



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ETS INGENIERÍA DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

TRABAJO DE FIN DE GRADO

DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO INFERIOR FERROVIARIO
EN PK 7+497 DE LA LÍNEA 3 DE FERROCARRILS DE LA
GENERALITAT VALENCIANA EN MELIANA (VALENCIA)

Presentado por

Martínez Silla, Ismael

Para la obtención del

Grado en Ingeniería Civil

Curso: 2020/2021

Fecha: Julio 2021

Tutor: César Cuesta García





ÍNDICE GENERAL

MEMORIA

ANEXOS

ANEXO Nº1. Reconocimiento fotográfico.

ANEXO Nº2. Antecedentes y documentación de partida: Estudio Geotécnico

ANEXO Nº3. Condicionantes técnicos y estudio de alternativas.

ANEXO Nº4. Comprobaciones geotécnicas de la solución adoptada.

ANEXO Nº5. Planos.

ANEXO Nº6. Valoración económica de la solución.

ANEXO Nº7. Relación de los Objetivos de Desarrollo Sostenible de la Agenda 2030 de Naciones Unidas.

ANEXO Nº8. Referencias.



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



MEMORIA

MARTÍNEZ SILLA, ISMAEL

Trabajo Final de Grado

Curso 2020/2021

Tutor: César Cuesta García

DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO INFERIOR FERROVIARIO EN PK 7+497 DE
LA LÍNEA 3 DE FERROCARRILS DE LA GENERALITAT VALENCIANA EN
MELIANA (VALENCIA)



INDICE

1. OBJETO	4
2. SITUACIÓN.....	4
3. ANTECEDENTES Y DOCUMENTACIÓN DE PARTIDA.....	6
3.1. ANTECEDENTES	6
3.2. DOCUMENTACIÓN DE PARTIDA	7
4. ESTUDIOS PREVIOS.....	7
4.1. GEOLOGÍA	7
4.1.1. ESTRATIGRAFIA	8
4.1.2. HIDROGEOLOGÍA.....	9
4.2. GEOTECNIA.....	11
4.2.1. PUNTOS DE RECONOCIMIENTO	11
4.2.2. TOMA DE MUESTRAS Y ENSAYOS DE LABORATORIO.....	12
4.2.3. DEFINICIÓN DE LAS UNIDADES GEOTÉCNICAS.....	12
4.2.4. NIVEL FREÁTICO	14
4.2.5. EXCAVABILIDAD DEL TERRENO	15
4.3. CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFIA	15
5. ANÁLISIS CRÍTICO DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO.....	15
5.1. ALCANCE DE LA CAMPAÑA GEOTÉCNICA	16
5.2. ENSAYOS REALIZADOS.....	18
5.3. PARÁMETROS DEL TERRENO NO JUSTIFICADOS.....	20
5.4. CORRECCIONES SPT.....	22
5.4.1. FACTOR DE CORRECCIÓN DEBIDO A LA ENERGIA DE IMPACTO	22
5.4.2. FACTOR DE CORRECCIÓN DEBIDO AL EFECTO DE LA SOBRECARGA DEL TERRENO....	22
5.4.3. FACTOR DE CORRECCIÓN DEBIDO A LA LONGITUD DEL VARILLAJE.....	23
5.4.4. VALORES CORREGIDOS N_{SPT}	24
5.5. SITUACIÓN DEL NIVEL FREÁTICO.....	24
5.6. CONCLUSIONES	25
6. CONDICIONANTES TÉCNICOS Y ESTUDIO DE ALTERNATIVAS	26
6.1. CONDICIONANTES TÉCNICOS.....	26
6.2. ESTUDIO DE ALTERNATIVAS	27
6.2.1. ALTERNATIVA 0	27
6.2.2. ALTERNATIVA 1	27
6.2.3. ALTERNATIVA 2	28



6.2.4.	ALTERNATIVA 3	29
6.3.	ANÁLISIS MULTICRITERIO.....	30
7.	DISEÑO GEOTÉCNICO DEL PASO INFERIOR.....	32
7.1.	DIMENSIONAMIENTO DEL CAJÓN.....	32
7.2.	ACCIONES SOBRE EL CAJÓN	35
7.2.1.	ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE.....	35
7.2.2.	ACCIONES VARIABLES.....	36
7.2.2.1.	CARGAS VERTICALES	36
7.3.	CÁLCULOS GEOTÉCNICOS.....	40
7.3.1.	SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO.....	40
7.3.2.	SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO.....	43
7.3.3.	SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO	43
7.3.4.	ESTIMACIÓN DE MOVIMIENTOS	44
7.3.5.	EMPUJE DE TIERRAS.....	44
8.	CONCLUSIONES.....	47



1. OBJETO

El presente Trabajo Final de Grado tiene como título “*Diseño geotécnico de un paso inferior ferroviario en P.K. 7+497 de la Línea 3 de Ferrocarrils de la Generalitat Valenciana en Meliana (Valencia)*”. La razón de este proyecto surge de la necesidad de mejora de la permeabilización que supone la barrera ferroviaria que divide el área urbana del municipio de Meliana, presentando el mismo trazado ferroviario ciertos pasos peatonales con determinados riesgos para los viandantes. Del mismo modo, el número de pasos a niveles ha ido disminuyendo en el tiempo junto con el establecimiento de medidas de protección en los pasos a nivel aún en servicio.

En dicho documento, se tratará la situación actual junto con los condicionantes presentes en el entorno con el objeto de definir una serie de alternativas del paso peatonal acorde con los mismos, que mediante criterios argumentados determinarán la solución óptima a la problemática existente.

El alcance del estudio no es otro que el cálculo geotécnico del cajón en su interacción con el terreno, sin ir más allá del proyecto de mayor envergadura que presentaría el estudio integral del paso peatonal. Así pues, el análisis geotécnico que se detalla en este trabajo es relativo a la estructura principal del paso peatonal, el cajón situado bajo el ferrocarril.

2. SITUACIÓN

La ubicación de la zona de actuación se encuentra en el término municipal de Meliana perteneciente a la provincia de València, concretamente en la comarca de l’Horta Nord. Dicho municipio forma parte del área metropolitana de la ciudad de València, situándose la capital valenciana al sur de Meliana a escasos kilómetros. Los municipios que limitan con Meliana al sur son Almàssera y Alboraià, al oeste con València, al norte con la localidad de Foios y limita con el Mar Mediterráneo al este.

La zona de trabajo como indica el propio título es en el P.K. 7+497 de la Línea 3 de la red de Metrovalencia perteneciente a Ferrocarrils de la Generalitat Valenciana (*Figura 2*). Este punto kilométrico coloca el paso inferior en un entorno urbano, a 160 metros de la estación de Meliana, la cual se ubica en el P.K. 7+337 dirección Foios.

La vía ferroviaria cruza el núcleo urbano por el cuadrante sudoeste dividiendo en dos partes el municipio. Con la nueva infraestructura inferior se llegaría a conectar las calles València e Isabel de Villena.



Figura 1. Foto satélite del municipio de Meliana. (Fuente: Institut Cartogràfic Valencià).



Figura 2. Foto satélite de la zona de actuación. (Fuente: Institut Cartogràfic Valencià).

La Línea 3 es una de las nueve líneas de la red Metrovalencia que da servicio a toda la población del área metropolitana de València y a la propia ciudad. Esta línea une el municipio de Rafelbunyol con la parada de Aeroport (Aeropuerto de València) con un recorrido de 24,7km con un total de 27 estaciones incluidas estas dos últimas. De estas estaciones, desde Aeroport a Alboraya-Peris Aragón son todas subterráneas, el resto hasta Rafelbunyol no lo son, incluida la de Meliana.

3. ANTECEDENTES Y DOCUMENTACIÓN DE PARTIDA

A continuación se reflejan los motivos que generan la necesidad de la obra del paso inferior objeto de este proyecto. A su vez, se indicará la documentación inicial para llevarlo a cabo.

3.1. ANTECEDENTES

El trazado de la vía de ferrocarril que cruza el núcleo urbano de Meliana supone una problemática de movilidad, la cual se debe a la poca permeabilidad que ofrece la infraestructura ferroviaria, ya que solo existe un paso peatonal para salvarla, y éste es un paso a nivel.

El análisis del cruce se detalla *“Informe sobre la Situación de los Pasos a Nivel Peatonales y los Pasos entre Andenes en FGV-València”* elaborado en 2016 por la Unidad de Ingeniería e I+D+i de FGV.

- Paso a nivel ME-4: situado en el P.K. 7+079 en el cruce con la carretera CV-300, permitiendo solo el paso de vehículos. Existe una cierta frecuencia de paso de peatones por dicho cruce a través del arcén. Como la plataforma es de vía única, la frecuencia de paso de trenes es moderada. El equipo técnico que realizó el informe clasificó a esta intersección como prioridad alta.
- Paso a nivel ME-3: ubicado en el P.K. 7+390 permitiendo el acceso a los andenes de la estación de Meliana como el cruce al otro lado del municipio. La intensidad media diaria de peatones califica a esta intersección como de alta densidad por ser el único paso a nivel peatonal habilitado. El cruce posee visibilidad y accesibilidad bien, del mismo modo, la frecuencia de paso de trenes es moderada al tratarse de vía única. El equipo técnico que realizó el informe clasificó a esta intersección como prioridad baja.

Por otro lado, la vigencia actual rige ciertos aspectos en cuanto subsistemas de naturaleza estructural, entre ellos uno que da razón al motivo de que se trate de un paso a distinto nivel. La *Llei 7/2018 de la Generalitat de Seguretat Ferroviària* indica que:

- Se prohíbe el establecimiento de nuevos pasos a nivel excepto carácter excepcional y causas justificadas (Art. 27.2).

Con los motivos aquí mencionados queda reflejado la necesidad de la ejecución del paso inferior peatonal ubicado en el P.K. 7+497 de la Línea 3 de Metrovalencia de FGV.

3.2. DOCUMENTACIÓN DE PARTIDA

Los antecedentes técnicos que se han tenido en cuenta para el desarrollo del Trabajo Final de Grado, proporcionados por el tutor del mismo, son los siguientes:

- Un estudio geotécnico que recoge resultados obtenidos de la misma zona de actuación del paso peatonal inferior. El conjunto de datos está compuesto por ensayos realizados tanto en campo como en laboratorio, los cuales se encuentran detallados en *Anexo Nº2. Antecedentes y Documentación de partida: Estudio Geotécnico.*
- Planos en planta y alzado del paso peatonal en su totalidad, añadiendo el plano de replanteo.
- Datos topográficos del entorno con las coordenadas que forman la base de replanteo.

4. ESTUDIOS PREVIOS

4.1. GEOLOGÍA

La región geológica valenciana pertenece al tramo suroriental de la Cordillera Ibérica denominada Rama Castellana de la Cordillera Ibérica, la cual fronteriza al sur con la Cordillera Bética en su zona prebética, y con su terminación morfológica frente al Mediterráneo.

El Instituto Geológico y Minero de España (IGME) sitúa Meliana en la Hoja 696 (Burjassot) del Mapa Geológico Nacional (MAGNA). Este mapa se distribuye a escala 1:50.000 donde se representa la naturaleza de los materiales que aparecen en la superficie terrestre, su distribución espacial y las relaciones geométricas entre las diferentes unidades cartográficas.

El informe relativo a dicha hoja determina que el periodo geológico corresponde al Cuaternario, característico por sedimentos detríticos, son aquellos depósitos formados a consecuencia directa de la sedimentación de las partículas con la pérdida de energía del medio de transporte. Los sedimentos cuaternarios presentan gran variedad litológica permitiendo agruparlos en tres grandes bloques: formaciones marino-continetales, formaciones marinas y formaciones mixtas continentales-marinas. La formación sedimentaria existente en el área de trabajo son los depósitos mixtos continentales-marinos, concretamente el material que aflora son los limos pardos (Q₂ I) como se visualiza en la siguiente figura:

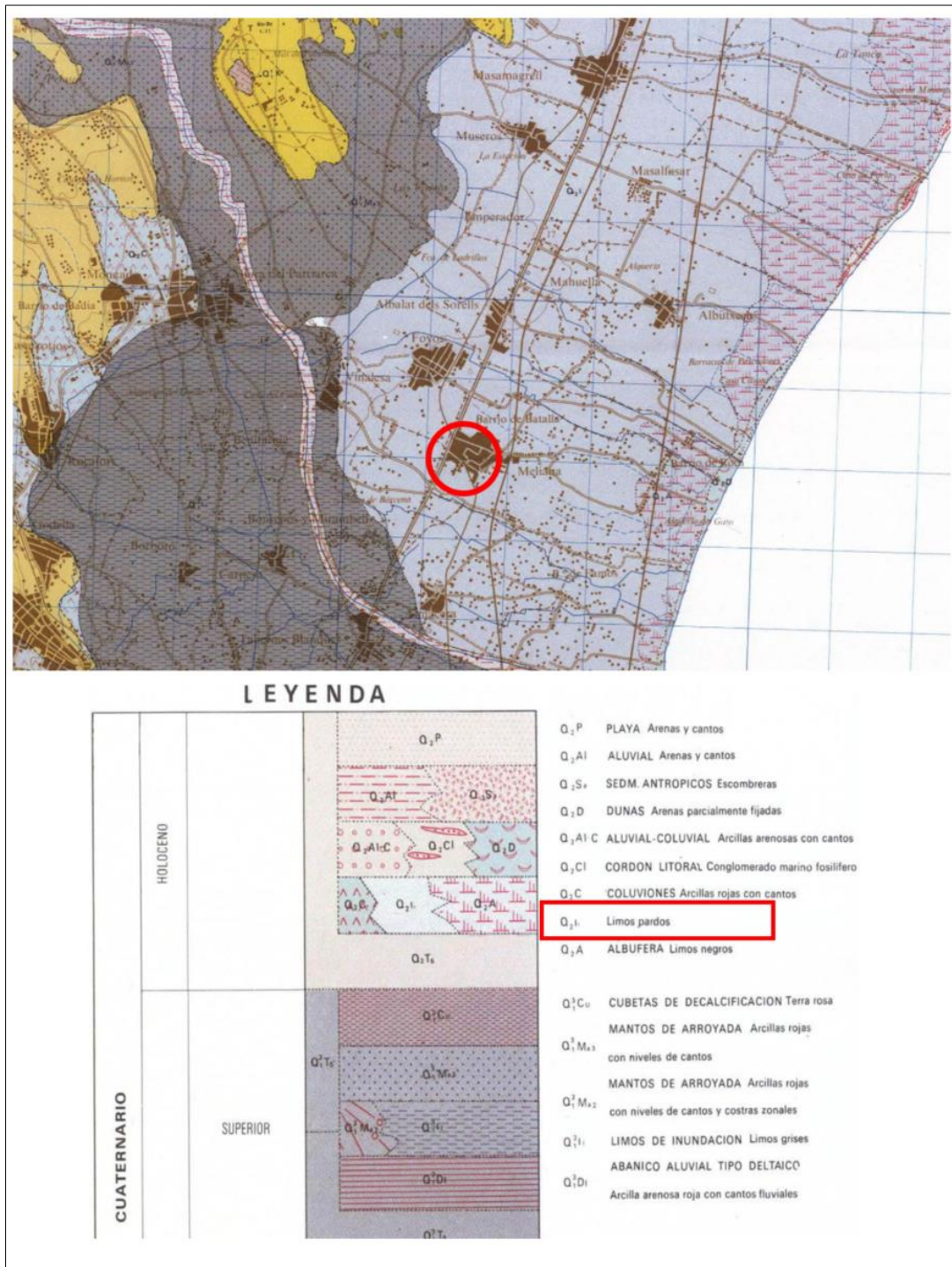


Figura 3. Marco geológico zona de Meliana. Hoja 696 del MAGNA, escala 1:50.000 (IGME).

4.1.1. ESTRATIGRAFIA

La zona norte de la Plana de Valencia presenta diversas unidades litológicas tanto del cuaternario como del terciario. Éstos vienen caracterizados en la memoria relativa de la Hoja 696 (Burjassot) como:

- Limos pardos ($Q_2 I$): material aflorante. Forman una amplia orla que rodea la albufera por su parte externa. Estos tienen bastante potencia y en algunos puntos poseen tonos rosados. Deben proceder del lavado de las arcillas rojas superiores.
- Mantos de arroyada. Arcillas rojas con niveles de cantos ($Q_1^3 M_{a2}$): corresponden a un depósito laminar formando una orla descendente en pendiente suave hacia el barranco de Carraixet. Constituido por arcillas rojas, con niveles de cantos y costras zonales discontinuas.
- Limos de inundación. Limos negros ($Q_1^3 I_1$): forman la parte superior del delta del Turia. Compuesto por limos arenosas grises.
- Calizas con gasteropodos y margas (T_{c1}^{BC}): corresponden al Terciario. Se suelen presentar con abundantes lentejones margo-arcillosos, de color blanco y frecuentemente carstificadas. Ocupan gran parte del sector occidental de la Hoja 696.

Con los cortes geológicos definidos en la Hoja 696 de ciertas zonas, se extrapola que la serie de las unidades litológicas expuesta pueda formar la columna estratigráfica de la zona de estudio.

4.1.2. HIDROGEOLOGÍA

La Directiva Marco del Agua denomina al acuífero presente en la zona como Sistema acuífero nº51. Plana de Valencia. El IGME, mediante el informe *Acuíferos Subterráneos de la Comunidad Valenciana. Características Hidrogeológicas e Hidroquímicas*, caracteriza al sistema como tipo multicapa, donde existen diferentes niveles de permeabilidad. Dichos niveles llegan a asociar a dos conjuntos. El acuífero superior formado por materiales detríticos cuaternarios alcanzando un espesor aproximado de 200 m. El acuífero inferior constituido mayoritariamente por intercalaciones margo-arcillosas, llegando este conjunto a un espesor de unos 600 m, que a la vez proporciona impermeabilidad al nivel superior.

El Mapa de Permeabilidades a escala 1:200.000 (IGME) califica la zona formada por formaciones detríticas como de media permeabilidad (*Figura 4*), característico de acuíferos cercanos a la costa, los cuales poseen una porosidad intergranular. La cercanía de la costa hace seguir el flujo subterráneo relativamente perpendicular a ésta.

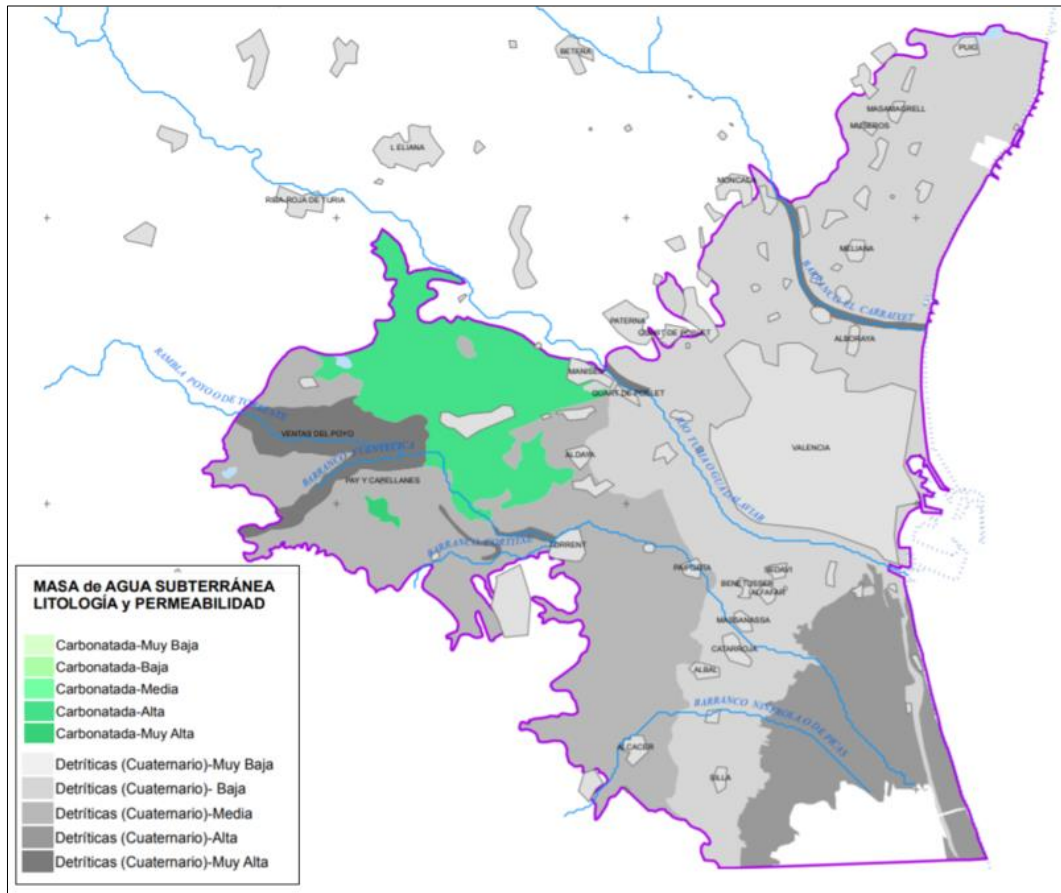


Figura 4. Mapa de permeabilidad de la MAS 080.141. Plana de Valencia Norte (IGME).

En cuanto a la piezometría, existe una red de pozos de control pertenecientes a la *Confederación Hidrográfica del Júcar (CHJ)* que representa el comportamiento de las masas de agua subterránea. El *Informe de Evolución de Niveles Piezométricos. Año Hidrológico 2018/2019*, muestra la evolución de la piezometría de todos los puntos de control. El punto de control situado en el municipio de El Puig de Santa María (código punto: 08-25-009) es el pozo operativo de la red más cercano a Meliana, además de situarse a escasos kilómetros de la costa, por lo que la cota piezométrica se supone que se encontrará a la misma cota. Desde que se tienen registros en este punto (1972) hasta la fecha, el nivel piezométrico se muestra constante con cotas que oscilan entre 4-6 m.s.n.m. De este modo, se extrae que la cota piezométrica en el municipio de Meliana no habrá variado significativamente en el tiempo, y que los datos tomados en El Puig de Santa María indican una semejanza característica de las zonas costeras.

Del estudio topográfico realizado en la zona de actuación, la cota de la superficie del solar varía entorno a los 14 m.s.n.m., y asumiendo una cota piezométrica de 5-6 m.s.n.m., la profundidad al que se encuentra el nivel freático respecto el solar es de 8-9 metros. Éste puede oscilar según varios factores como precipitaciones, escorrentías, sistemas acuíferos, etc.

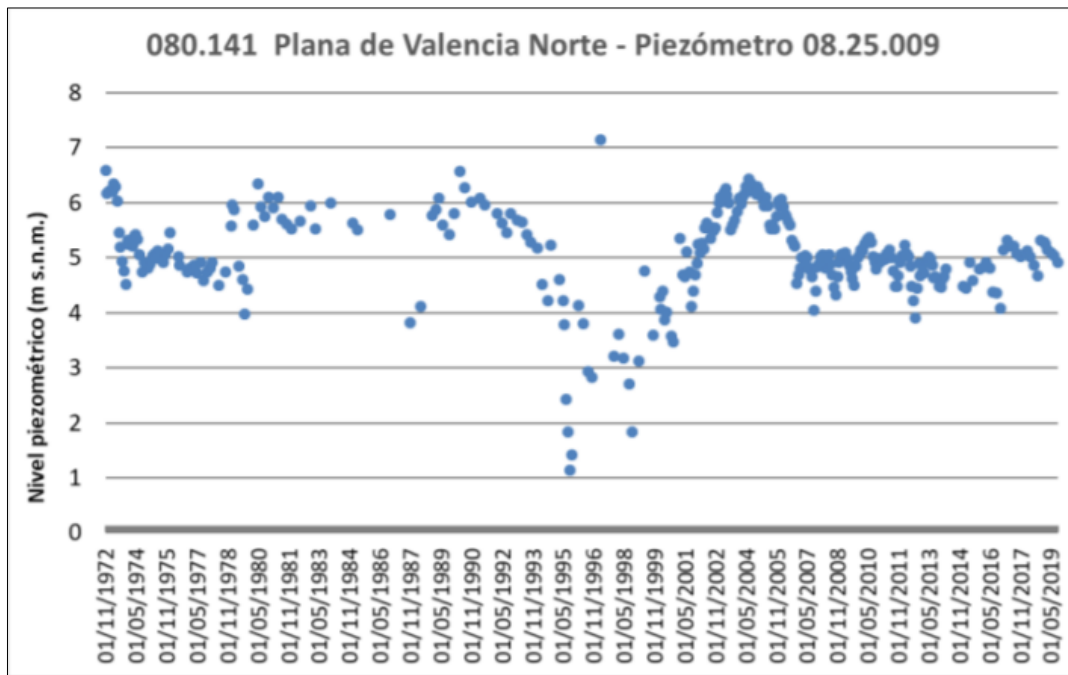


Figura 5. Evolución piezométrica en la zona de El Puig de Santa María. Piezómetro 08.25.009.

El estudio ya mencionado del CHJ, expresa en términos de explotación, que el acuífero de la Plana de Valencia Norte es excedentario y con una explotación del agua subterránea leve, ya que el abastecimiento de agua para los regadíos proviene del agua superficial del sistema del río Turia, por lo no presenta ningún problema relevante de intrusión salina.

4.2. GEOTECNIA

Los datos relativos en este apartado corresponden al estudio geotécnico realizado en octubre de 2019 por la empresa G2G GEOTÉCNIA Y MEDIO AMBIENTE S.L. en petición de CONSOMAR S.A., empresa encargada de la redacción del proyecto del paso inferior. Se puede visualizar con más detalle los datos en el *Anexo Nº2. Antecedentes y Documentación de partida: Estudio Geotécnico*.

4.2.1. PUNTOS DE RECONOCIMIENTO

La campaña de investigación ha consistido en la realización de dos puntos de reconocimiento, uno a cada lado de la vía ferroviaria, donde se pretende realizar el paso peatonal inferior. Los sondeos se han llevado hasta una profundidad variable entre 9,75 metros (Sondeo 1, S-1) y 8,05 metros (Sondeo 2, S-2) con respecto a la superficie del solar.

La realización de sondeos ha permitido la ejecución de ensayos de penetración dinámica (SPT) y la recogida de muestras inalteradas, a la vez que la determinación de la columna litológica del suelo.

	Coordenadas X	Coordenadas Y
Sondeo 1	727674	4378573
Sondeo 2	727697	4378573

Tabla 1. Coordenadas de los sondeos en referencia UTM Huso 30.

4.2.2. TOMA DE MUESTRAS Y ENSAYOS DE LABORATORIO

Para la definición de cada unidad geotécnica según su localización, tamaño y naturaleza se han realizado los siguientes ensayos en laboratorio.

SONDEO	COTA (m)	Granulometría de suelos por tamizados (UNE 103101:1995)	Límites cuchara de Casagrande (S/NLT 105 y NLT 106)	Contenido en sulfatos solubles en suelos (S/UNE 103201:1996; UNE 103201:2003)	Determinación de la densidad aparente y seca (UNE 103301:1994)	Corte directo de suelos CD (UNE 103301:1994)	Ensayo de rotura a compresión simple (UNE 103400:1993)
1	1,50	X	X				
1	3,10	X	X	X			
1	5,00	X	X		X		X
2	1,05	X	X	X	X	X	X

Tabla 2. Ensayos realizados en laboratorio.

4.2.3. DEFINICIÓN DE LAS UNIDADES GEOTÉCNICAS

A continuación se definen las unidades geotécnicas obtenidas con los resultados de los sondeos realizados:

Unidad geotécnica 0: Relleno y suelo vegetal: desde la superficie del solar hasta una profundidad de 0,7 metros, compuesto por material de relleno, zahorras y limos. Los parámetros geotécnicos obtenidos siguiendo recomendaciones del Código Técnico de la Edificación (CTE) son:

Parámetros geotécnicos	Valor
Peso específico (γ) (KN/m ³)	17
Ángulo de rozamiento efectivo (Φ')	15º
Cohesión efectiva (c') (KN/m ²)	-

Tabla 3. Parámetros geotécnicos. Unidad geotécnica 0.

Unidad geotécnica 1: Limos y gravas: bajo la anterior unidad geotécnica hasta una profundidad de 7,2-7,4 metros, compuesto de alternancias de limos y lentejones de grava calcárea sin seguir ninguna continuidad en profundidad ni en lateralidad. Los parámetros geotécnicos obtenidos siguiendo recomendaciones del CTE son:

○ Limos

Parámetros geotécnicos	Valor
Densidad húmeda (γ_H) (KN/m ³)	19
Densidad seca (γ_s) (KN/m ³)	17
Límite líquido	0-28
Índice de plasticidad	0-4
Ángulo de rozamiento efectivo (Φ')	28º
Cohesión efectiva (c') (KN/m ²)	10
Cohesión total (C_u) (KN/m ²)	50
Módulo de elasticidad de suelos (E) (KN/m ²)	10
Coefficiente de Poisson	0,30
Coefficiente de permeabilidad (Kz) (m/s)	10 ⁻⁶
Agresividad del suelo	NO

Tabla 4. Parámetros geotécnicos de los limos. Unidad geotécnica 1.

○ Gravas

Parámetros geotécnicos	Valor
Densidad húmeda (γ_H) (KN/m ³)	20
Densidad seca (γ_s) (KN/m ³)	18
Ángulo de rozamiento efectivo (Φ')	35º
Cohesión efectiva (c') (KN/m ²)	-
Módulo de elasticidad de suelos (E) (KN/m ²)	10
Coefficiente de Poisson	0,30
Coefficiente de permeabilidad (Kz) (m/s)	10 ⁻⁴
Agresividad del suelo	NO

Tabla 5. Parámetros geotécnicos de las gravas. Unidad geotécnica

El valor de golpeo promedio de los materiales de esta unidad geotécnica, resultado del ensayo de campo SPT, es $N_{30} = 13$.

En los ensayos de compresión simple realizados en laboratorio, se ha obtenido una resistencia de q_u variable entre 0,64-2,75 Kp/cm², con un valor promedio de $q_u = 1,7$ Kp/cm².

No se presenta agresividad por sulfatos para el hormigón en las muestras analizadas de los sondeos efectuados.

Unidad geotécnica 2: Arcillas: unidad más profunda, desde 7,2-7,4 metros hasta fin de sondeo (9,75 y 8,05 de profundidad en S-1 Y S-2 respectivamente).

El valor de golpeo promedio de los materiales de esta unidad geotécnica, resultado del ensayo de campo SPT, es $N_{30} = 3$.

De los trabajos de campos realizados y los resultados de laboratorio, siguiendo las recomendaciones del CTE, se detallan los parámetros geotécnicos de dicha unidad geotécnica.

Parámetros geotécnicos	Valor
Densidad húmeda (γ_H) (KN/m ³)	19
Densidad seca (γ_s) (KN/m ³)	16
Ángulo de rozamiento efectivo (ϕ')	18°
Cohesión efectiva estimada (c') (KN/m ²)	10
Módulo de elasticidad de suelos (E) (KN/m ²)	4
Coefficiente de Poisson	0,40
Coefficiente de permeabilidad (Kz) (m/s)	10 ⁻⁸

Tabla 6. Parámetros geotécnicos. Unidad geotécnica 2.

4.2.4. NIVEL FREÁTICO

Durante la realización del S-2 no se ha detectado presencia del nivel freático, no obstante en el S-1 sí se ha detectado a una profundidad de 6,3 metros con respecto a la superficie del solar. Se estima que oscile +/-1,5 metros, sin tener en cuenta periodos de precipitaciones, en estos casos puede ser mayor la oscilación.

Se realizó un análisis completo, según la Norma EHE-08, de una muestra tomada para obtener la agresividad de aguas al hormigón. Los resultados indican que las aguas freáticas analizadas presentan una agresividad débil para el hormigón, tratándose de un ambiente tipo Q_a , no

considerándose necesario el uso de aditivo sulfo-resistente para las estructuras que estén en contacto directo con el nivel freático.

4.2.5. EXCAVABILIDAD DEL TERRENO

Tanto el suelo superficial, como los limos y graves de la Unidad Geotécnica 1, serán fácilmente excavables con los métodos mecánicos convencionales.

La excavación en los niveles de gravas no se podrá realizar de forma directa, ya que las gravas podrían encontrarse sueltas y desmoronarse del talud generado, por lo que será necesario tablestacar los recintos de las excavaciones.

4.3. CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFIA

La base cartográfica optada es la *Base Cartogràfica CV05* del *Institut Cartogràfic Valencià*. En ocasiones, detallado anteriormente, para el estudio geológico de la zona se han tomado mapas del *Instituto Geográfico Nacional*, donde la zona del proyecto se sitúa en la Hoja 0696 de la Cuadrícula del Mapa Topográfico Nacional 1:50.000 (MTN50).

En cuanto a la topografía, al ser un trabajo docente no está al alcance la realización del levantamiento topográfico, por ello el tutor de este Trabajo Final de Grado facilitó una base topográfica del entorno de la zona de actuación. Dicha base consta del tramo de la Línea 3 de FGV y de su entorno correspondiente a la zona de actuación. Del mismo proyecto, también se ha facilitado el plano de replanteo con los puntos de replanteo y las bases para la realización del replanteo.

Toda la topografía proporcionada está basada en el sistema de coordenadas UTM (Huso 30) sobre el sistema de referencia ETRS89 (European Terrestrial Reference System 1989).

5. ANÁLISIS CRÍTICO DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO

El presente apartado tiene como objetivo analizar el estudio geotécnico anteriormente expuesto. Previa a la crítica, se ha interpretado el estudio en cuanto a los trabajos de campo realizados, la ubicación de éstos y la posterior caracterización de las muestras recogidas mediante ensayos en laboratorio. Tras dicha labor, se lleva a cabo el análisis del estudio basándose en la interpretación personal y con la ayuda de ciertas indicaciones relacionadas con la geotecnia y las cimentaciones.

Los documentos en que se basa gran parte el análisis crítico del estudio geotécnico son:

- Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera de la Dirección General de Tráfico (GCOC).

- Recomendaciones sobre la Campaña Geotécnica en los Proyectos de la Dirección General de Carreteras. Ministerio de Fomento.
- Documento Básico Seguridad Estructural. Cimientos (DB-SE-C, CTE, 2019).

Tener en cuenta que las referencias tomadas están en el contexto de un proyecto de un trazado de carretera o de edificaciones, por lo que en cuanto a se refiere al reconocimiento geotécnico y las acciones derivadas de éste, están integradas en una gran extensión de área de caracterización del terreno en comparación al trabajo que nos ocupa, siendo un área muy reducida.

5.1. ALCANCE DE LA CAMPAÑA GEOTÉCNICA

Los puntos de reconocimiento realizados y en los que se basa el estudio geotécnico son dos sondeos, uno a cada lado de la vía ferroviaria, donde se pretende realizar el paso peatonal inferior, como se aprecia en apartado anterior *4. Geotecnia* de esta misma memoria.

Las prospecciones que deben realizarse para caracterizar las unidades geotécnicas vienen recomendadas en el *apartado 7.2.1. de Recomendaciones sobre la Campaña Geotécnica en los Proyectos de la Dirección General de Carreteras*. Para pasos inferiores, la campaña consiste en una calicata acompañada de un ensayo de penetración dinámica en cada extremo del paso inferior, además de un sondeo aproximadamente en el centro del eje longitudinal del paso. La existencia de la infraestructura ferroviaria hace inviable la realización de un sondeo en el centro. El S-1 se realizó en la posición prevista del extremo suroeste, mientras que el S-2 no se pudo realizar en el otro extremo del paso a causa de la existencia de una edificación de pocas dimensiones que debe ser eliminada para la construcción del paso. Por lo tanto, se decidió ejecutar el S-2 en una parcela colindante sin edificar a escasos metros del extremo del paso inferior (véase el plano *Nº3 del Documento Nº2 Planos*).

Las calicatas no permiten el reconocimiento del terreno en profundidad como lo hacen los sondeos, llegan a profundidades máximas de 5 metros, insuficientes para la caracterización necesaria en este caso. No obstante, sí se realizan ensayos de penetración dinámica (SPT) en cada sondeo en el extremo del paso.

Así mismo, como se visualiza en la *Tabla 7*, la GCOC clasifica los reconocimientos en función de las condiciones de cimentación y la viabilidad del terreno (tabla 3.5 de la GCOC). La cimentación del cajón conduce a una cimentación usual y fácil de ejecutar, y en cuanto a la variabilidad del terreno, las características geotécnicas en cualquier punto de la actuación pueden predecirse interpolándolas mediante los sondeos obtenidos. Todo ello supone un reconocimiento de intensidad normal.

CONDICIONES DE CIMENTACIÓN	VARIABILIDAD DEL TERRENO		
	HETEROGÉNEO	NORMAL	HOMOGÉNEO
ADVERSAS	Especial	Intenso	Normal
NORMALES	Intenso	Normal	Reducido
FAVORABLES	Normal	Reducido	Esporádico

Tabla 7. Clases de reconocimiento (tabla 3.5. de la GCOC).

La misma GCOC indica los reconocimientos a ejecutar en un paso inferior en función de sus dimensiones (tabla 3.6., GCOC) representadas en la *Figura 6*, en la cual hace referencia a estructuras que se apoyan a lo largo de dos alineaciones paralelas. La geometría hace variar el alcance de la campaña geotécnica, especificada a continuación:

- Si la distancia entre alineaciones (B) es menor a 8 metros, se puede considerar como una sola alineación.
- En caso de considerar la estructura como una sola alineación, se recomienda un punto de reconocimiento por cada perfil transversal trazado al eje de la obra.
- Si la longitud de la obra (L) no sobrepasa los 20 metros, se recomienda que los puntos de reconocimiento se ubiquen en un solo perfil transversal.

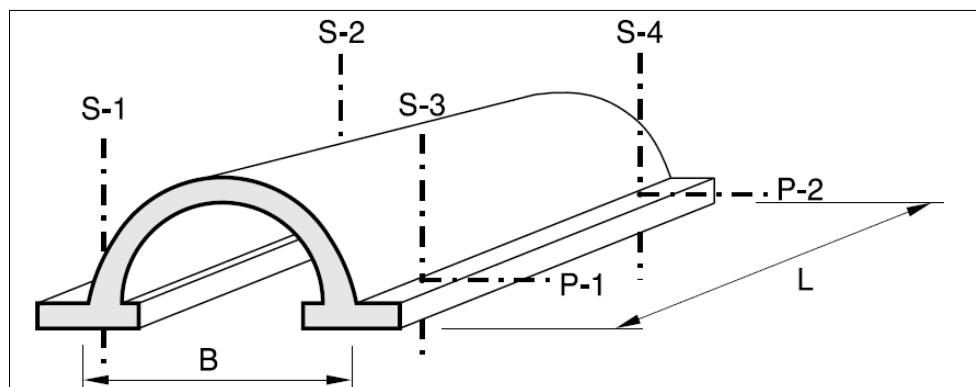


Figura 6. Puntos de reconocimientos en situaciones normales para pasos inferiores (tabla 3.6 de la GCOC).

El estudio geotécnico refleja las directrices de la Dirección Facultativa respecto las dimensiones del cajón, 6,3 x 9,3 m ($B \times L$), por lo que acorde con el criterio de campaña geotécnica, en este caso, se recomienda el trazado de un perfil de transversal y un punto de reconocimiento por perfil, el cual consta del respectivo sondeo y el ensayo de penetración.

De este modo, teniendo en cuenta el condicionante comentado del trazado ferroviario, que hace imposible este reconocimiento en la mitad del eje longitudinal de la obra, se procede al trazado de dos perfiles, uno en cada extremo de la obra.

La realización de ensayos de penetración dinámica (SPT) en varios niveles del terreno en los dos sondeos supera el criterio establecido por la GCOC (tabla 3.6 de la GCOC).

Por último, la cota de cimentación está fijada en 4,4 metros respecto la superficie del solar, tratándose de una cimentación superficial. El reconocimiento de una cimentación superficial debe alcanzar una profundidad mínima bajo el futuro plano de apoyo. Así lo recoge la GCOC Apartado 3.6.8.2.1, siendo la profundidad del reconocimiento en casos generales:

$$Z_{min} \geq 1,5 \cdot B$$

Siendo:

- Z_{MIN} : profundidad mínima de reconocimiento.
- B : ancho de la cimentación. En este caso, $B = 6,3m$.

El S-1 profundiza hasta una cota de $9,75m > 9,45m$. Cumple con la profundidad mínima.

El S-2 profundiza hasta una cota de $8,05m < 9,45m$. No cumple con la profundidad mínima.

Tras el análisis expuesto, se concluye que la amplitud e intensidad del reconocimiento geotécnico llevado a cabo se adecua favorablemente a este proyecto. En general, permite el conocimiento del terreno en las zonas de influencia de la cimentación, mediante una correcta amplitud en planta y una buena, pero incompleta, en profundidad. Hay que destacar que, en cuanto a la amplitud en profundidad, el S-2 no llega al requerimientos mínimo de profundidad.

5.2. ENSAYOS REALIZADOS

Como puede verse en la *Tabla 8*, el *DB-SE-C* refleja en su apartado 3.2.6. *Ensayos de laboratorio* el número orientativo de ensayos de laboratorio para cada unidad geotécnica que pueda verse afectada por las cimentaciones. Varía en función del grupo de terreno, en esta situación se trataría del grupo T-1 descritos como terrenos favorables (tabla 3.2. del DB-SE-C).

Tabla 3.7. Número orientativo de determinaciones in situ o ensayos de laboratorio para superficies de estudio de hasta 2000 m²

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

Tabla 8. Ensayos de laboratorio en función del grupo de terreno. (Tabla 3.7. DB-SE-C)

La GCOC especifica que la toma de muestra con la cuchara SPT debe ejecutarse con espaciamientos regulares y no sobrepasar espaciados de 3 metros. La regularidad de los ensayos SPT está en el orden de 1,5-2,0 metros entre ensayos (*apartado 3.6.9. Número de muestras ensayos*), por lo que cumple el criterio recomendado.

Además, añade la necesidad de la disposición de tres muestras representativas para cada unidad geotécnica, entendiéndose como muestra representativa aquella que ha sido alterada, pero conserva las propiedades básicas para poder identificar el material. Especifica la programación de los ensayos de laboratorio acuerdo con los siguientes criterios:

- Todas las muestras deben ser sometidas a ensayos de identificación sencillos (granulometría, límites de Atterberg).
- Al menos dos muestras representativas de cada terreno se someterán a ensayos más completos (mineralogía, pesos específicos).
- Deben determinarse la densidad y humedad natural de todas las muestras inalteradas.
- Cada unidad geotécnica debe caracterizarse con al menos dos ensayos de resistencia y deformabilidad en laboratorio.

Tomando las directrices expuestas y comparando con los ensayos de laboratorio de las muestras extraídas de la zona de actuación identificadas en la *Tabla 9*, se concluye:

- Unidad geotécnica 1: Limos y gravas: todos los ensayos realizados son muestras correspondientes a dicha unidad geotécnica. Sin embargo, se perciben carencias si se siguen los criterios anteriores. En cuanto a los ensayos de identificación, sí se llegan a realizar en todas las muestras y cumple el número orientativo de 3 determinaciones. Las muestras inalteradas han proporcionado los valores de dos ensayos de resistencia al corte directo, acorde al GCOC, pero no llegan a los 4 ensayos que indica el DB-SE-C.

No hay constancia de ningún ensayo que proporcionen los parámetros que definen la deformabilidad (módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson), cosa que tanto GCOC como DB-SE-C especifican un mínimo de ensayos de deformabilidad.

- Unidad geotécnica 2: Arcillas: no se realizó ningún ensayo en laboratorio de muestras correspondientes al estrato de arcillas. La formación empieza a partir de 7,2-7,4 metros y hasta que se dan por terminados los sondeos, por lo que este nivel se ve influenciado por la cimentación situada a la cota 4,4 metros como se ha demostrado anteriormente. Por lo tanto, los parámetros geotécnicos proporcionados en el estudio geotécnico relativos a dicha unidad han debido ser obtenidos por correlaciones mediante el único valor tomado en las arcillas, el valor N_{SPT} , o bien por recomendaciones en normativas. Cabe la posibilidad de que las propiedades hayan sido obtenidas por otros estudios cercanos a la zona de trabajo de proyectos ajenos o por la propia experiencia de la empresa geotécnica. Evidentemente no se cumple ningún criterio al no realizarse ensayo alguno en esta unidad geotécnica.

SONDEO	COTA (m)	Granulometría de suelos por tamizados (UNE 103101:1995)	Límites cuchara de Casagrande (S/NLT 105 y NLT 106)	Contenido en sulfatos solubles en suelos (S/UNE 103201:1996; UNE 103201:2003)	Determinación de la densidad aparente y seca (UNE 103301:1994)	Corte directo de suelos CD (UNE 103301:1994)	Ensayo de rotura a compresión simple (UNE 103400:1993)
1	1,50	X	X				
1	3,10	X	X	X			
1	5,00	X	X		X		X
2	1,05	X	X	X	X	X	X

Tabla 9. Ensayos realizados en laboratorio.

5.3. PARÁMETROS DEL TERRENO NO JUSTIFICADOS

El estudio geotécnico muestra parámetros del terreno, los cuales no se especifica el modo en que han sido obtenidos. Éstos pueden ser resultados de correlaciones a partir de otros datos, de valores orientativos recogidos en guías o por propia experiencia de la empresa geotécnica.

Los valores no justificados relativos a la Unidad Geotécnica 1 son el módulo de elasticidad (E) y el coeficiente de Poisson (ν). Se proponen a continuación ciertas correlaciones que mediante el valor N_{SPT} se obtiene el módulo de elasticidad:

- Para limos, limos arcillosos y limos arenosos, Bowles (1988) determina:

$$E (kPa) = 300 \cdot (N_{SPT} + 6)$$

- Para limos y mezclas ligeramente cohesivas, la agencia americana de carreteras AASHTO (1996) propone:

$$E \text{ (kPa)} = 400 \cdot N_{SPT}$$

Del mismo modo, en función del N_{SPT} se obtiene el módulo de deformación para la Unidad Geotécnica 2. El coeficiente de Poisson viene recomendado según el tipo de material junto a otro valores orientativos recogidos en el DB-SE-C, remarcándose en la siguiente tabla los correspondientes a la segunda unidad, ya que como se ha detallado, no se realizó ninguna parametrización del terreno en laboratorio.

Tabla D.23. Valores orientativos de N_{SPT} , resistencia a compresión simple y módulo de elasticidad de suelos			
Tipo de suelo	N_{SPT}	q_u (kN/m ²)	E (MN/m ²)
Suelos muy flojos o muy blandos	< 10	0 - 80	< 8
Suelos flojos o blandos	10 - 25	80 - 150	8 - 40
Suelos medios	25 - 50	150 - 300	40 - 100
Suelos compactos o duros	50 - Rechazo	300 - 500	100 - 500
Rocas blandas	Rechazo	500 - 5.000	500 - 8.000
Rocas duras	Rechazo	5.000 - 40.000	8.000 - 15.000
Rocas muy duras	Rechazo	> 40.000	>15.000

Tabla D.24. Valores orientativos del coeficiente de Poisson	
Tipo de suelo	Coficiente de Poisson
Arcillas blandas normalmente consolidadas	0,40
Arcillas medias	0,30
Arcillas duras preconsolidadas	0,15
Arenas y suelos granulares	0,30

Tabla D.26. Valores orientativos de densidades de suelos		
Tipo de suelo	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
Grava	20 - 22	15 - 17
Arena	18 - 20	13 - 16
Limo	18 - 20	14 - 18
Arcilla	16 - 22	14 - 21

Tabla D.27. Propiedades básicas de los suelos			
Clase de suelo		Peso específico aparente (kN/m ³)	Ángulo de rozamiento interno
Terreno natural	Grava	19 - 22	34° - 45°
	Arena	17 - 20	30° - 36°
	Limo	17 - 20	25 - 32°
	Arcilla	15 - 22	16° - 28°
Rellenos	Tierra vegetal	17	25°
	Terraplén	17	30°
	Pedraplén	18	40°

Tabla D.28. Valores orientativos del coeficiente de Permeabilidad	
Tipo de suelo	k_z (m/s)
Grava limpia	> 10 ⁻²
Arena limpia y mezcla de grava y arena limpia	10 ⁻² - 10 ⁻⁵
Arena fina, limo, mezclas de arenas, limos y arcillas	10 ⁻⁵ - 10 ⁻⁹
Arcilla	< 10 ⁻⁹

Tabla 10. Valores orientativos según el tipo de suelo. (DBSE-C, CTE).

5.4. CORRECCIONES SPT

El ensayo SPT es uno de los más extendidos en el ámbito de la geotecnia, permitiendo así establecer diversas correlaciones empíricas para obtener propiedades específicas del terreno. Los resultados del SPT son afectados por ciertos factores tanto del sistema del ensayo como del propio terreno, por lo que es necesario corregir el valor N_{SPT} previamente al uso en las correlaciones. Sin las correcciones, se puede llegar a sobrestimar o subestimar la resistencia del subsuelo, lo que conlleva un sobredimensionado de la cimentación y la ineficiencia económica consecuente, o del modo contrario, una cimentación insuficiente que suponga problemas estructurales a posterior.

Analizado el estudio geotécnico, el valor N_{SPT} no ha sido corregido por ningún factor. De este modo, se aplicarán ciertas correcciones detalladas a continuación.

Existe una abundante bibliografía de correcciones para el ensayo, pero se seguirán los factores de corrección establecidas de la norma UNE-EN ISO 22476-3:2006 que sean aplicables en el caso que nos ocupa.

5.4.1. FACTOR DE CORRECCIÓN DEBIDO A LA ENERGÍA DE IMPACTO

Corrección que se debe mayormente a pérdidas por rozamiento, causando que la energía teórica de golpeo no corresponda a la energía transmitida.

El factor de corrección viene dado por la relación:

$$\frac{Er}{60}$$

Siendo:

- Er : porcentaje de energía de golpeo obtenida con los métodos automáticos.
Se aceptan los siguientes valores en función de la profundidad del ensayo:

- Entre 2-6 metros: $Er/60 = 1,1$

- Entre 6-10 metros: $Er/60 = 1,25$

5.4.2. FACTOR DE CORRECCIÓN DEBIDO AL EFECTO DE LA SOBRECARGA DEL TERRENO

El valor N_{SPT} está influenciado por las sobrecargas debidas al peso de las tierras que según norma, el factor es de 1,0 para tensiones verticales efectivas de 100 KPa a la profundidad de ensayo realizado. Se acepta la siguiente relación:

$$Cn = (98/p')^{0.5}$$

Siendo:

- C_n : factor de corrección por tensión vertical debida a la sobrecarga del terreno.
- p' (KPa): tensión vertical efectiva a la profundidad de ensayo.

La norma establece que valores $C_n > 2$ no deben aplicarse a la corrección, y preferiblemente que no sean mayores a 1,5. A efectos prácticos, los valores obtenidos mayores a 1,5 se les dará este valor.

Sondeo	Profundidad (m)	p' (KPa)	C_n
S-1	1,50	29,25	1,8
S-1	3,10	60,45	1,2
S-1	5,00	97,50	1,0
S-1	7,60	148,2	0,8
S-1	9,30	181,35	0,7
S-2	1,05	19,95	2,2
S-2	3,20	60,80	1,2
S-2	5,05	95,95	1,0
S-2	7,60	144,4	0,8

Tabla 11. Factores de corrección debido al efecto de la sobrecarga del terreno.

5.4.3. FACTOR DE CORRECCIÓN DEBIDO A LA LONGITUD DEL VARILLAJE

Corrección por pérdidas de energía por longitud de varillaje. Cuanta más longitud mayor es el peso de caída, por lo tanto, a mayor de profundidad existe un menor valor de la relación masa de golpeo y la masa realmente golpeada.

Se considerará, a efectos prácticos, la longitud de varilla como la profundidad a la que se realizó cada ensayo SPT.

Longitud de varilla	Factor de corrección a
>10 m	1,0
6 a 10 m	0,95
4 a 6 m	0,85
<4 m	0,75

Tabla 12. Factores de corrección debido longitud del varillaje. (UNE-EN-ISO-22476-3:2006)

5.4.4. VALORES CORREGIDOS N_{SPT}

Detallados los factores de corrección recogidos en la norma UNE-EN-ISO 22476-3:2006, se dan los valores N_{SPT} corregidos en la *Tabla 13*, siguiendo la siguiente corrección:

$$N_{60} = N \cdot \frac{Er}{60} \cdot a \cdot Cn$$

Siendo:

- N_{60} : valor normalizado SPT.
- N : valor N de campo obtenido en el SPT.
- Er : factor de golpeo transmitido.
- a : factor por la longitud del varillaje.
- Cn : factor por la sobrecarga del terreno.

Sondeo	Profundidad (m)	$Er/60$	a	Cn	N_{SPT}	N_{60}
S-1	1,50	1,1	0,75	1,5	18	22
S-1	3,10	1,1	0,75	1,2	9	9
S-1	5,00	1,1	0,85	1,0	12	11
S-1	7,60	1,25	0,95	0,8	5	5
S-1	9,30	1,25	0,95	0,7	1	1
S-2	1,05	1,1	0,75	1,5	16	20
S-2	3,20	1,1	0,75	1,2	20	18
S-2	5,05	1,1	0,85	1,0	3	3
S-2	7,60	1,25	0,95	0,8	4	4

Tabla 13. Valores SPT corregidos en función de los factores nombrados.

El valor de golpeo promedio corregido correspondiente a la Unidad Geotécnica 1 es $N=14$.

El valor de golpeo promedio corregido correspondiente a la Unidad Geotécnica 2 es $N=3$.

5.5. SITUACIÓN DEL NIVEL FREÁTICO

El estudio geotécnico muestra las columnas formadas por las diferentes unidades geotécnicas de cada sondeo y los niveles en la que se halla el nivel freático, siendo las siguientes cotas donde se detectó el nivel freático:

- S-1. Cota: 6,50 metros.
- S-2. No se detectó el nivel freático.

Además, se añaden las probables oscilaciones del nivel de agua en un orden de +/- 1,5 metros. No se detalla más información o ningún ensayo adicional a modo de esclarecer la situación del

nivel freático. Su no presencia en los 8,05 metros perforados del S-2, deja cierta incertidumbre en cuanto al nivel freático. Con esta información se requieren datos adicionales para conocer si el nivel de agua puede aproximarse a cota de cimentación de la losa.

Al atravesar el nivel freático, hubiera sido conveniente la colocación de un tubo ranurado de PVC o metálico desde la base del sondeo hasta cota 0 metros, permitiendo así su medición y las fluctuaciones ocurridas en días posteriores a los sondeos.

5.6. CONCLUSIONES

Tras el análisis crítico del estudio geotécnico, enfocado en varios aspectos, se recogen las conclusiones que se han extraído con el fin de proporcionar con claridad el conjunto de deficiencias que presenta el estudio.

La campaña geotécnica se adecua correctamente a las condiciones que se presentan en este proyecto. Siguiendo recomendaciones de guías, el reconocimiento del terreno concuerda en amplitud e intensidad con la influencia que generará la cimentación en la cota prevista. En cuanto a la amplitud en profundidad, el S-2 no llega al requerimiento mínimo de profundidad.

Todas las muestras analizadas en laboratorio corresponden únicamente al nivel de limos-gravas. Se ha evidenciado la falta de ensayos en laboratorio que parametricen la deformabilidad del terreno, proporcionando el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson. Respecto la unidad geotécnica arcillosa, la parametrización del terreno proporcionada no corresponden a resultados obtenidos en laboratorio, ninguna muestra de dicha unidad ha sido analizada. Se supone que las propiedades corresponden a correlaciones o a otros estudios geotécnicos realizados cercanos a la zona de estudio. Antes del comenzamiento de la obra deberían realizarse una campaña geotécnica adicional para cubrir las carencias analizadas con los siguientes ensayos:

- Unidad geotécnica 1: Limos y gravas: ensayos de deformabilidad para caracterizar la deformabilidad del suelo.
- Unidad geotécnica 2: Arcillas: ensayos de identificación, ensayos de deformabilidad mediante, ensayo de resistencia a compresión simple, ensayo de resistencia al corte.

La norma UNE-EN ISO 22476-3:2006 establece las correcciones que deben hacerse a los valores obtenidos en los SPT debido a factores tanto del sistema de hincado como del terreno. Una vez comprobado la no corrección de estos valor en el estudio, se corrigen los valor SPT siendo:

- Unidad geotécnica 1: Limos y gravas. $N_{SPT} = 14$.
- Unidad geotécnica 2: Arcillas. $N_{SPT} = 3$.

No existe claridad en cuanto a la situación del nivel freático proporcionada por los sondeos. Es necesario caracterizarlo debido a las oscilaciones que puedan presentarse y que afecten a la cimentación del cajón.

6. CONDICIONANTES TÉCNICOS Y ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

A continuación se estudian las diferentes posibilidades constructivas para la ejecución del paso inferior, donde posteriormente, mediante un análisis multicriterio se determina la alternativa más eficiente, aquella que necesita el menor número de medios a menor precio. La valoración de cada alternativa está condicionada por criterios económicos, sociales, temporales, funcionales y de seguridad, los cuales tienen un determinado peso en la puntuación final de las opciones constructivas. Toda la información detallada relativo a este apartado se encuentra en el *Anexo N^º3. Condicionantes técnicos y estudio de alternativas.*

6.1. CONDICIONANTES TÉCNICOS

El entorno urbano donde se desarrollará la obra es un importante condicionante a la hora de estudiar las opciones de puesta en obra del cajón, donde está presente la afección a la población que pueda originarse como problemas de movilidad en la población, ruido, levantamiento de polvo o servicios afectados entre otros. El servicio afectado que se tiene en cuenta en el desarrollo de las alternativas es la interrupción del tráfico ferroviario que pueda ocasionarse y en qué modo repercute tanto a los usuarios como a FGV.

Como se refleja en el *Estudio Geotécnico*, la excavación a niveles de gravas no se puede ejecutar de forma directa, la posibilidad de que éstas se encuentren sueltas puede desmoronar el talud generado, por lo que es necesario la hinca de tablestacas en el recinto de la excavación. El mismo documento especifica una geometría del cajón por parte de la Dirección Facultativa de:

- Cota de cimentación de la solera: 4,4 metros.
- Anchura y longitud del cajón, 6,3 y 9,3 metros respectivamente. No se especifican espesores ni gálibo vertical.

No se opta por la ejecución del cajón `in situ´ por razones medioambientales, de calidad y temporales. Las labores de encofrado y vertido ocasionan determinados residuos y generan ruido, mientras que el proceso en fábrica garantiza la alta calidad del producto y la entrega del mismo en el momento oportuno ahorrando plazos de ejecución en la obra.

En el desarrollo de las alternativas no se tiene en cuenta el diseño de los accesos que componen el paso inferior en su totalidad, ni los cálculos ni costes derivados de éstos, ya que están fuera del alcance de este Trabajo Final de Grado. No obstante, sí está presente en el diseño del cajón la geometría de los accesos para que concuerden con la del cajón, detallado en el apartado *7. Diseño geotécnico de la solución adoptada* de esta mismo memoria.

6.2. ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

Las alternativas planteadas objeto de este estudio son las siguientes:

- Alternativa 0: No se realiza ninguna intervención.
- Alternativa 1: Colocación del cajón con corte de vía.
- Alternativa 2: Ripado de vía.
- Alternativa 3: Apeo de vía y empuje del cajón.

6.2.1. ALTERNATIVA 0

La alternativa de no proceder a la realización de un paso inferior supone que la situación actual de la escasa permeabilización causada por el trazado ferroviario no varíe, lo que conlleva un continuo riesgo para los transeúntes.

Esta opción no se contemplará en el análisis multicriterio, no siendo objeto de este proyecto.

6.2.2. ALTERNATIVA 1

Esta alternativa consta en el corte de vía y posteriormente la colocación del cajón prefabricado en posición definitiva.

El corte de vía conlleva el desmantelamiento de la superestructura ferroviaria de la zona de afección, con levantamiento de carril, traviesa y balasto, además de la catenaria que es necesaria desarticularla para facilitar las labores de hinca de tablestacas y puesta del cajón prefabricado. Previa a la excavación, se hincan pantallas de tablestacas de longitud total de 10 metros en todo el recinto, para posteriormente excavar el foso que albergará el cajón, el cual una vez colocado por secciones, se rellena el trasdós con el propio materiales de la excavación con su debida compactación. Por último, se procede a la restitución de todos los elementos de la superestructura ferroviaria que se hayan visto afectados.

Se estima que el plazo de ejecución de la obra alcance la semana de duración con jornadas continuas. De este modo, el tráfico ferroviario se interrumpirá a lo largo de este periodo, planteando como solución una flota de autobuses que den servicio al tramo afectado conectando la estación de Meliana con la estación de Almàssera.

A continuación, se especifican las ventajas e inconvenientes que presenta esta alternativa:

- Ventajas:
 - El corte de vía minimiza la duración de la obra.
 - La área de afección urbana es menor debido a que la obra se ejecuta en el lugar del trazado.

- Inconvenientes:
 - Interrupción del tráfico ferroviario.
 - Ingresos de explotación disminuyen por el corte de vía.
 - El usuario se ve perjudicado por el cambio de transporte para salvar el corte.

El Presupuesto Ejecución Material (PEM) de la Alternativa 1 asciende a la cantidad de 86.262,09€.

6.2.3. ALTERNATIVA 2

Propuesta que se caracteriza por el ripado de vía para permitir la colocación de una parte del cajón y posteriormente trasladar la vía a su trazado original para ejecutar la parte definitiva.

La primera fase consta de la traslación transversal de la vía en un máximo de 5 metros, por lo que el margen ganado permite situar 4,4 metros cajón de los 9,3 metros de longitud total. La inestabilidad de las gravas obliga a la hinca de tablestacas en el recinto de excavación a una profundidad de 10 metros sin interferir en los elementos de la superestructura ferroviaria.

Situada la primera sección, se procede a la segunda fase, la cual consta del ripado de la vía a su trazado original, apoyándose la superestructura ferroviaria sobre el mismo cajón colocado anteriormente. Colindante a ésta, se excava el foso donde se dispone la parte definitiva de la estructura con la ayuda de tablestacas para contener las tierras.

El ripado de vía obliga la interrupción del paso de trenes durante dos o tres días, cubriendo el tramo afectado una serie de autobuses que conecten las estaciones de Meliana y Almàspera en este periodo de tiempo.

El plazo de ejecución estimado de la puesta en obra del cajón y la restitución del trazado ferroviario es de 3 semanas, incluyendo jornadas continuas en los ripados de vía para disminuir el tiempo de corte de tráfico.

A continuación, se especifican las ventajas e inconvenientes que presenta esta alternativa:

- Ventajas:
 - No precisa el corte de vía para la colocación del cajón.
 - El periodo de corte de paso de trenes es menor.

- Inconvenientes:
 - Ocupa una gran superficie urbana para llevar a cabo la obra.
 - Necesidad de trasladar la vía, conllevando labores más difíciles.
 - Mayor coste de obra.
 - Las dos fases suponen mayor duración de vía que el resto de las alternativas.

- La interrupción del paso de trenes obliga a operar con flota de autobuses para dar servicio a los usuarios.

El Presupuesto Ejecución Material (PEM) de la Alternativa 2 asciende a la cantidad de 178.826,32 €.

6.2.4. ALTERNATIVA 3

La alternativa planteada consta del apeo de vía para garantizar su estabilidad para así proceder a la hinca del cajón en su totalidad bajo la vía mediante empuje oleodinámico. Esta propuesta posee la gran ventaja de no necesitar cortar el tráfico ferroviario.

El apeo de vía está formado por una serie de vigas transversales a la vía donde se apoya el emparrillado, estando a la vez estas vigas transversales apoyadas sobre unas vigas longitudinales sobre el terreno que aseguran la estabilidad de la vía durante el paso de trenes. Ejecutado el apeo, se procede al excavación del foso donde se albergará la estructura de empuje formada por el muro de empuje, la solera de deslizamiento y las guías laterales. Sobre este conjunto estructural se colocará el cajón para ser empujado por los gatos hidráulicos colocados en el muro de empuje a la vez que se excava el frente de empuje desde dentro del mismo cajón.

Durante el empuje del cajón, se fija una velocidad de circulación de trenes de 10.15 km/h por motivos de seguridad tanto ferroviaria como en la obra.

El plazo de ejecución de la obra estimado es de 5 semanas.

A continuación, se especifican las ventajas e inconvenientes que presenta esta alternativa:

- Ventajas:
 - Eliminación de actuaciones que precisen corte de vía.
 - No se ve interrumpido el tráfico ferroviario consecuentemente.
 - No es necesaria la actividad laboral nocturna para minimizar tiempos.
- Inconvenientes:
 - Mayor área de afección urbana para ejecutar la obra.
 - La duración de la obra aumenta debido al empuje de la estructura.

El Presupuesto Ejecución Material (PEM) de la Alternativa 3 asciende la cantidad de 170.338,02€.

6.3. ANÁLISIS MULTICRITERIO

Expuestas las alternativas constructivas viables se procede a la fase comparativa para la determinación de la solución óptima mediante un análisis regido por aspectos que influyen en la toma de decisión del proyecto a realizar.

Estos aspectos responden a diversos criterios de diferente naturaleza los cuales se les ha atribuido un peso:

CRITERIO	PESO
ECONÓMICO	40%
TEMPORAL	20%
SOCIAL	20%
FUNCIONAL	10%
SEGURIDAD	10%

En cada criterio actúan diversos indicadores con sus determinados pesos para valorar con más detalle el conjunto de la actuación. Los indicadores que se van a estudiar son los siguientes:

CRITERIOS	INDICADORES
CRITERIO ECÓNOMICO 40%	<ul style="list-style-type: none">- <u>Valoración económica de la obra.</u> (30%): uno de los indicadores con mayor peso en el presente análisis, ya que el coste de la obra influye con importancia en la toma de decisiones.- <u>Ingresos de explotación de FGV</u> (10%): el corte de vía supone una reducción de usuarios y por tanto de ingresos. La flota de autobuses que hagan el servicio Meliana-Almàssera no garantiza que se mantengan el mismo número de usuarios.
CRITERIO TEMPORAL 20%	<ul style="list-style-type: none">- <u>Plazo de ejecución de la obra</u> (20%): la duración de las labores repercute en el coste económico y en las molestias generadas a los habitantes y usuarios.

CRITERIO SOCIAL 20%	- <u>Afección al entorno urbano</u> (20%): se valúan los problemas derivados por las obras que llegan a afectar a la confortabilidad de los habitantes, como alteraciones en el ambiente urbano como ruido, levantamiento de polvo etc.
CRITERIO FUNCIONAL 10%	- <u>Efectos interrupción ferroviaria</u> (10%): Aunque presente similitudes, no se debe confundir con el indicador de <i>Ingresos de explotación de FGV</i> . El origen, el corte de vía, es el mismo, pero este indicador valúa la molestia generada al usuario de la red de metro por el corte de vía y el consecuente transbordo en autobús.
CRITERIO DE SEGURIDAD 10%	- <u>Seguridad ferroviaria</u> (10%): se valúa la seguridad de la operación ferroviaria en el tramo afectado durante la ejecución de la obra.

Tabla 14. Indicadores de cada criterio del análisis multicriterio.

A cada indicador se le debe atribuir un valor entre 0 y 10, siendo 10 la puntuación máxima cuando se den las condiciones más favorables y 0 la puntuación mínima cuando se den las condiciones pésimas. En el apartado relativo al análisis multicriterio del *Anexo Nº3. Condicionantes técnicos y estudio de alternativas*, se especifica para cada indicador en que caso asignar un valor de 0 o 10. Del mismo modo, se justifica el valor otorgado a los indicadores en las tres alternativas.

La puntuación total de cada alternativa es la siguiente:

CRITERIOS	INDICADORES	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2	ALTERNATIVA 3
		(Corte de vía)	(Ripado de vía)	(Empuje de cajón)
ECONÓMICO	Valoración económica de la obra: 30%	8	2	3
	Ingresos explotación de FGV: 10%	4	4	10
TEMPORAL	Plazo de ejecución: 20%	8	6	5
SOCIAL	Afección al entorno urbano: 20%	3	2	5
FUNCIONAL	Efectos interrupción ferroviaria: 10%	3	3	10
SEGURIDAD	Seguridad ferroviaria: 10%	10	6	6
PUNTUACIÓN TOTAL		6,3	3,5	5,5

Tabla 15. Valoración de los indicadores para cada alternativa.

Asignados los valores a cada indicador, la alternativa con mayor puntuación es la Alternativa 1, siendo la solución adoptada del corte de vía y la colocación del cajón en su totalidad.

7. DISEÑO GEOTÉCNICO DEL PASO INFERIOR

En este último apartado se abordará el diseño definitivo de la estructura principal del paso, el cajón. La definición de la geometría del marco y los cálculos geotécnicos reflejados en detalle en el *Anexo Nº4. Comprobaciones geotécnicas de la solución adoptada*, no dependen de la solución constructiva determinada en el estudio de alternativas, ya que la puesta en obra del cajón consta de secciones prefabricadas entre 2 y 2,5 metros para facilitar la colocación y es independiente del método constructivo ya que no interfiere en ningún proceso de las alternativas.

El capítulo se estructura en un predimensionamiento del marco, con el posterior cálculo de cargas que recibe y las comprobaciones pertinentes siguiendo la *Guía de Cimentaciones de Obras en Carretera (GCOC)* y el *Documento Básico de Seguridad Estructural. Cimientos (DBSE-C, CTE)*.

7.1. DIMENSIONAMIENTO DEL CAJÓN

Para definir la geometría del marco se hace uso del documento *Colección de Pequeñas Obras de Paso. Obras de Paso de Carretera*, como recomendación, el cual recoge diversos tipos de marcos según la geometría que se persiga y el tipo de terreno donde se vaya a implementar.

Previamente a entrar en la definición, es necesario fijar ciertas dimensiones que regirán el diseño definitivo:

- Cajón y accesos
 - o Escaleras. Anchura de 2,17 metros.
 - o Ascensor. Anchura de 3,60 metros.
 - o Longitud del cajón: 9,3 metros.
 - o Anchura del cajón (incluidos hastiales): 6,3 metros.
 - o Cota de cimentación: 10,20 m.s.n.m.
 - o Cota superficie del solar: 14,60 m.s.n.m.

- Superestructura ferroviaria
 - o A falta de datos específicos, la cota de apoyo de la superestructura ferroviaria se considera la cota de la superficie del terreno: 14,60 m.s.n.m.
 - o Cota de la cabeza de carril UIC-54: 15,42 m.s.n.m.

De estas cotas y dimensiones, se extrae que la distancia vertical entre la cota de cimentación del cajón y la cota de apoyo de la superestructura ferroviaria es de 4,40 metros.

El documento referenciado, *Colección de Pequeñas Obras de Paso. Obras de Paso de Carretera*, establece caracterizar tanto el terreno de terraplén como el terreno de cimentación (tabla 2.8 y tabla 2.11., respectivamente, de la colección). Atendiendo a los parámetros del *Estudio Geotécnico* se clasifica el terreno de terraplén como T2 y el terreno de cimentación como C-3. También especifica el tipo de zanja a realizar, como en el caso que nos ocupa es una excavación mediante tablestacado, no se tiene en cuenta este factor. Por último, también influye la altura del terreno sobre el dintel, no previéndose un espesor mayor a 0,5 metros. Fijadas las variables que determinan la geometría del marco, se dispone a seleccionar el marco en los anexos de la misma colección.

En la siguiente figura se detalla la geometría del Marco Tipo 11, que está diseñado en función de todos los factores comentados anteriormente.

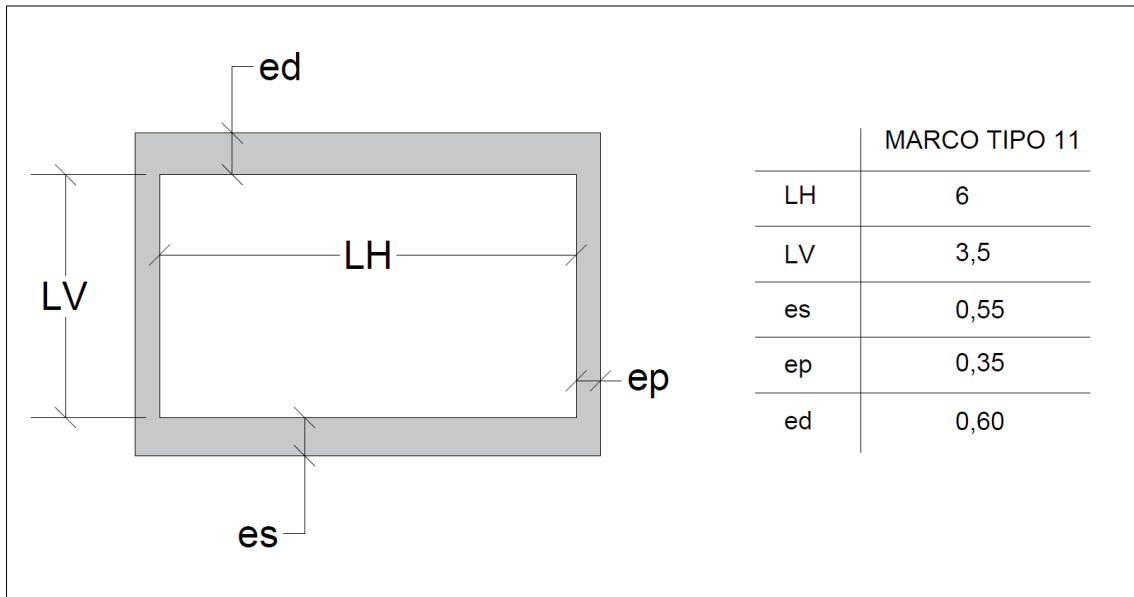


Figura 8. Dimensiones Marco Tipo 11 de la Colección de Pequeñas Obras de Paso.

Tomando estas dimensiones de partida como diseño definitivo de la sección del cajón quedarían las siguientes dimensiones en sección:

- Anchura total del cajón: 6,7 metros.
- Altura total del cajón: 4,65 metros.

Considerando las dimensiones de los accesos y el ancho del cajón de 6,3 m como fijas, es necesario reducir los 6,7 metros de anchura del Marco Tipo 11. Reduciendo la luz libre a 5,6 m es posible intercalar un hastial con el ancho del hueco del ascensor, no llegando a interferir en la funcionalidad del mismo ni siendo necesario reducir el espesor de los hastiales. De este modo, se muestra un croquis en planta de las dimensiones definitivas del cajón:

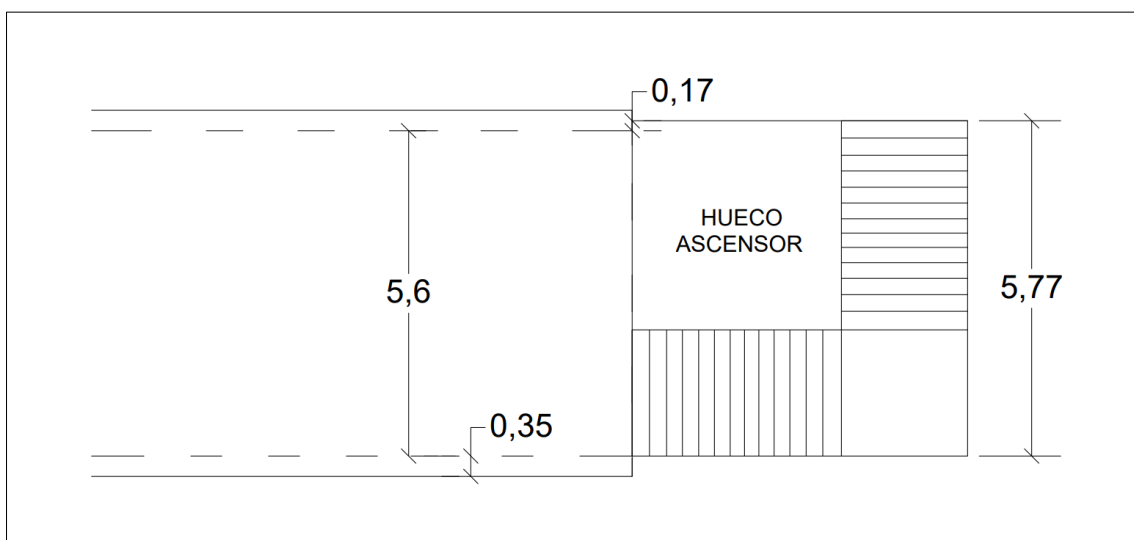


Figura 9. Croquis de la planta del cajón.

En sección, el cajón interfiere 25 cm en la superestructura ferroviaria, ocupando parte de la capa de balasto correspondiente. El marco tipo presenta un gálibo vertical de 3,5 metros, algo excesivo teniendo en cuenta que el paso solo está destinado a transeúntes, por lo que se reduce a 3 metros de gálibo vertical.

La reducción del gálibo vertical deja una separación entre el dintel y la capa de balasto de 0,25 metros. Esta diferencia de cota se cubrirá en su totalidad por balasto a lo largo de todo el cajón.

Con estas modificaciones en el diseño del Marco Tipo 11, queda definido el cajón en sección, previo a comprobaciones, en la siguiente figura:

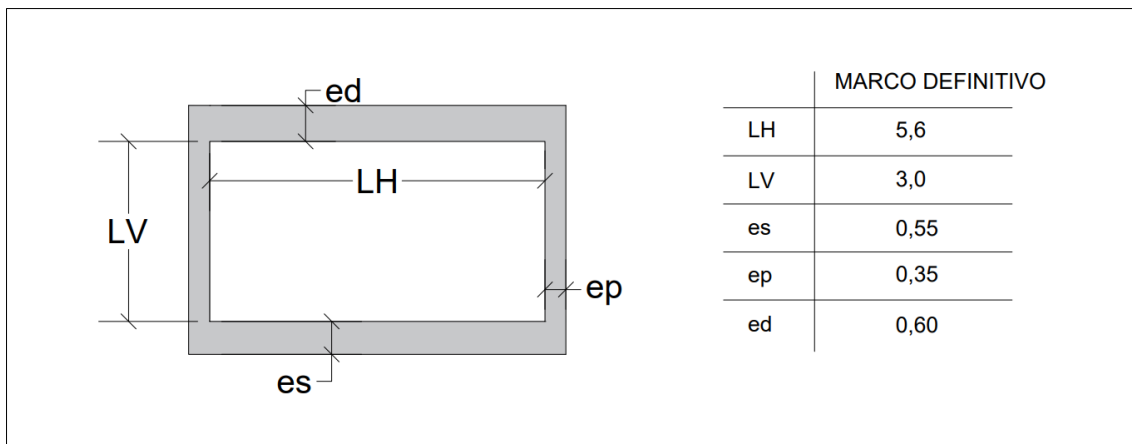


Figura 10. Dimensiones en sección del marco definitivo.

7.2. ACCIONES SOBRE EL CAJÓN

La *Instrucción de Acciones a Considerar en Puentes de Ferrocarril del Ministerio de Fomento* (IAPF) recoge las cargas que son de aplicación en proyectos de puentes de nueva construcción, además de aquellas estructuras que soportan vías férreas. A continuación se procede a la identificación y cuantía de cada carga que actúa sobre el cajón.

7.2.1. ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE

Aquellas debidas a pesos de los distintos componentes de la plataforma ferroviaria y el propio de la estructura, en este caso el cajón. Las cargas muertas sobre el cajón corresponden a los elementos que componen la superestructura como carril, traviesas y balasto.

En la *Tabla 16* se detallan los pesos correspondientes del cajón y de las cargas muertas que actúan sobre el mismo:

ELEMENTO	CARGAS
CAJÓN	2172,6 KN
BALASTO	454,04 KN
TRAVIESA DE MADERA	6,67 KN
CARRIL UIC-54	6,04 KN

Tabla 16. Acciones permanentes de valor constante.

7.2.2. ACCIONES VARIABLES

Aquellas acciones relacionadas con las sobrecargas debidas al tráfico ferroviario. La IAPF recoge también como acciones variables las acciones climáticas como viento, nieve o acciones hidrostáticas, sin embargo, tratándose de una estructura enterrada no se considerarán dichos acciones.

7.2.2.1. CARGAS VERTICALES

El apartado 2.3.1.1. de la IAPF especifica que las acciones verticales atribuidas al peso de los vehículos ferroviarios sobre una vía se asemejen a la del tren UIC71 aplicadas en el eje de vía y en el plano de rodadura. Las acciones se muestran en la *Figura 11*:

- Conjunto de cuatro cargas puntuales de magnitud 250 kN cada una, separada entre sí por una longitud de 1,6 metros.
- Sobrecarga uniformemente repartida de 80 kN/m, la cual puede extenderse en la longitud y posición que genere la situación más desfavorable para el cajón.

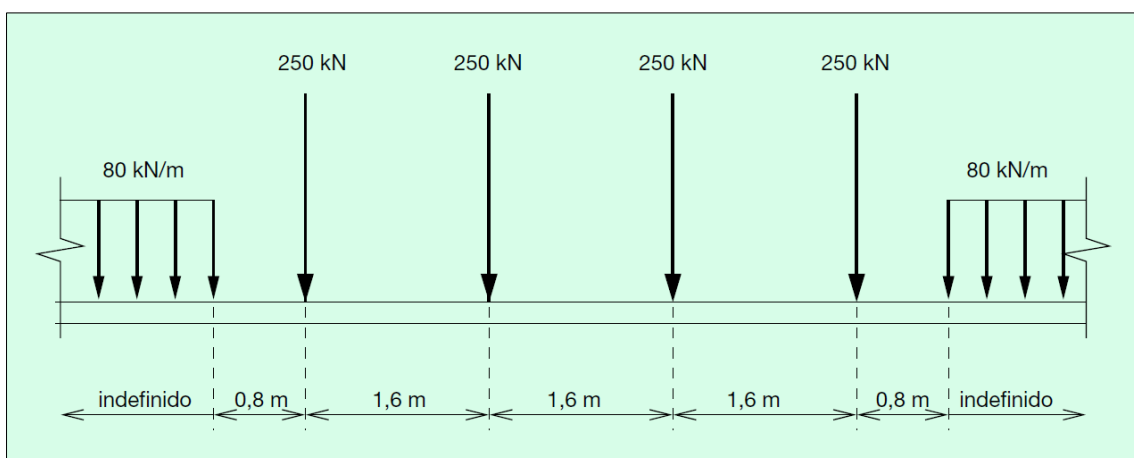


Figura 11. Tren de cargas verticales UIC71. (2.3.1.1. de la IAPF).

En vías sobre balasto, las cargas puntuales se reparten en tres traviesas consecutivas, donde la traviesa central recibe la mitad de la carga, repartiéndose el resto de carga entre las dos traviesas restantes (*Figura 12*). La carga en cada traviesa se transmite por la capa de balasto con una pendiente 4V:1H, como se indica en la *Figura 13*.

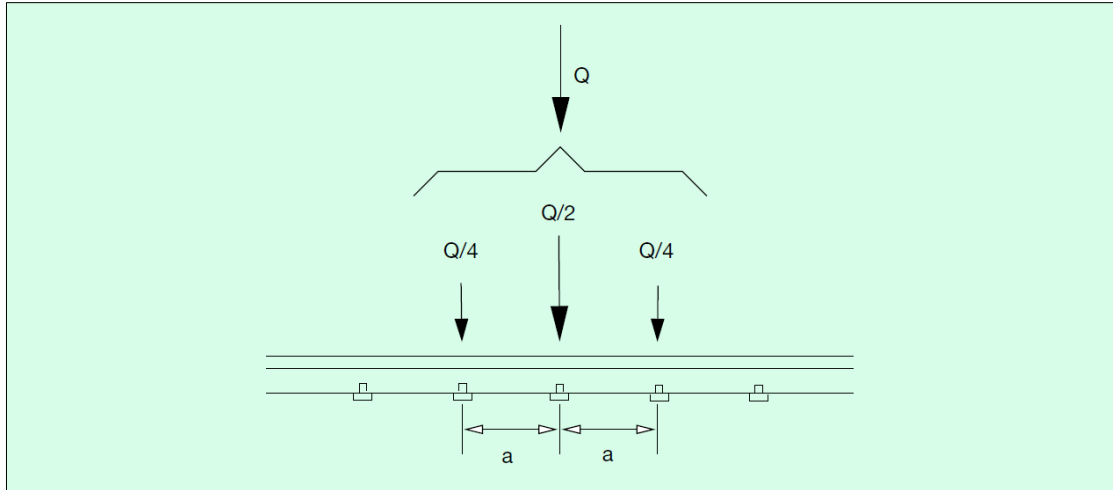


Figura 12. Reparto longitudinal de una carga puntual en vía sobre balasto. (Figura 2.2. de la IAPF).

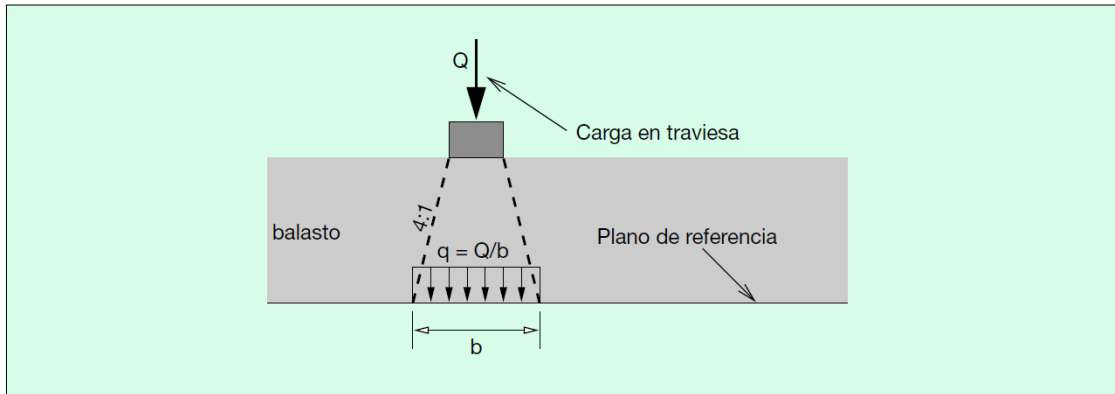


Figura 13. Reparto longitudinal de una carga puntual sobre traviesa través del balasto. (Figura 2.3. de la IAPF).

El ancho de las traviesas de madera y la separación entre ejes de traviesas hace que la distribución inicial de cargas puntuales no se apliquen exactamente en tres traviesas consecutivas con una separación de 1,6 metros entre cargas puntuales. El planteamiento de cargas de la IAPF es un modelo de distribución, por lo que se ha considerado no realizar ninguna redistribución de las cargas verticales. De este modo, como se visualiza en la *Figura 14*, las cargas puntuales repartidas por la capa de balasto actúan en su totalidad sobre el dintel. No obstante, se observa que la carga repartida de 80 KN/m llega a incidir sobre los extremos del dintel, siendo necesario añadir dicha carga a los 1000 KN de las puntuales.

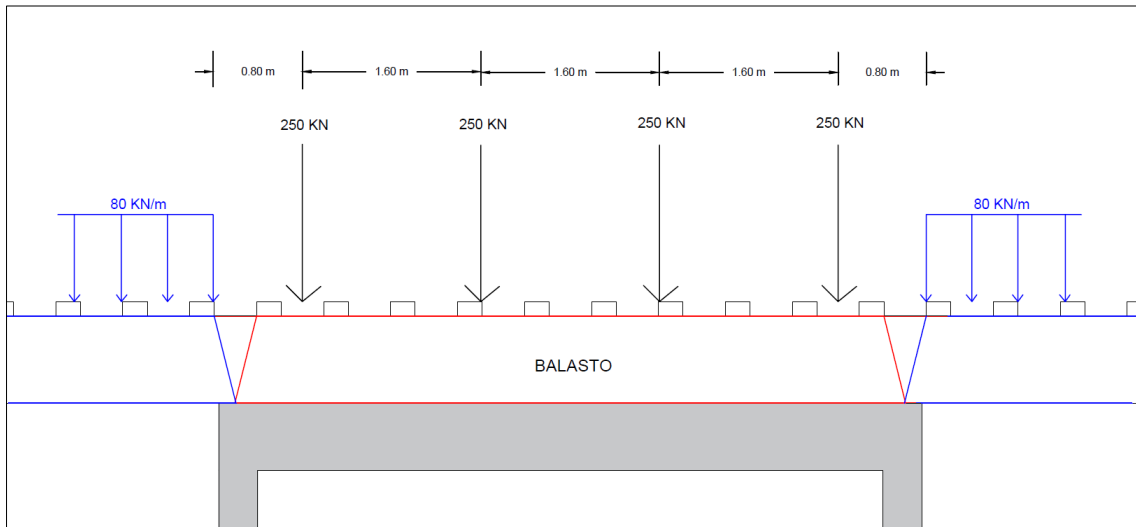


Figura 14. Redistribución de las cargas puntuales de un tren de cargas UIC71.

La porción de carga transmitida uniformemente al dintel es la proyección que genera el reparto de carga con pendiente 4V:1H en los 0,91 cm de espesor de balasto que existe sobre el cajón. Esta longitud se aproxima a la expresión e_b/p , siendo e_b el espesor del balasto y p la pendiente de reparto. Se visualiza en detalle como índice la carga repartida en el extremo del dintel en la Figura 15.

De este modo, la carga de 80 kN/m llega a incidir sobre el dintel 0,39 metros, por lo que a los 1000 kN de las cargas puntuales se le añaden 31,20 kN, ascendiendo a una carga total de 1031,20 kN debido al tráfico ferroviario.

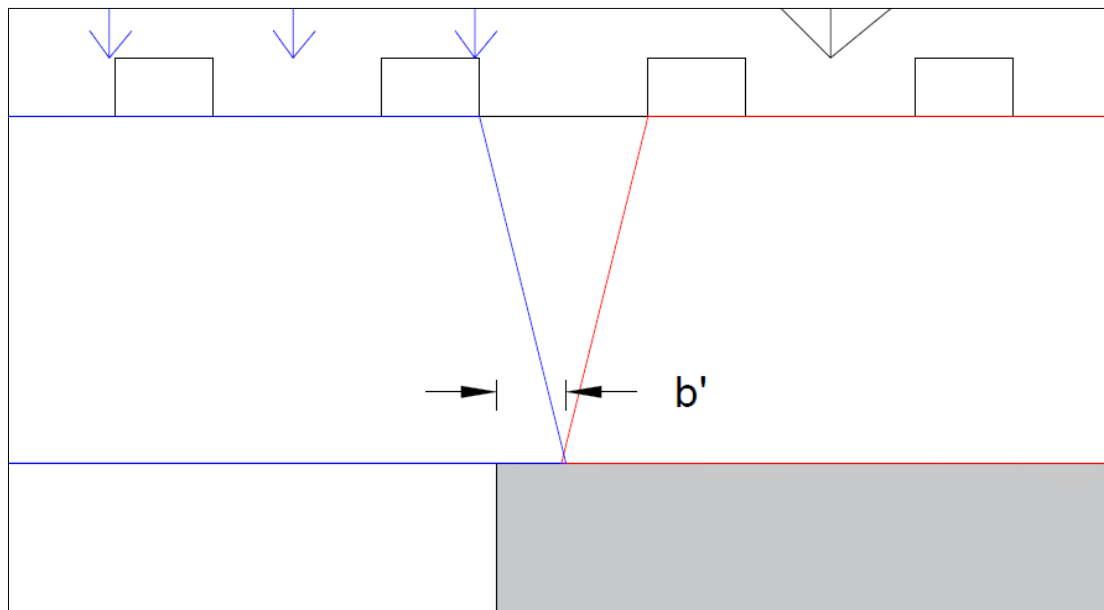


Figura 15. Detalle de la transmisión de cargas mediante balasto.

Las cargas por tráfico ferroviario van multiplicadas por un coeficiente de clasificación que para vías de ancho métrico es de 0,91. Además, se multiplican también dichas acciones por el coeficiente de impacto, el cual se debe a los efectos dinámicos por el paso de trenes y son mayores a las acciones estáticas. Este coeficiente ha sido determinado mediante el apartado B.2.1.2. de la IAPF con un valor de 1,71. Con estos multiplicadores las cargas debidas al tráfico ferroviario ascienden a 1604,65 KN.

El apartado 2.3.1.3. *Cargas no ferroviarias*, especifica cargas asociadas a aceras las cuales se les otorgará una sobrecarga vertical uniforme de 5 KN/m². Parte de la estructura, 3,5 m de los 9,3 metros de longitud, no están dentro de la afección por el paso de trenes, estando la sobrecarga no ferroviaria repartida en un área de 6,3x3,5 m². La carga total en dicha área corresponde a una puntual de 110,25 KN.

Las diferentes acciones determinadas en este apartado no están aplicadas en el mismo punto del cajón, por lo que en realidad las cargas actuantes no se reparten uniformemente sobre la solera, añadiendo que la transmisión de las cargas por los hastiales hasta la solera genera un reparto no uniforme. Así pues, a efectos prácticos, se reducen las cargas verticales a una resultante aplicada en su posición correspondiente la cual se transmite a la solera del cajón y se reparte uniformemente en ella. En modo resumen, se muestran las cargas verticales resultantes y la carga transmitida por la losa en la siguiente tabla:

Peso propio del cajón	2172,76 KN
Cargas de la superestructura ferroviaria	466,75 KN
Cargas debidas al tráfico ferroviario	1604,65 KN
Cargas no ferroviarias	110,25 KN
CARGA VERTICAL TOTAL	4354,78 KN
CARGA TRANSMITIDA POR LA LOSA	74,32 KN/m²

Tabla 17. Cargas verticales transmitidas a la losa.

7.3. CÁLCULOS GEOTÉCNICOS

Determinada la geometría de la estructura y las cargas que ésta recibe, mediante la *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera* y el Documento Básico de Seguridad Estructural. Cimientos, CTE se procede a las comprobaciones recogidas en estos documentos. Los cálculos de dichas comprobaciones se encuentran debidamente justificados en el *Anexo Nº4. Comprobaciones geotécnicas de la solución adoptada.*

7.3.1. SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO

La carga de hundimiento viene definida en el apartado 4.5.5. *Cálculo Analítico de la Carga de Hundimiento, GCOC.* La guía recomienda el uso de la fórmula de Brinch-Hansen que determina la presión vertical de hundimiento como:

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

Siguiendo la estratificación del suelo, el bulbo de presiones transmitido por la losa llega a una profundidad de 2B al tratarse de una cimentación superficial, siendo B el ancho del cajón, afectando al estrato de arcillas. Bien, dicho método analítico está basado en terrenos homogéneos, por lo que será necesario establecer un modelo bicapa de modo que se determinarán diferentes cargas de hundimiento según el estrato que se tenga en cuenta, rigiendo la situación más desfavorable. Se plantearán las siguientes dos situaciones:

- Suponiendo solo limos-gravas bajo la cimentación.
- Suponiendo solo arcillas bajo la cimentación.

Por otro lado, atendiendo a la naturaleza de los suelos presentes como la presencia del nivel freático a 2,8 de profundidad respecto la solera, obliga a plantear las situaciones tanto a corto como largo plazo.

Cabe destacar, que la aplicación de la carga vertical resultante no actúa en el centro geométrico de la solera, por lo que esta excentricidad de cargas genera una reducción del área de apoyo de la estructura llamada área eficaz, reduciéndose la longitud del cajón a 7,78 metros, como consecuencia las carga transmitida por la losa aumenta a 88,80 KN/m².

Los términos principales que constituyen la fórmula de Brinch-Hansen y que serán de aplicación en este caso son los siguientes:

- q : tensión vertical a la profundidad de la cimentación.
- c : cohesión del terreno.
- B^* : anchura eficaz del cimiento.
- N : factor de capacidad de carga.
- s : factores de forma de la cimentación.
- γ : peso específico del terreno en condiciones hidrostáticas.

Siguiendo la formulación de Brinch-Hansen con los parámetros que caracterizan los distintos suelos del terreno detallado en el *Estudio Geotécnico*, se obtiene la presión vertical netas de hundimiento para cada situación, siendo la carga neta el resultado de la diferencia entre la carga vertical y la carga existente en la cota de cimentación debida al terreno. En el primer caso se supone que existe una homogeneidad de limos y gravas en todo el terreno, y en el segundo, una homogeneidad de arcillas. En la siguiente tabla se visualizan los resultados obtenidos:

SITUACIÓN	Pvh (KPa)	Pvh neta (KPa)
Suponiendo solo limos-gravas en el terreno		
A corto plazo	394,3	308,4
A largo plazo	4132,6	4046,7
Suponiendo solo arcillas en el terreno		
A corto plazo	246,5	160,6
A largo plazo	724,6	638,7

Tabla 18. Presiones verticales de hundimiento netas siguiendo el modelo bicapa propuesto.

Procediendo con la continuación del análisis del modelo bicapa, sean T1 y T2 dos capas del terreno de diferente caracterización, siendo el estrato T1 más competente que T2, $p_{vh1} > p_{vh2}$, se pueden presentar dos casos:

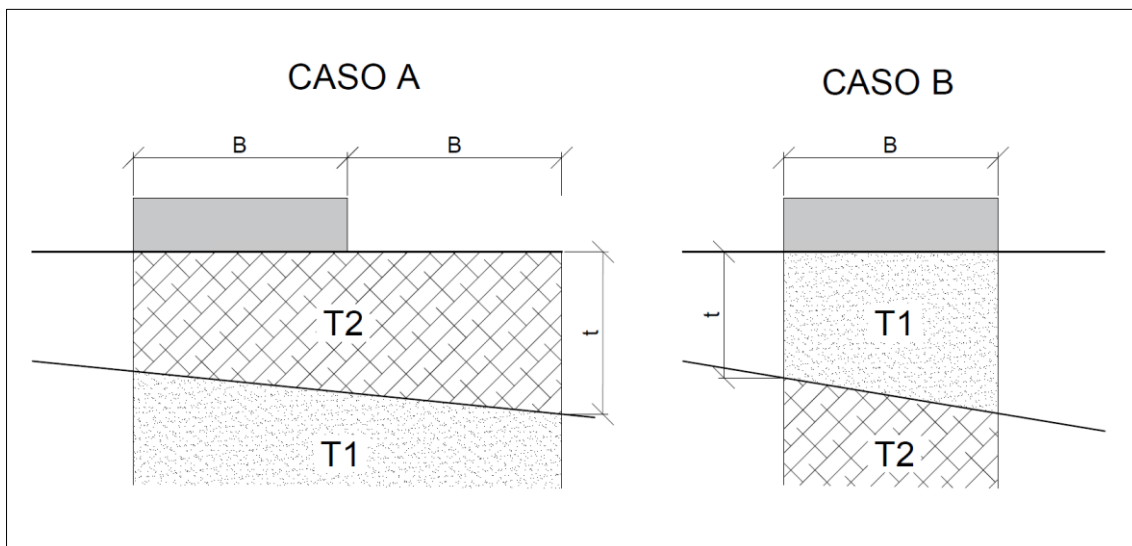


Figura 26. Casos presentes en el modelo bicapa según la competencia del estrato.

Caso A: el terreno menos competente se encuentra en contacto directo con la cimentación.

Caso B: el terreno más competente se encuentra en contacto directo con la cimentación.

Las cargas de hundimiento en la situación a corto plazo en cada estrato son:

- Unidad Geotécnica 1: Limos y gravas. $p_{vhn} = 308,4 \text{ KPa} = p_{vhn1}$
- Unidad Geotécnica 2: Arcillas. $p_{vhn} = 160,6 \text{ KPa} = p_{vhn2}$

Las cargas de hundimiento en la situación a largo plazo en cada estrato son:

- Unidad Geotécnica 1: Limos y gravas. $p_{vhn} = 4046,7 \text{ KPa} = p_{vhn1}$
- Unidad Geotécnica 2: Arcillas. $p_{vhn} = 638,7 \text{ KPa} = p_{vhn2}$

Tanto en la situación de corto plazo como largo plazo, el estrato más competente es el formado por los limos y las gravas, por lo que se sitúa en el caso B, ya que este estrato es el que se encuentra en contacto directo con la cimentación. Atendiendo a la formulación detallada en el anexo relativo a este apartado de cálculos, se obtienen las presiones verticales de hundimiento netas del conjunto del terreno para el caso B para corto y largo plazo:

- Corto plazo: $p_{vhn} = 204,9 \text{ KPa}$
- Largo plazo: $p_{vhn} = 1661,6 \text{ KPa}$

Como se observa, la situación más desfavorable se presenta a corto plazo con una presión vertical de hundimiento neta de 204,9 KPa. La GCOC recoge el coeficiente de seguridad frente a hundimiento como:

$$F = \frac{p_{vhn}}{p_t - q} > 3$$

Siendo:

p_t : presión transmitida por la losa al terreno. Con la reducción del área eficaz asciende a 88,8 KPa.

q : carga actuante al nivel del plano de cimentación: 85,9 KPa.

Por lo tanto, el coeficiente de seguridad frente a hundimiento es:

$$F = \frac{204,9}{88,8 - 85,9} = 70,65 > 3$$

Prácticamente la presión transmitida por el cajón se asemeja a la presión que transmite el terreno a la cota de cimentación, siendo el incremento de carga casi nulo. De este modo, se comprueba la seguridad de la estructura frente a hundimiento con un coeficiente de 70,65.

7.3.2. SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO

Dicha comprobación se debe considerar en aquellas cimentaciones superficiales donde actúen acciones horizontales importantes. En este caso, la única fuerza horizontal actuante es la debida al empuje del terreno, pero es de aplicación al trasdós de cada hastial, por lo que dichas fuerzas equivalentes se anulan entre ellas, no siendo necesario efectuar la comprobación frente al deslizamiento.

7.3.3. SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO

La GCOC exige dicha comprobación si se cumple el coeficiente de seguridad de hundimiento y deslizamiento, y en aquellas estructuras en el que el punto de paso de la resultante sobre el cimiento quede fuera del núcleo central del área de apoyo.

Se considerará que la carga resultante actúa sobre la losa para verificar que se sitúe en el núcleo central y no exista despegue de la cimentación con el terreno. No existe despegue si se cumple:

$$e \leq \frac{B}{6}$$

Siendo:

e: excentricidad de las cargas. Valor obtenido en el apartado 4.1. *Seguridad frente al hundimiento* de este mismo anexo. Dicho valor es 0,76 m.

B: ancho de la cimentación, siendo de 6,3 metros.

$$0,76 \leq 1,05 \text{ m}$$

El paso de la resultante se encuentra dentro del área de apoyo de la cimentación, no produciéndose despegue entre la cimentación y el terreno. Cumpliendo esta condición, añadida a la de deslizamiento y hundimiento, no es necesaria efectuar la comprobación frente al vuelco según rige la GCOC.

7.3.4. ESTIMACIÓN DE MOVIMIENTOS

Es necesario determinar el asiento que sufrirá la estructura a lo largo de su vida útil. A efectos prácticos, esta medición del asiento puede realizarse con el modelo elástico lineal, ya que las diferentes unidades geotécnicas del terreno han sido caracterizadas por los parámetros del módulo de elasticidad (E) y el módulo de Poisson (ν). El método elástico permite el reparto de tensiones correspondiente al semiespacio homogéneo, lineal e isotrópico de Boussinesq.

El asiento mediante el método elástico se define como:

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

La heterogeneidad del terreno interfiere en la hipótesis del semiespacio de Boussinesq de un terreno homogéneo, por lo que acorde en lo establecido en el apartado 4.8.1. *Cálculos con el modelo elástico* de la *GCOC* se obtiene el módulo de deformación equivalente (E) y el coeficiente de Poisson equivalente (ν) del conjunto del terreno, siendo $E = 5,8$ MPa y $\nu = 0,34$ respectivamente. El coeficiente de influencia (I_s) varía según la geometría del área eficaz de la cimentación, mientras que q_{tn} es el incremento de carga en la cota de cimentación.

La formulación permite calcular el asiento en la esquina de la cimentación, estimándose que el asiento bajo el centro de la cimentación es el doble que el sufrido en la esquina.

El asiento bajo el centro de la cimentación asciende a 3,4 mm a largo plazo.

El bulbo de tensiones afecta a niveles donde el terreno está saturado y su consolidación requiere un determinado tiempo, de este modo, se prevé un asiento a corto plazo debido a la presencia de niveles de gravas. El mismo apartado de la *GCOC* recoge los parámetros de deformabilidad, E i ν , para situaciones a corto plazo. De este modo, el asiento a corto plazo bajo el centro de la cimentación previsto es de 2,9 mm.

En el apartado 4.8.5. *Movimientos admisibles* de la misma guía, especifica que para losas de cimentación se limitan los asientos a un máximo de 5 cm. Evidentemente, debido a la sobrecarga tan reducida aplicada, el asiento generado es escaso, cumpliendo así las recomendaciones.

7.3.5. EMPUJE DE TIERRAS

El cálculo de las presiones que genera el terreno sobre el cajón se determinará mediante el *Capítulo 6. Elementos de Contención. Documento Básico de Seguridad Estructural. Cimientos (DBSE-C, CTE)*. El método de cálculo usado es el de Rankine, situándose en una situación más desfavorable al no tenerse en cuenta la cohesión entre muro y el terreno.

El cajón solamente recibirá acciones del terreno sobre los hastiales, considerándose suficientemente rígidos, asumiendo un estado tensional de empuje en reposo, ya que la estructura prácticamente no sufrirá ninguna deformación, y el empuje será similar al estado

tensional del terreno inicial. No existe un empuje vertical de tierras ya que sobre el dintel se apoya la capa de balasto de la superestructura ferroviaria.

El coeficiente de empuje en reposo varía según el ángulo de rozamiento interno y de la razón de sobreconsolidación. A efectos prácticos, se considera que la máxima consolidación efectiva es la actual, por lo que ese factor será la unidad. De este modo el coeficiente de empuje se define como:

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi')$$

Por lo tanto, el empuje del terreno sobre los hastiales sigue la siguiente ley de empujes:

$$e'_o = K_0 \cdot \sigma_V + u_z$$

Las cargas debidas a la superestructura ferroviaria, a la carga de trenes verticales y de un cierto espesor del primer estrato formado por rellenos y zahorras condicionan el empuje horizontal de tierras. El sumatorio de estas cargas actuando en la cota de la superficie exterior del dintel asciende a 31,52 KPa. Así pues, los empujes en reposo en la sección más desfavorable en los siguientes niveles son:

Unidades geotécnicas	Profundidad (m)	σ_V (KPa)	K_0	U_z (KPa)	e'_o (KPa)
UG0 $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$ $\phi' = 15^\circ$	0	31,52	0,741	0	23,35
	0,45	39,17	0,741	0	29,02
UG1 $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$ $\phi' = 31^\circ$	0,45	30,17	0,484	0	14,60
	4,15	113,17	0,484	0	54,77

Tabla 18. Cálculo de los empujes en el trasdós del marco en la situación más desfavorable.

En la *Figura 12* se visualiza la ley de empujes en reposo en el trasdós del marco, donde el material correspondiente a la *Unidad Geotécnica 0* ejerce un mayor empuje unitario debido al menor ángulo de rozamiento interno del material.

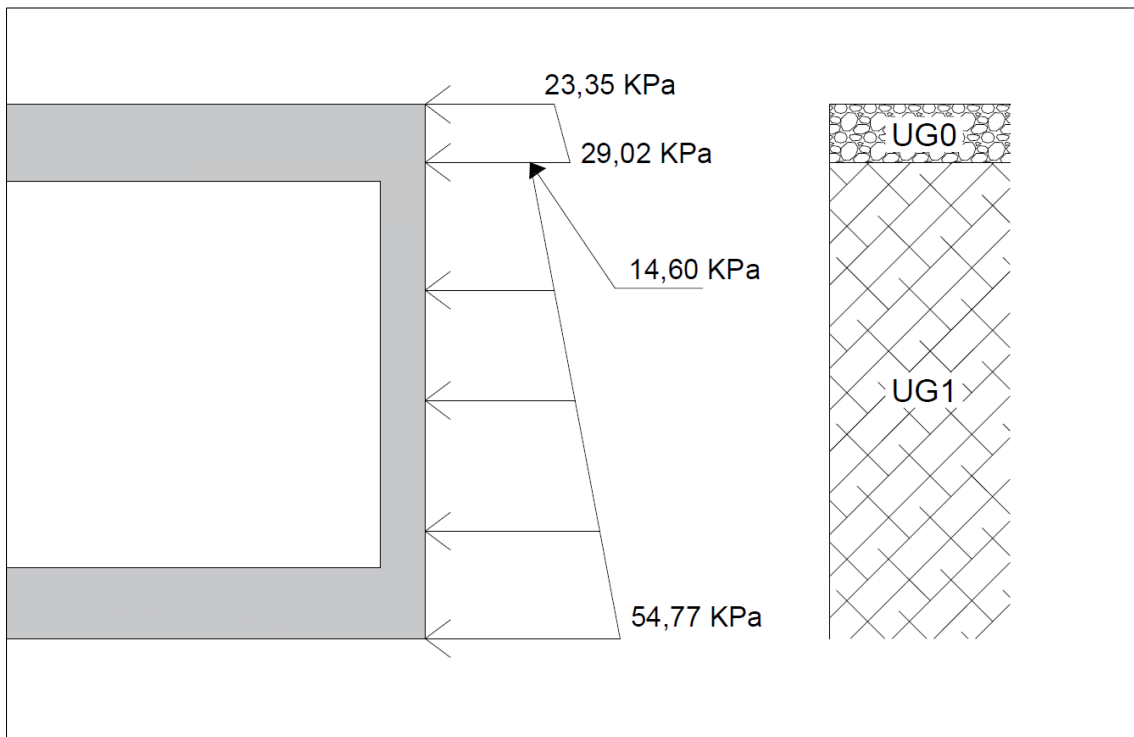


Figura 17. Empujes en el trasdós del marco en la situación más desfavorable.

De este modo, quedan calculados los empujes que ejerce el terreno en la sección de la estructura más desfavorable, aquella situada por debajo de la superestructura ferroviaria.



8. CONCLUSIONES

A partir de la información inicial se han analizado los parámetros geotécnicos resultado de ensayos tanto en campo como en laboratorio, y se ha podido caracterizar el suelo que albergará el paso inferior. Así mismo, se ha analizado el alcance del informe geotécnico, detectando algunas carencias que deberían completarse en una fase posterior.

A continuación, una vez fijada la geometría básica de la obra de paso se han planteado los condicionantes técnicos y se han seleccionado una solución teniendo en cuenta diversos criterios, destacando entre ellos el económico, social y temporal. Posteriormente se han realizado las pertinentes comprobaciones geotécnicas, de modo que las solicitaciones ferroviarias no supongan un factor comprometedor para el terreno ni para el trazado ferroviario.

Además se han considerado la relación de los diferentes *Objetivos de Desarrollo Sostenible de la Agenda 2030* con la implantación del paso inferior ferroviario, y se concluye su estrecha relación con los objetivos ODS-3, ODS-9 y ODS-11.

Finalmente se concluye que en el presente Trabajo Final de Grado, se han efectuado todos los objetivos de definición, argumentación y valoración planteados inicialmente para el “*Diseño Geotécnico de un paso inferior ferroviario en P.K. 7 + 497 de la Línea 3 de Ferrocarrils de la Generalitat Valenciana en Meliana (Valencia)*”.

València, Julio 2021

El autor del proyecto

Fdo: Ismael Martínez Silla