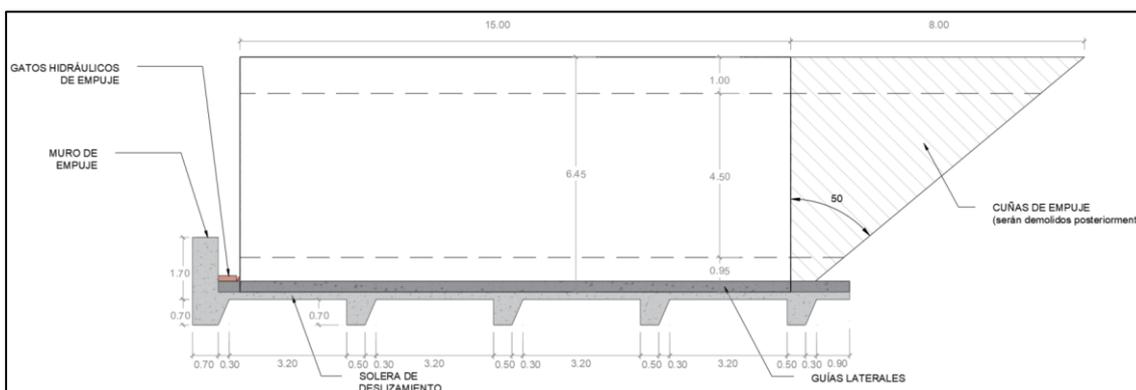


Figura 11. Detalle Estructura de empuje. Fuente: Elaboración propia.

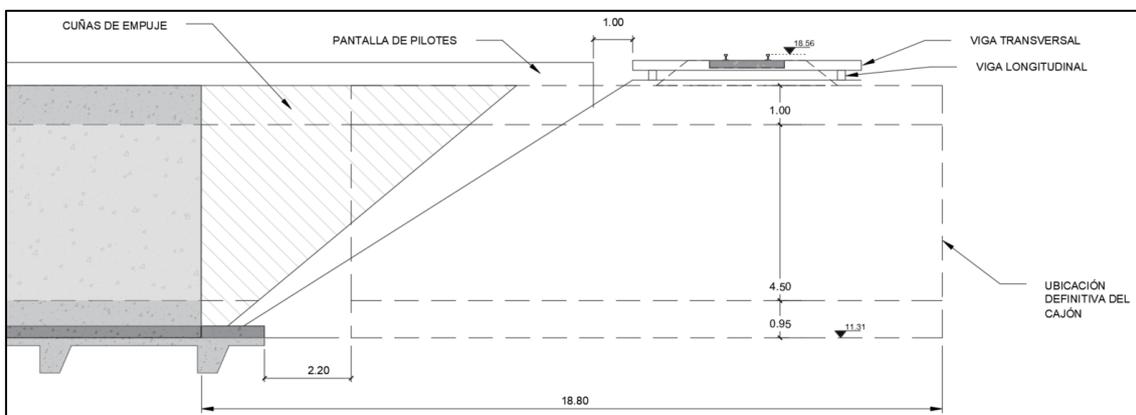


Figura 12. Detalle Apeo de vía. Fuente: Elaboración propia.

Otros de los elementos fundamentales en este procedimiento constructivo, son los siguientes:

- Muro de reacción, sobre el cual los gatos empujan la estructura.
- Lamina galga que se encuentra entre la solera de deslizamiento y el cajón que impide la adherencia y facilita su desplazamiento.
- Murete guía que mantiene la alineación del cajón mientras se produce el desplazamiento.

Ya con la solera de deslizamiento y construidos los otros elementos previamente mencionados, se empieza la construcción del cajón hormigón “in situ”. Como se ha indicado previamente las dimensiones internas del cajón serán de 10m x 4,5m, mientras que las externas serán de 11,3m x 6,45m, con muros de espesor de 0,65 m, losa superior 1,0m y losa inferior 0,95m.

En cuanto a la geometría del cajón, hay que destacar la forma de cuchillas como cuñas con las que cuentan los estribos más próximos a las vías. Esto es debido, a que, con esta forma, el cajón presenta una menor resistencia al avance dentro del terreno, facilitando así el hincado de este. La inclinación que cuentan las cuchillas es de 50 grados, siendo un valor normalmente usado en otros proyectos similares. Respecto al empuje oleodinámico del cajón, se hará uso de gatos que se apoyarán sobre el muro de reacción. Una vez se haya finalizado el proceso de hincado, serán desmontados los gatos hidráulicos y se procederá a domoler el muro de reacción.

Antes de empezar con el hincado del cajón, se procede a realizar el apeo de la vía, para lo cual será necesario demoler el pavimento asfáltico existente con el propósito de dejar los carriles vistos.

La función del sistema de apeo es generar una estructura auxiliar que refuerce la vía longitudinal y transversalmente, con la intención de permitir el paso de trenes con la suficiente seguridad para resistir los esfuerzos producidos por el paso de estos mientras se está realizando el empuje del cajón. Este sistema está compuesto por un conjunto de traviesas metálicas que se intercalan entre las traviesas existentes de la vía y por un conjunto de vigas de apeo lateral (ver figura 13).

Con las vías del tren ya reforzadas, da comienzo la fase de traslación del cajón. Para ello se instalan los gatos hidráulicos que empujarán y trasladarán el cajón, los cuales se apoyan sobre el muro de reacción elaborado previamente.

Por motivos de seguridad, el empuje del cajón se realizará en los intervalos en los cuales no haya circulación de trenes. Teniendo en cuenta que la longitud total a desplazar es de 18,8 m, será necesario de varios ciclos de empuje, para los cuales una vez se haya completado el recorrido de los gatos, se colocará un elemento metálico entre el muro de reacción y los gatos, el cual permitirá acercar los gatos al cajón y transmitir los esfuerzos al muro de reacción.

Una vez el cajón se encuentra en su posición definitiva, se realiza la demolición de las “cuchillas” y se empieza la restitución de la superestructura ferroviaria, con todos los acabados necesarios.

El procedimiento constructivo a seguir en esta alternativa se resume en las siguientes actividades:

1. Ejecución de pantalla de pilotes de los accesos.
2. Excavación hasta la cota especificada.
3. Construcción de solera de deslizamiento, muretes guía y muro de reacción.
4. Construcción de cajón.
5. Apeo de vía, mediante vigas longitudinales y transversales.
6. Colocación de gatos hidráulicos
7. Empuje de cajón hasta posición definitiva.
8. Reconstrucción de vías en su ubicación definitiva.

A continuación, se refleja la fase inicial y final de la alternativa 3, vista en planta, pudiendo apreciar el desplazamiento del cajón debido al empuje de los gatos hidráulicos.

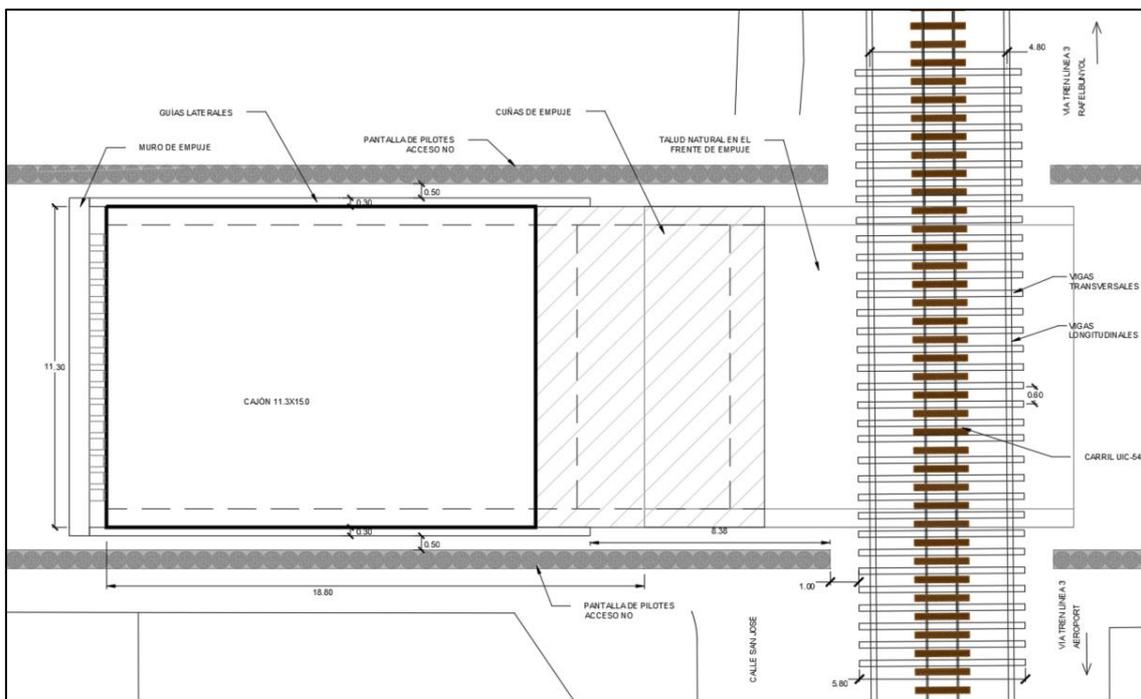


Figura 13. Detalle Apeo de vía – Fase Inicial. Fuente: Elaboración propia.

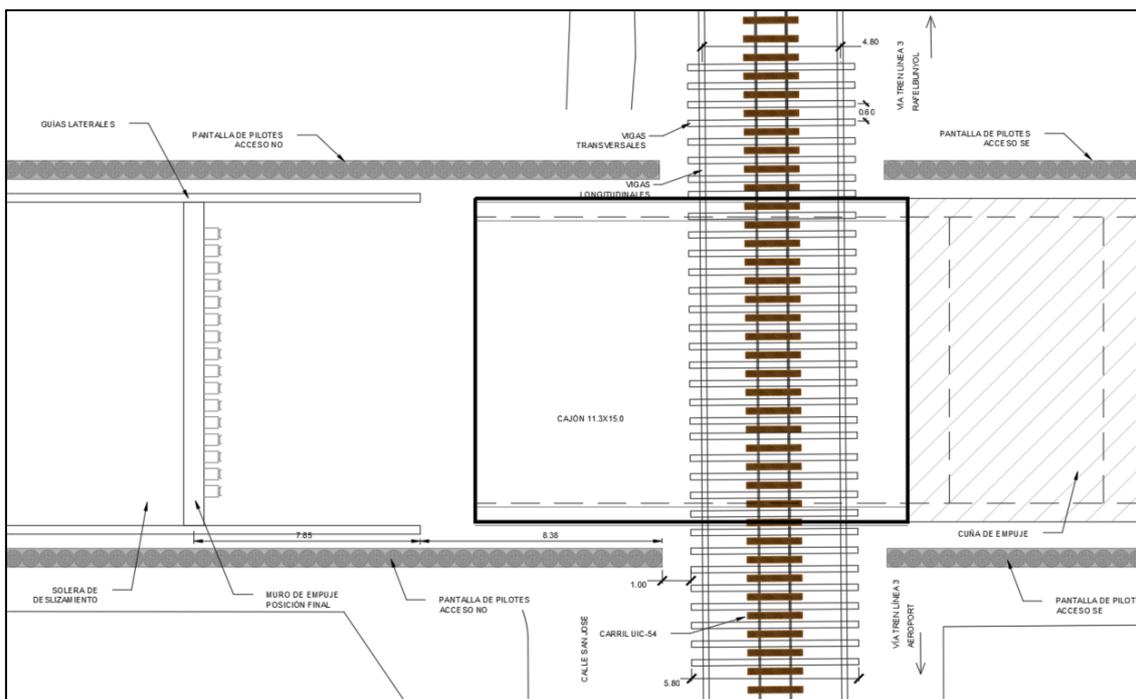


Figura 14. Detalle Apeo de vía – Fase Final. Fuente: Elaboración propia.

El cronograma de las actividades a adelantar dentro de esta alternativa del cajón hincado queda detallado en la Tabla 3, donde se aprecia el periodo en el cual se realizarán las fases de empuje de la estructura, principalmente en los momentos que no haya circulación de trenes por el tramo de vía en obras. En caso de ser necesario se aumentará la frecuencia de paso del servicio de metro, con el propósito de finalizar la fase de empuje a la mayor brevedad y así generar la menor afcción posible.

Tabla 3. Plan de obra Alternativa 3. Fuente: Elaboración propia.

ACTIVIDADES	MES 1				MES 2			
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
<b>Trabajos Preliminares</b>								
Desbroce. Limpieza y preparación superficie	■							
<b>Preparación rampas de acceso</b>								
Ejecución pantalla pilotes rampas de acceso		■	■					
<b>Movimiento de tierras</b>								
Excavación zona accesos hasta cota especificada			■					
<b>Sistema de apeo</b>								
Construcción solera de deslizamiento, muretes guía y muro reacción			■	■				
Apeo de vía, mediante vigas longitudinales y transversales								
Colocación de gatos hidráulicos								
Empuje de cajón hasta posición definitiva								
<b>Conformación cajón</b>								
Construcción de cajón in situ				■				
Reconstrucción de vías en su ubicación definitiva								■

Empuje de estructura en momentos sin circulación con posible aumento de frecuencia de paso

Para la estimación económica de los costes de esta alternativa, se hizo uso de las bases de precios proporcionadas por ADIF, FGV y CYPE Ingenieros, S.A.. Los precios usados al igual que las mediciones se detallan en el Anexo N<sup>o</sup>6 “Valoración económica”. Como resultado se obtuvo un presupuesto de ejecución material para la Alternativa 3, de 986.422,40 €.

## 4 ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

Una vez expuesta las distintas alternativas que se están teniendo en cuenta en este estudio, se procede a realizar un análisis comparativo que permita escoger la mejor alternativa, teniendo en cuenta unos criterios previamente planteados. Para el desarrollo de este análisis, se hará uso del método de análisis de decisión multicriterio **TOPSIS** (Technique for Order of Preference by Similarity to Ideal Solution) o técnica de ordenación de preferencias por similitud a la solución ideal.

Este método fue presentado en el año 1981 por Hwang y Yoon, con el objetivo de determinar la alternativa que se encuentre a la menor distancia de una alternativa “ideal” y a la mayor distancia de una alternativa “anti-ideal”. Para la consecución de este método se deberán definir unos criterios de elección, que permitirán valorar los diferentes aspectos a tener cuenta en cada una de las alternativas.

### 4.1 CRITERIOS DE ELECCIÓN

Para empezar con la valoración de las tres alternativas, se han seleccionado una serie de criterios que determinarán los distintos aspectos que han de ser considerados para la elección de la mejor alternativa.

Cada uno de los criterios que posteriormente se describirán con mayor detalle, serán valorados ya sea de forma objetiva o con un juicio de valor. Para el caso de los criterios que se valoren con un juicio de valor, se puntuarán de 0 a 10, siendo 10 la situación más favorable y 0 la más desfavorable. Adicionalmente se establecerán unos pesos para cada uno de los aspectos tenidos en cuenta en la elección, valorando estos según la relevancia que tienen dentro del proyecto.

En la siguiente tabla se describen los criterios que se tendrán en cuenta en el análisis multicriterio:

Tabla 4. Criterios definidos para el análisis. Fuente: Elaboración propia.

Temática	Criterio N <sup>o</sup>	Criterios	Peso	Valoración
Duración	1	Duración total de la obra	20%	Semanas
	2	Tiempo de afección a servicios ferroviarios	22,5%	Semanas
Económico	3	Coste de la obra	22,5%	Euros
	4	Afección a la movilidad	5%	Juicio de valor
Social	5	Afección medioambiental	10%	Juicio de valor
Seguridad	6	Seguridad de procedimiento constructivo	15%	Juicio de valor
Medioambiente	7	Residuos	5%	m <sup>3</sup>

A continuación se describe con mayor detalle cada uno de los criterios y como se realizará las puntuaciones:

- **Duración total de la obra**

La duración total de la obra es uno de los factores más relevantes a tener en cuenta en la ejecución del proyecto, ya que determinará el tiempo en el que se verá afectado no solo la circulación vehicular sino también peatonal dentro del área de actuación. Considerando que en cada una de las alternativas se ha estimado la duración de ejecución de las obras, el objetivo del presente criterio es el de valorar positivamente las alternativas con menor plazo.

- **Tiempo de afección a servicios ferroviarios**

Dentro de los aspectos de duración de la obra, se debe detallar el tiempo en el cual la línea de metro no podrá dar servicio en esos tramos. Por ello, se ha creído conveniente valorar ese tiempo de afección, el cual se detalla en el plan de obra de cada alternativa. El propósito de este criterio es de dar una mejor calificación a las alternativas con generen menor afección en la red de metro.

- **Coste de la obra**

Teniendo en cuenta que en cada una de las alternativas se utiliza diferente procedimiento constructivo y por lo tanto diferentes costes de ejecución, para la valoración de este criterio se tomaron los valores del PEM calculados en el Anexo N<sup>o</sup>6 “Valoración económica” con el fin de obtener la propuesta que presente un menor presupuesto.

- **Afección a la movilidad en la zona de intervención**

Las obras de construcción afectan la movilidad en la zona de intervención, con invasión parcial o total del espacio reservado de paso, implicando restricciones sobre el tráfico vehicular, peatonal y de ciclistas. De igual forma, se asignará una menor puntuación a la alternativa que presente mayores interrupciones sobre la movilidad, y mayor valoración en el caso de la alternativa que genere menor afección/interrupción sobre el tráfico en la zona.

- **Afección medioambiental y del entorno urbano**

Con este criterio se valora el impacto ambiental sobre el entorno urbano que conlleva la ejecución de la alternativa en cuestión, incluida la incidencia sobre la confortabilidad de los residentes de la zona y usuarios de las vías. Los aspectos a considerar en la valoración de este criterio son:

- Demoliciones y movimiento de tierras
- Consumo de agua y energía
- Generación de emisiones, gases y polvo
- Generación y gestión de vertidos y residuos No Contaminantes
- Materiales y procesos de producción y fabricación

- **Seguridad de procedimiento constructivo**

Se valorará la seguridad que haya durante la ejecución de las obras, valorando con un mayor índice aquellas alternativas que presenten una reducción de los riesgos de incidencias de los accidentes y enfermedades profesionales entre los operarios y personal de la obra.

- **Residuos**

Un factor a considerar en la elección de las distintas alternativas es el volumen de residuos generados durante la ejecución de la obra, siendo este un aspecto relevante en la definición de la solución óptima debido a las implicaciones que genera tanto en la gestión medio ambiental como en el plan de obra, donde será necesario considerar el transporte y disposición final de aquellos residuos.

Para la valoración de este criterio se calificará positivamente las alternativas que menor volumen total de residuos generen. En el Apéndice I “Estimación inicial de residuos” dentro de este anexo, se define el volumen de residuos generados en los distintos materiales presentes en la obra.

Una vez definidos los criterios que permitirán la elección de la mejor alternativa, a continuación, se detalla la puntuación obtenida por cada alternativa para cada criterio, incluyendo una breve justificación de la puntuación:

#### **Alternativa 1 - Cajón in situ mediante método Top Down**

Tabla 5. Valoración de criterios en Alternativa. Fuente: Elaboración propia.

Puntuación	Criterio	Justificación
5 sem.	Duración total de la obra	Aunque la construcción del paso inferior es completamente "in situ", los tiempos de ejecución son menores debido a que los trabajos se realizan de forma continua. La duración estimada será de 5 semanas según el plan de obra.
2 sem.	Tiempo de afección a servicios ferroviarios	Durante la primera fase de la construcción, no se podrá dar servicio a la línea de metro, con una interrupción parcial del servicio durante la fase de construcción por aproximadamente dos semanas.
892.291,09€	Coste de la obra	Coste de la obra acorde al tipo de intervención que conlleva este tipo de obra, con un leve incremento debido a los sobrecostes generados por el personal laborando en períodos fuera de la jornada laboral.
5	Afección a la movilidad	El tráfico vehicular y peatonal se interrumpirá de forma continua durante la primera fase de la construcción. En las fases posteriores se mantiene apertura al tráfico, con interrupciones puntuales.
3	Afección medioambiental y del entorno urbano	Dada la mayor duración de ejecución de esta alternativa, con mayor demolición y movimiento de tierras, con todas las actividades a ejecutar in situ, hacen que la afección de esta

		alternativa sobre el espacio público y el medioambiente sea mayor.
5	Seguridad de procedimiento constructivo	Debido a que toda la infraestructura se ejecutará in situ, con demoliciones y movimiento de tierras con medio mecánicos y manuales, esta alternativa presenta un nivel de riesgo sobre la seguridad de los operarios.
7.485 m <sup>3</sup>	Residuos	Ejecución de la infraestructura en su totalidad in situ, conllevando un mayor volumen de residuos.

### **Alternativa 2 - Ripado de vía y construcción de cajón mediante elementos prefabricados.**

Tabla 6. Valoración de criterios en Alternativa 2. Fuente: Elaboración propia.

Puntuación	Criterio	Justificación
7 sem.	Duración total de la obra	La utilización de elementos prefabricados para la construcción del paso inferior reduce los tiempos de ejecución de la obra, aunque en contraposición, la necesidad de llevar a cabo los trabajos en dos fases implica una mayor duración para la construcción de la infraestructura. La duración estimada será de 7 semanas según el plan de obra.
1 sem.	Tiempo de afección a servicios ferroviarios	Esta alternativa reduce los tiempos de afección de la línea férrea, con restricción puntual del servicio, únicamente en los momentos de ripado de la vía. Se estima un tiempo de afección total de 1 semana en los servicios ferroviarios.
884.126,23€	Coste de la obra	El ripado de la vía en una longitud cercana a 200metros, sumado a la ejecución de la obra en dos fases, más el coste adicional que conlleva el contar con prefabricados para la construcción del paso inferior, incrementan los costes. Este aumento no se ve reflejado en el coste total de la obra debido a que esta alternativa no cuenta con pilotes en la zona del cajón (que son los de mayor longitud) disminuyendo significativamente el coste de la obra.
2	Afección a la movilidad	El tráfico vehicular y peatonal se interrumpirá de forma continua durante las dos fases de la construcción, conllevando un corte de tráfico en la zona intervenida durante toda la duración de la obra.
6	Afección medioambiental y del entorno urbano	Con esta alternativa las demoliciones y movimientos de tierras no se reducen, pero el uso de prefabricados para la construcción paso inferior, compensa en parte la afección medioambiental y del entorno urbano.
7	Seguridad de procedimiento constructivo	El ripado de la vía mejora el nivel de seguridad de esta alternativa, reduciendo el nivel de riesgo de accidentes debido a la continuidad del servicio de la línea férrea, y aunque se mantienen en su totalidad las demoliciones y movimientos de tierras, el uso de prefabricados para la construcción del cajón reduce el nivel de riesgo en la seguridad de los operarios y personal de obra.

7.302 m <sup>3</sup>	Residuos	La utilización de elementos prefabricados para la construcción del paso inferior reduce la generación de residuos en la obra.
----------------------	----------	---

### **Alternativa 3 - Apeo de vía y empuje del cajón**

Tabla 7. Valoración de criterios en Alternativa 3. Fuente: Elaboración propia.

Puntuación	Criterio	Justificación
5,5 sem.	Duración total de la obra	El plazo de ejecución de esta alternativa, dado a los trabajos de demolición y movimiento de tierras, como a la construcción in situ del paso inferior, hacen que el plazo de ejecución de esta alternativa sea moderado. Los trabajos de apeo de la vía y traslación del cajón se adelantarán en paralelo con otras actividades de obra, por lo que no conllevará tiempos adicionales de ejecución. La duración estimada será de 5 semanas y media según el plan de obra.
0 sem.	Tiempo de afección a servicios ferroviarios	No se presenta afección sobre los servicios ferroviarios a lo largo de todo el período de ejecución de la obra, únicamente con limitación de la velocidad de paso de los trenes en la zona intervenida mientras que se está llevando a cabo el traslado del cajón a su posición definitiva.
986.422,40€	Coste de la obra	El apeo000 de la vía y el traslado del cajón conllevan un coste adicional respecto a las alternativas de construcción estándar del paso inferior.
6	Afección a la movilidad	Una vez posicionado el cajón en su posición definitiva se abrirá al tráfico la Calle San José. Al igual que para con las otras alternativas, la Avenida del Cid se mantendrá cortada al tráfico hasta la finalización de las obras.
5	Afección medioambiental y del entorno urbano	Dada la extensión de los trabajos, en las demoliciones y movimientos de tierras, y con la construcción del cajón in situ, la afección medioambiental y sobre el espacio público es significativa.
4	Seguridad de procedimiento constructivo	Debido a que toda la infraestructura se ejecutará in situ, con demoliciones y movimientos de tierras con medios mecánicos y manuales, esta alternativa presenta un nivel de riesgo alto sobre la seguridad de los operarios.
10.061 m <sup>3</sup>	Residuos	Ejecución de la infraestructura al costado de su posición definitiva, conllevando un mayor volumen de residuos debidas principalmente al movimiento de tierras.

## 4.2 SELECCIÓN DE ALTERNATIVA

Como se ha explicado previamente, para la elección de la alternativa ganadora, se hizo uso del método de análisis multicriterio TOPSIS, que nos permite seleccionar la opción que más se acerque a la alternativa ideal.

El primer paso, consistió en generar una “Matiz de decisión” con la puntuación que obtuvo la alternativa en cada uno de los criterios evaluables.

Tabla 8. Matiz de decisión. Fuente: Elaboración propia.

	Criterio 1 (semanas)	Criterio 2 (semanas)	Criterio 3 (euros)	Criterio 4 (Juicio de valor)	Criterio 5 (Juicio de valor)	Criterio 6 (Juicio de valor)	Criterio 7 (m <sup>3</sup> )
<b>Alternativa 1</b>	5	2	892291,09	5	3	5	7485
<b>Alternativa 2</b>	7	1	884126,23	2	6	7	7302
<b>Alternativa 3</b>	5,5	0	986422,40	6	5	4	10061
<b>Objetivo ideal</b>	menor plazo	menor tiempo	menor coste	mayor	mayor	mayor	menor volumen

Con la matriz ya establecida, se procede a normalizar los valores de los diferentes criterios, con el fin de comparar las puntuaciones obtenidas en las distintas alternativas. Para la normalización de los valores se hizo uso de la siguiente formula:

$$r_{ia} = \frac{x_{ia}}{\sqrt{\sum_{a=1}^n x_{ia}^2}}$$

Una vez se normalizaron los valores, se procedió a ponderarlos según el peso establecido previamente para cada criterio. Con estos nuevos datos, se obtuvo la “Matriz de Decisión Normalizada Ponderada”, la cual nos permitió identificar el valor “Ideal” (la mayor puntuación en cada criterio) y el calor “anti ideal” (la menor puntuación de cada criterio). En la Tabla 9 se ve reflejado los distintos valores obtenidos después de los diferentes pasos.

Tabla 9. Matriz de decisión normalizada ponderada. Fuente: Elaboración propia.

	Criterio 1	Criterio 2	Criterio 3	Criterio 4	Criterio 5	Criterio 6	Criterio 7
<b>Alternativa 1</b>	0,10	0,20	0,13	0,03	0,04	0,08	0,03
<b>Alternativa 2</b>	0,14	0,10	0,12	0,01	0,07	0,11	0,03
<b>Alternativa 3</b>	0,11	0,00	0,14	0,04	0,06	0,06	0,03
<b>Alternativa Ideal</b>	0,10	0,00	0,12	0,04	0,07	0,11	0,03
<b>Alternativa Anti-ideal</b>	0,14	0,20	0,14	0,01	0,04	0,06	0,03

Después de hallar los valores de la alternativa “ideal” y “anti-ideal”, se calculó las distancias que había entre cada alternativa con la supuesta alternativa ideal y la alternativa anti-ideal. Para ello se utilizó la siguiente formula:

$$S_i^+ = \sqrt{\sum_i (v_i^+ - v_{ai})^2} \quad , \quad S_i^- = \sqrt{\sum_i (v_i^- - v_{ai})^2}$$

Como último paso se calculó la proximidad relativa a la alternativa ideal, este indicador tiene un valor entre 0 a 1, donde las opciones más cercanas a 1 son las más próximas a una solución ideal. Este último valor se obtuvo a partir de la siguiente expresión:

$$R_i = \frac{S_i^-}{(S_i^- + S_i^+)}$$

Como resultado del método TOPSIS, la alternativa más próxima a la ideal y con una diferencia notoria es la N<sup>o</sup>3 (Apeo de vía y empuje del cajón), como se ve reflejado en la Tabla 10.

Tabla 10. Matriz de resultados obtenido mediante el método TOPSIS. Fuente: Elaboración propia.

	Distancia a la Alt. Ideal	Distancia a la Alt. Anti-ideal	Proximidad Relativa a la Alternativa Ideal
Alternativa 1	0,21	0,05	0,19
Alternativa 2	0,11	0,12	0,52
Alternativa 3	0,05	0,21	0,80



## Apéndice I

### Estimación inicial de residuos

## 1. INTRODUCCIÓN

Como parte del correcto análisis de las alternativas y de la definición de la propuesta seleccionada, es fundamental cuantificar el volumen de residuos que se generarán durante la obra. La gestión de residuos es una pieza clave que permite estimar los residuos que se prevé producir durante las obras y que darán base para la redacción del Plan de Gestión de Residuos por parte de la empresa constructora.

En el presente apéndice se estimará el peso y volumen de los residuos y materiales de construcción y demolición que serán generados durante la obra, con el fin de obtener una estimación inicial de los volúmenes generados en cada alternativa, y a su vez poder realizar una valoración comparativa entre estas.

La cuantificación de los residuos generados se realizó por medio del software CYPE, específicamente con el programa Arquímedes, el cual permite no solo el predimensionamiento de mediciones y presupuestos, sino que contiene otras funciones como el de la gestión de residuos.

En etapas posteriores del proyecto será necesario realizar el documento de Gestión de Residuos específico para la alternativa seleccionada con todos los cálculos y detalles necesarios, al igual que la identificación y cuantificación en detalle de los residuos peligrosos que serán producidos.

A continuación se detalla la estimación de residuos generados en cada alternativa.

## Resumen de residuos generados en Alternativa 1

Código	Descripción	Densidad aparente (Kg/l)	Peso total (Kg)	Volumen total (l)
<b>Residuos generados</b>				
01 04 09	Residuos de arena y arcillas.	1,600	594,000	371,250
17 01 01	Hormigón (hormigones, morteros y prefabricados).	1,500	86.141,538	57.426,673
17 02 01	Madera.	1,100	137,662	125,125
17 03 02	Mezclas bituminosas distintas de las especificadas en el código 17 03 01.	1,000	205.664,160	205.664,160
17 04 05	Hierro y acero.	2,099	1.206,636	574,971
17 05 04	Tierra y piedras distintas de las especificadas en el código 17 05 03.	1,472	10.629.634,355	7.220.220,229
17 09 04	Residuos mezclados de construcción y demolición distintos de los especificados en los códigos 17 09 01, 17 09 02 y 17 09 03.	1,996	0,545	0,273
	<i>Subtotal</i>	<i>1,459</i>	<i>10.923.378,896</i>	<i>7.484.382,681</i>
<b>Envases</b>				
15 01 01	Envases de papel y cartón.	0,750	748,089	997,452
15 01 04	Envases metálicos.	0,501	0,273	0,545
	<i>Subtotal</i>	<i>0,750</i>	<i>748,362</i>	<i>997,997</i>
<b>Total</b>		<b>1,459</b>	<b>10.924.127,258</b>	<b>7.485.380,678</b>

## Resumen de residuos generados en Alternativa 2

Código	Descripción	Densidad aparente (Kg/l)	Peso total (Kg)	Volumen total (l)
<b>Residuos generados</b>				
01 04 09	Residuos de arena y arcillas.	1,600	653,000	408,125
17 01 01	Hormigón (hormigones, morteros y prefabricados).	1,500	94.072,965	62.714,443
17 02 01	Madera.	1,100	129,390	117,600
17 03 02	Mezclas bituminosas distintas de las especificadas en el código 17 03 01.	1,000	205.664,160	205.664,160
17 04 05	Hierro y acero.	2,099	2.272,232	1.082,416
17 05 04	Tierra y piedras distintas de las especificadas en el código 17 05 03.	1,469	10.327.668,600	7.031.491,689
17 09 04	Residuos mezclados de construcción y demolición distintos de los especificados en los códigos 17 09 01, 17 09 02 y 17 09 03.	1,996	0,445	0,223
	<i>Subtotal</i>	<i>1,456</i>	<i>10.630.460,792</i>	<i>7.301.478,656</i>
<b>Envases</b>				
15 01 01	Envases de papel y cartón.	0,750	656,831	875,774
15 01 04	Envases metálicos.	0,501	0,223	0,445
	<i>Subtotal</i>	<i>0,750</i>	<i>657,054</i>	<i>876,219</i>
<b>Total</b>		<b>1,456</b>	<b>10.631.117,846</b>	<b>7.302.354,875</b>

## Resumen de residuos generados en Alternativa 3

Código	Descripción	Densidad aparente (Kg/l)	Peso total (Kg)	Volumen total (l)
<b>Residuos generados</b>				
01 04 09	Residuos de arena y arcillas.	1,600	594,000	371,250
17 01 01	Hormigón (hormigones, morteros y prefabricados).	1,500	352.034,077	234.688,408
17 02 01	Madera.	1,099	1,946	1,770
17 02 03	Plástico.	0,602	6,776	11,254
17 03 02	Mezclas bituminosas distintas de las especificadas en el código 17 03 01.	1,000	205.528,000	205.528,000
17 04 05	Hierro y acero.	2,100	8.041,657	3.829,547
17 05 04	Tierra y piedras distintas de las especificadas en el código 17 05 03.	1,464	14.076.365,898	9.616.045,530
17 09 04	Residuos mezclados de construcción y demolición distintos de los especificados en los códigos 17 09 01, 17 09 02 y 17 09 03.	1,446	7,224	4,997
	<i>Subtotal</i>	<i>1,455</i>	<i>14.642.579,578</i>	<i>10.060.480,756</i>
<b>Envases</b>				
15 01 01	Envases de papel y cartón.	0,750	950,725	1.267,634
15 01 04	Envases metálicos.	0,615	4,444	7,224
	<i>Subtotal</i>	<i>0,749</i>	<i>955,169</i>	<i>1.274,858</i>
<b>Total</b>		<b>1,455</b>	<b>14.643.534,747</b>	<b>10.061.755,614</b>



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



## Anexo Nº4

# Comprobaciones geotécnicas de la solución adoptada

Trabajo Fin de Grado

Oviedo Muñoz, Daniel Alejandro

Tutor: Cuesta García, César

Curso 2022/23

*Diseño geotécnico de un paso inferior ferroviario bajo la Línea 3 de  
Ferrocarrils de la Generalitat Valenciana entre las localidades de Albalat  
dels Sorells y Foios (Valencia)*



## ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN .....	3
2	INSTRUCCIONES Y NORMATIVAS .....	3
3	DIMENSIONAMIENTO DEL CAJÓN.....	3
4	DEFINICIÓN DE SUPERESTRUCTURAS .....	7
4.1	SUPERESTRUCTURA FERROVIARIA .....	7
4.2	SUPERESTRUCTURA VIAL .....	8
4.2.1	TIPO DE TRÁFICO .....	8
4.2.2	FORMACIÓN DE LA EXPLANADA .....	9
4.2.3	DISEÑO DE LA SECCIÓN DE FIRME. ....	10
5	ACCIONES A CONSIDERAR.....	14
5.1	ACCIONES PERMANENTES (G).....	15
5.1.1	PESO PROPIO:.....	15
5.1.2	CARGAS MUERTAS .....	15
5.2	ACCIONES VARIABLES (Q).....	18
5.2.1	CARGAS VERTICALES .....	18
5.2.2	ACCIONES HORIZONTALES .....	25
6	PRESIONES AL TERRENO.....	26
6.1	SEGURIDAD FRENTE A HUNDIMIENTO.....	26
6.2	SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO .....	34
6.3	SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO .....	34
6.4	ESTIMACIÓN DE MOVIMIENTOS .....	35
7	EMPUJE DE TIERRAS .....	37

### APENDICE I. COMPROBACIÓN DE ESTABILIDAD DE LOS PILOTES

## 1 INTRODUCCIÓN

En este anexo se detallan los cálculos y comprobaciones geotécnicas realizadas para el dimensionamiento del paso inferior seleccionado, expuesto en el Anexo N<sup>o</sup>3 “Condicionantes técnicos y estudio de alternativas”.

En la primera parte de este anejo se realizará un dimensionamiento preliminar, teniendo en cuenta los anchos mínimos que debe tener la obra a proyectar y tomando como referencia el manual “Colección de Pequeñas Obras de Paso. Obras de Paso de Carretera”.

Con las dimensiones ya establecidas, se procederá a calcular las acciones a considerar en el diseño geotécnico, que posteriormente nos permitirán realizar las comprobaciones pertinentes.

Cabe destacar que los diseños iniciales estarán sujetos a las posteriores comprobaciones, en caso de que alguna de los criterios exigidos no cumpla, se realizarán las modificaciones pertinentes en los diseños para conseguir cumplir con las exigencias mínimas.

## 2 INSTRUCCIONES Y NORMATIVAS

Para el desarrollo de este anexo se han seguido una serie las normativas e instrucciones aplicables al presente estudio, como son:

- *Colección de Pequeñas Obras de Paso. Obras de Paso de Carretera – Ministerior de obras públicas y transportes.1986*
- *Norma 6.1 IC-Secciones de Firme, de la Instrucción de Carreteras (BOE de 12 de Diciembre de 2003).*
- *Instrucción sobre las acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril (IAPF-07)*
- *Instrucciones sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11).*
- *Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes - PG3 (Actualización según ORDEN FOM/2523/2014, de 12 de diciembre 2014).*

## 3 DIMENSIONAMIENTO DEL CAJÓN

En este apartado se describirá el procedimiento realizado para la obtención de las distintas dimensiones a considerar, en el diseño definitivo del cajón, según la alternativa seleccionada.

En cuanto a las dimensiones internas, como se ha explicado dentro del apartado “CONDICIONANTES PREVIOS” del Anexo N<sup>o</sup>3 del presente estudio, el paso inferior proyectado permitirá el tránsito vehicular y peatonal, contemplando la ejecución de una vía de doble sentido, con dos carriles de 3.25 m y arcenes de 0.5m a cada lado de la calzada, mientras que

para la circulación peatonal se contará en el costado sur con una acera elevada de 2 m de ancho y al costado norte con una acera de 0.5m. Considerando dichas medidas, las dimensiones internas del cajón serán de 10 m de ancho y 4.5 m de alto.

Para la obtención de los espesores de los muros laterales y las losas en dintel y solera, se toma como referencia el documento “Colección de Pequeñas Obras de Paso. Obras de Paso de Carretera “Ministerio de obras públicas y transportes (1986), en el cual se realiza la definición estructural de pequeñas obras de paso, según su tipología estructural y las características que presenta el terreno dentro del área de actuación.

Considerando las distinciones que realiza la guía según la tipología estructural, el cajón objeto de estudio se considera como un “Marco Unicelular”. Dentro de este tipo de estructura, en función de las dimensiones internas y las características geotécnicas que presenta el terreno, la guía define distintas geometrías. A continuación, se definen los parámetros geotécnicos que van a ser considerados:

- **Tipo de terreno de terraplén (T):** Para el terreno de terraplén, la guía distingue 3 tipos dependiendo el terreno considerado (ver Tabla 1). Teniendo en cuenta que el estrato correspondiente es el Nivel I (Suelos detríticos finos), este es considerado como T3, de acuerdo a la tabla previamente mencionada. A continuación, se detallan algunos de los parámetros, que permitieron la elección del tipo de terreno de terraplén.
  - Tipo de material: Limos arcillosos
  - Peso específico: 21,17 KN/m<sup>3</sup>
  - Módulo de deformabilidad: 10.780 KN/m<sup>2</sup>
  - Coeficiente de balasto: 5 Kp/cm<sup>3</sup>
  - Ángulo de rozamiento: 32.8 °

Tabla 1. Clasificación de los terrenos de terraplén. Fuente: Colección de pequeñas obras de paso 4.2-IC.

TIPO	DESCRIPCIÓN	PESO ESPECÍFICO (*) APARENTE $\gamma$ (Mp/m <sup>3</sup> )	MODULO DE DEFORMABILIDAD E (Mp/m <sup>2</sup> )	PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	
				COEFICIENTE DE BALASTO $K_{30}$ (Kp/cm <sup>3</sup> )	ÁNGULO DE ROZAM. INTERNO $\phi$ (°)
T1	Pedraplenes y terraplenes granulares gruesos (GW, GP)	2,2	12.000	38	35
T2	Suelos granulares con más del 12 % de finos (GM, GS, SM, SL) y suelos finos con más del 25 % de gruesos (CL-ML)	2	8.000	25	30
T3	Suelos finos de baja plasticidad con menos del 25 % de gruesos (CL-ML)	1,8	3.000	10	24

- **Tipo de terreno de cimentación (C):** En cuanto al terreno de cimentación, en la Tabla 2, se detallan los 8 criterios a considerar para la elección del tipo de material de cimentación. En base a los cuatro tipos de terreno que distingue la tabla, el que más se asemeja al material sobre el que apoyará el cajón (Nivel I), es el C4. A continuación se

detallan algunos de los parámetros geotécnicos, que permitieron la elección del tipo de terreno de cimentación.

- Tipo de material: Limos arcillosos
- Módulo de deformabilidad: 10.780 KN/m<sup>2</sup>
- Ángulo de rozamiento: 32.8 °
- Tensión Admisible: 1.4 kg/cm<sup>2</sup>

Tabla 2. Clasificación de los terrenos de cimentación para los cuerpos principales. Fuente: Colección de pequeñas obras de paso 4.2-IC.

TIPO BÁSICO	DESCRIPCIÓN	MÓDULO DE DEFORMABILIDAD E (Mp/m <sup>2</sup> )	ÁNGULO DE ROZAMIENTO P.O.P. TERRENO $\psi$ (°)	COEFICIENTE DE POISSON $\nu$	SUBTIPOS	TENSIÓN ADMISIBLE MEDIA $q_{adm}$ (Kp/cm <sup>2</sup> ) ( $H' \leq B$ ) (*)			
						ESTRUCTURAS CERRADAS		ESTRUCTURAS ABIERTAS	
						EN SECO	CON AGUA	EN SECO	CON AGUA
C-1	Rocas sanas, fracturadas, no meteorizadas	100.000	40°	0,25		7,5	7,5	6,0	6,0
C-2	Suelos cementados, zahorras compactadas	10.000 50.000	35°	0,30		5,0	5,0	4,0	4,0
C-3	Suelos granulares de compactación media a alta ( $N > 30$ ). Arcillas y limos arenosos de consistencia dura	3.000 10.000	30°	0,30-0,35		4,0	2,5	3,0	2,0
C-4	Suelos granulares flojos ( $15 \leq N \leq 30$ ). Suelos residuales, arcillas y limos de consistencia media $q_{adm} > 1,0$ Kp/cm <sup>2</sup> , $N > 20$	1.000-3.000	25°	0,35-0,40	a	3,5	1,5	(***)	
					b	2,5	1,2		
					c	1,5	(**)		

- **Índice de terreno de cimentación (TC):** La obtención de este parámetro depende del tipo de estructura proyectada y del terreno de cimentación obtenido. En el caso que nos compete, el valor TC es de 8, como se puede apreciar en la Tabla 3.

Tabla 3. Obtención del Índice de terreno de cimentación (TC). Fuente: Colección de pequeñas obras de paso 4.2-IC.

TIPO ESTRUCTURA	TIPO BÁSICO	C-1	C-2	C-3		C-4					
	SUBTIPO	—	—	—		a)		b)		c)	
	NIVEL FREÁTICO	—	—	EN SECO	CON AGUA						
Marcos		1	2	3	4	5	7	6	8	8	—
Pórticos		1	2	3	4	—	—	—	—	—	—
Arcos		1	2	3	4	—	—	—	—	—	—
Tubos rígidos		1	2	3	4	5	7	6	8	8	—

- Tipos de instalación (TI): Según la posición de la estructura en el terreno, la guía da distinta valoración, en nuestro caso al estar la estructura bajo el plano del terreno natural, se le da un valor de 2.
- Altura del terraplén (HT): En cuanto a la altura que tiene el terraplén encima del cajón, se le ha dado valor a 1 m.

Con todas las consideraciones previamente detalladas y las dimensiones internas, la estructura “Marco Unicelular” que se corresponde con los valores obtenidos, es el marco tipo 17. A continuación se describe las dimensiones propuestas en la guía:

- Espesor Muros (ep) = 0.65
- Espesor de losa (ed) = 1.0 m
- Espesor de losa (es) = 0.95

Teniendo en cuenta los valores proporcionados por la guía y las necesidades del proyecto, las dimensiones finales del cajón propuesto se detallan en la Figura 1, teniendo un ancho total de 11.30 m y una altura total de 6.45 m.

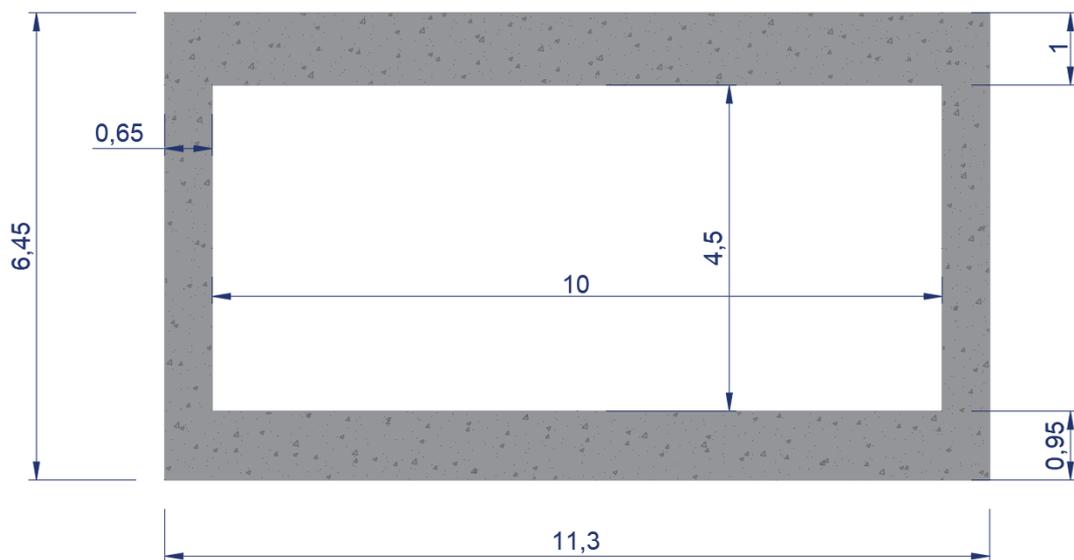


Figura 1. Dimensiones del cajón propuesto. Fuente: Elaboración propia.

En cuanto a la longitud del cajón, este contará con una extensión total de 15 m, la cual permitirá dar continuidad a la Línea 3 Rafelbunyol-Aeroport de la red de Metrovalencia y la sección de la Calle San José, y un paso peatonal.

## 4 DEFINICIÓN DE SUPERESTRUCTURAS

### 4.1 SUPERESTRUCTURA FERROVIARIA

En este apartado se definirá la geometría propuesta para la superestructura ferroviaria que se emplazará sobre el cajón, detallando el tipo de elementos a utilizar y sus medidas. Los elementos que componen la superestructura son:

- Carriles
- Traviesas
- Balasto
- Aparatos de Vía
- Accesorio de estaciones

A continuación, se detalla cada uno de los elementos tenidos en cuenta en el diseño de la estructura:

#### Carriles

El tipo de carril que se dispondrá sobre el paso inferior será un UIC-54, siendo este el mismo tipo que el que se encuentra en la actualidad en el paso a nivel, como se detalla en la Fotografía 6 del Anexo N<sup>o</sup>1 “Reconocimiento fotográfico”. Las características de este tipo de carril se especifican a continuación:

- Altura de Carril: 15,9 cm.
- Ancho del carril: 14 cm.
- Masa: 54,77kg/m
- Área: 69,77 cm<sup>2</sup>

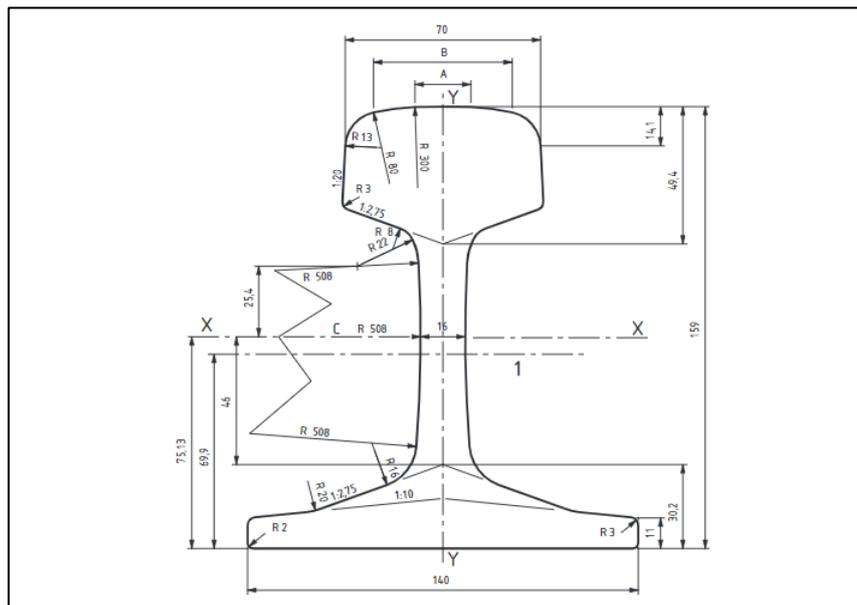


Figura 2. Dimensiones carril UIC-54. Fuente: European standard EN 13674-1..

### **Traviesa**

Las traviesas a emplear son monobloques de hormigón, con unas dimensiones de 190x26x19 cm y una masa de 185 kg. Estas se dispondrán con una separación de 0,65 m entre ejes.

Para la elección del tipo de traviesa, se tuvo en cuenta el apartado D.3 de la IAPF-07, donde se establece las traviesas más habituales en función del ancho de vía y de sus materiales.

### **Balasto**

En cuanto a la geometría de la banqueta de balasto, esta estará dispuesta con forma trapezoidal siguiendo las indicaciones propuestas en la norma N.R.V. 3-4-1.0 “Dimensionado de la banqueta” de ADIF, en donde se recomienda un ancho de los hombros de la banqueta de 100 cm y en la cual también se establece el talud del balasto de 5H/4V.

Sobre el espesor del balasto bajo la traviesa, FGV establece dentro del documento “GENERALIDADES DE INSTALACIONES FIJAS PARA EL TRANSPORTE” que el espesor deberá ser de 30 cm en vías de primer orden. Teniendo en cuenta que el balasto estará dispuesto hasta la cota superior de la traviesa y que en la IAPF-07 recomienda incrementar un 30% este espesor, el espesor de balasto entre la parte superior del cajón hasta la parte superior de las traviesas es de 64 cm.

## **4.2 SUPERESTRUCTURA VIAL**

Para la definición de la sección de firmes a disponer sobre el paso inferior, tanto en la Avenida del Cid como en la Calle San José, se hace uso de la Norma 6.1 IC-Secciones de Firme, de la Instrucción de Carreteras (BOE de 12 de Diciembre de 2003).

La selección de los firmes se basa en la estimación de tráfico para el año de la puesta en servicio de dicho paso inferior, como también en la tipología de explanada y/o superficie de apoyo.

### **4.2.1 TIPO DE TRÁFICO**

El área sobre la cual tiene incidencia el paso inferior propuesto corresponde a una zona de uso mixto (urbano, industrial y agrícola), tal como se observa en la Figura 3, extraída del Visor Cartográfico del ICV.

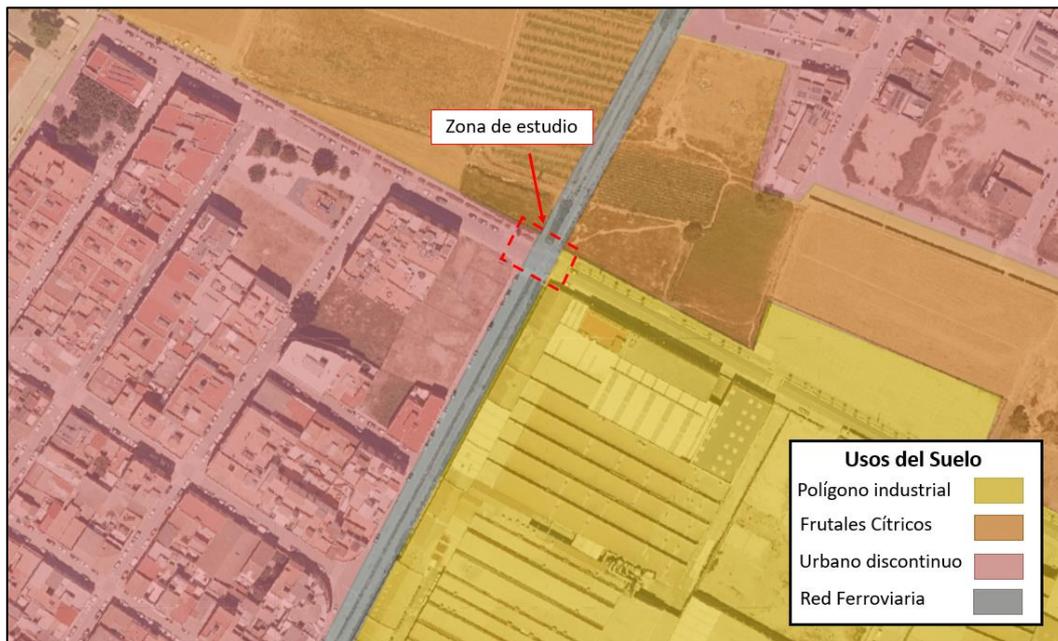


Figura 3. Usos del suelo en zona de actuación, según SIOSE 2015. Fuente: Visor Cartográfico del ICV.

Con esto, el tráfico vehicular en la zona tiene, por una parte, un componente debido a la movilidad de los residentes de Foios tanto para sus desplazamientos internos, dentro del municipio, como externos, dada la continuidad de la Avenida del Cid con la CV-300. Así mismo, también considera dentro de este estudio el mantener la continuidad de la Calle San José sobre el paso inferior, previendo una futura conexión vial con el municipio de Albalat dels Sorells y con los futuros desarrollos urbanísticos en la zona. De otra parte, está el componente de tráfico de vehículos pesados con origen-destino en la zona industrial del municipio.

Aunque no se cuenta para este estudio de conteos/aforos de tráfico sobre estas vías, de las visitas realizadas a la zona de proyecto y dada la naturaleza de estas vías, se considera de nivel bajo el tráfico actual sobre estos tramos viales, con una estimación de menos de 50 vehículos pesados/día. Aun así, para la definición del tipo de pavimento se asume una previsión a futuro de crecimiento del municipio y un significativo incremento dado el tráfico interno atraído durante el período de vida útil de esta infraestructura, con una intensidad media diaria de vehículos pesados (IMDp) entre 80-100, con lo que obtenemos, basados en la Tabla 1 de la Norma 6.1, una categoría de tráfico pesado T32.

#### 4.2.2 FORMACIÓN DE LA EXPLANADA

Para el tramo vial en estudio de la Avenida del Cid sobre la estructura, dado que se sitúa directamente sobre la losa superior del cajón, no se dispone de explanada, definiendo la sección de firme directamente sobre la losa de hormigón armado.

Para la definición de la estructura de pavimento sobre la Calle San José, con el fin de dar continuidad al trazado geométrico de esta vía, y para mantener su rasante existente, y su correspondiente referencia con la rasante de la línea férrea sobre el paso inferior, se requiere

conformar una sección de firme con la que se obtengan los niveles de rasante de la vía existente.

Así, y dado que se requiere contar con un valor de entrada para la explanada, con el fin de continuar con la definición de la sección de firme de los viales según lo dispuesto por la Norma 6.1 IC “Secciones de Firme”, se dispone de una explanada tipo E3, con mayor módulo de compresibilidad en el segundo ciclo de carga  $E_{v2}=300$  MPa.

#### 4.2.3 DISEÑO DE LA SECCIÓN DE FIRME.

Para la selección del tipo de ligante bituminoso, para un tráfico pesado T32 y estando localizada el área de intervención en una zona térmica estival media (ver Figura 4), se propone la utilización de un betún tipo B50/70 como se detalla en la Tabla 542.1.a del PG-3, el cual se caracteriza por tener una menor penetración, conllevando una mayor dureza y consistencia.

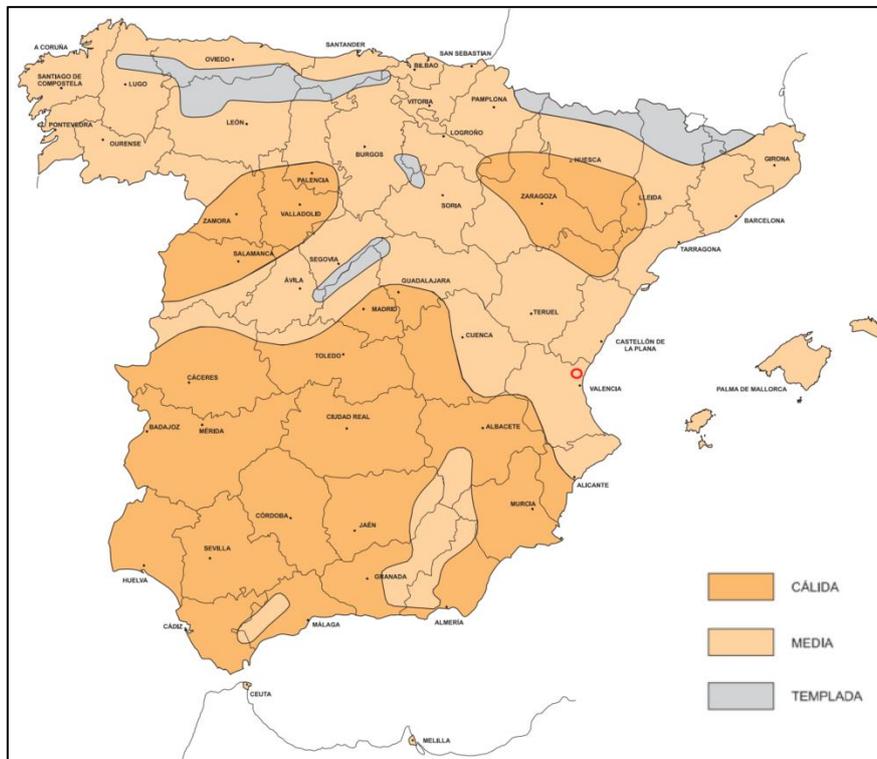


Figura 4. Zonas térmicas estivales. Fuente: Norma 6.1 IC.

La definición de los espesores de mezclas bituminosas a utilizar en los firmes propuestos, se ha establecido en base Tabla 6-Espesor de Capas de Mezcla Bituminosa en Caliente, de la Norma 6.1-IC (ver Tabla 4).

Tabla 4. Espesor de capas de mezcla bituminosa en caliente. Fuente: Norma 6.1-IC.

TIPO DE CAPA	TIPO DE MEZCLA (*)	CATEGORÍA DE TRÁFICO PESADO		
		T00 a T1	T2 y T31	T32 y T4 (T41 y T42)
Rodadura	PA	4		
	M	3	2-3	
	F			
	D y S		6-5	5
Intermedia	D y S	5-10(**)		
Base	S y G	7-15		
	MAM	7-13		

(\*) Ver definiciones en tabla 5 o artículos 542 y 543 del PG-3.

(\*\*) Salvo en arcenes, para los que se seguirá lo indicado en el apartado 7.

Con base a lo anterior, se definen las secciones de firme para cada una de las vías en estudio:

#### Avenida del Cid sobre estructura

El firme a disponer en la avenida del Cid sobre el paso inferior a lo largo de su losa de hormigón inferior corresponderá a una impermeabilización tipo slurry, y la posterior extensión de una capa de rodadura de 6 cm de espesor, quedando conformada la definición definitiva del firme, de la siguiente forma:

- Capa de rodadura: 6 cm de mezcla bituminosa en caliente tipo AC16 Surf S
- Riego de adherencia modificado: 0.3 kg/m<sup>2</sup> de emulsión C60BP3 ADH
- Impermeabilización: 3 mm

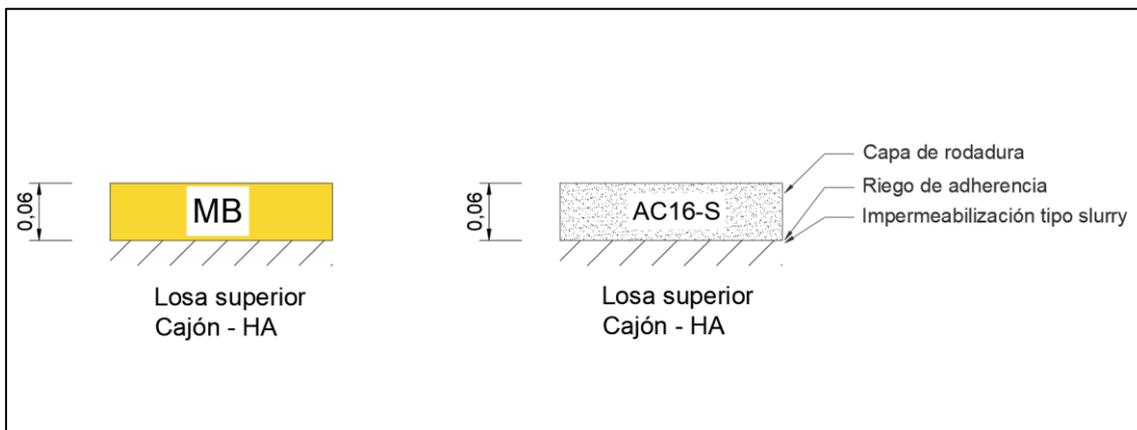


Figura 5. Esquema de firmes en Avenida del Cid. Fuente: Elaboración propia.

### Calle San José sobre estructura

Para la definición de la sección de firme sobre la calle San José, dado que se han de mantener las rasantes existentes, tanto de la línea férrea sobre el paso inferior, como de la calle San José sobre el cajón, ha sido necesaria la inclusión de una capa intermedia de zahorra artificial entre la mezcla bituminosa y la losa superior del cajón, a fin de obtener los niveles de rasante de la vía existente. Partiendo de una explanada E3, contando con la losa superior del cajón como soporte del firme, y tráfico estimado T32, la solución teórica para esta sección vial sería 3231, compuesta por una capa de 20 cm de zahorra artificial, y una carpeta asfáltica de 15 cm, conformada por 10 cm de base asfáltica y 5 cm de capa de rodadura. Aun así, dado que hay que mantener los niveles de rasante existentes, y basados en los planos de topografía del estudio realizado explicado en el Anexo N<sup>o</sup>2 del presente estudio, la cota rasante de la línea férrea en la zona del paso a nivel existente es de 18,56 m y la correspondiente de la calle San José es 18,36 m, con lo que se obtiene un espesor de zahorra artificial de 0,40 m, pasando así la opción de firme de la solución 3231 a 3211, tal como se presenta en la Tabla 5, extraída de la Norma 6.1. Durante la fase de preliminares, previo al inicio de los trabajos de construcción, se ha de realizar el replanteo in situ, para confirmar los niveles de rasante existentes y así, reajustar el espesor de zahorra artificial requerido para mantener dichos niveles de rasante.

Tabla 5. Catálogo de secciones de firmes. Fuente: Norma 6.1-IC.

		CATEGORÍA DE TRÁFICO PESADO											
		T31			T32			T41			T42		
CATEGORÍA DE EXPLANADA	E1	3111 MB 20 ZA 40	3112 MB 15 SC 30	3114 HF 21 ZA 30	3211 MB 18 ZA 40	3212 MB 12 SC 30	3214 HF 21 ZA 20	4111 MB 10 <sup>II</sup> ZA 40	4112 MB 8 SC 30	4114 HF 20 ZA 20	4211 MB 5 <sup>II</sup> ZA 35	4212 MB 5 SC 25	4214 HF 18 ZA 20
	E2	3121 MB 16 ZA 40	3122 MB 12 SC 30	3124 HF 21 ZA 25	3221 MB 15 ZA 35	3222 MB 10 SC 30	3224 HF 21 ZA 20	4121 MB 10 <sup>II</sup> ZA 30	4122 MB 8 SC 25	4124 HF 20	4221 MB 5 <sup>II</sup> ZA 25	4222 MB 5 SC 22	4224 HF 18
	E3	3131 MB 16 ZA 25	3132 MB 12 SC 22	3134 HF 21 ZA 20	3231 MB 15 ZA 20	3232 MB 10 SC 22	3234 HF 21	4131 MB 10 <sup>II</sup> ZA 20	4132 MB 8 SC 20	4134 HF 20	4231 MB 5 <sup>II</sup> ZA 20	4232 MB 5 SC 20	4234 HF 18

Espesores mínimos en cm

MB Mezclas bituminosas   
HF Hormigón de firme   
SC Suelocemento   
ZA Zahorra artificial

A continuación, se presenta un detalle de la sección transversal sobre el paso a nivel existente, donde se ubican la sección vehicular y férrea, visualizando la diferencia en nivel de las rasantes existentes.

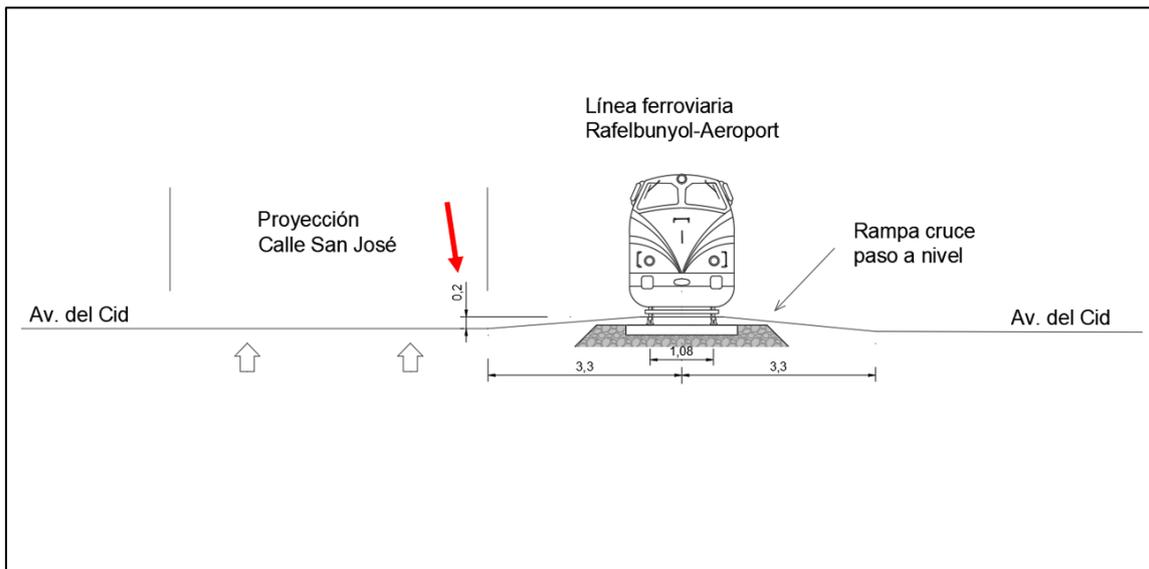


Figura 6. Detalle sección Avenida del Cid en zona paso a nivel (NE). Fuente: Elaboración propia.

Basado en lo expuesto anteriormente, la solución final de firme adoptada para la calle San José sobre el cajón, es la siguiente:

- Capa de rodadura: 6 cm de mezcla bituminosa en caliente tipo AC16 Surf S
- Riego de adherencia modificado: 0.3 kg/m<sup>2</sup> de emulsión C60BP3 ADH
- Capa base: 9 cm de mezcla bituminosa en caliente tipo AC32 Base G
- Riego de imprimación: 0,5 kg/cm<sup>2</sup> de emulsión C50BF4 IMP
- Subbase: 20 cm de zahorra artificial (espesor a ajustarse para obtener la cota de rasante requerida)

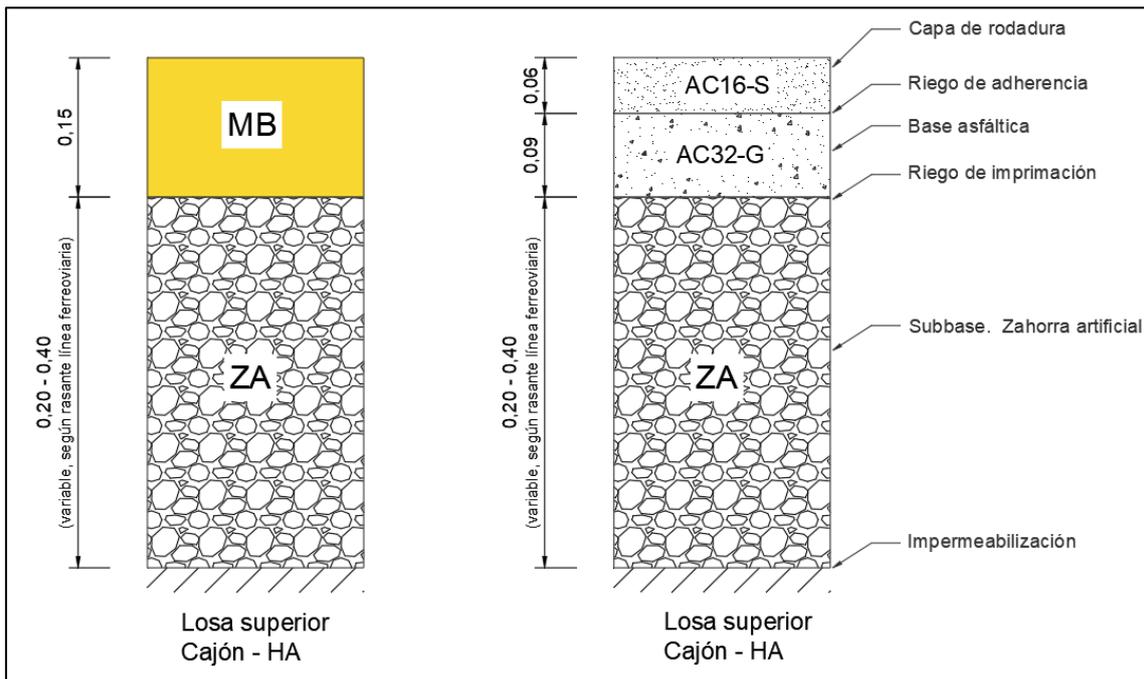


Figura 7. Esquema de firmes en Calle San José. Fuente: Elaboración propia.

## 5 ACCIONES A CONSIDERAR

Para el cálculo de las acciones que debe soportar el cajón, considerando que este permitirá el paso, no solo de los metros de la línea 3, sino que también tendrá unas vías vehiculares que darán continuidad a la calle San José y a la av. del Cid, se han tenido en cuenta las siguientes normativas:

- Instrucción sobre las acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril (IAPF-07): Instrucción aplicable para puentes u otras estructuras que soportan vías férreas, en los que la altura del plano medio de rodadura de la vía sobre la cara superior del tablero o sobre el punto más alto de su estructura portante sea inferior a 2,5 m. En el caso que nos compete esa altura es de 0,8 m.
- Instrucciones sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11). Instrucción aplicable para puentes o estructuras asimilables a puentes que permitan el paso de tráfico rodado.

Aunque las acciones que debe soportar la estructura provienen de distinto uso, serán consideradas de forma independiente o combinada, según resulte más desfavorable.

Las acciones consideradas en el dimensionamiento del paso inferior son:

## 5.1 ACCIONES PERMANENTES (G)

Son las acciones que actúan en todo momento y son constantes en posición y magnitud. En el caso que nos compete, estas serán el peso propio de la estructura, las cargas generadas por la superestructura ferroviaria y el pavimento de la calzada y aceras.

Las acciones permanentes a su vez se clasifican en:

### 5.1.1 PESO PROPIO:

Corresponde al peso de los elementos estructurales, como es el cajón. El peso específico utilizado para el hormigón armado del cajón es de 25 KN/m<sup>3</sup>, como se establece en la IAPF-07.

$$W_c = A_c * L_c * \gamma_H = (A_d + 2A_p + A_s) * L_c * \gamma_H$$

Siendo:

- $A_d$  = Área del dintel
- $A_p$  = Área de los hastiales
- $A_s$  = Área de la solera
- $L_c$  = Longitud del cajón.
- $\gamma_H$  = Peso específico del Hormigón armado

$$W_{cajón} = (11,3 * 1 + 2 * 4,5 * 0,65 + 11,3 * 0,95) * 15 * 25 = 10456,875 \text{ KN}$$

### 5.1.2 CARGAS MUERTAS

Hace referencia a las cargas que gravitan sobre la estructura y que no son estructurales. En este caso, actúan las siguientes cargas:

- Superestructura Ferroviaria

Aunque en el diseño del presente estudio, solo se ha considerado una sola vía férrea, para el cálculo de las acciones, se tendrá en cuenta el posible desdoblamiento de la línea 3 de Metrovalencia, dentro del área de estudio.

Para la determinación de las cargas generadas por la superestructura, se han tenido en cuenta cada uno de los diferentes elementos que la componen, en función de la geometría detallada en el siguiente croquis.

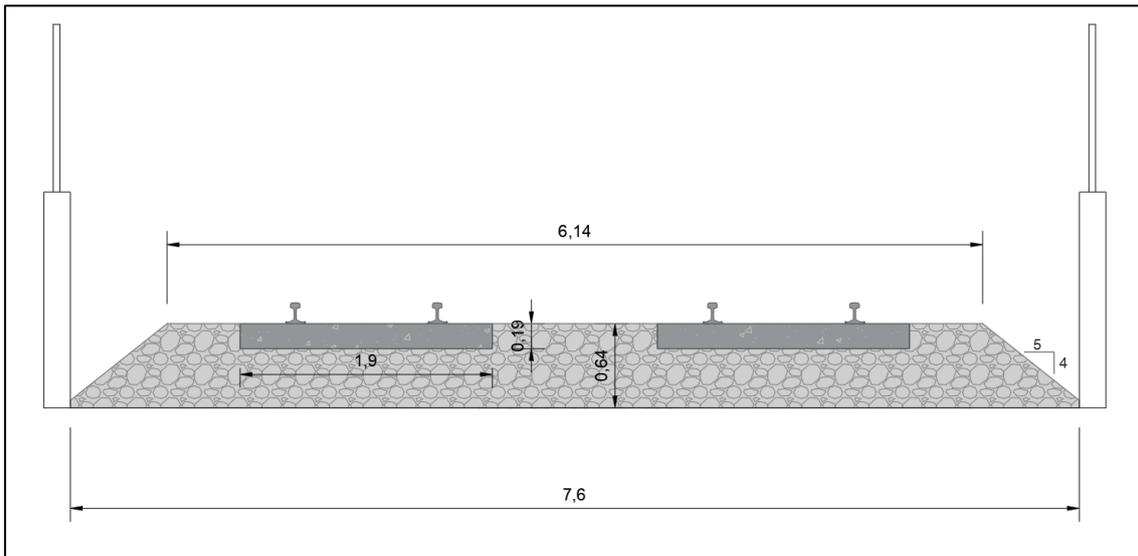


Figura 8. Croquis sección tipo de superestructura en vía doble. Fuente: Elaboración propia.

Como primer paso se determina la carga ejercida por el balasto sobre el cajón, para ello se considera un peso específico de balasto de  $18 \text{ KN/m}^3$ , según se establece en el apartado 2.1.2 de la IAPF-07.

Para el cálculo del peso del balasto, no se descontará el espacio de la traviesa ni tampoco se tendrá en cuenta su forma trapezoidal, todo esto con el fin de estar al lado de la seguridad.

$$W_{SF,b} = B * e_b * L_c * \gamma_H$$

- B = Ancho
- $e_b$  = Espesor del balasto
- $L_c$  = Longitud del cajón.
- $\gamma_B$  = Peso específico del balasto

$$W_{SF,b} = 7,6 * 0,64 * 11,3 * 18 = 989,34 \text{ KN}$$

En cuanto a las cargas que ejercen las traviesas de hormigón sobre el cajón, las cuales tienen una masa de 185 kg, como se establece en el apartado D.3 de la IAPF-07. La separación que hay entre traviesas medidas desde su eje es de 0.65 m, por lo que el número máximo de traviesas que podría haber en cada vía sobre el cajón es de 17 traviesas monobloques. La carga que ejerce las traviesas sobre el cajón es:

$$W_{SF,t} = 2 * \frac{185 * 9.8 * 17}{1000} = 61,64 \text{ KN}$$

Por último, se calcula la acción efectuada por los carriles, siendo esta una vía doble con carriles UIC 54, con una masa por metro lineal de 54,43 KG como se establece en el apartado D2 de la IAPF-07. La carga que ejercen los carriles sobre el cajón es:

$$W_{SF,c} = \frac{54,43 * 9.8 * 11,3 * 2 * 2}{1000} = 24 \text{ KN}$$

Como resultado se obtiene que la carga ejercida por la superestructura ferroviaria sobre el cajón es de 1074,98 KN.

- Calzada vehicular y aceras

Para el cálculo de la carga muerta debida a los viales y aceras sobre la estructura, se consideran los siguientes pesos específicos/densidades:

- Capa de rodadura, 24.50 kN/m<sup>3</sup>
- Base asfáltica, 24 kN/ m<sup>3</sup>
- Riego de adherencia, 0.005 KN/m<sup>2</sup>
- Imprimación tipo slurry, 0.015 KN/m<sup>2</sup>
- Zahorra artificial ZA, 24 kN/ m<sup>3</sup>
- Hormigón HM-20, 25 kN/ m<sup>3</sup>
- Pavimento de baldosa hidráulica sobre mortero de agarre, 1 KN/m<sup>2</sup>

El peso total de cada sección de firme a considerar sobre la estructura es:

#### Calzada Avenida del Cid

El tipo de firme a emplear en la Av. Del Cid, consta de una capa rodadura de 6 cm, un riego de adherencia y una impermeabilización tipo slurry. Considerando los pesos específicos previamente detallados y un área de aplicación de 15 x 7.5m, la carga ejercida por este firme es de:

$$W_{CV,1} = 15 * 7,5 * (0,06 * 24,5 + 0.015 + 0,005) = 167,625 \text{ KN}$$

#### Calzada Calle San José

Para el cálculo del peso ejercido por el firme sobre la estructura, se ha considerado una capa de rodadura de 6 cm, una base asfáltica de 9 cm, una capa de zahorra con un espesor medio de 40 cm, un riego de adherencia y una impermeabilización tipo slurry. Teniendo en cuenta que el área de aplicación es de 11,3 x 5 m, se ha obtenido una carga de:

$$W_{CV,2} = 11,3 * 5 * (0,06 * 24,5 + 0,09 * 24 + 0,4 * 24 + 0,015 + 0,005) = 748,625 \text{ KN}$$

#### Acera Avenida del Cid

Con el propósito de que las rampas de acceso peatonales al paso inferior no tengan una pendiente muy pronunciada, se ha considerado la elevación de la acera, hasta una altura máxima de 2 m con respecto la cota de la parte superior de la solera. La acera estará conformada por un pavimento de baldosas sobre mortero de 7 cm, que apoyan sobre una capa de hormigón de 12 cm y esta a su vez se ubica sobre una capa de zahorra de 1,81m. Esta circulación peatonal contará con un ancho de 2 m. A continuación, se procede a calcular la carga ejercida por el pavimento de la acera en la Av. del Cid

$$W_{AC1} = (15 * 2) * (1 + 0,12 * 25 + 1,81 * 24) = 1423,2 \text{ KN}$$

#### Acera Calle San José

En cuanto a la acera de la Calle San José, contará con el mismo paquete de firmes, con la única diferencia que la capa de zahorras tendrán un espesor medio de 0,5 m. Considerando un ancho de 1,8 m, el peso de la acera en la Calle San José, es de:

$$W_{AC2} = (11,3 * 1,8) * (1 + 0,12 * 25 + 0,5 * 24) = 325,44 \text{ KN}$$

Así, las cargas muertas aplicadas sobre el paso inferior correspondientes a los pavimentos de las vías de tráfico vehicular y aceras, es de 2664,89 KN.

## 5.2 ACCIONES VARIABLES (Q)

Son el conjunto de acciones verticales, longitudinales y transversales a la estructura, las cuales serán detalladas a continuación:

### 5.2.1 CARGAS VERTICALES

#### **Cargas debidas a tráfico ferroviario**

Para la determinación de las cargas estáticas generadas por el peso de los vehículos ferroviarios en ambas vías, se tomará como referencia las ejercidas por un tren UIC71, aplicadas sobre el eje de la vía y sobre el nivel del plano de rodadura. Estas acciones constan de cuatro cargas puntuales de 250 KN, con una separación entre ellas de 1.6m y unas sobrecargas uniformemente distribuidas de 80 KN por metro lineal, las cuales deberán dejar un espacio libre de 6.4 m, centradas en el eje de las 4 cargas puntuales. Estas cargas se

posicionarán de forma de obtener la situación más desfavorable. En la Figura 9, se detalla la distribución de estas cargas según la IAPF-07.

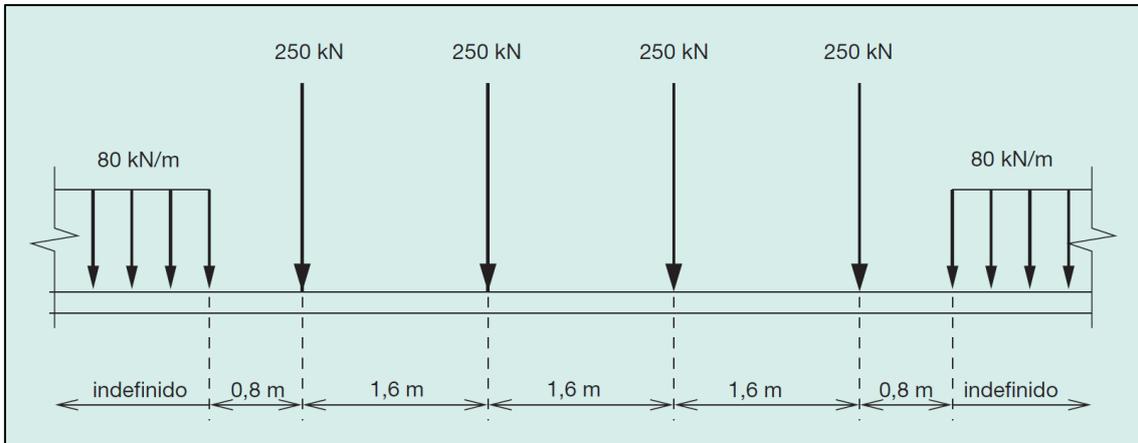


Figura 9. Tren de cargas verticales UIC71. Fuente: IAPF-07.

En cuanto al reparto de las cargas verticales que transmiten los carriles a las traviesas, cada una de estas solicitaciones se reparte en tres traviesas, soportando la central el 50 % de la carga y las otras dos traviesas adyacentes el 25 % cada una. Estas cargas posteriormente se distribuirán al balasto con un pendiente de 4V:1H

Para el cálculo de la carga vertical ejercida por los vehículos ferroviarios, se ha supuesto la situación más desfavorable, es por ello que las cargas puntuales se han posicionado hacia el costado suroeste del cajón, con el propósito de generar un mayor momento (ver Figura 10). Teniendo en cuenta las dimensiones del cajón, las cuatro cargas puntuales son resistidas totalmente por la estructura, mientras que, para las sobrecargas laterales, se tuvo que determinar la longitud que la estructura se ve afectada por estas.

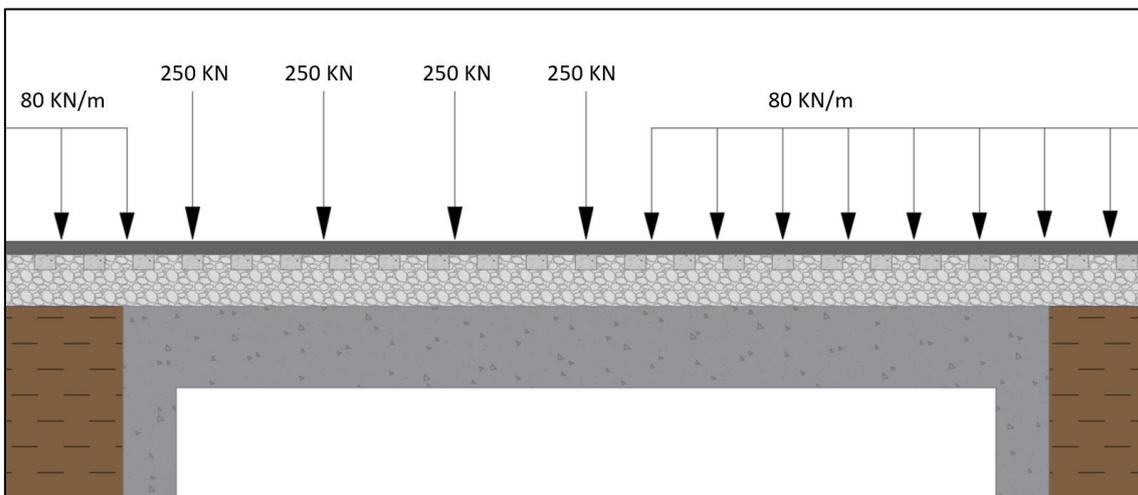


Figura 10. Detalle distribución de cargas verticales debidas a tráfico ferroviario. Fuente: Elaboración propia.

Considerando que la distribución de la sobrecarga a través del balasto se realiza con una pendiente de 4H:1V y que el espesor de este, por debajo de la traviesa es de 45 cm, la distancia en la cual el cajón se ve afectada por la sobrecarga es de 5.30 m al costado noreste y

0,5 m al costado suroeste del cajón. En las siguientes figuras se representan el área afectada por las sobrecargas.

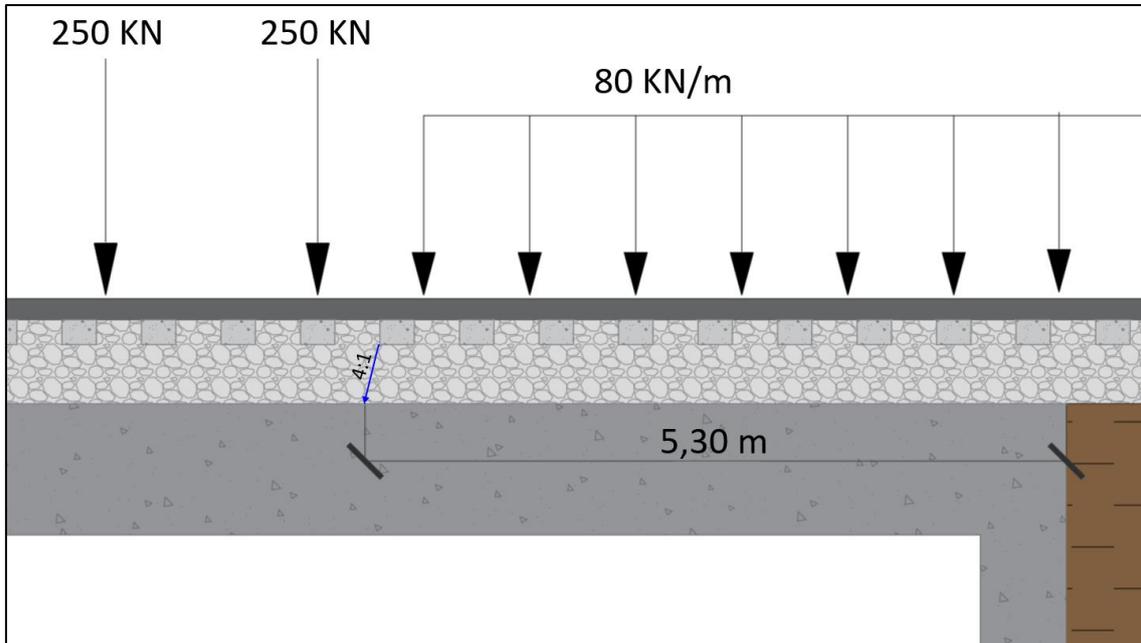


Figura 11. Detalle área afectada por sobrecarga ferroviaria al costado noreste. Fuente: Elaboración propia.

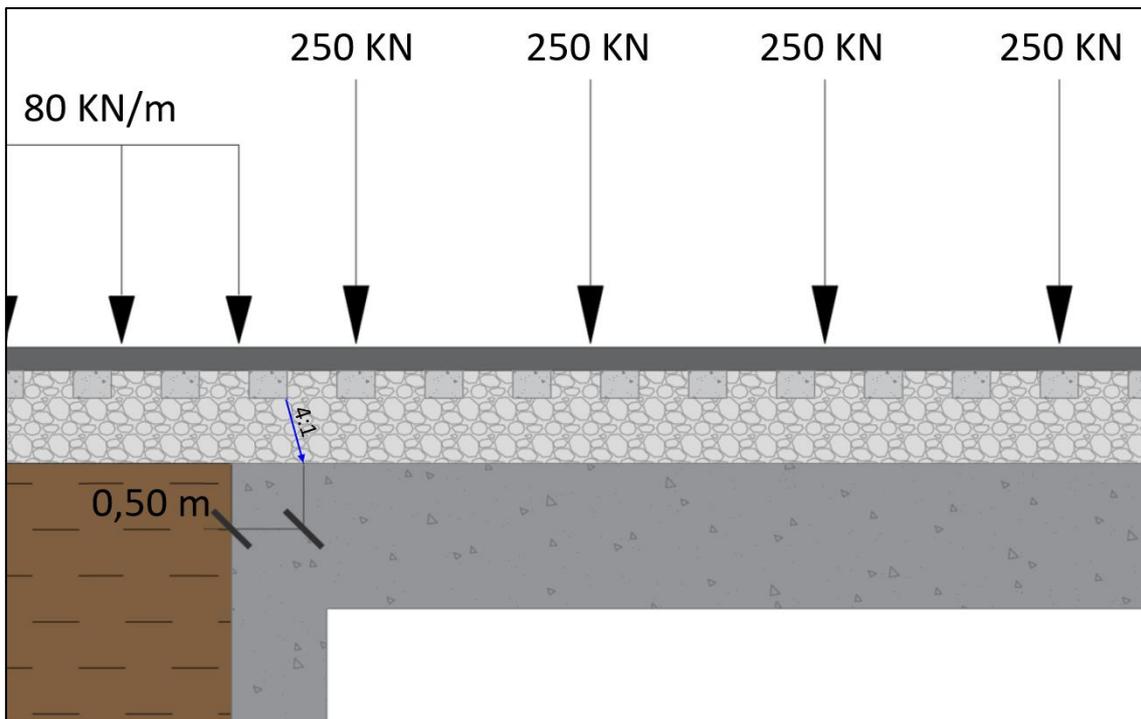


Figura 12. Detalle área afectada por sobrecarga ferroviaria al costado suroeste. Fuente: Elaboración propia.

Una vez obtenido la longitud de la sobrecarga, se calcula la sollicitación que recibe la estructura por el tráfico ferroviario, considerando que ambas vías reciben la misma carga, como se establece en el apartado 2.3.1.4.1. de la IAPF.

$$Q_{TF} = 2 * ((250 * 4) + ((5,3 + 0,5) * 80)) = 2928 \text{ KN}$$

Este valor se verá afectado por unos coeficientes que multiplicarán a la carga obtenida, los cuales son:

- Coeficiente de clasificación ( $\alpha$ ): Este valor depende del ancho de la vía, por lo que en el caso que nos corresponde, al ser vía de ancho métrico, este valor es de 0.91.
- Coeficiente de impacto: Este coeficiente se debe a los efectos dinámicos debidos al tráfico ferroviario, teniendo en cuenta los distintos trenes que circulan por la línea y a la velocidad que lo hacen.

Según se establece en el apartado B.2.3.2 de la IAPF-07, específico para marcos bajo terraplén, no es necesario el cálculo dinámico específico, al estar limitada su capacidad resonante. Siguiendo las indicaciones de este método, para la determinación del coeficiente de impacto envolvere se seguirá lo establecido en el apartado B.2.1.2. de esa instrucción, en donde se detalla que para velocidades inferiores a 120 km/h, se considerará un grado de mantenimiento normal y por lo tanto, la ecuación para la determinación de ese coeficiente es la siguiente:

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73 \quad (\text{con } 1,0 \leq \phi_3 \leq 2,0)$$

Siendo:

- $L_\phi$ : Longitud determinante.

Esta longitud se obtiene según el caso que más se asemejase a los elementos estructurales expuestos en las Tablas B2, B3 y B4, siendo la más parecida a la estructura del presente estudio, el caso 5.3 expuesto en tabla B4, para estructuras porticadas de un solo vano.

Según se establece en este caso, a efectos de cálculo, se considerará como una viga continua de tres vanos, siguiendo el cálculo del caso 5.2. En donde se establece la siguiente ecuación:

$$L_\phi = k * L_m$$

Siendo:

- $K$  : Para losas de 3 vanos, el valor de K será de 1,3.
- $L_m$  : Longitud media entre vanos

Para el cálculo de  $L_m$ , se siguió lo dispuesto en el caso 5.3, en donde establece que para la longitud de los vanos, se debe utilizar las longitudes del dintel y de los dos pilares (en nuestro caso hastiales), para ello se sigue la siguiente fórmula:

$$L_m = \frac{1}{n} (L_1 + L_2 \dots + L_n)$$

$$L_m = \frac{1}{3} (5,45 + 10,65 + 5,45) = 7,18 \text{ m}$$

Reemplazando este valor en la ecuación de la Longitud determinante ( $L_\phi$ ) y posteriormente está en el del coeficiente de impacto ( $\phi$ ), se obtuvo los siguientes valores:

$$L_\phi = 9,34 \text{ m}$$

$$\phi_3 = 1,49 \text{ m}$$

Una vez definido los coeficientes, se multiplico dichos valores por la carga vertical previamente calculadas, dando como resultado definitivo el siguiente valor:

$$Q_T = 2928 * 0,91 * 1,49 = 3970,08 \text{ KN}$$

### Carga Vehicular

Para el cálculo de la carga producida por la acción del tráfico vehicular sobre la parte superior (Calle San José) e interior del cajón (Avenida del Cid), el primer paso consta de la definición de los carriles virtuales en ambas vías, como se expone en el apartado 4.1.1 de la IAP-11.

Tabla 6. Definición de los carriles virtuales. Fuente: IAP-11.

ANCHURA DE LA PLATAFORMA ( $w$ )	NÚMERO DE CARRILES VIRTUALES ( $n_i$ )	ANCHURA DEL CARRIL VIRTUAL ( $w_i$ )	ANCHURA DEL ÁREA REMANENTE
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_i = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_i = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$w \geq 6 \text{ m}$	$n_i = \text{ent} \left( \frac{w}{3} \right)$	3 m	$w - 3n_i$

Teniendo en cuenta que el ancho de la plataforma en la Calle San José es de 5 m, solo se considera un solo carril virtual de 3 m y un ancho remanente de 2 m. En el caso de la Avenida del Cid, al tener un ancho 7,5 m, se han establecido dos carriles virtuales de 3 m cada uno y un ancho remanente de 1,5 m.

Una vez definido el número de carriles en ambas vías, se procede a calcular la carga vertical debida al tráfico vehicular, para ello se consideraron dos cargas puntuales, separadas entre si longitudinalmente 1,2 m y una sobrecarga uniforme extendida longitudinal y

transversalmente. Los valores característicos de dichas cargas se exponen en la Tabla 4.1-b de la IAP-11.

En cuanto a la ubicación de las cargas puntuales, al igual que el emplazamiento de la sobrecarga, se ha buscado posicionarlas en donde su efecto resulte más desfavorable para la estructura.

A continuación, se describen los cálculos realizados para la determinación de la carga vertical en cada una de las vías:

- Calle San José

Con el propósito de obtener la situación más desfavorable, se ha extendido la sobrecarga desde la mitad de la calzada del paso inferior hacia adelante, sentido suroeste.

Las sollicitaciones que recibe la estructura por parte de carga vehicular en la Calle San José son:

$$Q_{V1} = 2 Q_P + \left( q_{sc} * b_{cv1} * \frac{L}{2} \right) + \left( q_r * b_r * \frac{L}{2} \right)$$

Siendo:

- $Q_p$  : Carga Puntual.
- $q_{sc}$  : Sobrecarga uniforme en carril virtual 1.
- $q_r$  : Sobrecarga uniforme en área remanente.
- $b_{cv1}$ : Ancho del carril virtual 1.
- $b_r$ : Ancho área remanente.
- $L$ : Distancia longitudinal sobre el cajón en sentido vehicular.

Reemplazando los diferentes parámetros en la ecuación previamente mencionada, se obtiene:

$$Q_{V1} = 2 * 300 + \left( 9 * 3 * \frac{11,3}{2} \right) + \left( 2,5 * 2 * \frac{11,3}{2} \right) = 780,8 \text{ KN}$$

En cuanto a la ubicación de la resultante de las cargas puntuales, esta se ha situado a 1m del inicio de la Calle San José sobre el paso inferior, sentido noreste.

- Avenida del Cid

En el caso de la Av. Del Cid, se tendrán en cuenta todas las sobrecargas que actúan sobre la calzada. Para la obtención de la carga vehicular ejercida en la Av. Del Cid sobre el paso inferior, se hace uso de la siguiente ecuación:

$$Q_{V2} = 2 Q_{P1} + 2Q_{P2} + (q_{sc1} * b_{cv1} * L) + (q_{sc2} * b_{cv2} * L) + (q_r * b_r * L)$$

Siendo:

- $Q_{p1}$  : Carga Puntual en carril virtual 1.
- $Q_{p2}$  : Carga Puntual en carril virtual 2.
- $q_{sc}$  : Sobrecarga uniforme en carril virtual 1.
- $q_{sc}$  : Sobrecarga uniforme en carril virtual 2.
- $q_r$  : Sobrecarga uniforme en área remanente.
- $b_{cv1}$ : Ancho del carril virtual 1.
- $b_{cv2}$ : Ancho del carril virtual 2.
- $b_r$ : Ancho área remanente.
- L: Distancia longitudinal sobre el cajón en sentido vehicular.

Reemplazando los diferentes parámetros, se obtuvo una carga vertical en la Avenida del Cid:

$$Q_{V2} = 2 * 300 + 2 * 200 + (9 * 3 * 15) + (2,5 * 3 * 15) + (2,5 * 1,5 * 15) \\ = 1573,75 \text{ KN}$$

Al igual que en la Calle San José, la resultante de las cargas puntuales en la Av. Del Cid se ha situado en la posición más desfavorable. Esta se ha decidido ubicarla a 1m de la rampa de acceso sureste.

#### **Cargas en zonas de uso peatonal**

Las áreas que no se encuentran afectadas directamente por las solicitaciones del tráfico ferroviario ni vehicular, como es el caso de las aceras, se asumirá una sobrecarga vertical uniforme de 5 KN/m<sup>2</sup>. Considerando que, en la parte superior del cajón, el área destinada al uso peatonal tiene 1.8 m de ancho y que con el propósito de obtener la situación más desfavorable solo se extenderá dicha sobrecarga desde la mitad de la acera hacia adelante, sentido suroeste. Se obtiene que la sobrecarga vertical debido al uso peatonal al costado de la Calle San José es de:

$$Q_{NF1} = 1,8 * \frac{11,3}{2} * 5 = 50,85 \text{ KN}$$

Para el caso de la parte interna del cajón, la acera destinada para el uso peatonal que se encuentra a un costado de la Av. Del Cid, sí que se dispondrá la sobrecarga sobre toda la superficie de la acera. El valor que se obtiene teniendo en cuenta 2 m de ancho de acera, es el siguiente:

$$Q_{NF2} = 2 * 15 * 5 = 150 \text{ KN}$$

Como resultado de todas las solicitaciones consideradas en el cálculo de las acciones verticales, en la Tabla 7 se detalla a modo de resumen cada una de estas cargas obtenidas, teniendo en cuenta la situación más desfavorable.

Tabla 7. Resultados de cargas verticales sobre la estructura. Fuente: Elaboración propia.

	Tipo de Acción	Carga (KN)
Acciones Permanentes	Peso propio	10456,88
	Superestructura Ferroviaria	1074,98
	Pavimentos y Firmes de calzada y aceras	2664,89
Acciones Variables	Cargas debido a tráfico ferroviario	3970,08
	Carga debido a tráfico rodado	2354,55
	Cargas adicionales	200,85
	<b>Carga Vertical Total (KN)</b>	<b>20722,22</b>

## 5.2.2 ACCIONES HORIZONTALES

En cuanto al cálculo de las acciones horizontales soportadas por el cajón, se han considerado las acciones producidas por el arranque y frenado de los vehículos ferroviarios, como se establece en el apartado 2.3.2.1 de la IAPF-07. A continuación, se representan las ecuaciones que permiten la obtención de estas cargas.

- Frenado

$$Q_{H,F} = \alpha * 20 * L$$

- Arranque

$$Q_{H,A} = \alpha * 33 * L'$$

Siendo:

- $\alpha$ : Coeficiente de clasificación. Para vías de ancho métrico  $\alpha = 0,91$ .
- $L$  y  $L'$ : Longitudes de frenado y arranque, las cuales se considerarán iguales a la longitud del paso inferior, en este caso igual a 11,3 m.

Reemplazando los valores en las ecuaciones previamente mencionadas, se obtuvieron unas cargas horizontales de frenado de 205,66 KN y de arranque de 339,34 KN.

La ubicación de esta carga se ha considerado paralela a la vía y aplicada al nivel del plano de rodadura.

A efectos de cálculo, no se tendrán en cuenta estas solicitaciones en las comprobaciones ya que existe una separación considerable entre la ubicación de las cargas y la estructura, por lo que se considera que la carga que le llega a la estructura proveniente de estas solicitaciones es mínima.

## 6 PRESIONES AL TERRENO

Definidas las acciones a considerar sobre la estructura en la situación más desfavorable, se procede a realizar las comprobaciones geotécnicas que aseguren el cumplimiento de los requisitos de seguridad.

Para la correcta resolución de este capítulo se seguirá lo dispuesto en la “Guía de cimentaciones en obras de carreteras” del Ministerio de Fomento (30 de septiembre de 2002), en específico el apartado 4, correspondiente a las “Cimentaciones Superficiales”.

### 6.1 SEGURIDAD FRENTE A HUNDIMIENTO

La primera comprobación a realizar es el fallo por hundimiento. Considerando que el suelo sobre el que apoya el cajón es cohesivo, se hace uso de la fórmula de Brinch-Hansen para el cálculo de la carga de hundimiento, como se expone en el epígrafe 4.5.5 de la GCOC. Esta ecuación es la siguiente:

$$p_{vh} = q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot t_q \cdot r_q + c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot t_c \cdot r_c + \frac{1}{2} \cdot B^* \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot s_\gamma \cdot t_\gamma \cdot r_\gamma$$

Siendo:

- $p_{vh}$  = Presión vertical de hundimiento.
- $q$  = Sobrecarga existente al nivel del plano de cimentación.
- $c$  = Cohesión de cálculo.
- $\gamma$  = Peso específico del terreno.
- $B^*$  = Anchura equivalente del cimientto.
- $N_q, N_c, N_\gamma$  = Factores de capacidad de carga, adimensionales y dependientes del ángulo de rozamiento interno.
- $d_q, i_q, s_q, t_q, r_q$  = Factores adimensionales.

Como primer paso y previo a los cálculos de comprobaciones frente a hundimiento y deslizamiento, se define el área de apoyo equivalente. Para lo cual es necesario precisar la

ubicación de cada una de las acciones consideradas en la situación más desfavorable, con el fin de obtener el punto de paso de la resultante.

A continuación, se enumeran las cargas permanentes y variables consideradas, con su respectiva ubicación:

Tabla 8. Acciones permanentes consideradas en cálculo de la resultante. Fuente: Elaboración propia.

N <sup>o</sup>	Acciones consideradas	Carga (KN)	X	Y
1	Peso propio del cajón	10456.875	7.5	5.65
2	Superestructura Ferroviaria Doble	1074.98	11	5.65
3	Calzada Vehicular C/ San Jose	748.625	4.3	5.65
4	Calzada Vehicular Av. del Cid	167.625	7.5	6.40
5	Acera C/ San Jose	325.44	0.9	5.65
6	Acera Av. del Cid	1423.2	7.5	1.65

Tabla 9. Acciones variables consideradas en cálculo de la resultante. Fuente: Elaboración propia.

N <sup>o</sup>	Acciones consideradas	Carga (KN)	X	Y
7	Carga debido a tráfico ferroviario	3970.0752	11	4.73
8	Carga vehicular Av. Del Cid	1573.75	11.63	6.40
	Carga puntual	1000	14	6.40
	Sobrecarga repartida	573.75	7.5	6.40
9	Carga vehicular C/ San José	780.8	4.3	1.42
	Carga puntual	600	4.3	1.00
	Sobrecarga repartida	180.8	4.3	2.80
10	Sobrecarga Uso Peatonal Av. Del Cid	150	7.5	1.65
11	Sobrecarga Uso Peatonal C/ San José	50.85	0.9	2.80

Mediante un croquis de la vista en planta de la estructura, se detalla la ubicación del punto de paso de las acciones previamente mencionadas y el de la resultante.

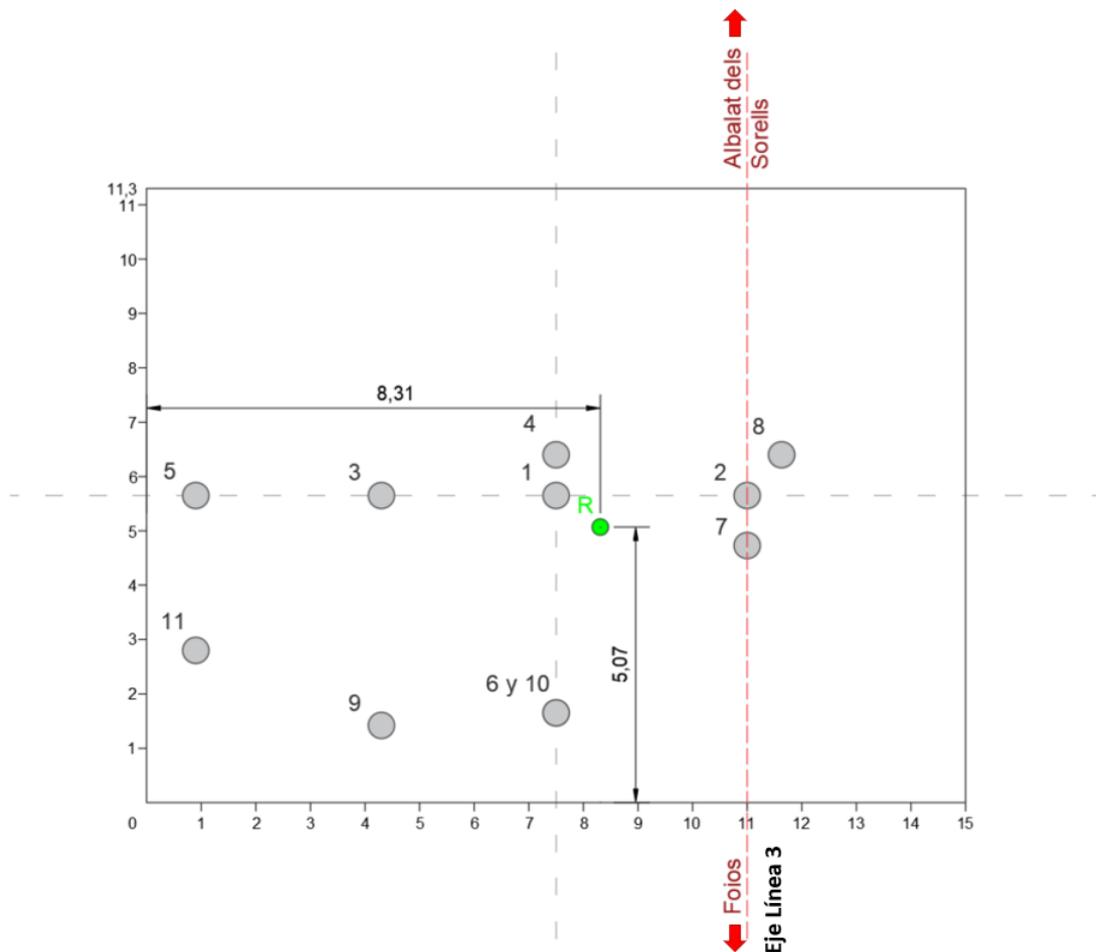


Figura 13. Croquis ubicación de resultante sobre la cimentación. Fuente: Elaboración propia.

Teniendo en cuenta la ubicación del punto de paso de la resultante obtenida, las dimensiones del área equivalente son:

$$B^* = B - 2e_B = 10,13 \text{ m}$$

$$L^* = L - 2e_L = 13,38 \text{ m}$$

Adicionalmente ha sido necesario considerar situaciones de “corto plazo”, dada la cercanía del nivel freático al plano de cimentación del cajón. Para ello se ha determinado una cohesión sin drenaje a corto plazo, teniendo en cuenta un incremento de la presión del agua intersticial ( $u$ ) y una cohesión efectiva a largo plazo, donde la presión intersticial se va disipando y es el terreno que se comprime y expulsa el agua correspondiente.

Previo al cálculo de las comprobaciones, a modo de resumen se detallan los valores de los parámetros necesarios contemplados en los distintos niveles geotécnicos detallados en el Anexo N<sup>o</sup>2 “Antecedentes y documentación de partida”. Como suposición utilizada para determinar la cohesión total de la capa de limos arcillosos, al ser un suelo cohesivo se supone que la cohesión sin drenaje ( $c_u$ ) equivale a la mitad de la resistencia a compresión simple ( $q_u$ ). Teniendo en cuenta que el valor  $q_u$  equivale a 50 Kpa, según el estudio geotécnico realizado, se le dio un valor  $c_u = 25$  Kpa. Otra de las suposiciones realizadas, es que los primeros 40 cm,

corresponden al paquete de firmes existentes, al cual se le dio un peso específico aparente de 19,5 KN/m<sup>3</sup>, para esta primera capa.

Tabla 10. Resumen de parámetros geotécnicos en los distintos estratos para comprobaciones. Fuente: Elaboración propia.

Profundidad	Tipo de Material	Peso Esp. Aparente (KN/m <sup>3</sup> )	Peso Esp. Saturado (KN/m <sup>3</sup> )	Cohesión total	Cohesión efectiva	Angulo de rozamiento interno
0-0,4	Firmes	19,5	-	-	-	-
0,4-9,60	Limos Arcillosos	21.17	21.66	25	30.5	32.8
9,60-12,90	Gravas limo-arenosas	22,15	22,15	-	-	32,5
12.90-20,30	Limos Arcillosos	21.66	21.66	25	30.5	32.8

Definidos los parámetros, se procede a calcular cada uno de los valores necesarios para la determinación de la carga de hundimiento. El primer paso consiste en definir unos parámetros equivalentes con el propósito de representar al conjunto de la cimentación, teniendo en cuenta que el terreno no es homogéneo, sino que existen estratos de distinta naturaleza que se ven afectados por la línea de rotura de la cimentación, como se expone en el apartado 4.5.5.7. de la GCOC. Los parámetros equivalentes a definir se determinarán a partir de las siguientes ecuaciones:

$$\gamma_{eq} = \frac{1}{H} \sum \gamma_i \cdot h_i$$

$$c_{eq} = \frac{1}{H} \sum c_i \cdot h_i$$

$$\ln(tg\phi_{eq}) = \frac{1}{H} \sum h_i \cdot \ln(tg\phi_i)$$

Siendo:

- $h_i$  = Espesor de cada estrato bajo la cimentación.
- $\gamma_i, c_i, \phi_i$  = Parámetros  $\gamma, c, \phi$ , correspondientes a cada estrato
- $H$  = Profundidad de la zona de afección.

Para el valor  $H$ , correspondiente a la profundidad de la zona de afección, se ha creído conveniente utilizar un valor igual a  $B^*$ , con el propósito de describir la situación del terreno bajo la estructura.

Definido el valor de la profundidad de la zona de afección, se procede a obtener los distintos parámetros equivalentes:

### Ángulo de rozamiento interno equivalente ( $\phi_{eq}$ )

El primer parámetro a calcular es el ángulo de rozamiento interno equivalente. Reemplazando los valores por los correspondientes de cada estrato, se obtiene el siguiente resultado:

$$\ln(tg\phi_{eq}) = \frac{1}{10,13} (2,35 * \ln(tg32,8) + 3,3 * \ln(tg32,5) + 4,48 * \ln(tg32,8))$$

$$\ln(tg\phi_{eq}) = -0,44159$$

$$\phi_{eq} = 32,70$$

### Peso específico equivalente ( $\gamma_{eq}$ )

Para el cálculo del peso específico equivalente, se buscó obtener el valor que mejor representase el peso efectivo del terreno, para ello se realizaron los cálculos con el peso específico sumergido de los estratos bajo el plano de apoyo de la cimentación, a excepción del primer estrato en el cual se realizó un cálculo adicional ya que parte de esta se ve afectada por el Nivel Freático. Para la obtención de este valor, se utilizó la siguiente fórmula:

$$\gamma = \gamma' + 0,6(\gamma_{ap} - \gamma') \frac{h_w}{B^*} \leq \gamma_{ap}$$

Siendo:

- $\gamma'$ : Peso específico sumergido.
- $\gamma_{ap}$ : Peso específico aparente.
- $h_w$ : Profundidad del nivel freático bajo el plano de cimentación.
- $B^*$ : Anchura equivalente del cimientto.

Reemplazando estos valores, se obtuvo lo siguiente:

$$\gamma = 11,86 + 0,6(21,17 - 11,86) \frac{0,75}{10,13} = 12,27 \text{ KN/m}^3$$

$$12,27 \leq 21,17 \text{ KN/m}^3$$

El siguiente paso fue determinar el peso equivalente de terreno, con la fórmula previamente mencionada, en donde se obtuvo el siguiente resultado:

$$\gamma_{eq} = \frac{1}{10,13} (2,35 * 12,27 + 3,3 * 12,35 + 4,48 * 11,86) = 12,11 \text{ KN/m}^3$$

### Cohesión equivalente ( $c_{eq}$ )

En cuanto al valor de la cohesión equivalente, debe ser calculada para las dos situaciones consideradas:

#### Corto Plazo

$$c_{eq} = \frac{1}{10,13} (2,35 * 25 + 3,3 * 0 + 4,48 * 25) = 16,86 \text{ KPa}$$

#### Largo Plazo

$$c'_{eq} = \frac{1}{10,13} (2,35 * 30,5 + 3,3 * 0 + 4,48 * 30,5) = 20,57 \text{ KPa}$$

### Sobrecarga actuante al nivel del plano de cimentación ( $q$ )

Al igual que con el valor de la cohesión, se ha calculado los valores en totales y efectivos de la sobrecarga actuante al nivel del plano de cimentación. Teniendo en cuenta que el Nivel Freático se encuentra por debajo del plano de cimentación, la sobrecarga actuante al nivel de plano de cimentación en totales y efectiva serán las mismas.

$$q = q' = 0,4 * 19,5 + 6,85 * 21,17 = 152,81 \text{ KPa}$$

### Capacidad de carga (Factores N)

El siguiente valor calculado, fueron los factores de capacidad de carga (N), los cuales se determinan a través de las siguientes fórmulas:

$$N_q = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} e^{\pi tg\phi} \quad N_c = \frac{N_q - 1}{tg\phi} \quad N_\gamma = 2(N_q - 1)tg\phi$$

En el caso de situaciones a corto plazo, al valer  $\phi = 0^\circ$ , los factores de capacidad de carga cuentan con los siguientes valores:

$$N_q = 1 \quad N_c = 5,14 \quad N_\gamma = 0$$

Para las situaciones a largo plazo, considerando un  $\phi = 32,74^\circ$ , se obtuvo:

$$N_q = 25,18 \quad N_c = 37,66 \quad N_\gamma = 31,04$$

#### Resistencia al corte del terreno sobre el plano de apoyo (Factores D)

Tal y como se describe en el apartado 4.5.5.2. de la GCOP, no es aconsejable considerar estos factores en los cálculos, por lo que el valor de estos coeficientes será el siguiente:

$$d_q = d_c = d_\gamma = 1$$

#### Inclinación de las cargas (Factores i)

Al no considerarse acciones horizontales que afecten a la estructura, no fueron tenidos en cuenta estos factores, por lo que se le dio el siguiente valor:

$$i_q = i_c = i_\gamma = 1$$

#### Forma de cimentación (Factores s)

Para la obtención de estos factores, fueron utilizadas las fórmulas expuestas a continuación:

$$S_q = S_c = 1 + \frac{B^*}{L^*} \frac{N_q}{N_c} \quad S_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B^*}{L^*}$$

Reemplazando los distintos parámetros, en las dos situaciones se obtuvo:

##### A corto plazo

$$S_q = S_c = 1,15 \quad S_\gamma = 0,77$$

##### A largo plazo

$$S_q = S_c = 1,51 \quad S_\gamma = 0,77$$

#### Efecto de la proximidad de la cimentación a un talud (Factores t)

No se consideran taludes próximos a la cimentación, por lo que los factores t, tienen un valor de:

$$t_q = t_c = t_\gamma = 1$$

#### Efecto de la inclinación del plano de apoyo (Factores r)

Al no estar la cimentación sobre un plano inclinado, no se tendrán en cuenta estos valores.

$$r_q = r_c = r_\gamma = 1$$

Con todos los valores definidos, se procede a calcular la presión vertical de hundimiento ( $q$ ) para una situación a corto plazo y para una situación a largo plazo.

- **Corto Plazo**

$$p_{vh,cp} = 152,81 \cdot 1 \cdot 1,15 + 16,86 \cdot 5,14 \cdot 1,15 = \mathbf{274,75 \text{ KPa}}$$

- **Largo Plazo**

$$p_{vh,lp} = 152,81 \cdot 25,18 \cdot 1,51 + 20,57 \cdot 37,66 \cdot 1,51 + 1/2 \cdot 10,13 \cdot 12,11 \cdot 31,04 \cdot 0,77 = \mathbf{8433,89 \text{ Kpa}}$$

Una vez obtenidas las cargas de hundimiento, se concluye que la situación más desfavorable es a corto plazo ( $\phi=0$ ), con 274,75 KPa. Con este valor se procede a calcular el coeficiente de seguridad frente al hundimiento, teniendo en cuenta los valores netos. La fórmula se define como:

$$F_h = \frac{p_{vhn}}{p_{vn}} = \frac{p_{vh} - q}{p_v - q} \geq 3$$

Siendo:

- $p_{vh}$ : Presión vertical de hundimiento
- $p_{vhn}$ : Presión vertical de hundimiento neto
- $p_v$ : Presión vertical
- $p_{vn}$ : Presión vertical neta
- $q$ : Presión del terreno en el plano de apoyo de la cimentación

La presión vertical se corresponde a la resultante de las cargas verticales consideradas, entre el área de apoyo equivalente.

$$p_v = \frac{20722,22}{10,13 \cdot 13,38} = 152,83 \text{ KPa}$$

Por lo tanto, reemplazando dicho valor en la fórmula del coeficiente de seguridad de hundimiento, se obtiene:

$$F_h = \frac{274,75 - 152,81}{152,83 - 152,81} = 6097 \geq 3$$

El valor resultante del coeficiente demuestra que la estructura es segura frente a las acciones de hundimiento. Dicho valor fue bastante elevado debido a que la presión vertical generada por las acciones consideradas es bastante cercana a la presión del terreno en el plano de apoyo, por lo que se puede considerar como una cimentación compensada.

En caso de fijar el coeficiente de seguridad en 3, la carga máxima que resistiría el terreno es la siguiente:

$$F_h = \frac{274,75 - 152,81}{p_v - 152,81} = 3$$

$$p_v = 193,46 \text{ KPa}$$

## 6.2 SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO

Esta comprobación solo debe realizarse en los casos donde las cimentaciones se ven afectadas por cargas horizontales importantes como se especifica en el apartado 4.6 del GCOC. En lo que respecta al presente estudio, el paso inferior no cuenta con solicitaciones horizontales significativas, a excepción que la que ejerce el terreno sobre los hastiales, pero la cual se anula al ser esta la misma carga en cada hastial, pero en sentido contrario, por lo que no será necesario desarrollar las comprobaciones de deslizamiento.

## 6.3 SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO

Para el caso de la comprobación frente al vuelco, tal y como se describe en el apartado 4.7 de la GCOC, en obras de paso que cumplan las condiciones de hundimiento y deslizamiento, y que a su vez el punto de paso de la resultante de las acciones consideradas sobre la estructura se ubique dentro del núcleo central del área de apoyo, no se requerirá realizar dicha comprobación.

Con el objeto de asegurar que la resultante se sitúa dentro del núcleo central de la superficie de apoyo, se deberán cumplir las siguientes ecuaciones.

$$e_x \leq \frac{L}{6} \quad \text{y} \quad e_y \leq \frac{B}{6}$$

Reemplazando dichos valores, se obtiene:

$$0,8 \leq 2,5 \quad \text{y} \quad 0,58 \leq 1,88$$

Con los resultados obtenidos y al satisfacer las condiciones de hundimiento y deslizamiento, se concluye que no se requerirá realizar la comprobación frente al vuelco.

#### 6.4 ESTIMACIÓN DE MOVIMIENTOS

Para la estimación de los asientos generados por la estructura, se ha seguido el método del modelo elástico descrito en el apartado 4.8.1. de GCOC.

Como paso previo, al contar con un terreno heterogéneo bajo la cimentación, se procede a calcular un valor medio equivalente del módulo de elasticidad ( $E_{eq}$ ), mediante la siguiente expresión:

$$E_{eq} = \frac{\sum \Delta \sigma_i * h_i}{\sum \left(\frac{\Delta \sigma_i}{E_i}\right) * h_i}$$

Siendo:

- $E_{eq}$  = Módulo de elasticidad medio equivalente.
- $E_i$  = Módulo de elasticidad del estrato i.
- $h_i$  = Espesor del estrato i.
- $\Delta \sigma_i$  = Incremento de la presión vertical total, en el centro del estrato i. La expresión que permite obtener el incremento de presión, se define como:

$$\Delta \sigma = p * (1 - \cos^3 \alpha)$$

Siendo:

- $p$  = Presión media transmitida por la cimentación.  $P=152,83$  KPa.
- $\alpha$  =  $\arctg(a/z)$ , expresado en radianes.
- $a$  = Radio de la cimentación circular equivalente.  $a = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 6,36$  m
- $A$  = Área de apoyo de la cimentación.  $11,3 \times 11,26 = 127,24$  m<sup>2</sup>
- $z$  = Profundidad del punto en cuestión, bajo el plano de apoyo del cimiento.

A continuación, se detallan los valores de los parámetros a tener en cuenta en la resolución de este apartado, para los distintos estratos bajo el plano de apoyo de la cimentación.

Tabla 11. Características de los estratos para cálculo de asientos. Fuente: Elaboración propia.

Profundidad	Tipo de Material	Espesor (m)	$\alpha$	E (MPa)	Incremento de Presión $\Delta \sigma$ (Kpa)
7,25-9,60	Limos Arcillosos	2,35	1,22	10,78	151,86
9,60-12,90	Gravas limo-arenosas	3,3	1,09	25,48	142,62
12.90-20,30	Limos Arcillosos	7.4	0,71	10,78	89,25

Reemplazando dichos valores en la ecuación del módulo de elasticidad equivalente, se obtiene:

$$E_{eq} = \frac{(151,86 * 2,35) + (142,62 * 3,3) + (89,25 * 7,4)}{\left(\frac{151,86}{10780} * 2,35\right) + \left(\frac{142,62}{25480} * 3,3\right) + \left(\frac{89,25}{10780} * 7,4\right)} = 13186 \text{ KPa}$$

$$E_{eq} = 13,19 \text{ MPa}$$

Al igual que como se realizó con el Módulo de elasticidad, se va a determinar un valor equivalente para el coeficiente de Poisson. Dentro del estudio geotécnico realizado, no se detalló el valor del coeficiente de Poisson en los distintos estratos, por lo que se supondrá un valor representativo. Tomando en cuenta que mayoritariamente el terreno bajo la cimentación son limos, se ha creído conveniente darle un valor a este parámetro, de  $\nu_{eq} = 0,3$ .

Una vez definidos los parámetros, se calcularon los asientos generados por las solicitaciones para un área rectangular, mediante la siguiente expresión:

$$S = I_s * q_{tn} * B * (1 - \nu^2) \frac{1}{E}$$

Siendo:

- $p_{vn}$ : Presión vertical neta.  $p_{vn} = 158,28 - 152,01 = 6,27 \text{ KPa}$
- $I_s$ : Coeficiente de influencia. Para cargas rectangulares debajo de la esquina se define como:

$$I_s = \frac{1}{\pi} \left[ \ln \left( n + \sqrt{1 + n^2} \right) + n * \ln \frac{1 + \sqrt{1 + n^2}}{n} \right]$$

Siendo:

- $n$ :  $L/B$ .  $n = 1,33$

$$I_s = 0,64$$

Reemplazando este valor en la fórmula del asiento, se obtiene:

$$S = 0,64 * 6,27 * 11,3 * (1 - 0,3^2) \frac{1}{13186} = 0,0031 \text{ m} = 3,1 \text{ mm}$$

Dicho valor hace referencia al asiento debajo de una esquina, para determinar el asiento que se generaría en el centro, se utilizó el principio de superposición, en el cual se detalla que el asiento en el centro de la cimentación es el doble que en la esquina, dando como resultado un asiento de 6,2 mm.

Según se establece en el 4.8.5. de la GCOC, el asiento máximo para losas de cimentación es de 5 cm, por lo que se concluye que la estructura si cumple con los valores admitidos por la normativa.

El valor del asiento calculado corresponde al final del proceso de consolidación primaria, para la determinación del asiento que se genera a corto plazo con el modelo elástico, se ha utilizado las ecuaciones propuestas en la GCOC:

$$E_{\text{corto plazo}} = E_{eq} \frac{1,5}{1 + \nu_{cp}}$$
$$\nu_{cp} = 0,5$$

Lo que da como resultado que el módulo de elasticidad a corto plazo es de 13,19 MPa , y al reemplazar estos valores en las ecuaciones previamente mencionadas genera un asiento en el centro de la cimentación de 5,16 mm.

## 7 EMPUJE DE TIERRAS

En este apartado se ha realizado un análisis de los empujes soportados por el cajón, provenientes del terreno.

Para el desarrollo de este apartado se ha seguido la metodología expuesta en el capítulo 6 del Documento Básico de Seguridad estructural en Cimientos del CTE (DB-SE-C) del CTE, referente a “Elementos de contención”.

El primero de los valores a calcular, fue el coeficiente de empuje en reposo ( $K_0$ ) que representa la relación entre las tensiones efectivas horizontales y verticales, el cual se define como:

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi') * (R_{oc})^{1/2}$$

Siendo:

- $\phi'$  : Ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno. A efectos de cálculo se supondrá despreciable la capa de firmes y se supondrá que todo el terreno por encima

del plano de apoyo de la cimentación tendrá las características geotécnicas de la Unidad 1. Por lo que  $\phi' = 32,8^\circ$ .

- $R_{oc}$  : Razón de sobreconsolidación. Se considerará como 1 suponiendo que la presión efectiva actual es igual que la presión efectiva de sobreconsolidación.

$$K_0 = (1 - \text{sen}32,8) * (1)^{1/2} = 0,46$$

Determinado el coeficiente de empuje en reposo, se procedió a calcular los empujes del terreno, mediante la siguiente ecuación.

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma'_v + u_z$$

Siendo:

- $\sigma_h$ : Tensión horizontal total a la profundidad considerada.
- $\sigma'_v$ : Tensión efectiva vertical a la profundidad considerada.
- $u_z$ : Presión intersticial a la profundidad considerada. Al estar el nivel freático por debajo de la estructura, el empuje generado en efectivas y totales será el mismo.

Debido a que sobre el terreno, hay unas sobrecargas verticales producidas por las diferentes acciones consideradas, para el cálculo de los empujes, se tuvo en cuenta dichas solicitaciones en la situación más desfavorable. Es por ello, que se ha creído conveniente obtener la carga distribuida que genera la vía férrea al terreno sobre el trasdós de la estructura. Las cargas actuantes son las siguientes:

Tabla 12. Cargas verticales consideradas sobre terreno. Fuente: Elaboración propia.

Tipo de carga	Cargas consideradas
Superestructura ferroviaria	86,72 KN/m
Cargas debido a tráfico ferroviario	160 KN/m
Sobrecarga generada sobre área de apoyo de superestructura	32,46 KN/m <sup>2</sup>

Una vez determinada la sobrecarga sobre el terreno, se procedió a calcular los empujes en reposo en el trasdós del cajón mediante la ley de empujes previamente mencionada. Los resultados de los cálculos se detallan en la Tabla 13 y a la vez se representan mediante un croquis en la Figura 14.

Tabla 13. Resultado de empujes en el trasdós. Fuente: Elaboración propia.

Profundidad	$\sigma'_v$	$K_0$	$\sigma_h$
0	32.46	0.46	<b>14.93</b>
6.45	169.01	0.46	<b>77.74</b>

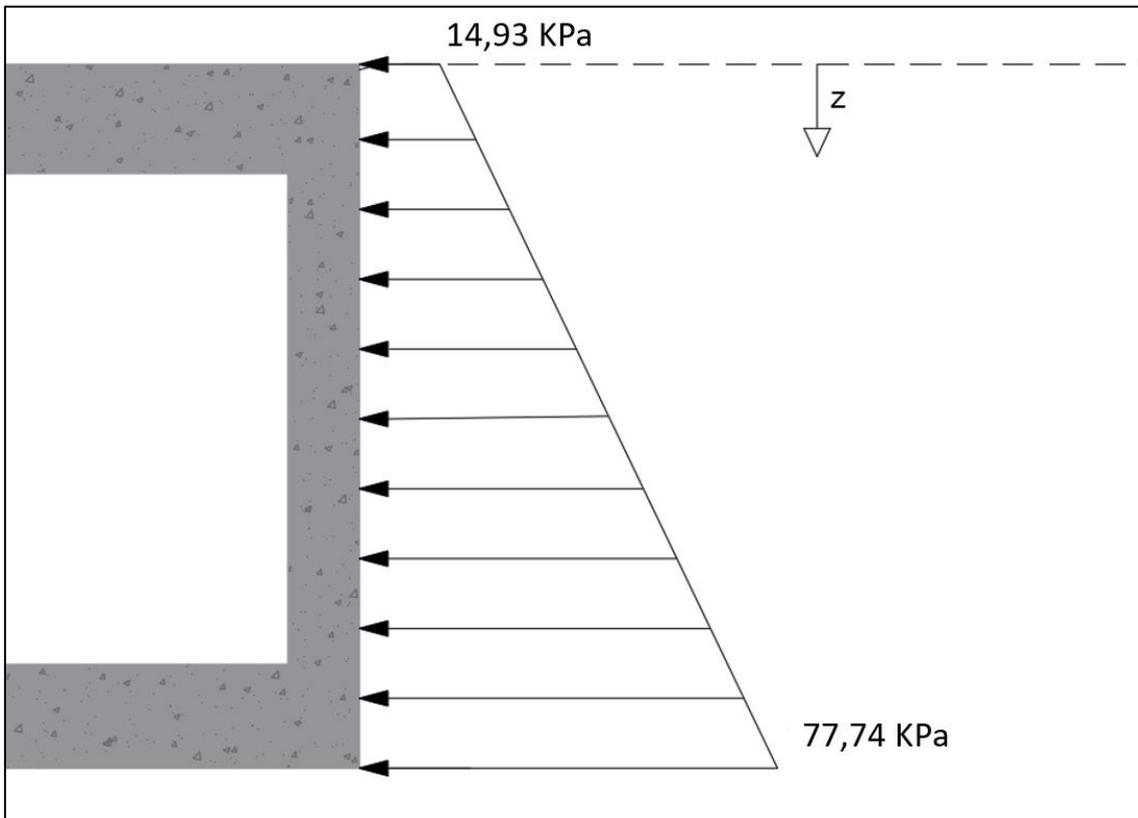


Figura 14. Croquis de empujes en el trasdós del cajón. Fuente: Elaboración propia.

A modo de simplificación, las tensiones horizontales en el trasdós en la situación más desfavorable, se pueden resumir como una carga puntual de 292 kN/m a una profundidad de 3,95 m, medido desde la cara superior del cajón. Como se ha mencionado en el apartado 5.2 del presente anexo, estas solicitaciones horizontales quedan anuladas entre si ya que actúan en sentido contrario a cada lado del cajón.



## Apéndice I

### Comprobación de estabilidad de los pilotes

## 1. INTRODUCCIÓN

Como parte final de las comprobaciones geotécnicas para la estructura seleccionada, se ha realizado la comprobación de estabilidad de los muros pantalla de pilotes, que se encuentran en los laterales de las rampas de acceso al paso inferior, por medio del software CYPE, específicamente con el programa StruBIM Embedded Walls, que permite el cálculo, comprobación y dimensionamientos de muros pantallas. Para la realización de esta comprobación, se ha tenido en cuenta la situación más desfavorable, que en este caso son los pilotes más próximos al cajón, los cuales serán los que mayor longitud tengan (9.1 metros) y a su vez mayor esfuerzos deberán resistir.

Cabe destacar que, dentro de la hipótesis planteada se ha considerado una carga uniformemente repartida sobre el trasdós del muro pantalla de 5 KN/m<sup>2</sup>, ya que estas áreas no se encontrarán afectadas directamente por tráfico ferroviario ni vehicular, pero si con aceras, en donde habrá una circulación peatonal.

A continuación se detalla cada una de las características tenidas en cuenta en los cálculos, para la posterior realización de las comprobaciones de geometría, resistencia, y estabilidad.

## 1. NORMA Y MATERIALES

Norma de hormigón: EHE-08 (España)

Hormigón: HA-25,  $Y_c=1.5$

Acero: B 500 S,  $Y_s=1.15$

Clase de exposición: Clase IIa

Recubrimiento geométrico: 8.0 cm

Tamaño máximo del árido: 20 mm

## 2. ACCIONES

Mayoración esfuerzos en construcción: 1.60

Mayoración esfuerzos en servicio: 1.60

Sin análisis sísmico

Sin considerar acciones térmicas en puntales

## 3. DATOS GENERALES

Cota de la rasante: 18.36 m

Altura del muro sobre la rasante: 0.00 m

Tipología: Pantalla de pilotes de hormigón

## 4. DESCRIPCIÓN DEL TERRENO

Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el trasdós del muro pantalla: 0.0 %

Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el intradós del muro pantalla: 0.0 %

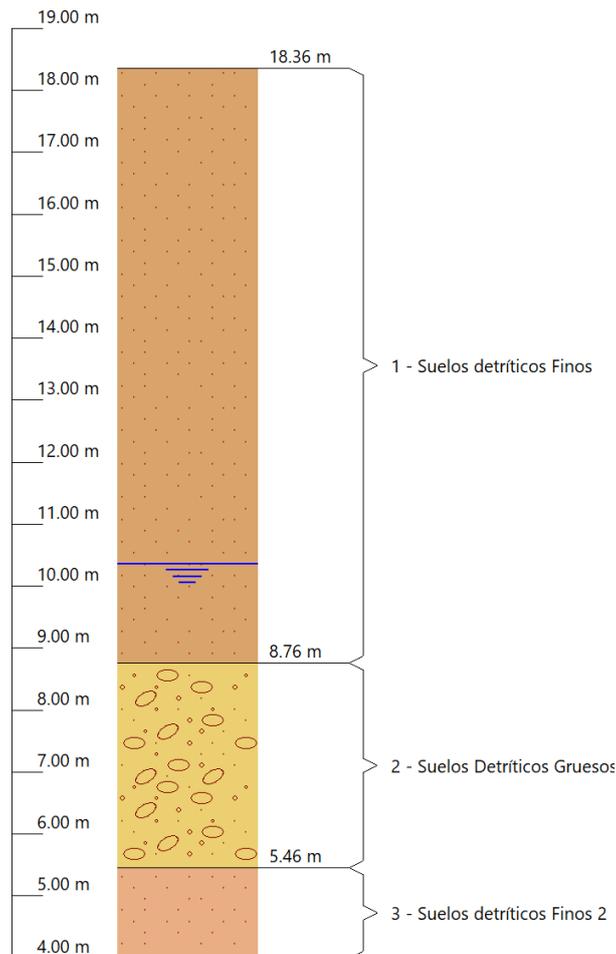
Profundidad del nivel freático: 8.00 m

### ESTRATOS

Referencias	Cota superior	Descripción	Coefficientes de empuje
1 - Suelos detríticos Finos	18.36 m	Densidad aparente: 21.2 kN/m <sup>3</sup> Densidad sumergida: 11.9 kN/m <sup>3</sup> Ángulo rozamiento interno: 33 grados Cohesión: 30.00 kN/m <sup>2</sup> Módulo de balasto empuje activo: 35000.0 kN/m <sup>3</sup> Módulo de balasto empuje pasivo: 35000.0 kN/m <sup>3</sup> Gradiente módulo de balasto: 0.0 kN/m <sup>4</sup>	Activo trasdós: 0.30 Reposo trasdós: 0.46 Pasivo trasdós: 3.36 Activo intradós: 0.30 Reposo intradós: 0.46 Pasivo intradós: 3.36
2 - Suelos Detríticos Gruesos	8.76 m	Densidad aparente: 22.2 kN/m <sup>3</sup> Densidad sumergida: 12.4 kN/m <sup>3</sup> Ángulo rozamiento interno: 33 grados Cohesión: 0.00 kN/m <sup>2</sup> Módulo de balasto empuje activo: 50000.0 kN/m <sup>3</sup> Módulo de balasto empuje pasivo: 50000.0 kN/m <sup>3</sup> Gradiente módulo de balasto: 0.0 kN/m <sup>4</sup>	Activo trasdós: 0.30 Reposo trasdós: 0.46 Pasivo trasdós: 3.32 Activo intradós: 0.30 Reposo intradós: 0.46 Pasivo intradós: 3.32

Referencias	Cota superior	Descripción	Coefficientes de empuje
3 - Suelos detríticos Finos 2	5.46 m	Densidad aparente: 21.7 kN/m <sup>3</sup> Densidad sumergida: 11.9 kN/m <sup>3</sup> Ángulo rozamiento interno: 33 grados Cohesión: 30.00 kN/m <sup>2</sup> Módulo de balasto empuje activo: 35000.0 kN/m <sup>3</sup> Módulo de balasto empuje pasivo: 35000.0 kN/m <sup>3</sup> Gradiente módulo de balasto: 0.0 kN/m <sup>4</sup>	Activo trasdós: 0.30 Reposo trasdós: 0.46 Pasivo trasdós: 3.36 Activo intradós: 0.30 Reposo intradós: 0.46 Pasivo intradós: 3.36

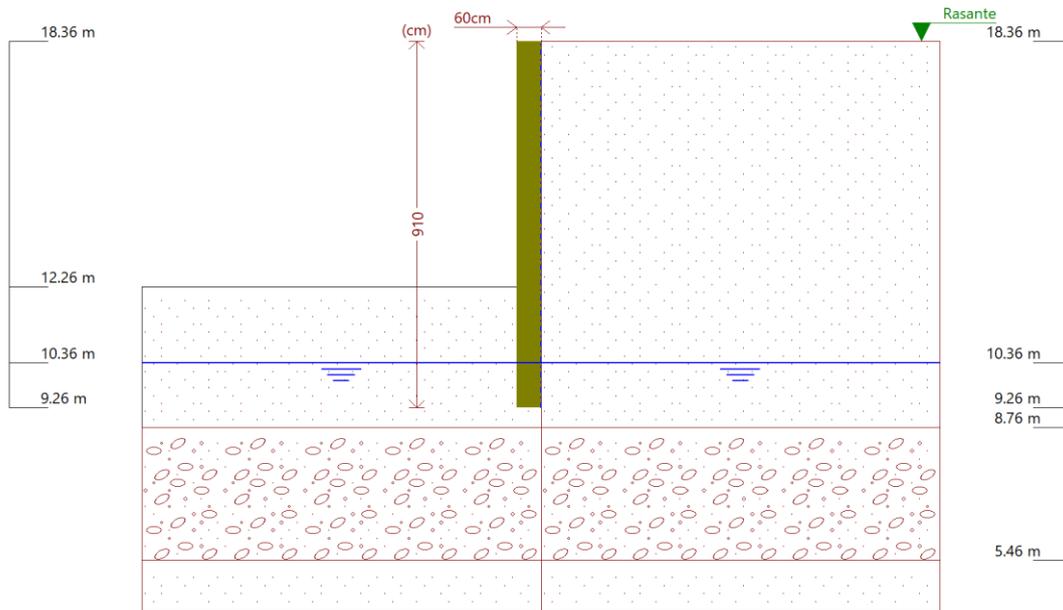
## 5. SECCIÓN VERTICAL DEL TERRENO



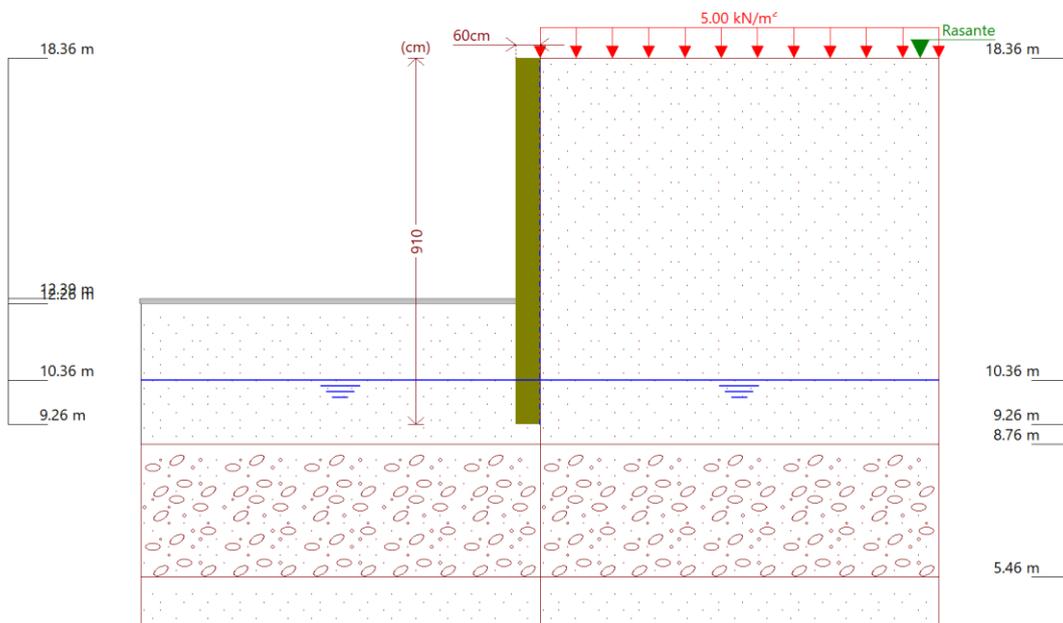
## 6. GEOMETRÍA

<p>Altura total: 9.10 m Diámetro: 60 cm Separación entre ejes: 0.60 m</p>
---

## 7. ESQUEMA DE LAS FASES



Referencias	Nombre	Descripción
Fase 1	Excavación hasta la cota 12.26 m	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: 12.26 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: 10.36 m Con nivel freático intradós hasta la cota: 10.36 m



Referencias	Nombre	Descripción
Fase 2	Construcción calzada	Tipo de fase: Servicio Cota de excavación: 12.26 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: 10.36 m Con nivel freático intradós hasta la cota: 10.36 m

## 8. CARGAS

### CARGAS EN EL TRASDÓS

Tipo	Cota	Datos	Fase inicial	Fase final
Uniforme	En superficie	Valor: 5 kN/m <sup>2</sup>	Construcción calzada	Construcción calzada

## 9. RESULTADOS DE LAS FASES

Esfuerzos sin mayorar.

### FASE 1: EXCAVACIÓN HASTA LA COTA 12.26 M

#### BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m <sup>2</sup> )	Presión hidrostática (kN/m <sup>2</sup> )
18.36	-2.35	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
17.60	-2.21	8.76	0.00	0.00	0.00	0.00
16.84	-2.06	17.53	0.00	0.00	0.00	0.00
16.09	-1.91	26.29	-0.00	0.00	0.00	0.00
15.33	-1.76	35.06	-0.00	0.00	0.00	0.00
14.57	-1.61	43.82	-0.00	0.00	0.00	0.00
13.81	-1.46	52.58	0.00	0.00	0.00	0.00
13.05	-1.31	61.35	0.27	0.07	5.23	0.00
12.29	-1.17	70.11	7.40	3.34	17.74	0.00
11.54	-1.03	78.88	2.93	8.85	-12.88	0.00
10.78	-0.90	87.64	-4.58	6.90	-4.24	0.00
10.02	-0.79	96.41	-5.82	2.47	3.43	0.00
9.26	-0.69	105.17	-1.36	-0.00	10.76	0.00
Máximos	-0.69 Cota: 9.26 m	105.17 Cota: 9.26 m	11.88 Cota: 12.04 m	8.85 Cota: 11.54 m	17.74 Cota: 12.29 m	0.00 Cota: 18.36 m
Mínimos	-2.35 Cota: 18.36 m	0.00 Cota: 18.36 m	-6.06 Cota: 10.27 m	-0.00 Cota: 18.11 m	-19.35 Cota: 12.04 m	0.00 Cota: 18.36 m

### FASE 2: CONSTRUCCIÓN CALZADA

#### BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m <sup>2</sup> )	Presión hidrostática (kN/m <sup>2</sup> )
18.36	-2.47	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00
17.60	-2.31	8.76	0.00	0.00	0.00	0.00
16.84	-2.14	17.53	0.00	0.00	0.00	0.00
16.09	-1.98	26.29	-0.00	0.00	0.00	0.00
15.33	-1.81	35.06	0.07	0.02	0.41	0.00
14.57	-1.65	43.82	0.52	0.27	0.97	0.00

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m <sup>2</sup> )	Presión hidrostática (kN/m <sup>2</sup> )
13.81	-1.49	52.58	1.39	1.09	1.51	0.00
13.05	-1.32	61.35	2.93	2.83	7.20	0.00
12.33	-1.17	69.75	11.64	8.54	19.46	0.00
11.79	-1.07	75.96	3.31	11.39	-13.87	0.00
11.03	-0.95	84.72	-4.93	9.35	-5.22	0.00
10.27	-0.84	93.48	-6.98	4.25	2.13	0.00
9.51	-0.75	102.25	-3.65	0.35	8.88	0.00
Máximos	-0.72 Cota: 9.26 m	105.17 Cota: 9.26 m	11.64 Cota: 12.33 m	11.39 Cota: 11.79 m	19.99 Cota: 12.29 m	0.00 Cota: 18.36 m
Mínimos	-2.47 Cota: 18.36 m	0.00 Cota: 18.36 m	-6.98 Cota: 10.27 m	-0.00 Cota: 18.36 m	-17.12 Cota: 12.04 m	0.00 Cota: 18.36 m

## 10. COMPROBACIONES GEOMÉTRICAS Y DE RESISTENCIA

Referencia: Comprobación Pilote (Comprobación Pilote mas desfavorable)		
Comprobación	Valores	Estado
Recubrimiento: <i>Norma EHE-08. Artículo 37.2.4.1</i>	Mínimo: 7 cm Calculado: 8 cm	Cumple
Separación libre mínima armaduras horizontales: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.4.1</i>	Mínimo: 2.5 cm Calculado: 24.2 cm	Cumple
Separación máxima armaduras horizontales: <i>Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.4.1</i>	Máximo: 27.5 cm Calculado: 25 cm	Cumple
Diámetro mínimo armaduras horizontales: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.1</i>	Mínimo: 0.3 cm Calculado: 0.8 cm	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.004 Calculado: 0.004	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.2 (Flexión simple o compuesta)</i>	Mínimo: 0.00165 Calculado: 0.004	Cumple
Separación libre mínima armaduras verticales: <i>Código Técnico de la Edificación DB-SE-C, Cimientos. Artículo 5.4.1.1.1. c)</i>	Mínimo: 8 cm Calculado: 11.5 cm	Cumple
Separación máxima entre barras: - Armadura vertical: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.1</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 12.7 cm	Cumple
Comprobación a flexión compuesta: <i>Comprobación realizada por módulo de pantalla</i>		Cumple
Comprobación a cortante: <i>Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.2.2</i>	Máximo: 116.9 kN Calculado: 11.4 kN	Cumple
Comprobación de fisuración: <i>Norma EHE-08. Artículo 49.2.3</i>	Máximo: 0.3 mm Calculado: 0 mm	Cumple

Referencia: Comprobación Pilote (Comprobación Pilote mas desfavorable)		
Comprobación	Valores	Estado
Tamaño máximo de árido: <i>Código Técnico de la Edificación DB-SE-C, Cimientos. Artículo 5.4.1.1.1. c)</i>	Máximo: 28 mm Calculado: 20 mm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Sección crítica a flexión compuesta: Cota: 11.79 m, Md: 10.93 kN·m, Nd: 0.00 kN, Vd: 3.18 kN, Tensión máxima del acero: 60.643 MPa		
- Sección crítica a cortante: Cota: 12.04 m		
- En la comprobación del tamaño máximo de árido se ha considerado que los pilotes son hormigonados 'in situ'.		
- Los esfuerzos son mayorados y por pilote (Diámetro: 60 cm)		

## 11. COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (COEFICIENTES DE SEGURIDAD)

Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Coeficientes de seguridad): Comprobación Pilote (Comprobación Pilote mas desfavorable)		
Comprobación	Valores	Estado
Relación entre el momento originado por los empujes pasivos en el intradós y el momento originado por los empujes activos en el trasdós: <i>Valor introducido por el usuario.</i>	Mínimo: 2	
Hipótesis básica:		
- Excavación hasta la cota 12.26 m:	Calculado: 12.079	Cumple
- Construcción calzada:	Calculado: 12.74	Cumple
Relación entre el empuje pasivo total en el intradós y el empuje realmente movilizado en el intradós: <i>Valor introducido por el usuario.</i>	Mínimo: 1.5	
Hipótesis básica:		
- Excavación hasta la cota 12.26 m:	Calculado: 4.69	Cumple
- Construcción calzada:	Calculado: 4.649	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

## 12. COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (CÍRCULO DE DESLIZAMIENTO PÉSIMO)

Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Círculo de deslizamiento pésimo): Comprobación Pilote (Comprobación Pilote mas desfavorable)		
Comprobación	Valores	Estado
Círculo de deslizamiento pésimo:		
- Combinaciones sin sismo.		
Excavación hasta la cota 12.26 m: Coordenadas del centro del círculo (-2.99 m ; 19.29 m) - Radio: 11.47 m:	Mínimo: 1.5	
<i>Valor introducido por el usuario.</i>	Calculado: 3.174	Cumple



Anexo Nº4  
Comprobaciones geotécnicas de la solución adoptada



Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Círculo de deslizamiento pésimo): Comprobación Pilote (Comprobación Pilote mas desfavorable)		
Comprobación	Valores	Estado
- Construcción calzada: <i>(1) No es necesario comprobar la estabilidad global (círculo de deslizamiento pésimo) cuando en la fase se ha definido algún forjado.</i>		No procede <sup>(1)</sup>
Se cumplen todas las comprobaciones		



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



## Anexo Nº5

### Planos

Trabajo Fin de Grado

Oviedo Muñoz, Daniel Alejandro

Tutor: Cuesta García, César

Curso 2022/23

*Diseño geotécnico de un paso inferior ferroviario bajo la Línea 3 de Ferrocarrils de la Generalitat Valenciana entre las localidades de Albalat dels Sorells y Foios (Valencia)*



## ÍNDICE

- 1 PLANO DE ZONA DE PROYECTO. LOCALIZACIÓN GENERAL
- 2 PLANO DE ZONA DE PROYECTO. PLANTA GENERAL
- 3 PLANO DE LOCALIZACIÓN SONDEOS
- 4 PLANO DE SECCIONES TRANSVERSALES. SITUACIÓN ACTUAL
- 5 PLANO DE SECCIONES TRANSVERSALES TIPO
- 6 PLANO DE SECCIONES LONGITUDINALES TIPO
- 7 PLANO DE FASES CONSTRUCTIVAS ALTERNATIVA 1
- 8 PLANO DE FASE CONSTRUCTIVA ALTERNATIVA 1. VISTA EN PLANTA DE FASES
- 9 PLANO DE FASE CONSTRUCTIVA ALTERNATIVA 2. VISTAN EN PLANTA DE FASES
- 10 PLANO DE FASE CONSTRUCTIVA ALTERNATIVA 3. DETALLE ESTRUCTURA DE EMPUJE
- 11 PLANO DE FASE CONSTRUCTIVA ALTERNATIVA 3. DETALLE APEO DE VÍA
- 12 PLANO DE FASE CONSTRUCTIVA ALTERNATIVA 3. POSICIÓN DEFINITIVA



E 1:50.000



E 1:10000



E 1:1000



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS  
 UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA  
 TRABAJO DE FIN DE GRADO

PROYECTO  
 DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO INFERIOR FERROVIARIO BAJO LA LÍNEA 3 DE FERROCARRILS DE LA GENERALITAT VALENCIANA ENTRE LAS LOCALIDADES DE ALBALAT DELS SORELLS Y FOIOS (VALENCIA)

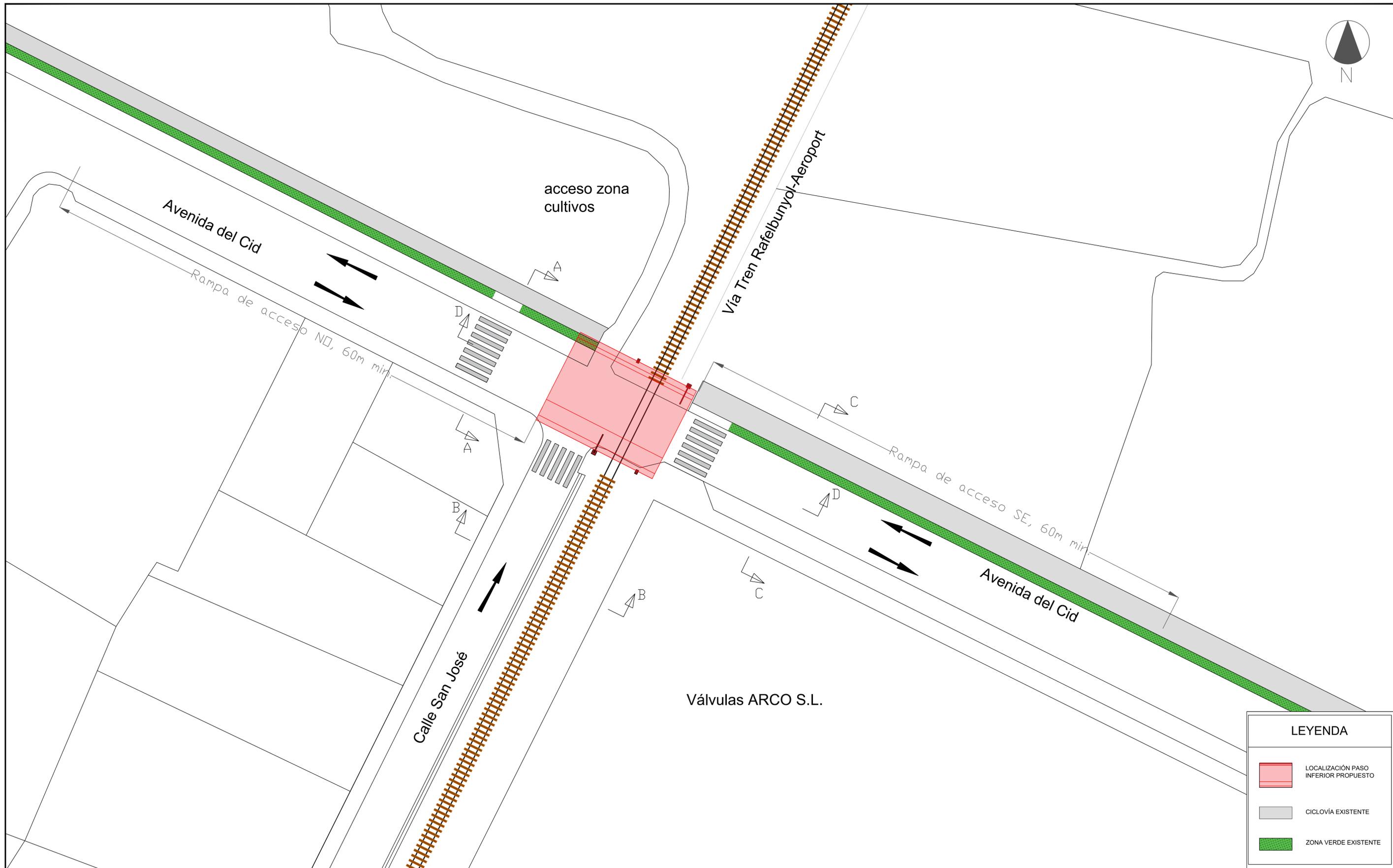
TÍTULO DEL PLANO  
 ZONA DE PROYECTO LOCALIZACIÓN GENERAL

AUTOR  
 DANIEL ALEJANDRO OVIEDO MUÑOZ

PLANO N  
 P01.01

ESCALA  
 VARIAS

FECHA  
 SEPTIEMBRE 2023



LEYENDA	
	LOCALIZACIÓN PASO INFERIOR PROPUESTO
	CICLOVÍA EXISTENTE
	ZONA VERDE EXISTENTE

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

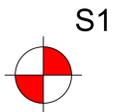
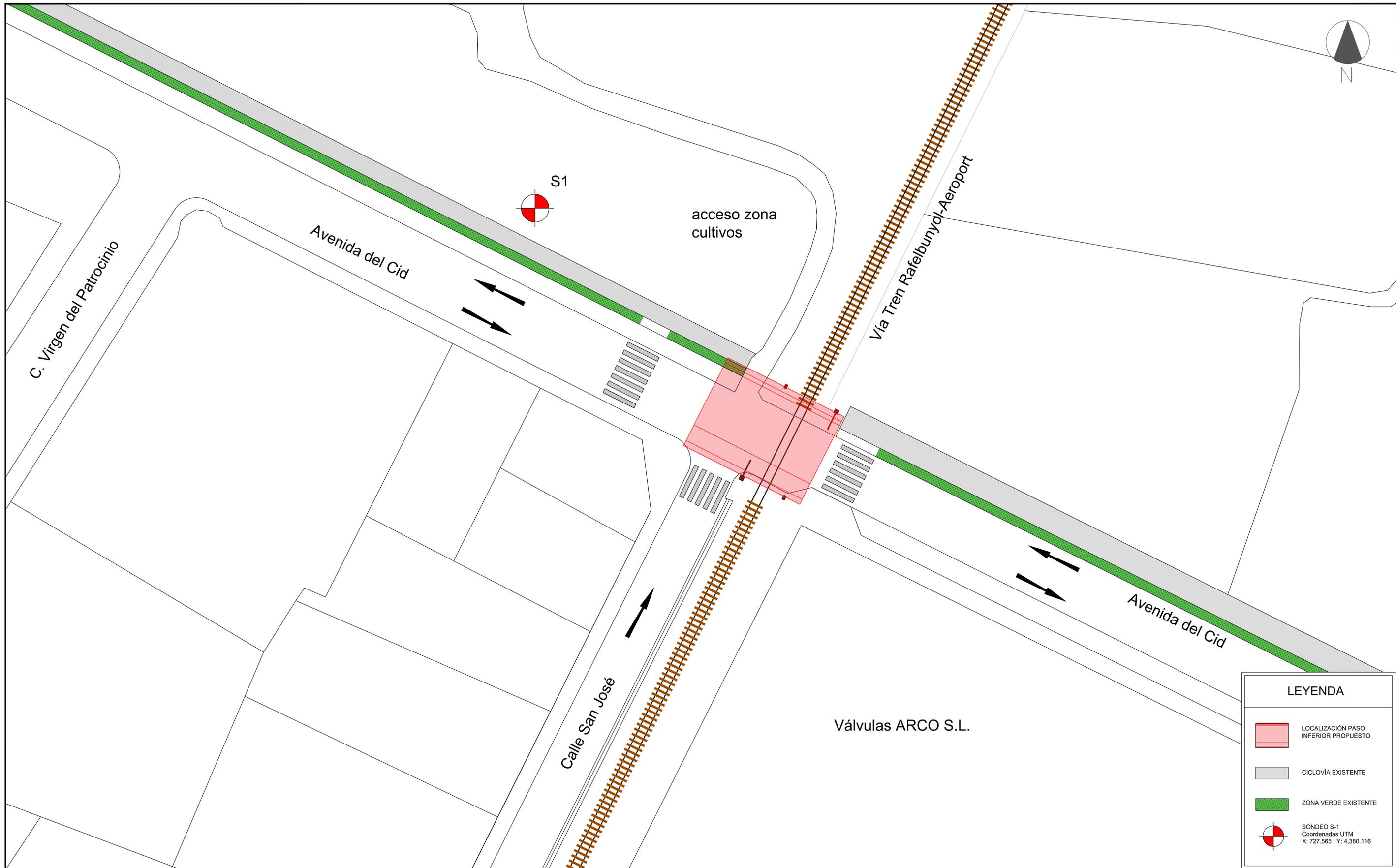
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS  
 UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALÈNCIA  
 PROYECTO FIN DE GRADO

PROYECTO  
 DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO INFERIOR FERROVIARIO BAJO LA LÍNEA 3 DE FERROCARRILS DE LA GENERALITAT VALENCIANA ENTRE LAS LOCALIDADES DE ALBALAT DELS SORELLS Y FOIOS (VALENCIA)

TÍTULO DEL PLANO  
 ZONA DE PROYECTO  
 PLANTA GENERAL

AUTOR  
 DANIEL ALEJANDRO OVIEDO MUÑOZ  
 TUTOR  
 CÉSAR CUESTA GARCÍA

PLANO N  
 P02.01  
 ESCALA  
 1:200  
 FECHA  
 SEPTIEMBRE 2023



**LEYENDA**

- LOCALIZACIÓN PASO INFERIOR PROPUESTO
- CICLOVÍA EXISTENTE
- ZONA VERDE EXISTENTE
- SONDEO S-1  
Coordenadas UTM  
X: 727.565 Y: 4.380.116



**UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA**



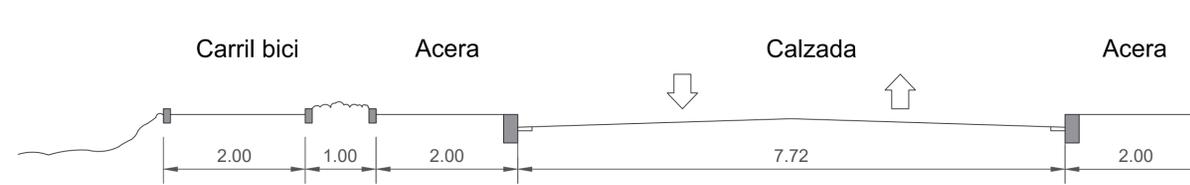
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS  
UNIVERSIDAD POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
TRABAJO DE FIN DE GRADO

PROYECTO  
DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO  
INFERIOR FERROVIARIO BAJO LA LÍNEA 3  
DE FERROCARRILS DE LA GENERALITAT  
VALENCIANA ENTRE LAS LOCALIDADES  
DE ALBALAT DELS SORELLS Y FOIOS  
(VALENCIA)

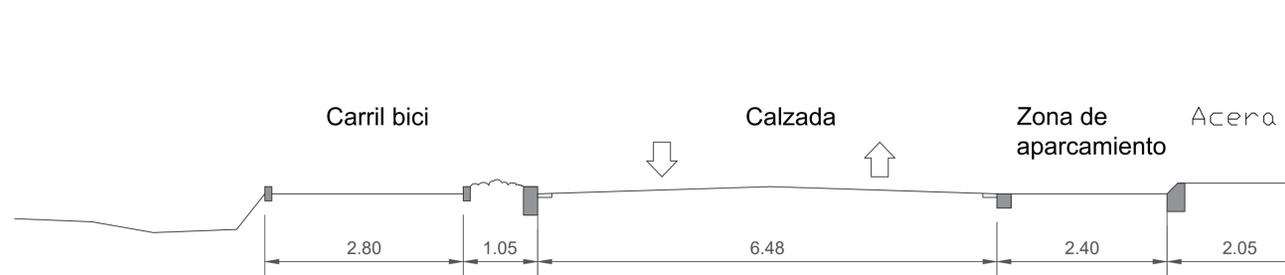
TÍTULO DEL PLANO  
LOCALIZACIÓN SONDEOS

AUTOR  
DANIEL ALEJANDRO  
OVIEDO MUÑOZ

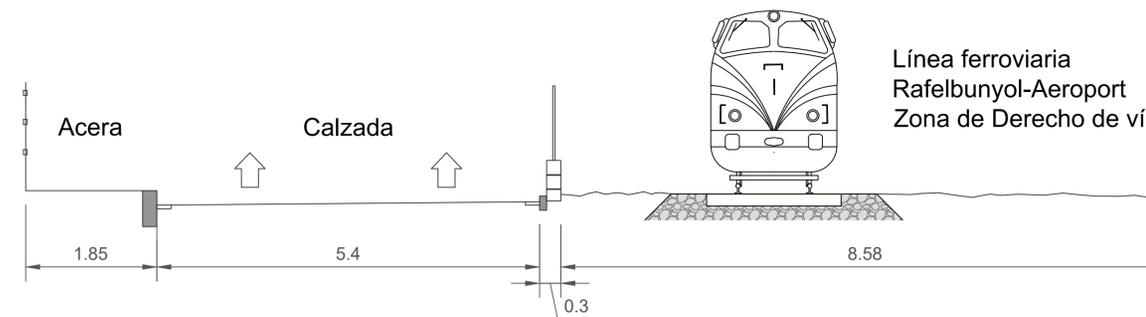
PLANO N  
P02.02  
ESCALA  
1:200  
FECHA  
SEPTIEMBRE 2023



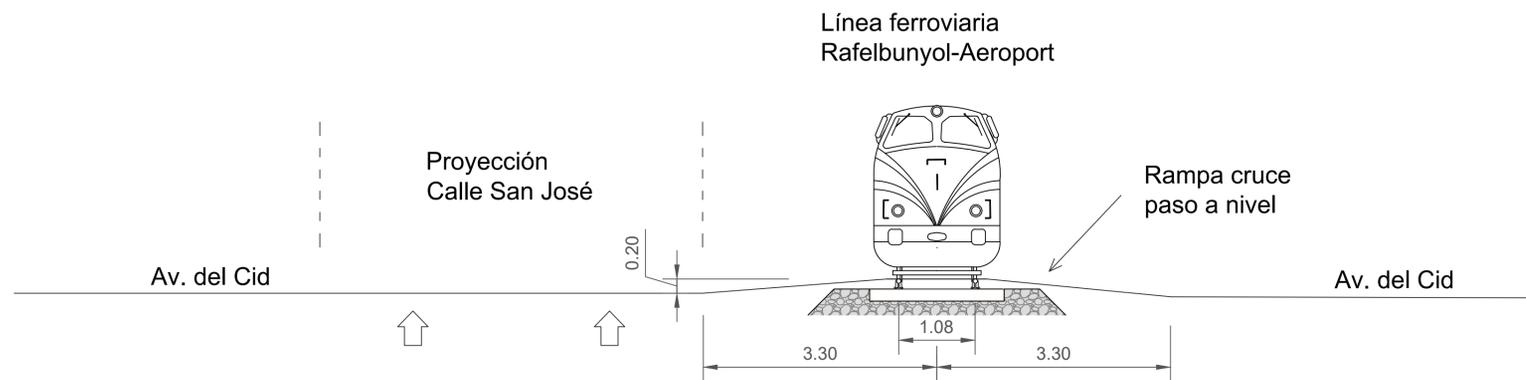
**Sección A-A. Avenida del Cid, antes de paso a nivel (SE)**  
Situación actual



**Sección B-B. Avenida del Cid, después de paso a nivel (SE)**  
Situación actual



**Sección C-C. Calle San José-Línea Ferroviaria Rafelbunyor-Aeroport (NE)**  
Situación actual



**Sección D-D. Avenida del Cid en zona paso a nivel (NE)**  
Situación actual



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS  
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALÈNCIA  
TRABAJO DE FIN DE GRADO

PROYECTO  
DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO  
INFERIOR FERROVIARIO BAJO LA LÍNEA 3  
DE FERROCARRILS DE LA GENERALITAT  
VALENCIANA ENTRE LAS LOCALIDADES  
DE ALBALAT DELS SORELLS Y FOIOS  
(VALENCIA)

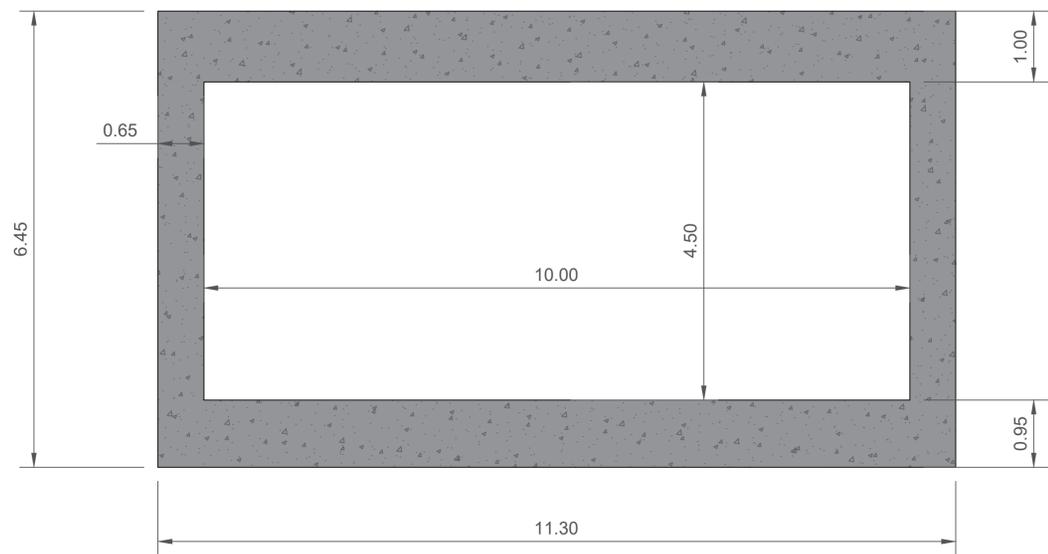
TÍTULO DEL PLANO  
SECCIONES TRANSVERSALES  
SITUACIÓN ACTUAL

AUTOR  
DANIEL ALEJANDRO  
OVIEDO MUÑOZ

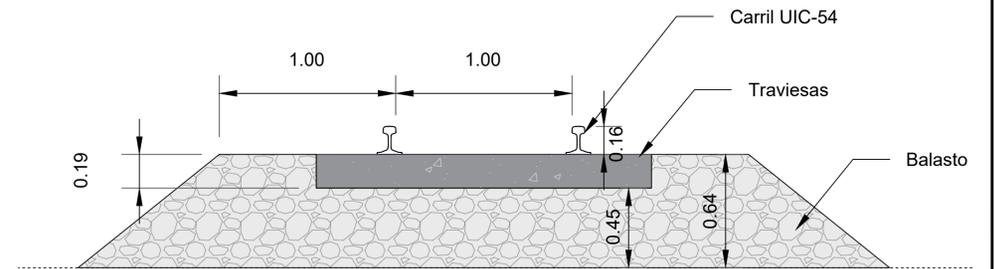
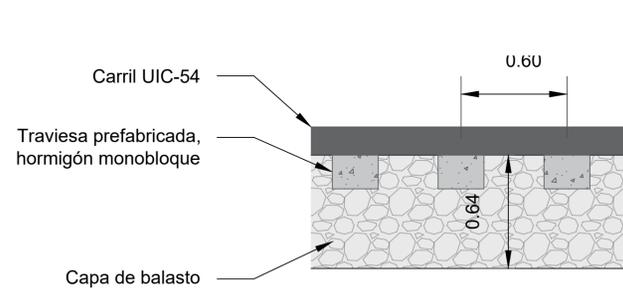
PLANO N  
P02.04

ESCALA  
1:100

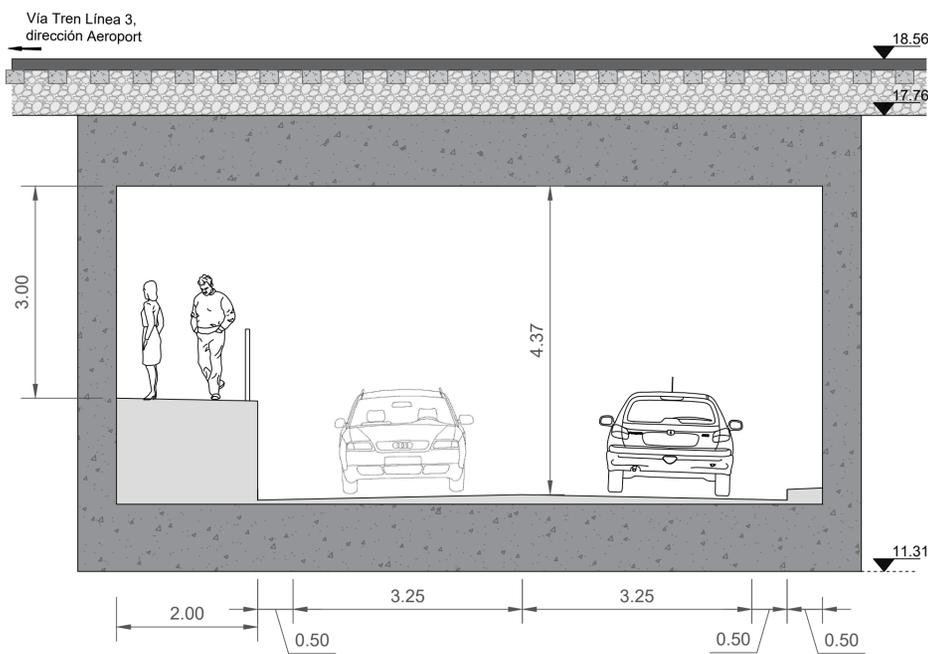
FECHA  
SEPTIEMBRE 2023



**Sección Propuesta. Cajón paso inferior**  
Esc. 1:50

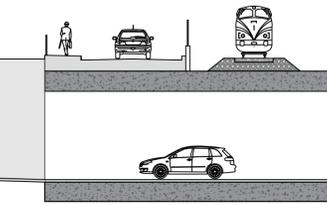


**Sección Línea ferroviaria Rafelbunyol - Aeroport**  
Esc. 1:20

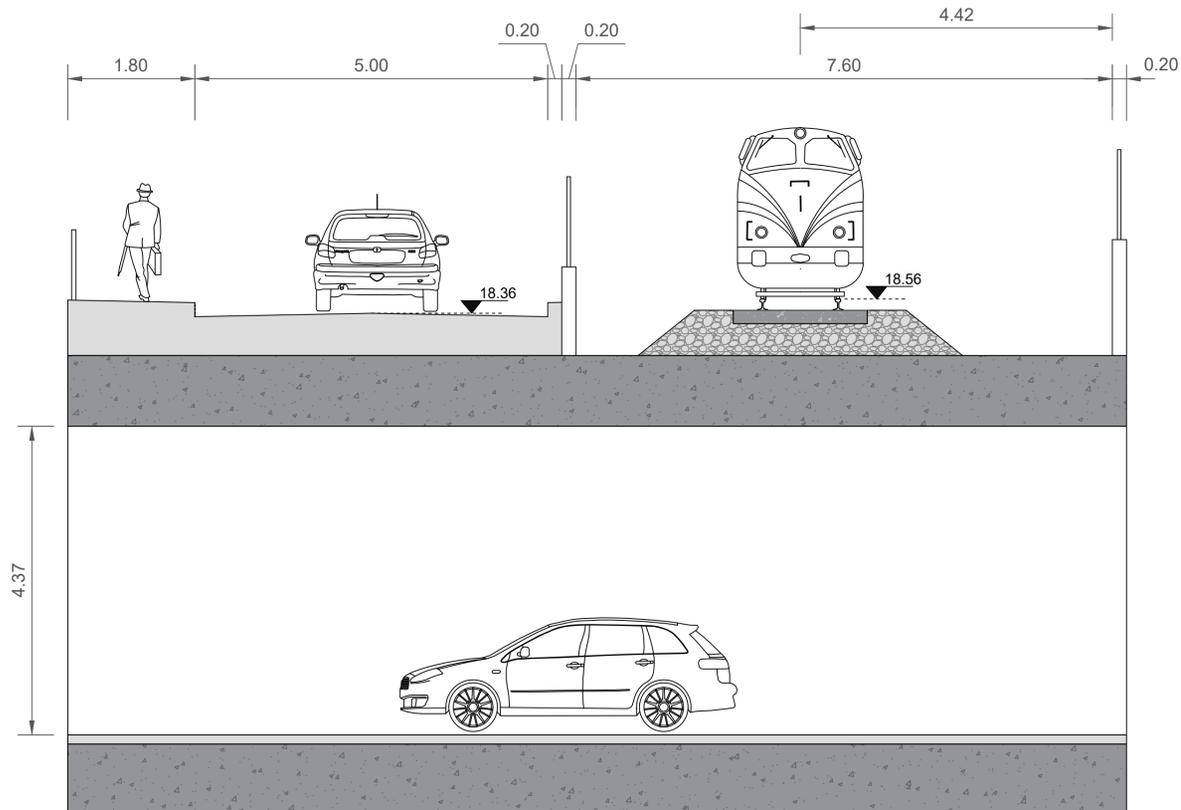


**Sección Propuesta. Avenida del Cid sobre estructura**  
Esc. 1:50

Rampa de acceso NO, 60m min. 15 Rampa de acceso SE, 60m min.



**Sección Longitudinal Propuesta**  
**Esc. 1:175**



**Sección Propuesta Línea ferroviaria Rafelbunyol - Aeroport,**  
**Calle San José sobre estructura**  
**Esc. 1:50**



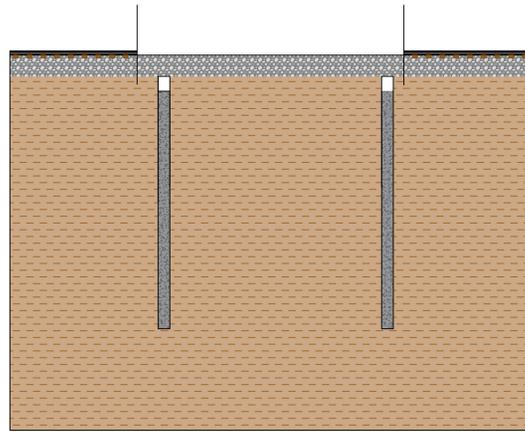
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS  
  
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA  
  
TRABAJO DE FIN DE GRADO

PROYECTO  
  
DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO  
INFERIOR FERROVIARIO BAJO LA LÍNEA 3  
DE FERROCARRILS DE LA GENERALITAT  
VALENCIANA ENTRE LAS LOCALIDADES  
DE ALBALAT DELS SORELLS Y FOIOS  
(VALENCIA)

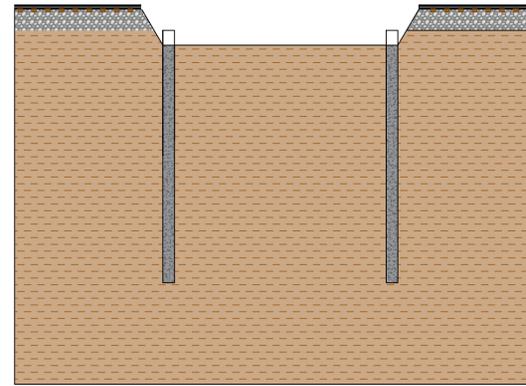
TÍTULO DEL PLANO  
  
SECCIONES LONGITUDINALES  
TIPO

AUTOR  
  
DANIEL ALEJANDRO  
OVIEDO MUÑOZ

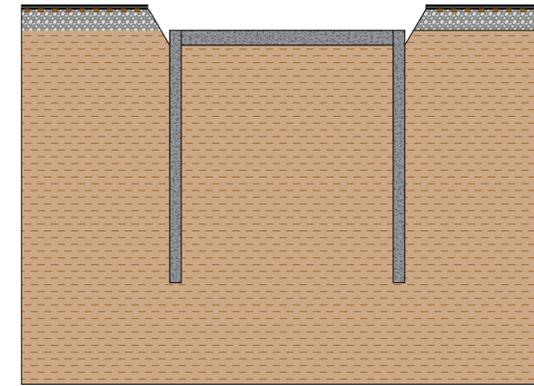
PLANO N	P02.05
ESCALA	VARIAS
FECHA	SEPTIEMBRE 2023



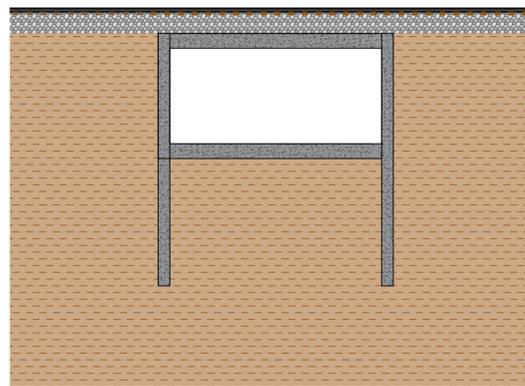
1. Corte de vía y ejecución de pilotes



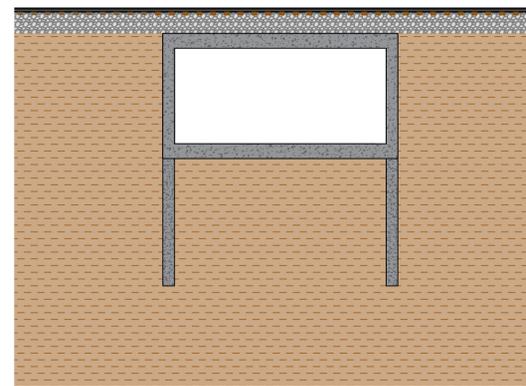
2. Excavación



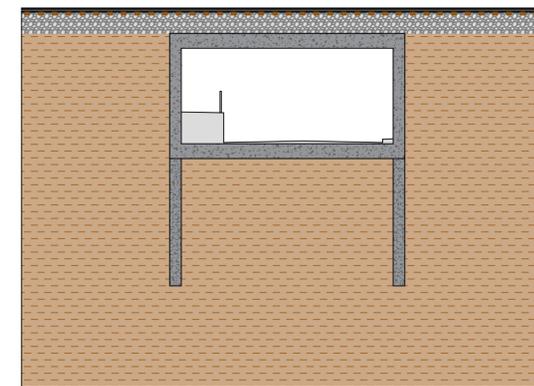
3. Ejecución de Losa superior



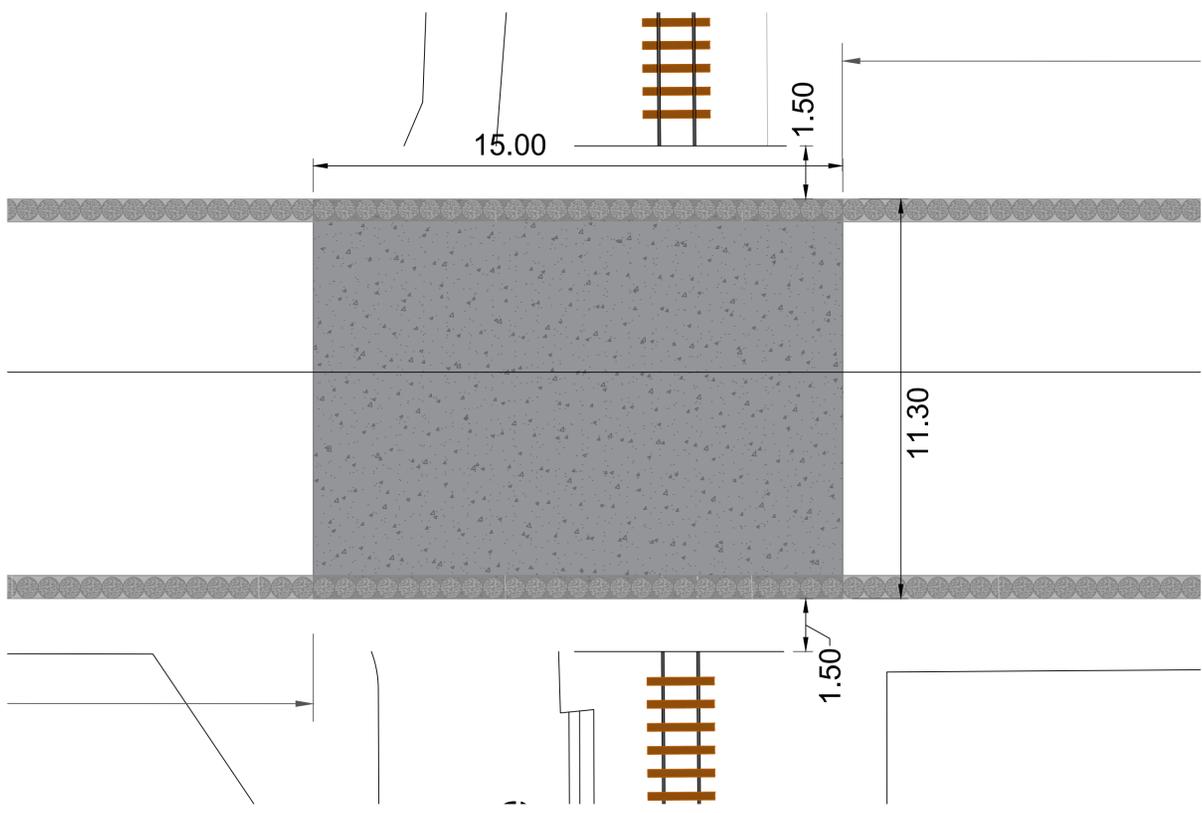
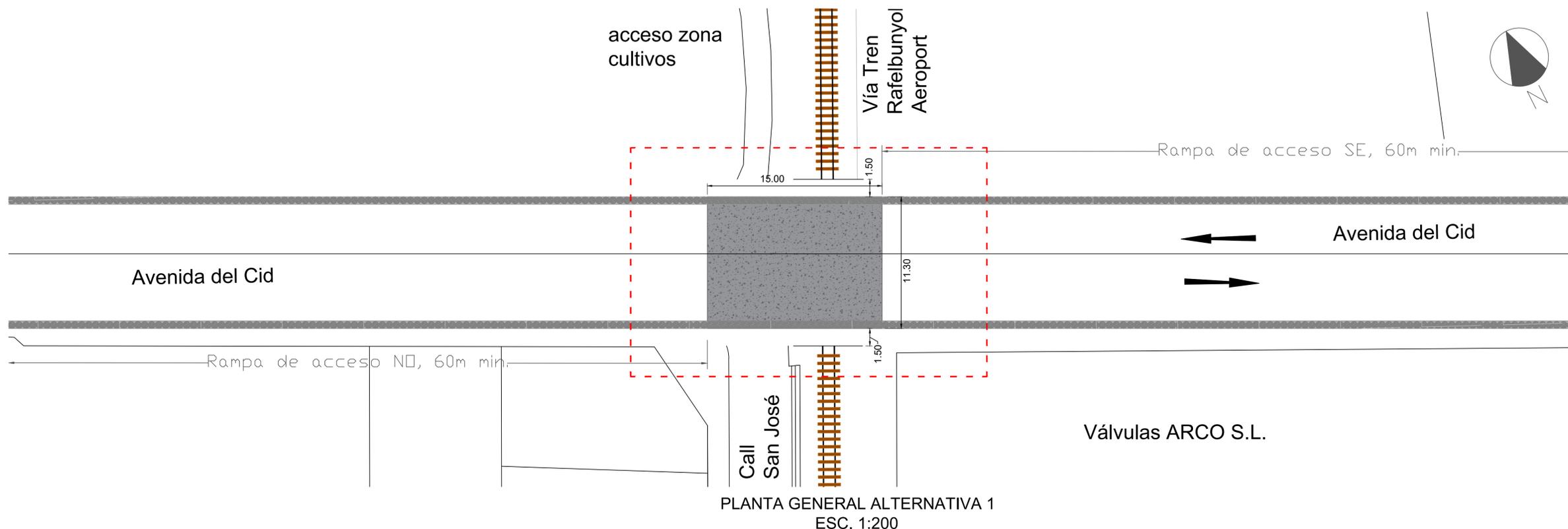
4. Excavación interna y restitución de superestructura



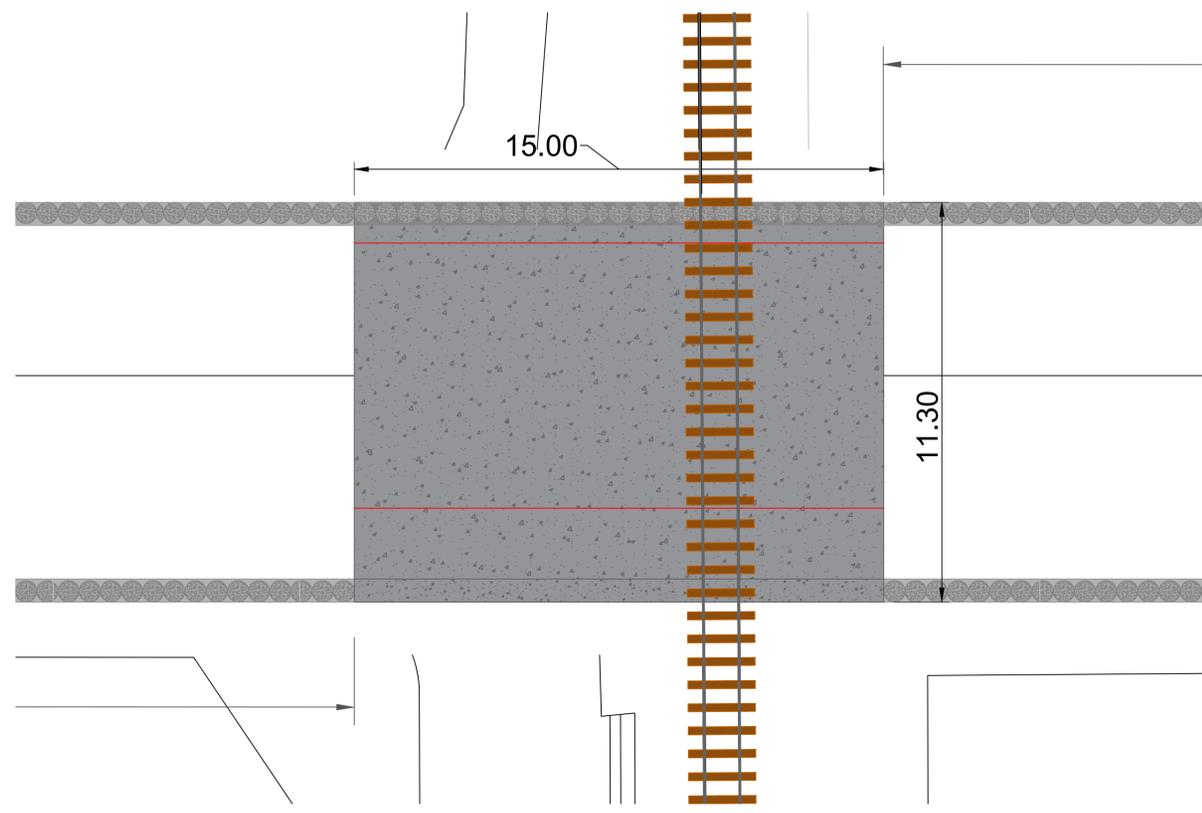
5. Ejecución de Losa inferior



6. Resultado final



ALTERNATIVA 1 - Detalle FASE 1  
ESC. 1:100



ALTERNATIVA 1 - Detalle FASE 2  
ESC. 1:100

LEYENDA	
	LOCALIZACIÓN PASO INFERIOR PROPUESTO
	PANTALLA PILOTES

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

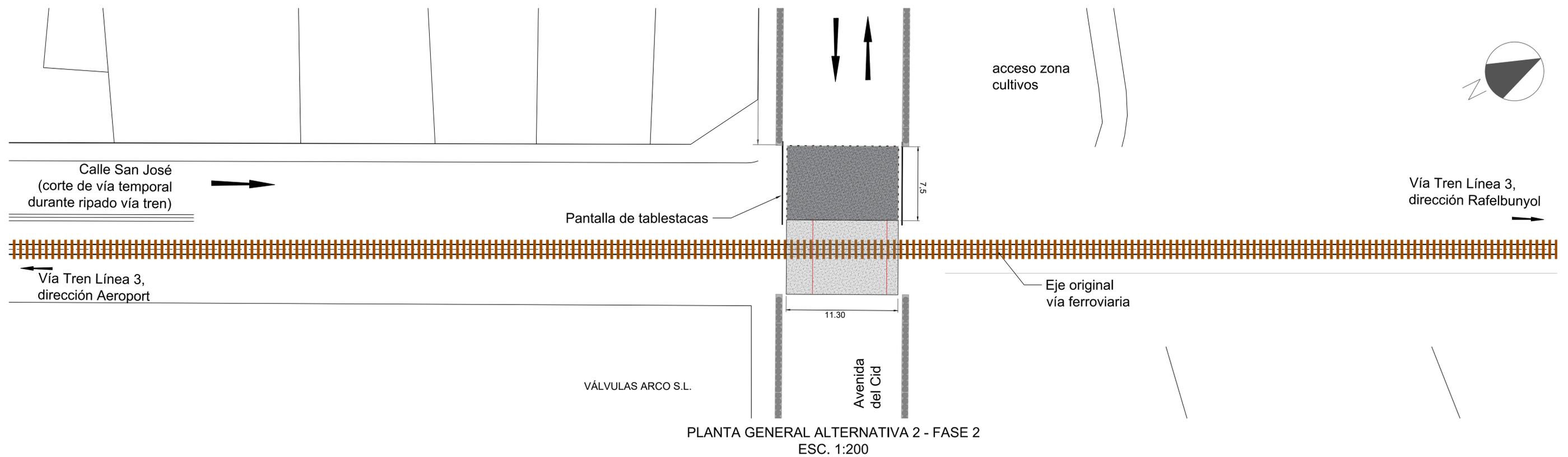
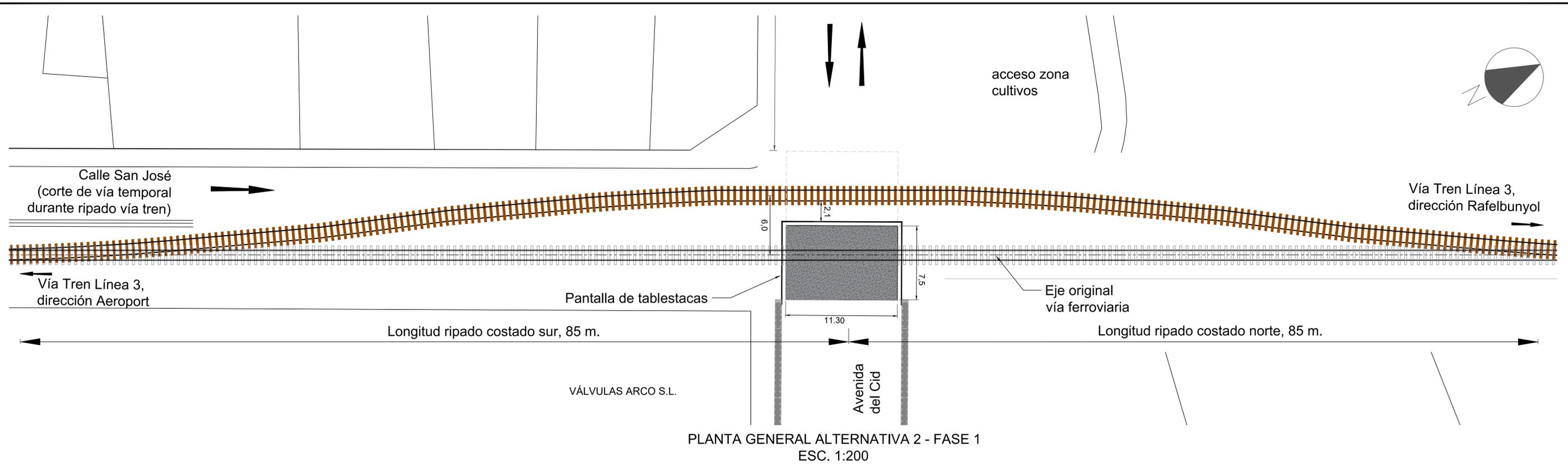
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS  
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALÈNCIA  
TRABAJO DE FIN DE GRADO

PROYECTO  
DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO INFERIOR FERROVIARIO BAJO LA LÍNEA 3 DE FERROCARRILS DE LA GENERALITAT VALENCIANA ENTRE LAS LOCALIDADES DE ALBALAT DELS SORELLS Y FOIOS (VALENCIA)

TÍTULO DEL PLANO  
FASE CONSTRUCTIVA ALTERNATIVA 1  
Paso inferior in situ  
Método TOP DOWN

AUTOR  
DANIEL ALEJANDRO OVIEDO MUÑOZ

PLANO N	P02.07
ESCALA	VARIAS
FECHA	SEPTIEMBRE 2023



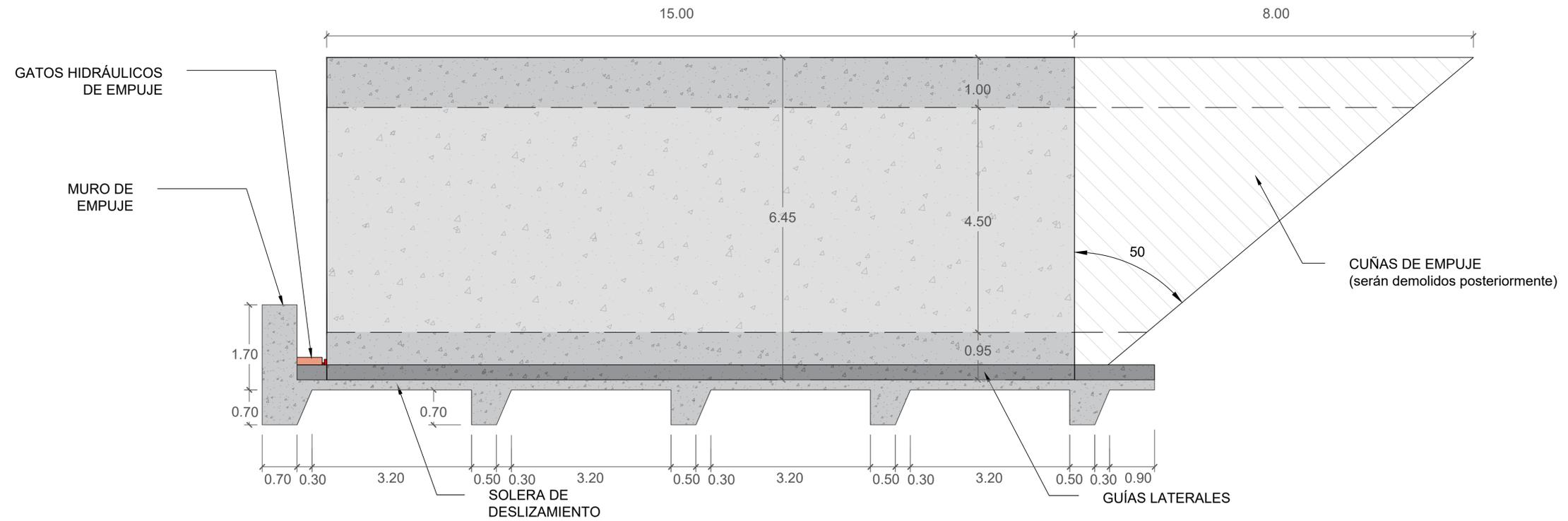
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS  
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA  
TRABAJO DE FIN DE GRADO

PROYECTO  
DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO  
INFERIOR FERROVIARIO BAJO LA LÍNEA 3  
DE FERROCARRILS DE LA GENERALITAT  
VALENCIANA ENTRE LAS LOCALIDADES  
DE ALBALAT DELS SORELLS Y FOIOS  
(VALENCIA)

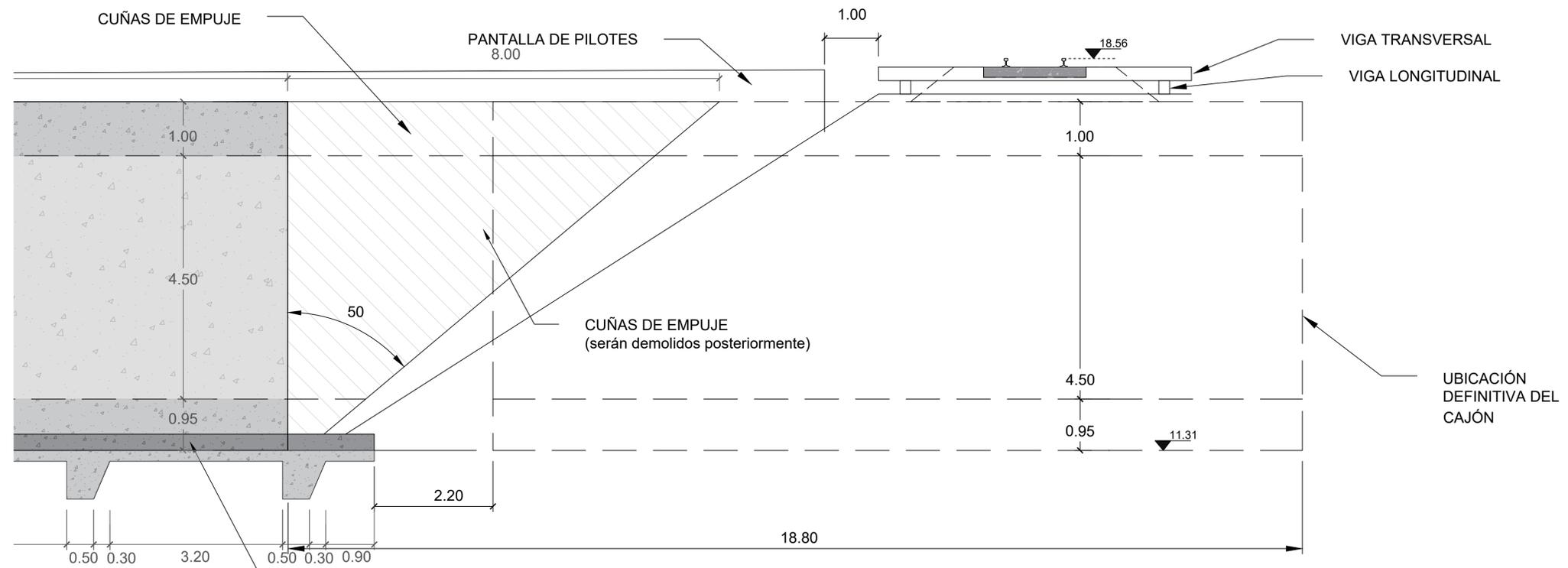
TÍTULO DEL PLANO  
FASE CONSTRUCTIVA  
ALTERNATIVA 2  
Ripado de vía y consturcción  
cajón con elementos  
prefabricados

AUTOR  
DANIEL ALEJANDRO  
OVIEDO MUÑOZ

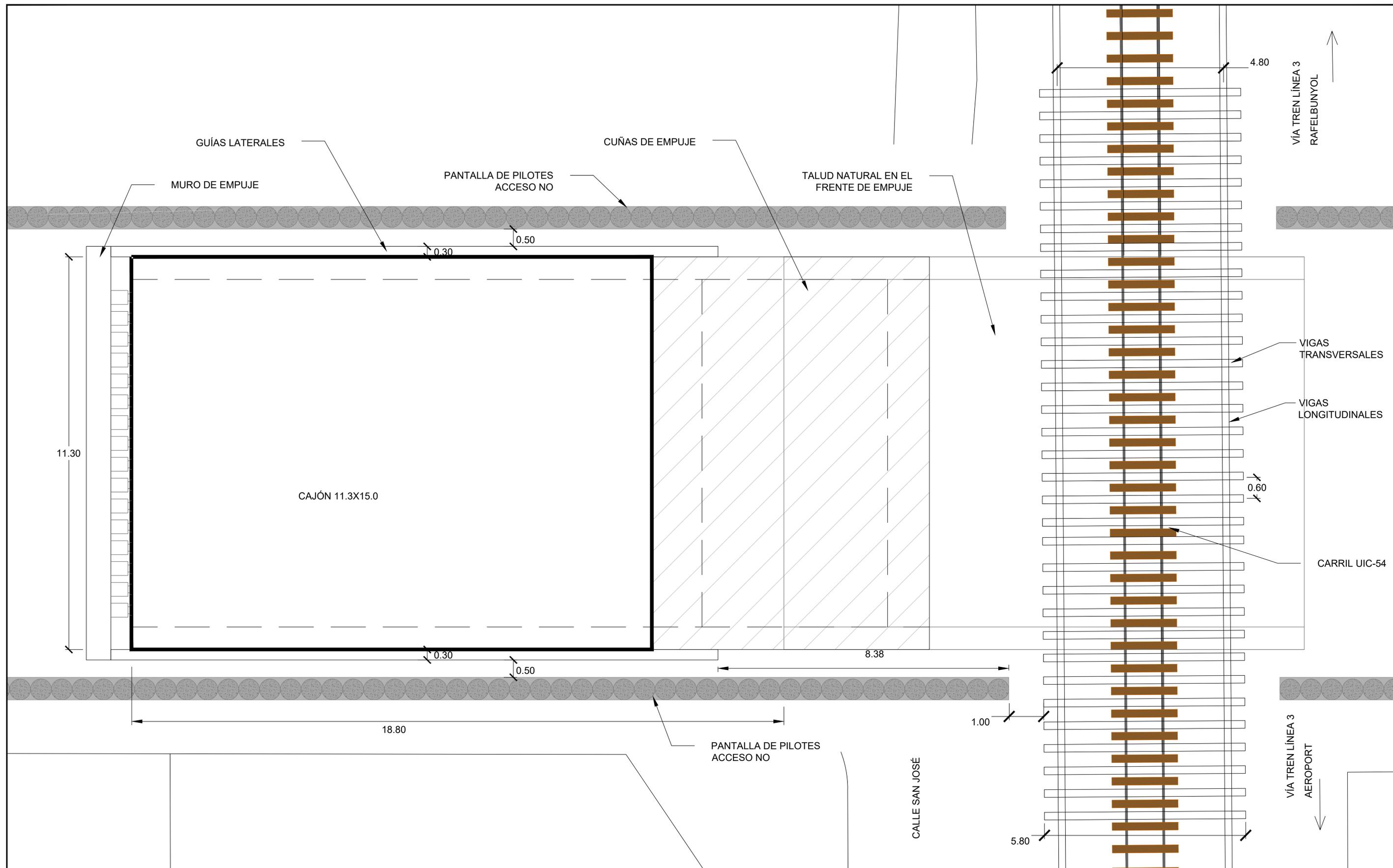
PLANO N  
P02.08  
ESCALA  
VARIAS  
FECHA  
SEPTIEMBRE 2023



Detalle ESTRUCTURA DE EMPUJE



Detalle APEO DE VÍA



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALÈNCIA

TRABAJO DE FIN DE GRADO

PROYECTO

DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO  
INFERIOR FERROVIARIO BAJO LA LÍNEA 3  
DE FERROCARRILS DE LA GENERALITAT  
VALENCIANA ENTRE LAS LOCALIDADES  
DE ALBALAT DELS SORELLS Y FOIOS  
(VALENCIA)

TÍTULO DEL PLANO

FASE CONSTRUCTIVA  
ALTERNATIVA 3  
APEOO DE VÍA YEMPUJE DE CAJÓN  
DETALLE APEO DE VÍA

AUTOR

DANIEL ALEJANDRO  
OVIDEO MUÑOZ

PLANO N

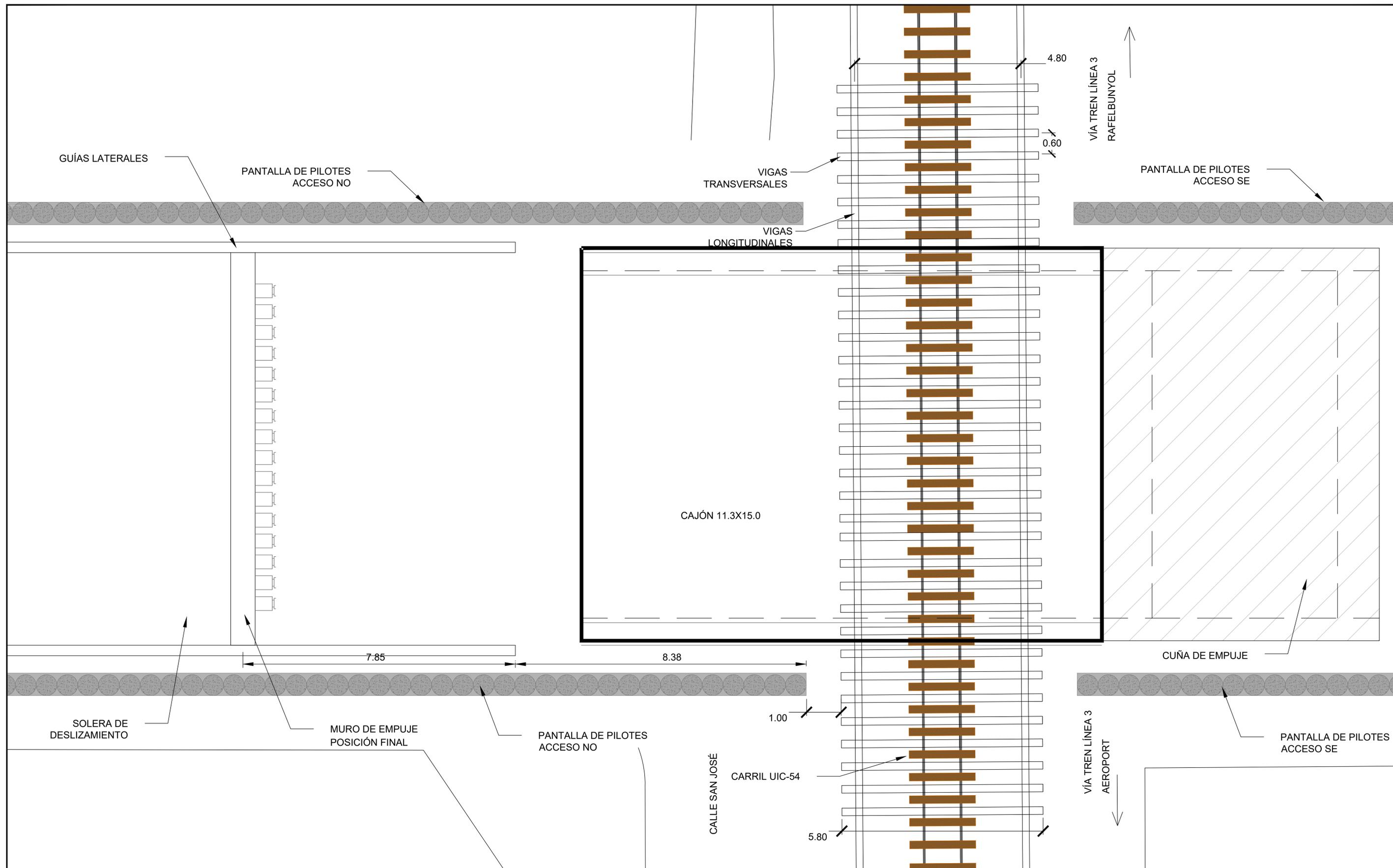
P02.10

ESCALA

1:50

FECHA

SEPTIEMBRE 2023



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS  
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA  
TRABAJO DE FIN DE GRADO

PROYECTO  
DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO  
INFERIOR FERROVIARIO BAJO LA LÍNEA 3  
DE FERROCARRILS DE LA GENERALITAT  
VALENCIANA ENTRE LAS LOCALIDADES  
DE ALBAT DELS SORELLS Y FOIOS  
(VALENCIA)

TÍTULO DEL PLANO  
FASE CONSTRUCTIVA  
ALTERNATIVA 3  
APEOO DE VÍA YEMPUJE DE CAJÓN  
POSICIÓN DEFINITIVA CAJÓN

AUTOR  
DANIEL ALEJANDRO  
OVIEDO MUÑOZ

PLANO N  
P02.11  
ESCALA  
1:50  
FECHA  
SEPTIEMBRE 2023



## Anexo Nº6

### Valoración económica

Trabajo Fin de Grado

Oviedo Muñoz, Daniel Alejandro

Tutor: Cuesta García, César

Curso 2022/23

*Diseño geotécnico de un paso inferior ferroviario bajo la Línea 3 de  
Ferrocarrils de la Generalitat Valenciana entre las localidades de Albalat  
dels Sorells y Foios (Valencia)*



## ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN .....	3
2	ALTERNATIVA 1 .....	4
3	ALTERNATIVA 2 .....	8
4	ALTERNATIVA 3 .....	12



## 1 INTRODUCCIÓN

El objetivo de este anexo es realizar una estimación económica de las principales actividades a considerar en la ejecución del paso inferior, teniendo en cuenta los distintos procesos constructivos para cada una de las alternativas expuestas en el Anexo N<sup>o</sup> 3 “Condicionantes técnicos y estudio de alternativas”, y así poder valorar el factor económico de cada una de ellas, dentro del análisis multicriterio definido en ese mismo Anexo, para la selección de la alternativa preferida.

Para el correcto desarrollo de este anexo, se han utilizado las siguientes bases de precios para la estimación de los costes de cada una de las unidades de obras. Estas son:

- Generador de precios de la construcción. España. CYPE Ingenieros, S.A.
- Base de Precios de ADIF.
- Base de precios FGV

Los presupuestos expuestos a continuación solo considerarán la ejecución del paso inferior y las actividades referentes a la interrupción y la restitución de la superestructura ferroviaria para reestablecer la puesta en servicio de la línea.

A continuación, se especifica el presupuesto de las distintas alternativas, detallando las partidas consideradas, con su correspondiente medición y precio. Al final de cada uno de los apartados, se presenta un resumen donde se refleja el Presupuesto de Ejecución de Material de cada alternativa.

## 2 ALTERNATIVA 1

### Presupuesto parcial nº 1 ACTUACIONES PREVIAS

Núm.	Ud	Descripción	Medición	Precio (€)	Importe (€)
1.1	m	<b>Demolición de bordillo.</b>  Demolición de bordillo, con medios manuales y carga manual sobre camión o contenedor. Incluye la fragmentación de los escombros en piezas manejables, y la retirada y acopio de escombros.	249.000	2.08	517.92
1.2	m <sup>2</sup>	<b>Demolición de acera</b>  Demolición de acera, con martillo neumático, y carga manual sobre camión o contenedor. Incluye la fragmentación de los escombros en piezas manejables, y la retirada y acopio de escombros.	594.000	3.61	2,144.34
1.3	m <sup>2</sup>	<b>Demolición de pavimento asfáltico.</b>  Demolición de pavimento de aglomerado asfáltico en calzada, con martillo neumático, y carga manual sobre camión o contenedor. Incluye el corte previo del contorno de la zona a demoler, la fragmentación de los escombros en piezas manejables, y la retirada y acopio de escombros.	1,117.740	7.67	8,573.07
<b>Total presupuesto parcial nº 1 ACTUACIONES PREVIAS:</b>					<b>11,235.33</b>

### Presupuesto parcial nº 2 ELEMENTOS DE CONTENCIÓN

Núm.	Ud	Descripción	Medición	Precio (€)	Importe (€)
2.1	m	<b>Pilote de hormigón armado in situ</b>  Pilote de cimentación de hormigón armado de 60 cm de diámetro. Ejecutado por extracción de tierras mediante sistema mecánico que se desplaza por el interior de una entubación recuperable y posterior hormigonado continuo en seco del pilote. Incluye el replanteo y trazado de los ejes de los grupos de pilotes, la extracción de la entubación, la limpieza y retirada de sobrantes y el descabezado de pilote de hormigón armado.	3,055.000	249.33	761,703.15
<b>Total presupuesto parcial nº 2 ELEMENTOS DE CONTENCIÓN:</b>					<b>761,703.15</b>

### Presupuesto parcial nº 3 MOVIMIENTO DE TIERRAS

Núm.	Ud	Descripción	Medición	Precio (€)	Importe (€)
3.1	m <sup>3</sup>	<b>Excavación a cielo abierto, con medios mecánicos.</b>  Excavación a cielo abierto, en cualquier tipo de terreno, con medios mecánicos, y carga a camión. Incluye el replanteo general y fijación de los puntos y niveles de referencia y la colocación de las camillas en las esquinas y extremos de las alineaciones.	5,001.250	5.04	25,206.30
<b>Total presupuesto parcial nº 3 MOVIMIENTO DE TIERRAS:</b>					<b>25,206.30</b>

### Presupuesto parcial nº 4 ESTRUCTURAS

Núm.	Ud	Descripción	Medición	Precio (€)	Importe (€)
4.1	m <sup>3</sup>	<b>Hormigón de limpieza.</b>  Hormigón HL-150/B/20, fabricado en central y vertido con bomba, para formación de capa de hormigón de limpieza y nivelado de fondos de cimentación, en el fondo de la excavación previamente realizada.	30.000	92.49	2,774.70
4.2	m <sup>2</sup>	<b>Sistema de encofrado para losa de cimentación.</b>  Montaje de sistema de encofrado recuperable metálico, para losa de cimentación, formado por paneles metálicos y posterior desmontaje del sistema de encofrado. Incluso elementos de sustentación, fijación y acodamientos necesarios para su estabilidad y líquido desencofrante, para evitar la adherencia del hormigón al encofrado.	99.800	21.72	2,167.66
4.3	m <sup>3</sup>	<b>Losa de cimentación.</b>  Losa de cimentación de hormigón armado, realizada con hormigón HA-30/F/20/XC2 fabricado en central, y vertido con bomba, y acero UNE-EN 10080 B 500 S; acabado superficial liso mediante regla vibrante. Incluye el replanteo y trazado de la losa, colocación de separadores y fijación de las armaduras, compactación del hormigón y curado del hormigón.	141.525	259.11	36,670.54
4.4	m <sup>2</sup>	<b>Losa superior.</b>  Losa maciza de hormigón armado, horizontal, sobre el mismo terreno, canto 100 cm, realizada con hormigón HA-30/F/20/XC2 fabricado en central, y vertido con cubilote, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 21 kg/m <sup>2</sup> .	172.500	259.11	44,696.48
<b>Total presupuesto parcial nº 4 ESTRUCTURAS:</b>					<b>86,309.38</b>

### Presupuesto parcial nº 5 DESMONTAJE DE SUPERESTRUCTURA FERROVIARIA

Núm.	Ud	Descripción	Medición	Precio (€)	Importe (€)
5.1	m	<b>Levante de vía</b>  Levante de vía, por partes, en camión. Comprende la mano de obra necesaria para el desclavado de carriles, cortes de carril y desembridado con sistema a determinar a criterio de FGV, retirada de carriles con cortes que permitan su posterior aprovechamiento, traviesas y pequeño material, retirada de balasto, recogida, carga, transporte en el entorno de la obra, descarga, acopio de los materiales levantados en parque o almacén de estación a designar por FGV y clasificación de los mismos. Incluye elementos complementarios, varios y medios auxiliares.	14.300	28.53	407.98

5.2 km **Desmontaje de catenaria** 0.050 7,258.92 362.95

Desmontaje de un kilómetro de catenaria con hilo/s de contacto, sustentador y péndolas. Incluye carga, descarga y retirada de material desmontado, así como el traslado a zona de clasificación de materiales en el interior de la obra.

**Total presupuesto parcial nº 5 DESMONTAJE DE SUPERESTRUCTURA FERROVIARIA: 770.93**

### Presupuesto parcial nº 6 RESTITUCIÓN DE SUPERESTRUCTURA FERROVIARIA

Núm.	Ud	Descripción	Medición	Precio (€)	Importe (€)
6.1	UD	<b>Traviesa hormigón monobloque</b>  Suministro de traviesa monobloque para ancho métrico de nueva aportación, incluso carga en planta de fabricación, transporte a acopio o lugar de empleo. Con fijación.	22.000	75.24	1,655.28
6.2	m <sup>3</sup>	<b>Suministro y perfilado de capa final de balasto</b>  Aumento de perfil de balasto en banqueta de vía, comprende descarga de balasto, empleo y perfilado de la banqueta.	3.500	30.25	105.88
6.3	m <sup>3</sup>	<b>Suministro y extendido de balasto</b>  Suministro de balasto tipo de piedra silíceas de nueva aportación, incluso carga en cantera, descarga, preparación de las eras de almacenamiento, acopio del material en cantera, vigilancia de acopios, almacenado en los acopios de traza establecidos, con manipulación, gestión y vigilancia hasta carga final en obra, mantenimiento de las instalaciones asociadas al acopio y lavado para su incorporación final.	23.960	20.61	493.82
6.4	m	<b>Carril UIC-54</b>  Suministro y colocación de carril UIC-54 en barra de 18 m sobre traviesas.	28.600	56.72	1,622.19
6.5	m	<b>Homogeneización de tensiones</b>  Vía en homogeneización de tensiones en barra larga, comprendiendo el aflojado de las sujeciones en toda la longitud de vía a tratar, Serán por cuenta de la Contrata, maquinaria, mazos, rodillos y todos los útiles necesarios.	28.600	6.42	183.61



6.6 UD **Soldadura de carriles** 4.000 233.81 935.24

Soldadura de carril aislado en plena vía, para carriles de UIC-54; comprende la soldadura de juntas de carriles ejecutada en vía por procedimientos aluminotérmicos. Incluye las operaciones de corrimiento de carriles para conseguir las calas necesarias, desmontaje de bridas y tornillos, desplazamiento de traviesas y aflojado con posterior apretado de clavazón, cortes necesarios en los extremos del carril, desguarnecido, alineación en planta y en alzado de carril, colocación y retirada del aparato de precalentamiento, incluso carga de soldadura, moldes, materiales de consumo, esmerilado, uso de tensores hidráulicos, recogida de material inútil, herramientas y medios auxiliares.

6.7 km **Montaje de catenaria** 0.050 41,416.83 2,070.84

Montaje de catenaria con hilo/s de contacto, sustentador y péndolas. Incluye desplazamientos, maquinaria, herramientas y medios auxiliares necesarios para el montaje.

**Total presupuesto parcial nº 6 RESTITUCIÓN DE SUPERESTRUCTURA FERROVIARIA: 7,066.86**

<b>Presupuesto de ejecución material (PEM)</b>	Importe (€)
1 ACTUACIONES PREVIAS	11,235.33
2 ELEMENTOS DE CONTENCIÓN	761,703.15
3 MOVIMIENTO DE TIERRAS	25,206.30
4 ESTRUCTURAS	86,309.38
5 DESMONTAJE DE SUPERESTRUCTURA FERROVIARIA	770.93
6 RESTITUCIÓN DE SUPERESTRUCTURA FERROVIARIA	7,066.86
<b>Total:</b>	<b>892,291.09</b>

Asciende el presupuesto de ejecución material a la expresada cantidad de OCHOCIENTOS NOVENTA Y DOS MIL DOSCIENTOS NOVENTA Y UN EUROS CON NUEVE CÉNTIMOS.

### 3 ALTERNATIVA 2

#### Presupuesto parcial nº 1 ACTUACIONES PREVIAS

Núm.	Ud	Descripción	Medición	Precio (€)	Importe (€)
1.1	m	<b>Demolición de bordillo.</b>  Demolición de bordillo, con medios manuales y carga manual sobre camión o contenedor. Incluye la fragmentación de los escombros en piezas manejables, y la retirada y acopio de escombros.	249.000	2.08	517.92
1.2	m <sup>2</sup>	<b>Demolición de acera.</b>  Demolición de acera, con martillo neumático, y carga manual sobre camión o contenedor. Incluye la fragmentación de los escombros en piezas manejables, y la retirada y acopio de escombros.	653.000	3.61	2,357.33
1.3	m <sup>2</sup>	<b>Demolición de pavimento asfáltico.</b>  Demolición de pavimento de aglomerado asfáltico en calzada, con martillo neumático, y carga manual sobre camión o contenedor. Incluye el corte previo del contorno de la zona a demoler, la fragmentación de los escombros en piezas manejables, y la retirada y acopio de escombros.	1,117.740	7.67	8,573.07
1.4	m <sup>3</sup>	<b>Demolición de muro de bloques de hormigón.</b>  Demolición de muro de fábrica de bloque de hormigón, con medios manuales, y carga manual sobre camión o contenedor.	7.080	73.25	518.61
<b>Total presupuesto parcial nº 1 ACTUACIONES PREVIAS:</b>					<b>11,966.93</b>

#### Presupuesto parcial nº 2 ELEMENTOS DE CONTENCIÓN

Núm.	Ud	Descripción	Medición	Precio (€)	Importe (€)
2.1	m	<b>Pilote de hormigón armado in situ en rampas de acceso.</b>  Pilote de cimentación de hormigón armado de 60 cm de diámetro. Ejecutado por extracción de tierras mediante sistema mecánico que se desplaza por el interior de una entubación recuperable y posterior hormigonado continuo en seco del pilote. Incluye el replanteo y trazado de los ejes de los grupos de pilotes, la extracción de la entubación, la limpieza y retirada de sobrantes y el descabezado de pilote de hormigón armado.	2,600.000	249.33	648,258.00
2.2	m <sup>2</sup>	<b>Pantalla autoportante de tablestacas metálicas.</b>  Pantalla autoportante de tablestacas metálicas, hincadas en el terreno de manera provisional, de X m, formada por perfiles metálicos de acero laminado, Incluye la disposición de guías y la extracción de las tablestacas.	289.000	144.21	41,676.69

Total presupuesto parcial nº 2 ELEMENTOS DE CONTENCIÓN: **689,934.69**

### Presupuesto parcial nº 3 MOVIMIENTO DE TIERRAS

Núm.	Ud	Descripción	Medición	Precio (€)	Importe (€)
3.1	m <sup>3</sup>	<b>Excavación a cielo abierto, con medios mecánicos.</b>	5,001.250	5.04	25,206.30
		Excavación a cielo abierto, en cualquier tipo de terreno, con medios mecánicos, y carga a camión. Incluye el replanteo general y fijación de los puntos y niveles de referencia y la colocación de las camillas en las esquinas y extremos de las alineaciones.			

Total presupuesto parcial nº 3 MOVIMIENTO DE TIERRAS: **25,206.30**

### Presupuesto parcial nº 4 ESTRUCTURAS

Núm.	Ud	Descripción	Medición	Precio (€)	Importe (€)
4.1	m <sup>3</sup>	<b>Hormigón de limpieza.</b>	16.950	92.49	1,567.71
		Hormigón HL-150/B/20, fabricado en central y vertido con bomba, para formación de capa de hormigón de limpieza y nivelado de fondos de cimentación, en el fondo de la excavación previamente realizada.			
4.2	m <sup>2</sup>	<b>Sistema de encofrado para losa de cimentación.</b>	49.970	21.72	1,085.35
		Montaje de sistema de encofrado recuperable metálico, para losa de cimentación, formado por paneles metálicos y posterior desmontaje del sistema de encofrado. Incluso elementos de sustentación, fijación y acodamientos necesarios para su estabilidad y líquido desencofrante, para evitar la adherencia del hormigón al encofrado.			
4.3	m <sup>3</sup>	<b>Losa de cimentación.</b>	161.030	259.11	41,724.48
		Losa de cimentación de hormigón armado, realizada con hormigón HA-30/F/20/XC2 fabricado en central, y vertido con bomba, y acero UNE-EN 10080 B 500 S; acabado superficial liso mediante regla vibrante. Incluye el replanteo y trazado de la losa, colocación de separadores y fijación de las armaduras, compactación del hormigón y curado del hormigón.			
4.4	UD	<b>Hastial prefabricado.</b>	12.000	3,866.63	46,399.56
		Muro prefabricado de hormigón armado con una altura de 6m, una longitud de 2,5m y de espesor constante, realizada con hormigón HA-30/F/20/XC2. Totalmente terminado. Incluye suministro, colocación, relleno de trasdós y elementos especiales			

4.5 m<sup>2</sup> **Losa superior.** 172.500 274.20 47,299.50

Losa maciza de hormigón armado, horizontal, sobre el mismo terreno, canto 100 cm, realizada con hormigón HA-30/F/20/XC2 fabricado en central, y vertido con cubilote, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 21 kg/m<sup>2</sup>.

**Total presupuesto parcial nº 4 ESTRUCTURAS: 138,076.60**

### Presupuesto parcial nº 5 Ripado de Vía

Núm.	Ud	Descripción	Medición	Precio (€)	Importe (€)
5.1	m	<b>Ripado de vía.</b>	340.000	49.49	16,826.60

Ripado de vía, incluyendo el arranque de piquetes, suministro y colocación de estacas cada 10 metros con marcajes de referencias, cortes de carril con sierra de disco, taladros para embridado y conexiones eléctricas, confección e introducción de cupones, embridados y desembridados, conexiones eléctricas, descubierta de vía, preparación de la explanación con excavación bajo traviesa, refino y rasanteo de la explanación resultante, ripado con niveladora-alineadora de vía en las pasadas que sean necesarias, descarga de balasto y manipulación del mismo con medios mecánicos o manuales hasta completar el perfil de la banqueta, manipulación del balasto recuperado de la descubierta, para su aprovechamiento, aflojado y apretado de la clavazón si fuese necesario, rectificaciones, nivelaciones, alineaciones y perfilados necesarios para suprimir limitación de velocidad, herramientas, máquinas y útiles necesarios, incluso material de vía provisional.

**Total presupuesto parcial nº 5 Ripado de Vía: 16,826.60**

### Presupuesto parcial nº 6 RESTITUCIÓN DE SUPERESTRUCTURA FERROVIARIA

Núm.	Ud	Descripción	Medición	Precio (€)	Importe (€)
6.1	UD	<b>Traviesa hormigón monobloque.</b>	17.000	75.24	1,279.08

Suministro de traviesa monobloque para ancho métrico de nueva aportación, incluso carga en planta de fabricación, transporte a acopio o lugar de empleo. Con fijación.

6.2	UD	<b>Sustitución de traviesas de madera por hormigón.</b>	17.000	42.95	730.15
-----	----	---	--------	-------	--------

Sustitución de traviesa de madera por otra de hormigón, sin romper la cama de balasto, comprende carga en parque y descarga en tajo, descubierta parcial de ambos cajones, levante provisional de la vía, desclavado, retirada de la traviesa vieja y colocación de la nueva y su pequeño material, clavado correcto, aportación de balasto necesario y bateo, incluyendo acopio o apilado de traviesas vieja en vía, carga, descarga, apilado o acopio en estación en lugar que determine el representante de FGV.



6.3 m<sup>3</sup> **Suministro y perfilado de capa final de balasto.** 3.500 30.25 105.88

Aumento de perfil de balasto en banquetta de vía, comprende descarga de balasto, empleo y perfilado de la banquetta.

**Total presupuesto parcial nº 6 RESTITUCIÓN DE SUPERESTRUCTURA FERROVIARIA: 2,115.11**

<b>Presupuesto de ejecución material</b>	Importe (€)
1 ACTUACIONES PREVIAS	11,966.93
2 ELEMENTOS DE CONTENCIÓN	689,934.69
3 MOVIMIENTO DE TIERRAS	25,206.30
4 ESTRUCTURAS	138,076.60
5 RIPADO DE VÍA	16,826.60
6 RESTITUCIÓN DE SUPERESTRUCTURA FERROVIARIA	2,115.11
<b>Total:</b>	<b>884,126.23</b>

Asciende el presupuesto de ejecución material a la expresada cantidad de OCHOCIENTOS OCHENTA Y CUATRO MIL CIENTO VEINTI Y SEIS EUROS CON VEINTITRES CÉNTIMOS.

#### 4 ALTERNATIVA 3

##### Presupuesto parcial nº 1 ACTUACIONES PREVIAS

Núm.	Ud	Descripción	Medición	Precio (€)	Importe (€)
1.1	m	<b>Demolición de bordillo.</b>  Demolición de bordillo, con medios manuales y carga manual sobre camión o contenedor. Incluye la fragmentación de los escombros en piezas manejables, y la retirada y acopio de escombros.	249.000	2.08	517.92
1.2	m <sup>2</sup>	<b>Demolición de acera.</b>  Demolición de acera, con martillo neumático, y carga manual sobre camión o contenedor. Incluye la fragmentación de los escombros en piezas manejables, y la retirada y acopio de escombros.	594.000	3.61	2,144.34
1.3	m <sup>2</sup>	<b>Demolición de pavimento asfáltico.</b>  Demolición de pavimento de aglomerado asfáltico en calzada, con martillo neumático, y carga manual sobre camión o contenedor. Incluye el corte previo del contorno de la zona a demoler, la fragmentación de los escombros en piezas manejables, y la retirada y acopio de escombros.	1,117.000	7.67	8,567.39
<b>Total presupuesto parcial nº 1 ACTUACIONES PREVIAS:</b>					<b>11,229.65</b>

##### Presupuesto parcial nº 2 ELEMENTOS DE CONTENCIÓN

Núm.	Ud	Descripción	Medición	Precio (€)	Importe (€)
2.1	m	<b>Pilote de hormigón armado in situ en rampas de acceso.</b>  Pilote de cimentación de hormigón armado de 60 cm de diámetro. Ejecutado por extracción de tierras mediante sistema mecánico que se desplaza por el interior de una entubación recuperable y posterior hormigonado continuo en seco del pilote. Incluye el replanteo y trazado de los ejes de los grupos de pilotes, la extracción de la entubación, la limpieza y retirada de sobrantes y el descabezado de pilote de hormigón armado.	2,818.000	249.33	702,611.94
<b>Total presupuesto parcial nº 2 ELEMENTOS DE CONTENCIÓN:</b>					<b>702,611.94</b>

##### Presupuesto parcial nº 3 MOVIMIENTO DE TIERRAS

Núm.	Ud	Descripción	Medición	Precio (€)	Importe (€)
------	----	-------------	----------	------------	-------------

3.1	m <sup>3</sup>	<b>Excavación a cielo abierto, con medios mecánicos.</b>	7,096.610	5.04	35,766.91
-----	----------------	--	-----------	------	-----------

Excavación a cielo abierto, en cualquier tipo de terreno, con medios mecánicos, y carga a camión. Incluye el replanteo general y fijación de los puntos y niveles de referencia y la colocación de las camillas en las esquinas y extremos de las alineaciones.

**Total presupuesto parcial nº 3 MOVIMIENTO DE TIERRAS: 35,766.91**

### Presupuesto parcial nº 4 ESTRUCTURAS

Núm.	Ud	Descripción	Medición	Precio (€)	Importe (€)
4.1	m <sup>2</sup>	<b>Sistema de encofrado para losa de cimentación.</b>	11.720	21.72	254.56
		Montaje de sistema de encofrado recuperable metálico, para losa de cimentación, formado por paneles metálicos y posterior desmontaje del sistema de encofrado. Incluso elementos de sustentación, fijación y acodalamientos necesarios para su estabilidad y líquido desencofrante, para evitar la adherencia del hormigón al encofrado.			
4.2	m <sup>3</sup>	<b>Solera de deslizamiento.</b>	63.800	252.62	16,117.16
		Solera de deslizamiento de hormigón armado, realizada con hormigón HA-30/F/20/XC2 fabricado en central, y vertido con bomba, y acero UNE-EN 10080 B 500 S; acabado superficial liso mediante regla vibrante. Incluye el replanteo y trazado de la losa, colocación de separadores y fijación de las armaduras, compactación del hormigón y curado del hormigón.			
4.3	m <sup>3</sup>	<b>Muro de reacción.</b>	20.825	331.00	6,893.08
		Muro de reacción de hormigón armado, superficie plana, realizado con hormigón HA-30/F/20/XC2 fabricado en central, y vertido con cubilote, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 50 kg/m <sup>3</sup> , montaje y desmontaje de sistema de encofrado con acabado tipo industrial para revestir, realizado con paneles metálicos modulares. Incluye el replanteo, colocación de las armaduras con separadores homologados, formación de juntas, compactación del hormigón, desmontaje del sistema de encofrado y curado del hormigón.			
4.4	m <sup>3</sup>	<b>Cajón de hormigón.</b>	533.115	331.00	176,461.07
		Cajón de hormigón armado, realizado con hormigón HA-30/F/20/XC2 fabricado en central, y vertido con cubilote, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 50 kg/m <sup>3</sup> , ejecutado en condiciones complejas; montaje y desmontaje de sistema de encofrado con acabado tipo industrial para revestir, realizado con paneles metálicos modulares. Incluye la limpieza y preparación de la superficie de apoyo, el replanteo, colocación de			

las armaduras con separadores homologados, desmontaje del sistema de encofrado y curado del hormigón.

4.5	m2	<b>Hinca de marco de hormigón armado in situ por empuje oleodinámico.</b>	27.885	435.49	12,143.64
-----	----	---	--------	--------	-----------

Desplazamiento para hinca de marco de hormigón armado in situ por empuje oleodinámico, incluido lámina.

4.6	m <sup>3</sup>	<b>Demolición de elementos de hormigón armado.</b>	114.840	128.67	14,776.46
-----	----------------	--	---------	--------	-----------

Demolición de elementos de hormigón armado, con medios manuales, martillo neumático y equipo de oxicorte, y carga mecánica sobre camión o contenedor. Incluye: Demolición del elemento. Corte de las armaduras. Fragmentación de los escombros en piezas manejables. Retirada y acopio de escombros. Limpieza de los restos de obra. Carga mecánica de escombros sobre camión o contenedor.

**Total presupuesto parcial nº 4 ESTRUCTURAS: 226,645.97**

#### Presupuesto parcial nº 5 SISTEMA DE APEO

Núm.	Ud	Descripción	Medición	Precio (€)	Importe (€)
5.1	UD	<b>Construcción y levante de apeo.</b>	1.000	7,559.00	7,559.00

Traslado, montaje, levante y retirada de apeo de vía. Incluye traslado y retirada, suministro y alquiler de materiales a pie de obra (vigas longitudinales principales, vigas transversales, vigas de maniobra, placas de asientos aislantes, apoyos de neopreno reforzado), montaje y levante del apeo, cumpliendo con toda la normativa vigente de forma que se garantice la circulación ferroviaria y reposición de la vía a su estado original con recuperación o aportación de balasto procedente de acopios o cantera, implantación y retirada de los equipos y medios auxiliares, bateo manual y alineación hasta primera nivelación para dejar la vía en servicio; así como parte proporcional de replanteo, medios auxiliares, maquinaria, acopios intermedios, control y aseguramiento de la calidad y medios de seguridad y protección reglamentarios y todas las actuaciones necesarias para dejar la vía en condiciones de explotación iguales a las previas de la implantación del apeo.

**Total presupuesto parcial nº 5 SISTEMA DE APEO: 7,559.00**

**Presupuesto parcial nº 6 RESTITUCIÓN DE SUPERESTRUCTURA FERROVIARIA**

Núm.	Ud	Descripción	Medición	Precio (€)	Importe (€)
6.1	UD	<b>Traviesa hormigón monobloque.</b>	17.000	75.24	1,279.08
		Suministro de traviesa monobloque para ancho métrico de nueva aportación, incluso carga en planta de fabricación, transporte a acopio o lugar de empleo. Con fijación.			
6.2	UD	<b>Sustitución de traviesas de madera por hormigón.</b>	17.000	42.95	730.15
		Sustitución de traviesa de madera por otra de hormigón, sin romper la cama de balasto, comprende carga en parque y descarga en tajo, descubierta parcial de ambos cajones, levante provisional de la vía, desclavado, retirada de la traviesa vieja y colocación de la nueva y su pequeño material, clavado correcto, aportación de balasto necesario y bateo, incluyendo acopio o apilado de traviesas vieja en vía, carga, descarga, apilado o acopio en estación en lugar que determine el representante de FGV.			
6.3	m <sup>3</sup>	<b>Suministro y extendido de balasto.</b>	23.960	20.61	493.82
		Suministro de balasto tipo de piedra silícea de nueva aportación, incluso carga en cantera, descarga, preparación de las eras de almacenamiento, acopio del material en cantera, vigilancia de acopios, almacenado en los acopios de traza establecidos, con manipulación, gestión y vigilancia hasta carga final en obra, mantenimiento de las instalaciones asociadas al acopio y lavado para su incorporación final.			
6.4	m <sup>3</sup>	<b>Suministro y perfilado de capa final de balasto.</b>	3.500	30.25	105.88
		Aumento de perfil de balasto en banqueta de vía, comprende descarga de balasto, empleo y perfilado de la banqueta.			
<b>Total presupuesto parcial nº 6 RESTITUCIÓN DE SUPERESTRUCTURA FERROVIARIA:</b>					<b>2,608.93</b>

	Importe (€)
<b>Presupuesto de ejecución material</b>	
1 ACTUACIONES PREVIAS	11,229.65
2 ELEMENTOS DE CONTENCIÓN	702,611.94
3 MOVIMIENTO DE TIERRAS	35,766.91
4 ESTRUCTURAS	226,645.97
5 SISTEMA DE APEO	7,559.00
6 RESTITUCIÓN DE SUPERESTRUCTURA FERROVIARIA	2,608.93
<b>Total:</b>	<b>986,422.40</b>

Asciende el presupuesto de ejecución material a la expresada cantidad de NOVECIENTOS OCHENTA Y SEIS MIL CUATROCIENTOS VEINTI Y DOS EUROS CON CUARENTA CÉNTIMOS.



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



## Anexo Nº7

### Referencias

Trabajo Fin de Grado

Oviedo Muñoz, Daniel Alejandro

Tutor: Cuesta García, César

Curso 2022/23

*Diseño geotécnico de un paso inferior ferroviario bajo la Línea 3 de Ferrocarrils de la Generalitat Valenciana entre las localidades de Albalat dels Sorells y Foios (Valencia)*

## 1. INTRODUCCIÓN

Como ayuda y soporte a la redacción de este estudio, ha sido requerido la utilización de diferente documentación, empleados como fuente de información. Este anexo tiene como objetivo reflejar todas las referencias contempladas, que permitieron la correcta elaboración del presente Trabajo Fin de Grado.

## 2. REFERENCIAS

- *Colección de Pequeñas Obras de Paso. Obras de Paso de Carretera (1986) – Ministerio de obras públicas y transportes.*
- *Norma 6.1-IC: Secciones de Firme (2003) – Ministerio de Fomento.*
- *NORMA 3.1-IC: Trazado – Instrucción de Carreteras (2020) – Ministerio de transportes, movilidad Y agenda urbana.*
- *Instrucción sobre las acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril (IAPF-07, 2010) – Ministerio de Fomento.*
- *Instrucciones sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11, 2012) – Ministerio de Fomento.*
- *Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes (PG3, 2014) – Ministerio de Fomento.*
- *Guía de cimentaciones en obras de carretera (GCOC, 2009) – Ministerio de Fomento.*
- *Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de campo. Parte 3: Ensayo de penetración estándar (UNE EN ISO 22476-3: 2006) – UNE Normalización Española.*
- *Documento Básico de Seguridad Estructural de Cimientos (DB SE-C, 2019) – Ministerio de Fomento.*
- *Informe sobre la Situación de los Pasos a Nivel Peatonales y los Pasos entre Andenes en FGV-Valencia (2016) – Unidad de Ingeniería e I+D+i de FFCC de la Generalitat Valenciana.*
- *Reglamento de la Ley de Ordenación de los Transportes Terrestres (1990) – Ministerio de Transporte, Turismo y Comunicaciones.*
- *LEY 7/2018, de 26 de marzo, de la Generalitat, de seguridad ferroviaria (2018) – Diari Oficial de la Generalitat Valenciana.*
- *Hoja 696 del Mapa Geológico de España E 1:50.000 (1972) – Instituto Geológico y Minero de España.*
- *Mapa Hidrogeológico de la Comunidad Valenciana E 1:400.000 (1988) – Instituto Geológico y Minero de España.*
- *Mapa de Climas de España – Instituto Geográfico Nacional.*
- *Máximas lluvias diarias en la España peninsular (1999) – Ministerio de Fomento.*
- *Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02, 2009) – Ministerio de Fomento.*
- *Cartografía digital vectorial por hojas BCV05– Instituto Cartográfico Valenciano.*
- *Ortofotos RGB – Instituto Cartográfico Valenciano*
- *Multiple Attribute Decision Making: Methods and Applications (1981) – Hwang, C.L. and Yoon, K.*
- *Aplicación del método TOPSIS en un proyecto de mejora continua (2017) – Academia Journals*



- *Análisis de los procesos constructivos cut and cover para evaluar el plazo y costo de la construcción de una estación subterránea típica (2023) – Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas*
- *Norma ADIF plataforma: Pasos Inferiores (NAP 2-0-0.5, 2019) – Administrador de Infraestructuras Ferroviarias.*
- *Norma ADIF plataforma: Apeos de vía (NAP 6-2-5.1, 2020) – Administrador de Infraestructuras Ferroviarias.*
- *Modificaciones y Reparaciones de Vía: Reparaciones en la Vía (NAV 7-6-0.1, 1994) – Administrador de Infraestructuras Ferroviarias.*
- *La construcción prefabricada de pasos inferiores al ferrocarril y puesta en obra mediante técnica de empuje o del cajón hincado (1989) – Ramón Escribano Méndez y Rafael López Palomar.*