



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR  
DE INGENIEROS DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS



Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

# Trabajo Final de Máster

---

Auscultación e interpretación de resultados del tramo de túnel de la línea 1 de Metrovalencia entre los PP.KK. 20+108 y 20+653 y comprobación de la estructura en P.K. 20+500.

## Memoria

Autor: César García Aznar

Tutor: María Elvira Garrido de la Torre

Cotutor: Francisco Javier Torrijo Echarri  
César Cuesta García

Curso: 2018-2019

Valencia, Junio 2019



## ÍNDICE

1. ANTECEDENTES .....	7
1.1 El metro de Valencia. Breve reseña histórica .....	7
1.1.1 Tramo en estudio. Reseña histórica.....	10
1.1.2 Cronología y situación actual de Metrovalencia.....	14
1.2 Planteamiento del problema.....	19
1.3 Metodología y objetivos.....	21
2. DESCRIPCIÓN ELEMENTOS EN ZONA DE ACTUACIÓN .....	23
2.1 Localización concreta sobre el edificio .....	23
2.2 Descripción del túnel en la zona .....	24
2.3 Descripción del edificio .....	31
2.2.1 Diseño del edificio .....	33
2.2.2 Colocación sobre el túnel .....	34
2.2.3 Evaluación acciones actuantes en el edificio.....	36
2.3 Características del terreno bajo el edificio.....	44
2.3.1 Características geológicas.....	50
2.3.2 Geología local.....	53
2.3.3 Características geotécnicas.....	55
2.4 Características resistentes de los materiales .....	58
2.5 Fortalezas y debilidades de la información de partida .....	59
3. PARAMETRIZACIÓN DEL TRAMO SAFRANAR - JESÚS .....	62
4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS CON ELEMENTOS FINITOS .....	86
4.1 Situación previa .....	86
4.2 Modelación en <i>Plaxis</i> de la situación inicial .....	90
4.3 Proceso de cálculo en <i>Plaxis</i> situación inicial.....	102
4.4 Modelo en <i>Plaxis</i> de la situación final .....	117
4.5 Comparación de resultados estimados entre fase inicial y fase final.....	129
4.6 Resultados reales fase final.....	130
4.7 Conclusiones .....	134
5. AUSCULTACIÓN SUBTRAMO DE TÚNEL ENTRE LAS ESTACIONES DE JESÚS Y PATRAIX .....	136
5.1 Objetivo e introducción.....	136
5.2 Procedimiento de inspección .....	137
5.2.1 Láser escáner.....	139

5.2.2	Georradar .....	141
5.3	Inspección y umbrales de control del subtramo de análisis .....	144
5.3.1	Trabajos de inspección.....	144
5.3.2	Niveles de criticidad .....	145
5.4	Enumeración de posibles patologías y causas probables .....	147
5.4.1	Descripción de la estructura .....	147
5.4.2	Descripción de las patologías.....	149
5.4.3	Análisis de patologías del subtramo entre Jesús y Patraix.....	155
5.5	Resultados .....	164
5.5.1	Propuestas de mitigación recomendadas .....	166
5.5.2	Valoración económica .....	174
5.5.3	Propuestas de medidas de seguimiento .....	189
5.7	Conclusiones .....	190
6.	BIBLIOGRAFIA .....	192





# 1. ANTECEDENTES

## 1.1 El metro de Valencia. Breve reseña histórica

El metro (Wikipedia, 2019, párr. 1) es un sistema de trenes urbanos ubicado dentro de una ciudad y su área metropolitana. Se caracteriza por ser un transporte masivo de pasajeros en las grandes ciudades, uniendo diversas zonas y sus alrededores, con alta capacidad y frecuencia y de forma segregada a otros sistemas de transporte. Los ferrocarriles metropolitanos se construyen de forma soterrada o en superficie, aunque la mayoría de sistemas utilizan modelos mixtos donde se combinan tramos en ambas modalidades. Los centros de las ciudades suelen tener la traza enterrada a que la circulación es más difícil y en los suburbios circula en superficie, como es el caso del Metro de Valencia.



*Fig. 1. Unidades serie 4.300 del metro de Valencia estación Alameda. Fuente: [www.hiveminer.com](http://www.hiveminer.com)*

Estos sistemas operan sobre distintas líneas que componen una red, deteniéndose en estaciones no muy distanciadas entre sí y ubicadas a intervalos generalmente regulares (unos 700m – 900m). El servicio es prestado por varias unidades de coches eléctricos que circulan en una formación sobre vías. Normalmente se integran con otros medios de transporte públicos y, a menudo, son operados por las mismas autoridades.

El metro es un sistema de transporte más rápido y con mayor capacidad que el tranvía o el tren ligero, pero no es tan rápido ni cubre distancias de largo alcance como el tren de cercanías, el cual como dice su nombre, recoge de forma radial a las poblaciones de las cercanías de una ciudad. Es indiscutible su capacidad para transportar grandes cantidades de personas en distancias cortas con rapidez, con un uso mínimo del suelo.

Pese a que la tendencia expansiva de las redes de metro de las grandes ciudades las ha llevado a conectar con otros núcleos de población periféricos del área metropolitana, el tipo de servicio que prestan sigue siendo perfectamente independiente y distinguible del que prestan otros sistemas de transporte ferroviarios.

Las actuaciones (Rafael Alcaide González, 2000, párr. 1) llevadas a cabo por el Ente público Ferrocarrils de la Generalitat Valenciana (FGV), desde 1987, han sido ciertamente espectaculares. El 8 de octubre de 1988 se inauguró el nuevo metro valenciano en su primer tramo entre las estaciones de Empalme y València-Sud, con diez estaciones intermedias y con una longitud de 8,3 kilómetros. Desde entonces, FGV ha emprendido diversas ampliaciones de las líneas existentes en 1987, especialmente en el interior de la capital, y ha acometido una serie de planes de reforma integral de dichas líneas, entre las que cabe destacar las sucesivas renovaciones de vías, estaciones y accesos a las mismas (especialmente los accesos para minusválidos); saneamientos de infraestructuras, drenajes y obras de fábrica; señalizaciones; compensación mecánica de las catenarias; instalación de bloqueos automáticos; ampliación, recuperación y puesta a punto de enclavamientos; construcción de nuevas infraestructuras; adquisición de nuevo material móvil; automatización y eliminación de pasos a nivel, etc.



*Fig. 2 Entrada tramo subterráneo estación de Empalme del metro de Valencia. Fuente: [www.spanishrailway.com](http://www.spanishrailway.com)*

Todos estos planes, que se han prolongado hasta la actualidad, han generado múltiples actuaciones que se han plasmado en un mejor control del tráfico ferroviario y de sus frecuencias y, por tanto, en una notable mejora en el servicio al usuario. Las nuevas tecnologías y la consecución de un servicio público moderno y ágil permiten, en la



actualidad, que el tren o metro sea capaz de absorber el gran movimiento de viajeros que se genera a diario entre la capital valenciana y su periferia.

En 1994, ya como administrador de infraestructuras ferroviarias Ferrocarrils de la Generalitat Valenciana (FGV), inauguró una nueva línea de tranvía que atravesaba la ciudad, la cual aprovechó los antiguos tramos del trenet (denominación local del antiguo tranvía) entre Empalme-Pont de Fusta y Pont de Fusta-El Grao para convertirlos en un tren ligero integrado en la ciudad de Valencia y conectando los núcleos potenciales de las afueras de la ciudad como puede ser la Feria de Valencia o aún más importante la Universitat Politècnica de València. Su longitud total es de catorce kilómetros, y su construcción como se ha comentado anteriormente, comportó una importante reforma urbanística en la zona norte de la capital valenciana, destinada prioritariamente a eliminar tanto las barreras físicas impuestas por las vías y demás materiales ferroviarios como algunos focos de marginalidad establecidos paralelamente a las instalaciones ferroviarias, en un logrado intento de integración del nuevo sistema de transporte en el marco urbano al que sirve.

A tal efecto, se desmantelaron todas las viejas instalaciones del ferrocarril y, en apenas cuatro años, se construyó la nueva línea tranviaria, que circula por una plataforma reservada, satisface la demanda generada por los usuarios y la seguridad en los desplazamientos (velocidad comercial y regularidad), y posibilita la intercomunicación de la red del Metro valenciano en su totalidad, estando servida por modernos vehículos tranviarios articulados.

La introducción del ferrocarril de vía estrecha entre la ciudad de Valencia y las zonas periféricas a la capital ha configurado, desde 1888, un nuevo espacio económico y social. La tecnología empleada se constituye en uno de los factores más importantes en la interrelación entre el territorio y sus habitantes, posibilitando toda una serie de flujos e intercambios, desconocidos hasta su introducción o bien determinados, en gran parte, por las barreras de la distancia impuestas por el medio físico.

Cabe destacar la interrelación entre los demás transportes públicos existentes en la ciudad, ya no solo las conexiones con los buses urbanos e interurbanos sino la construcción de estaciones con aparcamiento de vehículos a motor donde se pueda realizar un transbordo fácil y directo y así no entrar dentro de la ciudad evitando posibles retenciones y ahorrando tiempo para acudir al lugar de destino en la ciudad. También el transporte de bicicletas que permitan una mayor movilidad para sitios que se encuentre alejados de las estaciones de metro.

Como segundo punto a destacar de interrelación, la amplia red de metrovalencia en el actual año 2018 con las numerosas líneas que se encuentran interconectadas a través de transbordos que permiten al usuario tener una mayor movilidad a los diferentes lugares de Valencia y de la periferia únicamente con la utilización del metro como medio de transporte.

Las previsiones de futuro la red, tiene planeado a corto plazo la finalización para 2022 las obras de la línea L10 pudiéndose conectar el centro de la ciudad con el barrio de Nazaret y la ciudad de las Artes y las Ciencias, un lugar potencial debido a la cantidad de turistas que lo visitan. Durante el gobierno de Francisco Camps como presidente de la Generalitat (2003-2011), las promesas electorales prometían un total de 10 líneas a largo plazo repartidas a lo largo de la ciudad y de su área metropolitana, conectando así los principales núcleos de la periferia y los centros potenciales de destino, pero en la actualidad la realidad es otra y no ha cambiado desde 2014.

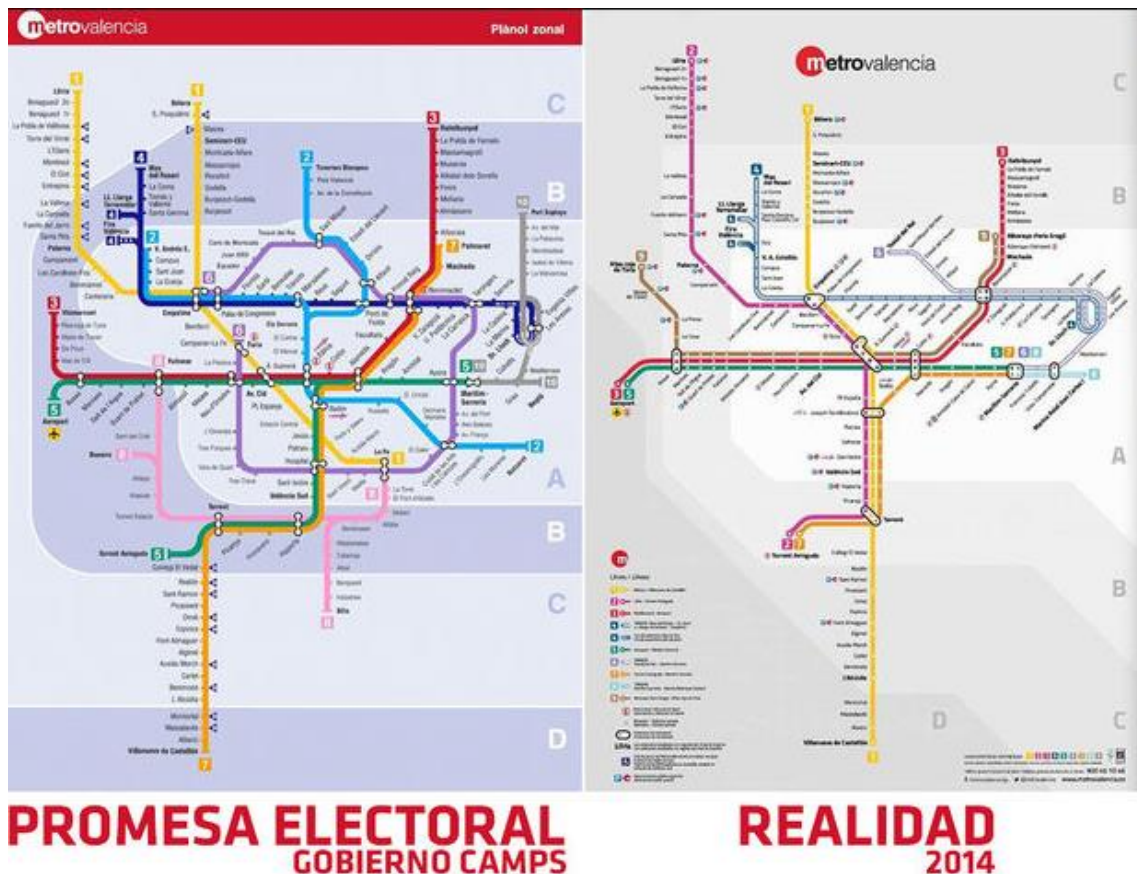


Fig. 3 Propuesta 2006 vs. Realidad 2018 de infraestructura metrovalencia.

### 1.1.1 Tramo en estudio. Reseña histórica.

Hace 30 años, el día 8 de octubre de 1988 se inauguró la primera línea subterránea del Metro de Valencia, la tercera ciudad de España en disponer de este sistema de transporte metropolitano después de Madrid y Barcelona. Se construyó con el deseo de unir las líneas de la parte norte de Valencia a Llíria y Bétera y de la parte sur de Valencia a Villanueva de la Castellón, las cuales se conectaron a través de un nuevo trazado subterráneo por el centro de la ciudad. En la actualidad, los servicios que transcurren en este tramo se explotan como línea 1 con destinos dirección Bétera y línea 2 con destinos dirección Llíria.

La construcción del nuevo túnel de unión, supuso que los trenes de Llíria y Bétera dejaran de utilizar el trazado histórico entre Valencia-Pont de Fusta y la estación de Empalme (anteriormente denominada como Ademuz) el cual se aprovechó y se remodeló para hacer pasar la nueva traza del tranvía.

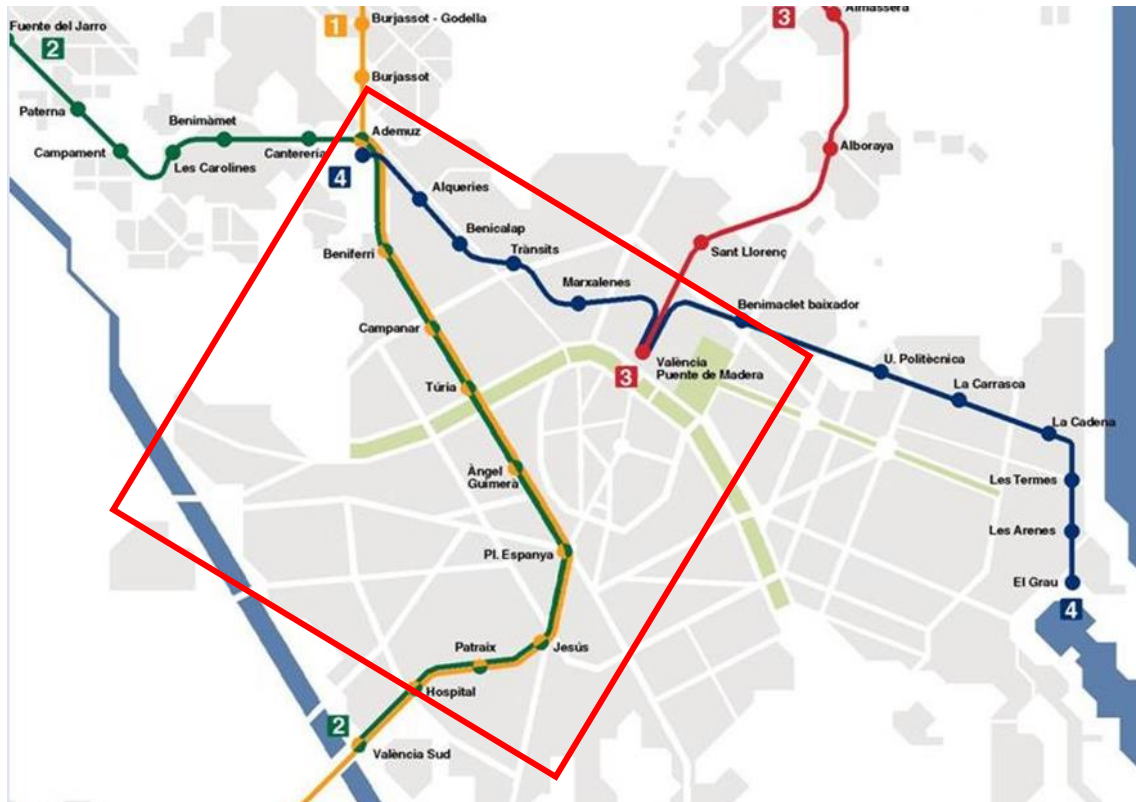


Fig. 4 Mapa red urbana Metrovalencia hasta 1989. Fuente: [www.slideplayer.es](http://www.slideplayer.es)

En principio, se aprovecharon estas vías para, en unión con la línea del puerto, para establecer un nuevo servicio ferroviario desde Empalme hasta el Grao, trayecto que poco después fue convertido en el primer tranvía moderno de España.

En este apartado tiene sentido resaltar la reseña histórica del túnel de 7 km de largo, ya que es el origen de las dos problemáticas que se van a tratar más adelante. Por una lado las deformaciones sufridas en la bóveda debido a una sobrecarga producida por un edificio sobre la misma traza de la obra civil y por otro lado y en mayor medida, un subtramo de el túnel en el que se va a recomendar a través de las auscultaciones realizadas con el láser escáner de reconocimiento de las patologías estructurales, una serie de medidas correctoras para reparar las patologías existentes que deterioran la estructura en este tramo.



*Fig. 5 Obras de soterramiento de la traza del metro en la estación de Safranar. Fuente: [www.metrovalencia.es](http://www.metrovalencia.es)*



*Fig. 6 Obras estación Plaza España confluencia Gran Vía Ramón y Cajal con calle San Vicente. Fuente: *Revista OOPP: Suburbanos de Valencia* (1985)*



*Fig. 7 Obras túnel Empalme – Safranar en la calle San Vicente. Fuente: Revista OOPP: Suburbanos de Valencia (1985)*



*Fig. 8 Tipología de construcción muros pantalla y hormigonado de la bóveda superior túnel. Fuente: [www.historiastren.blogspot.com](http://www.historiastren.blogspot.com)*

### 1.1.2 Cronología y situación actual de Metrovalencia

Metrovalencia (Wikipedia, 2018, párr.1) es la marca bajo la que opera Ferrocarrils de la Generalitat Valenciana (FGV) bajo dependencia de la Generalitat Valenciana, operando y gestionando la infraestructura de metro y de tranvía en su área urbana e interurbana.

La red de ferrocarriles heredó el trazado de la antigua red de ferrocarriles suburbanos de Valencia, conocido como "Trenet" (denominación local del antiguo tranvía), los cuales permitían unir la ciudad con las poblaciones de los alrededores. Dicha infraestructura de vía estrecha fue construida durante el siglo XIX y para la gestión de esta participaron la Sociedad Valenciana de Tranvías, posteriormente la Compañía de Tranvías y Ferrocarriles de Valencia y en 1986 los Ferrocarriles de Vía Estrecha (FEVE) hasta 1988, cuando FGV aprovechando la construcción del primer tramo subterráneo de la red se hizo con el control de la gestión de la línea.

Este mismo año, con la inauguración del túnel hizo que Valencia se convirtiera en la tercera ciudad de España con metro.

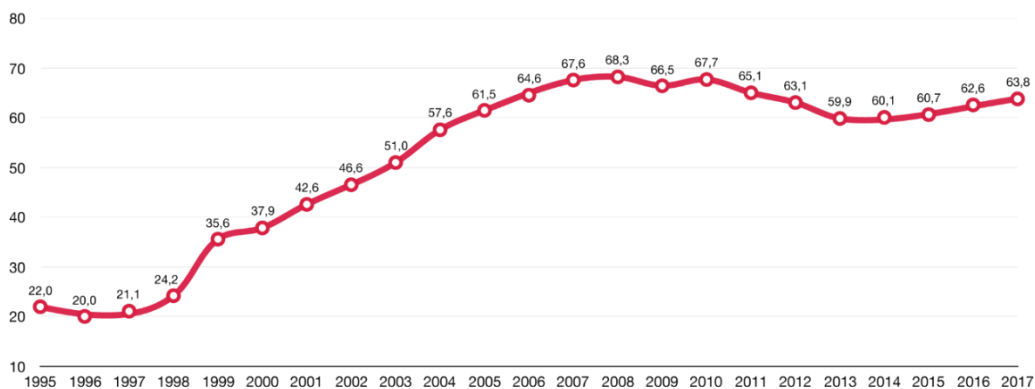


Fig. 9 Gráfica de pasajeros por año (millones de personas). Fuente: [www.wikipedia.es](http://www.wikipedia.es)

En la Fig. 9 se puede apreciar cómo ha ido evolucionando los pasajeros en millones de personas conforme los años. Cabe destacar del siguiente gráfico que, a partir del final del siglo XX, se produce un aumento de la población que utiliza el metro como sistema de transporte. Esto es debido en parte al crecimiento económico producido en la comunidad valenciana y sobre todo por la construcción de nuevas líneas de metro subterráneas, las cuales conectaron de manera eficiente las poblaciones de los alrededores de la ciudad de Valencia de manera rápida y efectiva con el centro de la ciudad.

En 1998, se quedó inaugurado un túnel pasante mediante el sistema de perforación con tuneladora desde la estación de Alameda hasta la de Avinguda del Cid que conectaría los lugares de mayor demanda potencial como son la Plaza del Ayuntamiento y la Calle Colón.

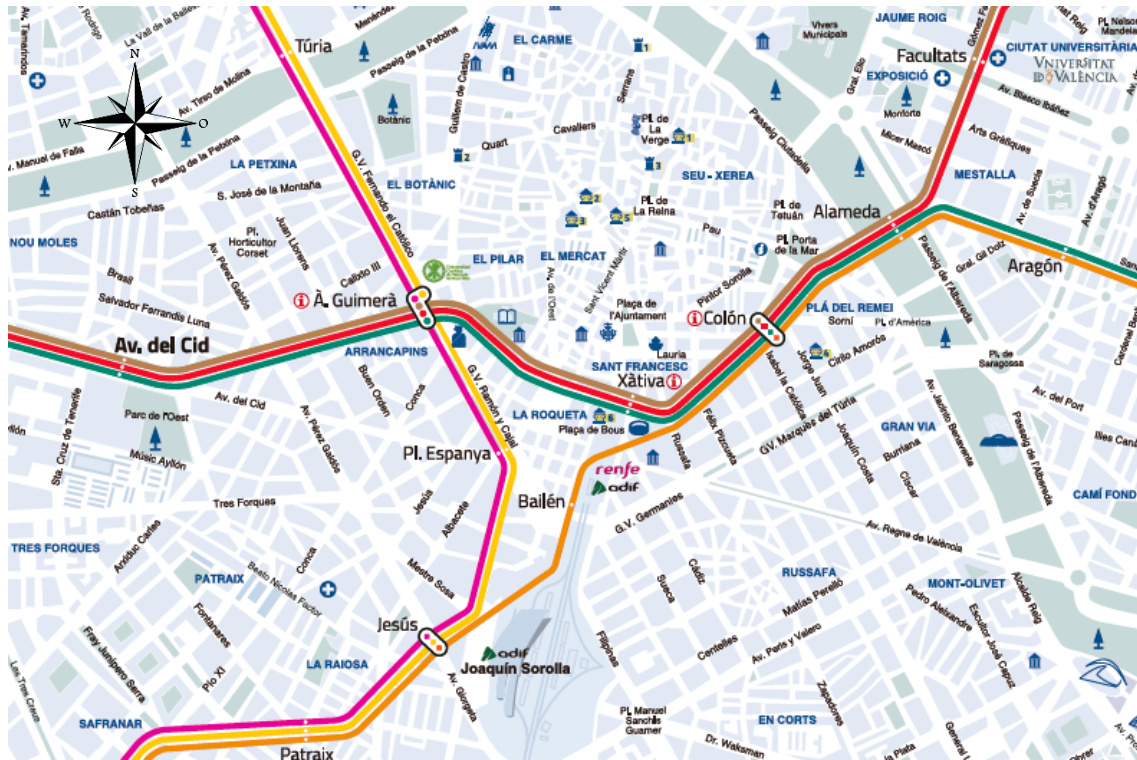


Fig. 10 Croquis localización estaciones de mayor demanda ciudad de Valencia. Fuente: Metrovalencia

Además, ese mismo año, se conectó la traza de la línea 3 desde Colón con la estación de Jesús a través de un ramal de conexión directo que evitaba el transbordo a los usuarios hacia los suburbios del sur de Valencia, en este caso para los habitantes de Paiporta, Picanya y especialmente una ciudad tan poblada como Torrent, que genera un aumento potencial de los usuarios que quisieran ir al centro en el menor tiempo posible y de forma directa. Es por ello mayoritariamente que se observa un aumento de 10 millones de pasajero en un año entre 1998 y 1999.

Un año después, en 1999 se inauguró el tramo de 2,4 km entre Av. Del Cid y Mislata-Almassil, conectando los núcleos urbanos del oeste de la ciudad de Valencia con mayor densidad de población como es el de Mislata, creando una conexión directa al centro de la ciudad. Esta obra junto a las del año anterior, no solo permitieron una conexión directa con el centro de la ciudad, sino que al tratarse de líneas radiales que atravesaban la ciudad de manera subterránea y junto con la red de tranvía construida en 1994, permitía con un único transbordo, conectarse a las diferentes localizaciones expuestas anteriormente con un punto realmente potencial como son las universidades. Realizando un único transbordo si el destino es la Universitat Politècnica de València o el campus de Tarongers y sin necesidad de realizar ningún transbordo si el destino es el campus de Blasco Ibáñez de la Universitat de València, haciendo que la mayoría de estudiantes del centro y de los suburbios, escojan el metro de valencia como medio de transporte diario.



Fig. 11 Red de Metrovalencia hasta 1999. Fuente: [www.gifex.com](http://www.gifex.com)



Fig. 12 Plano zonal Metrovalencia hasta 1999. Fuente: [www.spanishrailway.com](http://www.spanishrailway.com)



A principios del siglo XXI, se procedió por una parte a la construcción de un ramal hacia el barrio de Ayora desde la estación de Alameda, pasando por el barrio de Aragón (línea 5, ver Fig. 12). En 2004 se inauguró la estación de Torrent Avinguda (línea 1, ver Fig. 13) la cual permitió desatascar el tráfico ferroviario de los trenes procedentes de Villanueva de Castellón y de los trenes que tenían como estación final de trayecto Torrent (línea 3, ver Fig. 12), eliminando así el cuello de botella que se producía. Destacar que esta estación, al ubicarse en la avenida principal sirve hasta día de hoy como estación intermodal para los diferentes buses locales y metropolitanos.

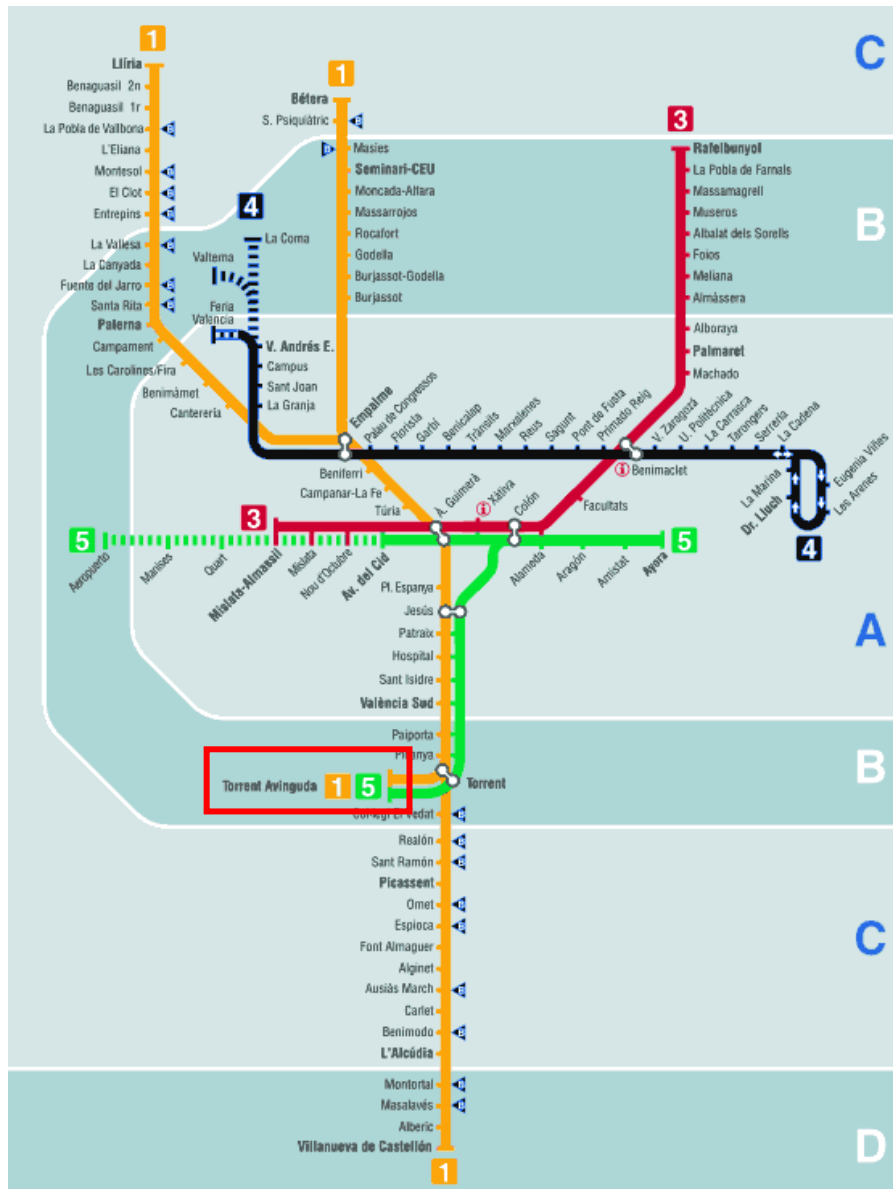


Fig. 13 Plano zonal Metrovalencia hasta 2004. Fuente: [www.spanishrailway.com](http://www.spanishrailway.com)

Por último, destacar como las últimas obras de gran importancia, por una parte la estación intermodal de Marítim - Serrería en el año 2007 (líneas 5 y 7, Fig. 14) que conectaba el metro con el tranvía a través de una misma plataforma compartida y que permitió una conexión directa con la playa con un tiempo aprox. de traslado desde los

núcleos metropolitanos de 35 min (según fuentes de metrovalencia), de elevada demanda durante los meses de verano. Por otra parte, el ramal desde Mislata – Almassil hasta el Aeropuerto de Valencia (líneas 3 y 5, Fig. 14), no solo genera una conexión rápida, económica y directa desde cualquier punto de la ciudad prácticamente al aeropuerto mediante transporte público sino que ciertas poblaciones de los alrededores de la ciudad como Manises o Quart de Poblet de más de 25.000 habitantes, quedaron beneficiadas al quedar conectadas de manera inmediata con la puesta en marcha de esta nueva infraestructura, produciendo un mayor crecimiento en los usuarios transportados tal y como se puede apreciar en la Fig. 9



Fig. 14 Plano entorno urbano Metrovalencia 2019. Fuente: [www.metrovalencia.es](http://www.metrovalencia.es)

En la actualidad, Metrovalencia cuenta con una infraestructura de 9 líneas repartidas 6 de ellas en metro y 3 de ellas en tranvía. Cuenta con una longitud total de la red de 156,38 km, de los cuales 27,30 km son subterráneos (un 17,4%) y 129,08 km son en superficie (un 82,6%). Cuenta con un total de 137 estaciones de las cuales 35 son subterráneas y 102 se encuentran en superficie. El ancho de vía de la red es de 1m.

El tramo que se va a analizar en la parte de auscultación, se encuentra dentro de la obra civil subterránea realizada en 1988 con 7 kilómetros de longitud, en donde se va a analizar un subtramo de este de 565m de longitud (P.K. 20+108 – P.K. 20+653) comprendido entre las estaciones de Jesús y Patraix, donde se concentran las mayores patologías de este túnel.

Línea	Cabeceras		Tipo	Estaciones	Longitud (km)	Viajeros (2017)
1	Bétera	Villanueva de Castellón	Metro + Tren suburbano	40	70,24	9.157.724
2	Llíria	Torrent Avinguda	Metro + Tren suburbano	33	39,75	8.518.631
3	Rafelbunyol	Aeroport	Metro + Tren suburbano	27	24,69	12.843.485
4	Mas del Rosari Lloma Llarga Terramelar	Doctor Lluçh	Tranvía	33	15,92	6.188.548
5	Marítim-Serrería	Aeroport	Metro	18	12,95	9.724.913
6	Tossal del Rei	Marítim-Serrería	Tranvía	21	10,07	1.906.035
7	Marítim-Serrería	Torrent Avinguda	Metro + Tren suburbano	16	15,45	7.030.834
8	Marina Reial Joan Carles I	Marítim-Serrería	Tranvía	4	1,2	402.381
9	Alboraya-Peris Aragó	Riba-roja de Túria	Metro + Tren suburbano	22	23,37	8.070.682

Fig. 15 Líneas red de Metrovalencia. Fuente: [www.wikipedia.es](http://www.wikipedia.es)

## 1.2 Planteamiento del problema

La elección o motivación de elegir esta temática viene fundamentalmente dada por dos motivos, el primero de ellos era aprovechar mi estancia como estudiante en prácticas en prácticas en el área de mantenimiento e infraestructuras de FGV, gestora principal del mantenimiento de la infraestructura de la línea para aprender todo lo posible en el área ferroviaria, más concretamente en sus estructuras y poder así aprovechar los conocimientos adquiridos en la carrera. El segundo motivo vino dado a causa que durante este periodo de prácticas se realizaron 2 obras de gran interés: Una primera obra en relación a una construcción de un edificio de 7 plantas que podría acarrear problemas estructurales en la clave de la bóveda del túnel y que resultaría interesante investigar mediante programas de cálculo una simulación de la deformación esperada y corroborarlo con los deformímetros instalados y una segunda obra en la cual se analizó mediante láser escáner las patologías estructurales del túnel y los efectos que lo producen, generando así un estudio detallado del estado actual estructuralmente hablando de la traza del metro nunca antes realizado y pudiendo proponer una serie de medidas correctoras que eviten un deterioro de esta a corto y largo plazo.



*Fig. 16 Representación de la traza y el solar del edificio en la calle Uruguay de Valencia.  
Fuente: Elaboración propia*

El objetivo de la primera parte, es determinar a partir de la normativa existente y con los cálculos simulados en base a los datos geotécnicos obtenidos del proyecto inicial de construcción de la traza de este túnel, unos valores de deformación en la bóveda que permitan evaluar a priori si la construcción de un edificio de 7 plantas va a generar una afección a la estructura enterrada y de que magnitud se espera que sea, especialmente a la bóveda superior de este con la construcción del edificio. Es por ello que, con la aplicación informática para el cálculo de deformaciones y los datos de la normativa, se ha calculado las deformaciones y las distorsiones angulares esperadas en la estructura. Más adelante se comprobará si los cálculos realizados se corresponden con los valores arrojados por los deformímetros colocados en los puntos más vulnerables de la estructura.

Una segunda parte, en donde se realiza una obra al mismo tiempo relacionada con una campaña de auscultación poco habitual, de carácter moderno a lo largo de toda la red de túnel, pero especialmente interesante el tramo entre las estaciones de Jesús y Patraix debido a la histórica problemática generada por el agua que se infiltra en el túnel y afecta deteriorando la estructura. Por tanto, se intentará resolver el problema interpretando los resultados de la auscultación y proponiendo una serie de medidas a partir de los resultados obtenidos en esta campaña.

La auscultación nace de la necesidad de saber de manera oficial el estado real de la estructura ya que la presencia de agua podría haber dañado de forma grave el tramo de túnel más antiguo, especialmente entre las estaciones de Jesús - Patraix donde se alcanza la cota más baja de la rasante del carril haciendo que aparezcan de forma más generalizada eflorescencias, humedades y afloramientos en hastiales y losas.

Desde el punto de vista ingenieril, se podría estar hablando de un proyecto de análisis de patologías con la necesidad de hacer un estudio de soluciones para dichas patologías. Desde el punto de vista de la empresa, se podría estar hablando de un proyecto de conservación de la estructura portante del túnel, en ambas situaciones, dichos proyectos requieren personal especializado en materia de auscultación ya que no se trata de una simple inspección rutinaria.

Para dicho proyecto se desino una gran cantidad de dinero financiado por la Generalitat Valenciana debido a la importancia que tenía revelar como se encontraba realmente a día de hoy la estructura y si los daños serían tan graves como para cortar la línea para reparar su estructura. Aprovechando la relevancia del proyecto, parecía interesante formar parte de él y no solo eso, a través de las patologías expuestas por el láser escáner, arrojar una serie de medidas correctoras que FGV debería adoptar a medio o largo plazo para mantener la estructura en las mejores condiciones posibles.



Fig. 17 Plano de situación satélite San Isidre – Jesús. Fuente: Elaboración propia

### 1.3 Metodología y objetivos

La metodología de trabajo que se va a emplear para resolver los dos problemas planteados va a consistir en lo siguiente:

Primeramente, a través de los datos originales de proyecto obtenidos a partir del "Modificado Nº1 del proyecto de infraestructura de penetración sur del suburbano. Tramo Soriano – Renfe", se procede a recopilar la información necesaria para el posterior análisis estructural a través de una aplicación informática.

Aunque de manera común, los datos generales ofrecidos como pueden ser los planos de la traza, cotas de carril, sección transversal del tramo entre Safranar y Jesús (en el modificado Nº1 estaciones de Soriano y Giorgeta) van a ser válidos para las dos problemáticas planteadas, no quiere decir que los problemas sean comunes, cada problema se va a tratar de manera diferente.

Por una parte, el estudio de deformaciones pretenderá representar de manera lo más aproximada posible a la realidad, las deformaciones que se van a producir en la estructura, especialmente en la clave de la bóveda y usando como herramienta el programa de cálculo. Finalizado este paso, se compararán con las tolerancias límite determinadas por la normativa y los valores obtenidos por los deformímetros instalados.

Por otra parte, mediante la auscultación se pretenderá dar solución de forma oficial y plausible a un problema continuo de humedades, eflorescencias y afloramientos hídricos originados principalmente por la altura en la que se encuentra el nivel freático en este tramo que deteriora la estructura.

En ambos casos se va a proceder de diferente forma a un análisis crítico que finalizará con una solución propuesta al problema planteado. La secuencia de objetivos a realizar es la siguiente:

1. Recopilación de la información necesaria a través de los archivos de FGV en relación a las obras de construcción del suburbano de Valencia en su subtramo Soriano – Renfe (Safranar-Jesús) y analizar del proyecto constructivo, los datos necesarios para realizar la estimación de los cálculos futuros con el programa de elementos finitos.
2. Calcular con las estimaciones realizadas y junto con la normativa existente para edificios y obras lineales, que los valores calculados de deformaciones y distorsiones angulares resultantes ofrecidos por el programa de elementos finitos, son menores a los valores límite a los valores límite expuestos en la normativa y además, que los resultados de los deformímetros que se encuentran sobre la bóveda, unión con muro pantalla y losa de cimentación del edificio se corresponden con los estimados por el programa.
3. Analizar las patologías existentes obtenidas a partir de la auscultación del túnel mediante láser escáner y georradar realizada por parte de la empresa Axil Ingeniería S.L., y ofrecer una serie de medidas correctoras a aplicar a partir de las patologías observadas a lo largo de la traza del metro, donde una buena solución será imprescindible para evitar daños estructurales a corto y largo plazo a causa de la elevada cota que presenta el N.F. Para la solución más factible, se realizará una valoración económica del tramo entre las estaciones de Jesús y Patraix, el cual es el más afectado de la red y donde se encuentra el edificio de 7 plantas.

## 2. DESCRIPCIÓN ELEMENTOS EN ZONA DE ACTUACIÓN

### 2.1 Localización concreta sobre el edificio

Para determinar la ubicación de la actual traza del metro, se accedió a los proyectos originales proporcionados por el archivo de FGV, en donde se rescató el "Modificado N°1 del proyecto de infraestructura de penetración sur del suburbano. Tramo Soriano – Renfe" para observar por donde discurre exactamente la traza. Se accedió al trazado de la línea 1 entre las estaciones de Jesús y Patraix (anteriormente denominadas Giorgeta y Jesús respectivamente) en donde se observa que la traza a la salida de la estación de Patraix circula por la calle Jaime Beltrán hasta enlazar con la calle Uruguay como se puede observar en las Fig. 18 y Fig. 29.

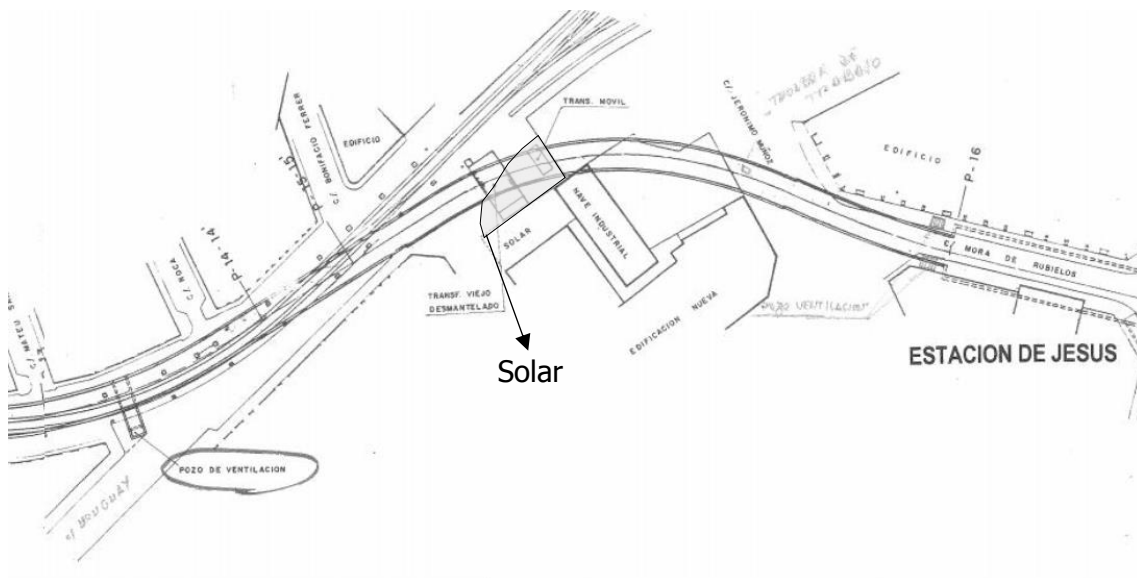


Fig. 18 Localización solar edificio a construir. Fuente: FGV/Elaboración propia

En la imagen superior, se puede apreciar la localización del solar donde se va a ubicar el edificio a construir. Un edificio de 7 plantas ubicado en la parte de encima de la traza del ferrocarril. Ante la afección que puede suponer a la capacidad portante del túnel, se va a proceder a realizar un cálculo de la carga transmitida al terreno que van a generar las 7 plantas del edificio. Para ello, se va a calcular la sobrecarga total producida por el edificio y posteriormente se va a representar de manera lineal sobre la superficie del terreno, ya que el cálculo en el programa informático *PLAXIS* se realizará en un modelo 2D.

## 2.2 Descripción del túnel en la zona

A la hora de representar en la aplicación informática la sección de la bóveda y de la contrabóveda, al ser estructuras circulares, se ha adoptado por representar los radios de curvatura de estas dos estructuras en *AUTOCAD* y poder así obtener los puntos X e Y discretizados en subtramos desde un punto de referencia, en este caso se escogió el centro del radio de curvatura de la bóveda superior, el que se encuentra a 0,409m por debajo del N.C. (ver Fig. 19).

La sección longitudinal entre las estaciones de Patraix y Jesús es claramente descendiente debido a que a la altura de esta estación el túnel debe salvar un colector subterráneo de aguas residuales pasante. Por lo tanto, la depresión de la rasante estaba justificada. Cabe destacar que esta depresión originó problemas de filtración debido a que la capa de arcillas limosas tenía un espesor insuficiente y la entrada de agua se hacía evidente. Se puede observar como el nivel de la rasante es descendente en el apartado ``





### PARAMETRIZACIÓN DEL TRAMO SAFRANAR - JESÚS" relacionado con el perfil longitudinal del túnel.

Las secciones transversales tipo representadas también en el mismo apartado, varían dependiendo de si se encuentran entre estaciones o en la propia estación. La altura de las pantallas va aumentando conforme se acerca a la estación de Jesús, debido a lo anteriormente comentado de que se debe salvar un colector de aguas residuales. Destacar sobre todo que el solar al encontrarse en un tramo en curva, los radios de curvatura de estos a causa de mantener el gálibo lateral y vertical, las dimensiones de la estructura varían mínimamente. Sí que es cierto que en las zonas donde existen curvas la sección tipo varía mínimamente en la profundidad de las pantallas o en el radio de la bóveda superior

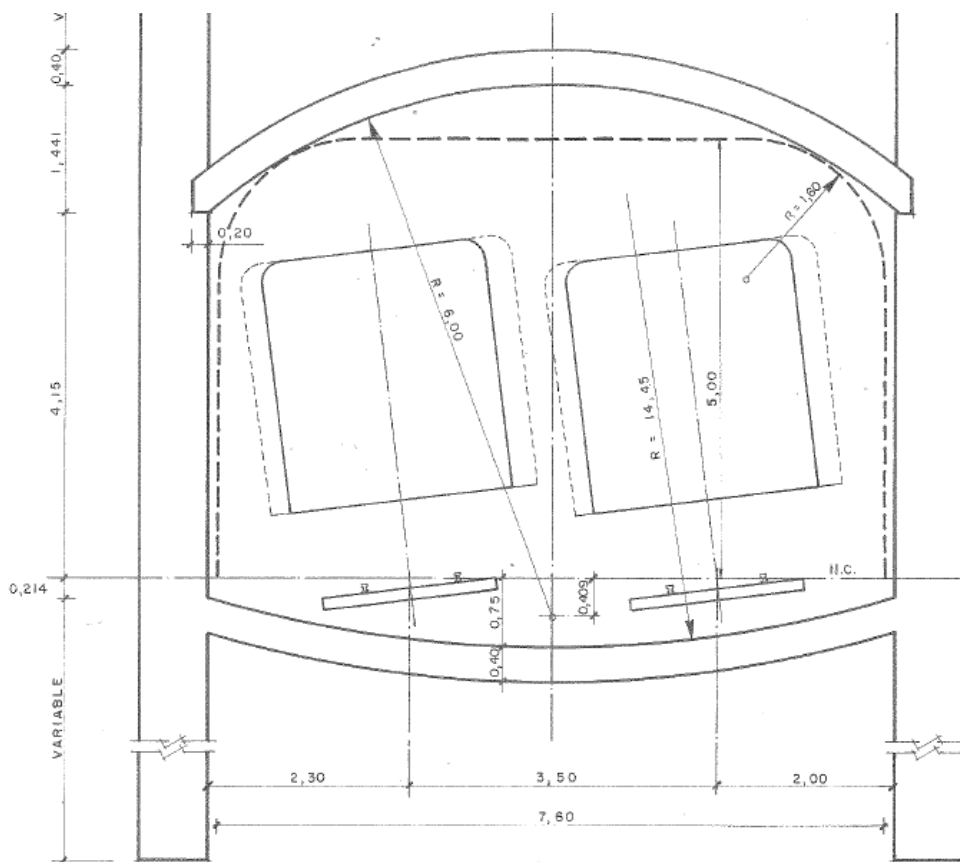


Fig. 19 Dimensiones bóveda en curva. Fuente: FGV

Para el cálculo estructural, es imprescindible analizar cómo se solidariza la bóveda con las pantallas. En este caso, la estructura del túnel se ha observado que la bóveda superior es una estructura triarticulada, en donde la ley de esfuerzos o antifunicular, pasa por las 3 rótulas ya que no se generan esfuerzos en estos puntos, por lo tanto, la ley de cortantes y de flectores va a ser completamente distinta que si la bóveda no estuviera triarticulada ya que en las rotulas los momentos generados son nulos. En las

rótulas, existe un zuncho de unión compuesto por 6 barras de diámetro 8 mm y 4 estribos de 8 mm.

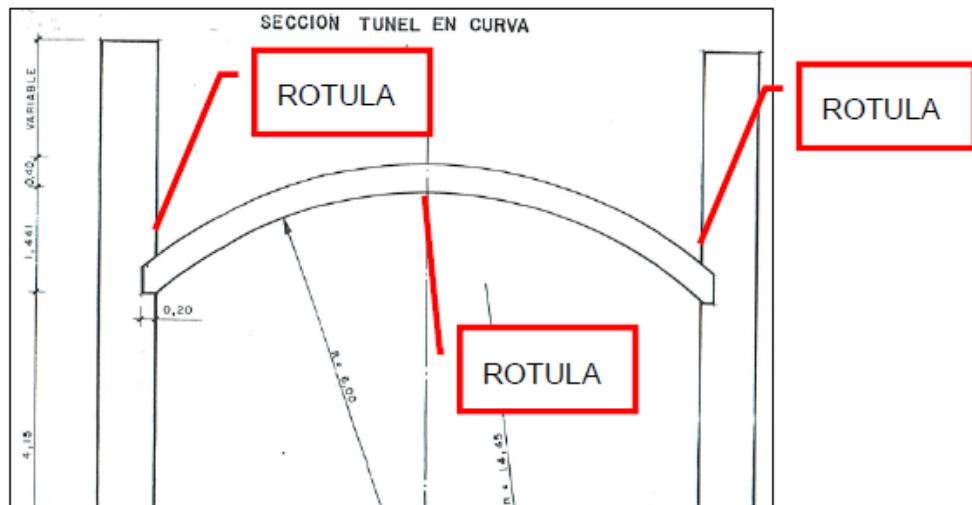


Fig. 20. Representación en detalle de la bóveda superior triarticulada. Fuente: Elaboración propia

La localización aproximada a partir del solar representado en el mapa y del perfil longitudinal, se puede estimar que la ubicación del solar es la determinada en la Fig. 21.

Se puede observar que dicho solar se encuentra encima de la traza del túnel entre los puntos 15' y 16, por ello una interpolación hacia un valor medio entre estos dos perfiles es aceptable para estimar las cotas de la bóveda existentes debajo del solar.

Como se observa en las imágenes siguientes, en el punto 15' se obtiene una cota del terreno en 15,695m y en 16 de 14,500m. La cota del nivel del carril (N.C.) es de 4,230m en 15' frente a los 1,233m en 16. La distancia entre la línea de arranque de la bóveda y de la contrabóveda será al final de 6,93m.

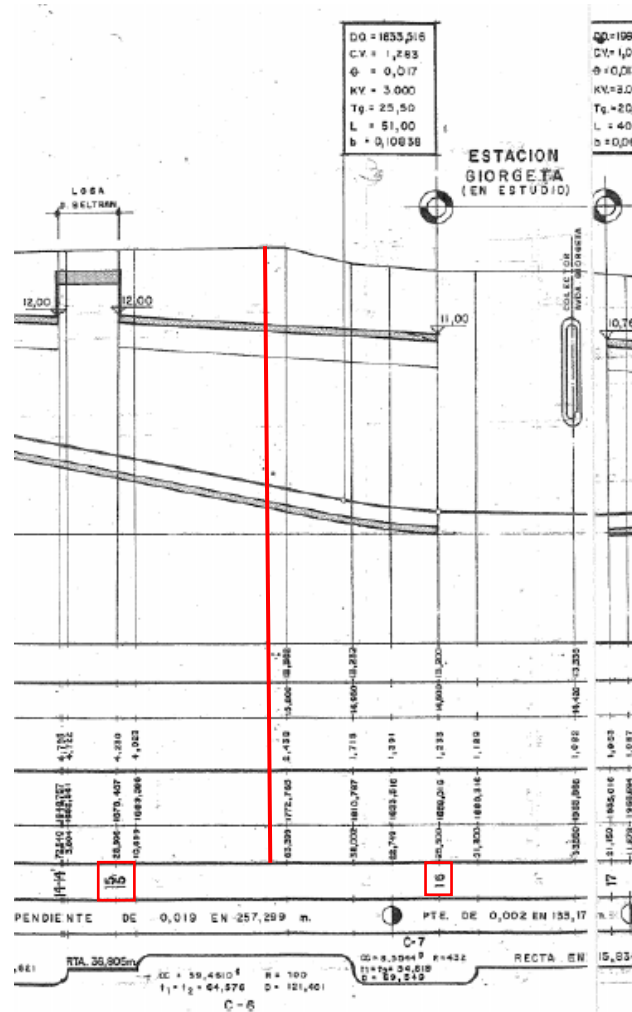


Fig. 21 Ubicación solar en el perfil longitudinal de la traza del Suburbano de Valencia.  
Fuente: Elaboración propia

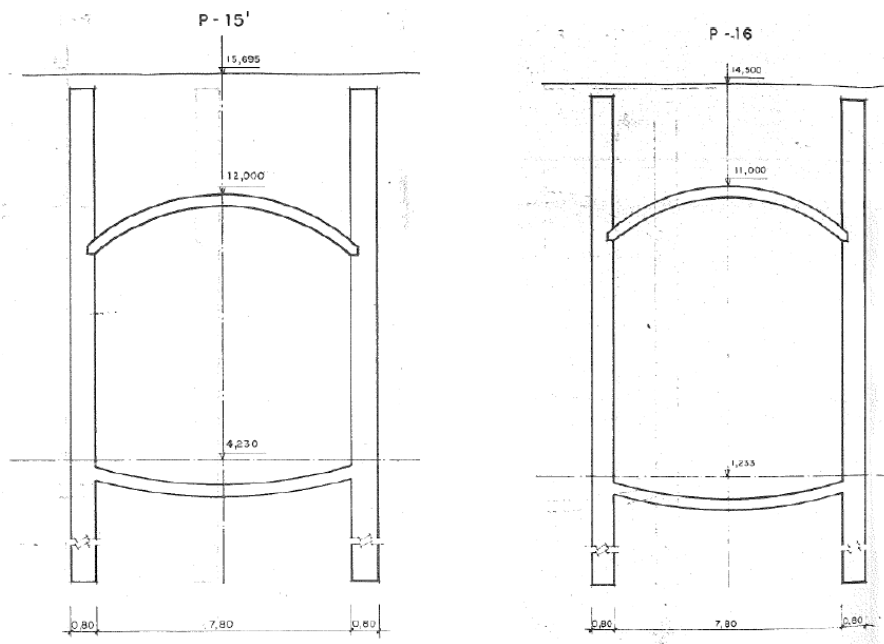


Fig. 22. Perfil transversal P-15' y P-16 en el perfil transversal de la traza del Suburbano de Valencia.  
Fuente: FGV

Los valores medios entre los puntos 15' y 16 en relación a las cotas son las siguientes:

- Cota del terreno: 15,1m.
- Cota clave bóveda superior: 11,5m.
- Cota nivel del carril: 2,73m.

La estructura se encuentra enterrada de la siguiente forma:

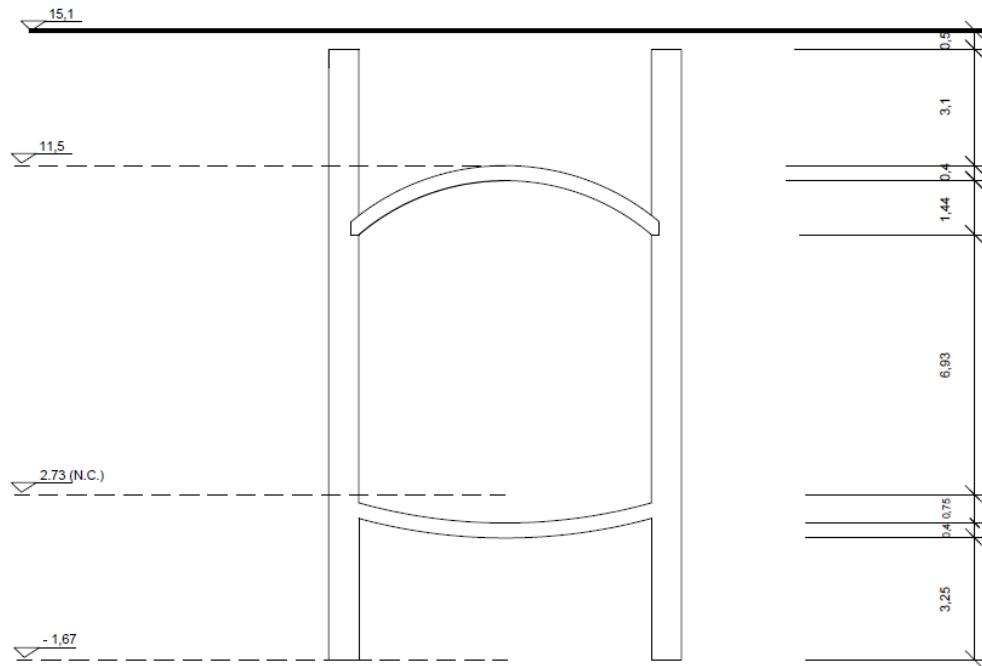


Fig. 23 Estructura bóveda en el subsuelo. Fuente: Elaboración propia

Una vez estimado la cota de la bóveda por debajo del solar, la última parte por saber es la profundidad de las pantallas desde la contrabóveda hacia la parte de bajo del terreno y desde la cota del terreno hasta la clave de la bóveda superior. La cantidad de espesor de relleno existente sobre la bóveda se obtiene a través del valor medio entre la cota del terreno y de la clave de la bóveda correspondiente a los puntos P-15' y P-16 de los perfiles longitudinales respectivamente.

Así se obtiene con una simple resta el espesor existente de relleno de tierras desde la clave hasta la cota del terreno, la cual es de 3,6m; en donde los últimos 0,5m no existe continuación de las pantallas hacia la cota del terreno como se puede apreciar en la Fig. 23.

Para calcular la profundidad desde la clave de la contrabóveda hacia el terreno inferior, se ha observado los planos detallados de la disposición de las armaduras en las pantallas. El punto intermedio donde se ubica el solar se encuentra entre el P-15' y P-16, se

encuentran a una distancia desde el origen de aproximadamente de unos 1.730m aproximadamente como se observa en los planos del perfil longitudinal de la traza (Fig. 24).

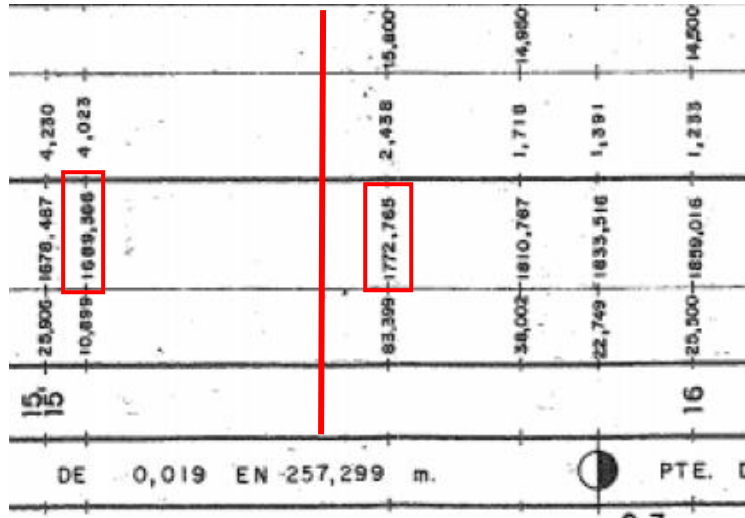


Fig. 24 Detalle distancias desde el origen plano longitudinal traza. Fuente: Elaboración propia

Estos valores de distancias desde el origen del túnel son importantes porque en función del tramo donde se encuentre situado, los recubrimientos de las armaduras son diferentes y también lo son la profundidad de las pantallas en el terreno. Los valores del empotramiento en función de la profundidad del N.C. para la D.O. entre 1526,71m y 2187,331m es la siguiente:

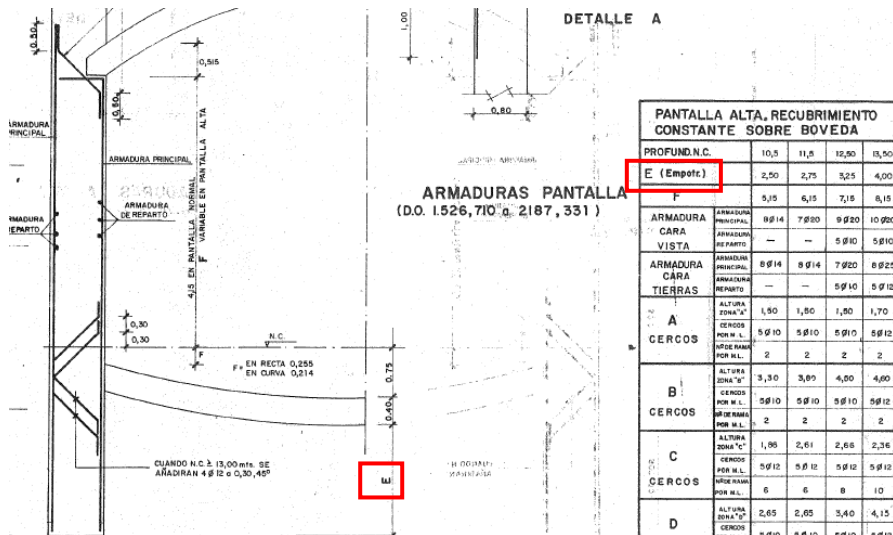


Fig. 25 Valores de profundidad del empotramiento. Fuente: FGV

La profundidad del N.C. desde la cota del terreno es de 12,3m en donde el valor del empotramiento E se corresponde con una profundidad de 3,25m. La profundidad total de las pantallas desde el N.C. es de 4,4m, en consecuencia, la cota de la pantalla es de -1,67m tal y como se puede observar en la Fig. 23.

## 2.3 Descripción del edificio

Como no es objeto de este TFM el estudio detallado de todos los cálculos requeridos para la construcción de un edificio, se va a proceder a realizar un cálculo básico siguiendo la normativa existente que permita obtener de manera aproximada los esfuerzos generados por la estructura sobre el terreno para poder modelizar en un programa informático, el efecto producido por la vivienda sobre la estructura del metro.

El área de estudio es la siguiente:



*Fig. 26 Mapa satélite ciudad de Valencia. Fuente: Visor GVA*

Cabe destacar más detalladamente los mapas que se representa para este tanto en satélite como la traza alrededor de esta área:



*Fig. 27 Mapa satélite ciudad de Valencia barrio Patraix. Fuente: Visor GVA*



Fig. 28 Representación de la traza y el solar del edificio en la calle Uruguay de Valencia.  
Fuente: Elaboración propia

El trazado transcurre entre las actuales estaciones de Patraix y Jesús, en donde la estación de Patraix se ubica en la intersección entre la Av. Gaspar Aguilar y la calle Campos Crespo. Posteriormente el trazado hasta llegar a la estación de Jesús continúa bajo la calle de Jaime Beltrán hasta enlazar con la calle Mora de Rubielos donde a la altura del cruce con la Avenida de Giorgeta se ubica la estación de Jesús como se puede ver en las Fig. 51. y Fig. 29.

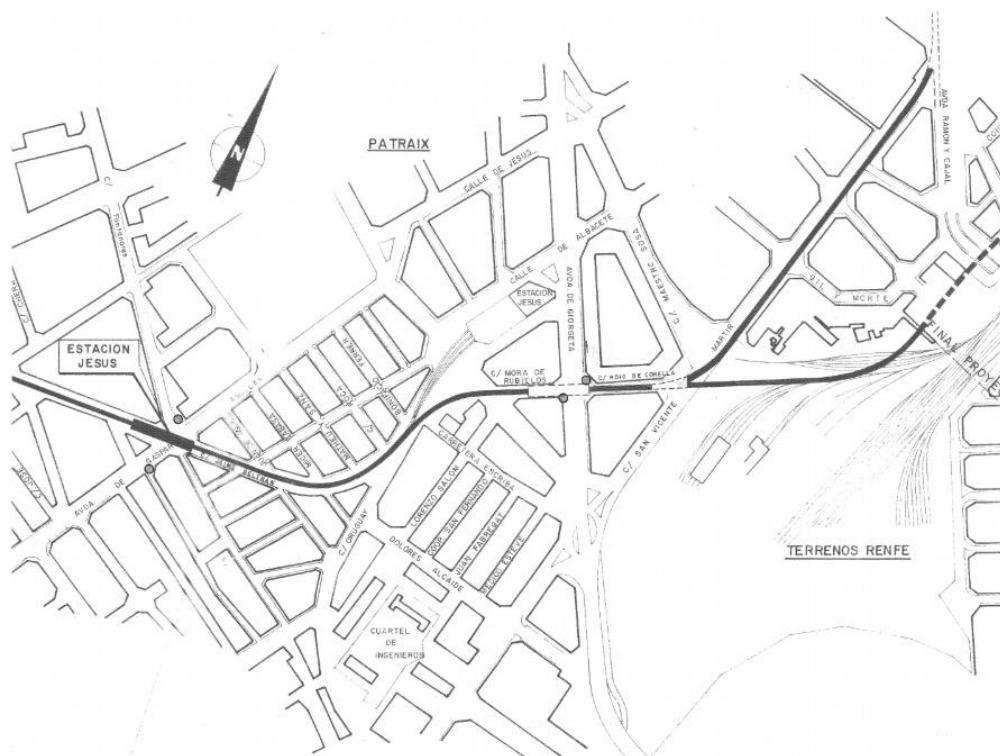


Fig. 29 Plano en planta general subtramo estaciones Patraix (Jesús) – Jesús (Giorgeta). Fuente: FGV



Se puede observar en la imagen superior como existe la estación de Jesús referida a la parada de metro y otra estación de Jesús encima de la calle Mora de Rubielos. Esta última comentada, es la antigua estación de Jesús que era la estación final de trayecto con destino a Valencia por parte del "trenet" de la Ribera, el tren que ofrecía servicio a las comarcas del sur de valencia. Con la construcción del túnel, la línea que circulaba por superficie en 1988 empezó a circular por el túnel soterrado y la estación de Jesús dicha hoy en día es una biblioteca. Reseñar que, el nombre de la estación de Jesús de la Fig. 29 fue nombrado en el proyecto inicial, pero hoy en día el nombre de esta estación es la de Patraix, y la estación que se encuentra en la calle Mora de Rubielos recibe el nombre de Jesús.

### 2.2.1 Diseño del edificio

Sobre el solar descrito, se va a edificar un edificio de 7 plantas con una losa de cimentación en la planta baja la cual con la losa de 1m de canto quedará apoyada sobre las pantallas funcionando la losa en sus extremos como voladizo. Por tanto, se va a realizar un edificio tipo de 7 plantas que representará el edificio que se va a construir. El edificio deberá regirse en base a la normativa vigente por parte del CTE-DB SE. El edificio se ha modelado en el programa gráfico *AutoCAD* con las siguientes características:

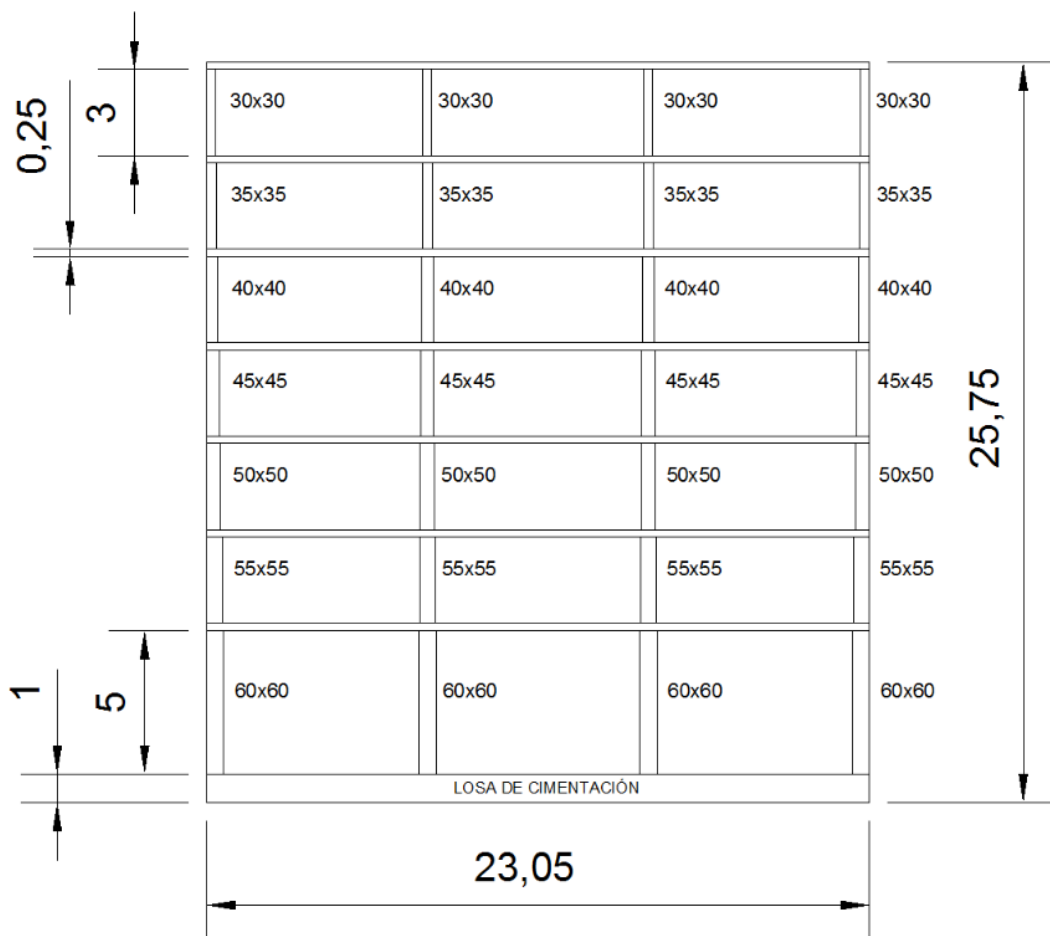


Fig. 30 Diseño en alzado de la estructura del edificio. Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar en la imagen superior, los pilares en su planta más elevada son de 30 x 30cm y van aumentando de tamaño de 5 cm en 5 cm conforme desciende de nivel hasta llegar a la planta baja. Se ha adoptado por predimensionar los pilares de 30 x 30cm ya que esta es la dimensión requerida para que no existirán problemas por falta de recubrimiento a la hora de ser insertar el armado en los pilares.

La transición entre plantas de 5cm x 5cm conforme desciende el nivel del edificio, también es un valor habitual de predimensionamiento válido.

La planta baja tiene una altura de 5m de alto, en donde a priori suele destinarse normalmente a negocios locales. Las demás alturas entre forjados reticulares entre la planta 1 y la última, es de 3m. El espesor de los forjados reticulares es de 0,25m.

Destacar el espesor de la losa de cimentación de la planta baja que es de 1m de hormigón armado.

### 2.2.2 Colocación sobre el túnel

Al ser un solar que no es rectangular, sino que adopta una forma poligonal, para representar la estructura en 2D en *Plaxis* se requiere la parte que sea más representativa estructuralmente del edificio.

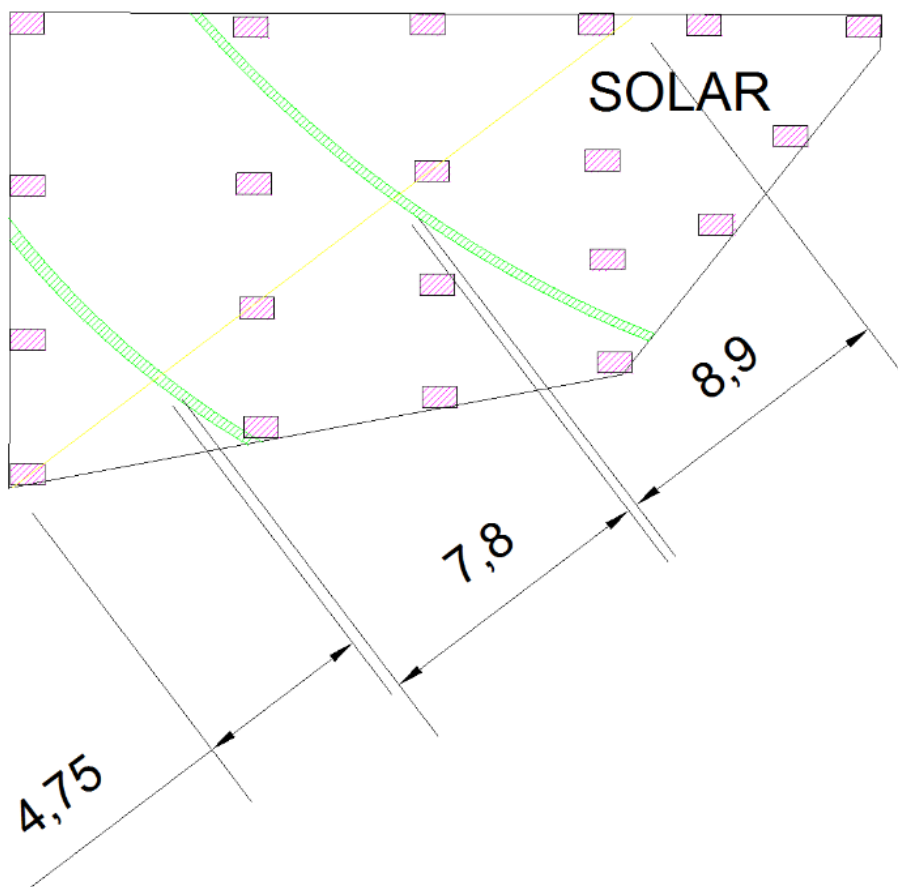


Fig. 31 Dimensiones y disposición de la traza y pilares en el solar. Fuente: Elaboración propia

La disposición del edificio es aproximadamente rectangular en toda su superficie menos en la parte derecha donde la superficie es más triangular, hecho que hace que el conjunto del área de estudio sea una superficie poligonal.

Los pilares tienen entre ellos una luz aproximada de 7,5 m, en donde la línea amarilla describe una sección representativa estructuralmente de las características del edificio a construir, en este caso, la estructura deberá representar la transmisión de cargas media del edificio.

Por la parte oeste de la imagen, a partir de la pantalla izquierda, la longitud hasta el pilar extremo será de 4,75 m. En el lado este, la longitud desde la pantalla derecha hasta el pilar extremo será de 8,9 m. Las pantallas tienen un espesor de 0,8 m y la distancia libre entre pantallas es de 7,8 m.

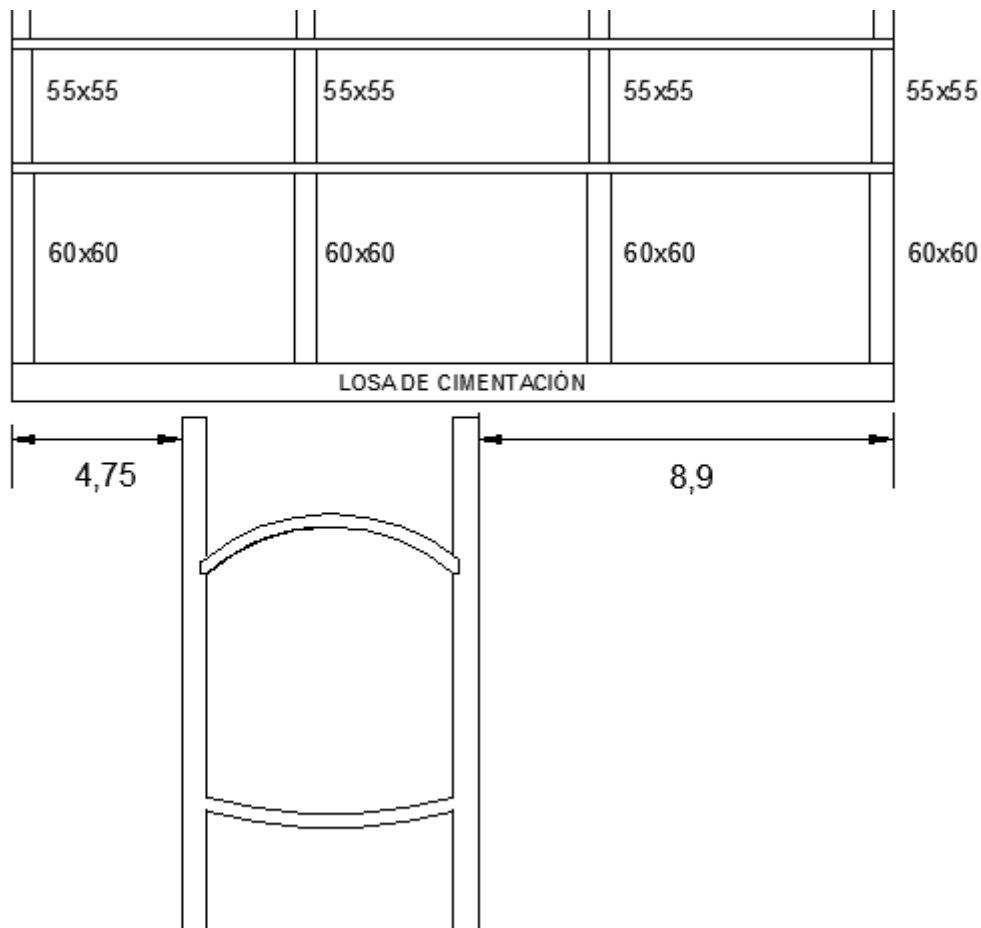


Fig. 32. Localización traza estructura metro bajo el edificio. Fuente: Elaboración propia

### 2.2.3 Evaluación acciones actuantes en el edificio

Para evaluar las cargas que se van a transmitir al terreno debido a la construcción del edificio, se ha calculado el peso propio de los materiales ejecutados y se ha añadido en el caso de los forjados, una sobrecarga de uso, tal y como enumera el CTE DB-SE-AE. El CTE es el código técnico de la edificación donde se enumeran una serie de recomendaciones a adoptar en el cálculo de edificios, concretamente en lo relacionado a acciones en la edificación (AE).

Entre las generalidades del CTE DB-SE-AE, requiere revisar la proyección de las cargas en el edificio. El ámbito de aplicación de este es el siguiente:

1. *El campo de aplicación de este Documento Básico es el de la determinación de las acciones sobre los edificios, para verificar el cumplimiento de los requisitos de seguridad estructural (capacidad portante y estabilidad) y aptitud al servicio, establecidos en el DB-SE.*

*Las acciones permanentes para un cálculo estimativo, únicamente actuará el Peso Propio. Las acciones de Pretensado y Acciones del Terreno también descritas en la normativa no se tendrán en cuenta ya que son un capítulo aparte del DB-SE.*

La normativa existente referida al **peso propio** como una acción permanente determina lo siguiente:

1. *El peso propio a tener en cuenta es el de los elementos estructurales, los cerramientos y elementos separadores, la tabiquería, todo tipo de carpinterías, revestimientos (como pavimentos, guarnecidos, enlucidos, falsos techos), rellenos (como los de tierras) y equipo fijo.*
2. *El valor característico del peso propio de los elementos constructivos, se determinará, en general, como su valor medio obtenido a partir de las dimensiones nominales y de los pesos específicos medios. En el Anejo C se incluyen los pesos de materiales, productos y elementos constructivos típicos.*
3. *En el caso de tabiques ordinarios cuyo peso por metro cuadrado no sea superior a  $1,2 \text{ kN/m}^2$  y cuya distribución en planta sea sensiblemente homogénea, su peso propio podrá asimilarse a una carga equivalente uniformemente distribuida. Como valor de dicha carga equivalente se podrá adoptar el valor del peso por metro cuadrado de alzado multiplicado por la razón entre la superficie de tabiquería y la de la planta considerada. En el caso de tabiquería más pesada, ésta podrá asimilarse al mismo valor de carga equivalente uniforme citado más*

*un incremento local, de valor igual al exceso de peso del tabique respecto a 1,2 kN por m<sup>2</sup> de alzado.*

*En general, en viviendas bastará considerar como peso propio de la tabiquería una carga de 1,0 kN por cada m<sup>2</sup> de superficie construida.*

Expuesto esto, se concluye que:

Para la estimación de los valores de PP de los forjados aligerados, se tendrá que recurrir al Anejo C en su apartado 5 relativo al peso propio de elementos constructivos. Para un forjado aligerado (bidireccional) de canto total < 0,30m, se tiene un PP = 4 kN/m<sup>2</sup>.

Elemento	Peso
<b>Forjados</b>	kN / m <sup>2</sup>
Chapa grecada con capa de hormigón; grueso total < 0,12 m	2
Forjado unidireccional, luces de hasta 5 m; grueso total < 0,28 m	3
Forjado uni o bidireccional; grueso total < 0,30 m	4
Forjado bidireccional, grueso total < 0,35 m	5
Losa maciza de hormigón, grueso total 0,20 m	5
<b>Cerramientos y particiones</b> (para una altura libre del orden de 3,0 m) incluso enlucido	kN / m
Tablero o tabique simple; grueso total < 0,09 m	3
Tabicón u hoja simple de albañilería; grueso total < 0,14 m	5
Hoja de albañilería exterior y tabique interior; grueso total < 0,25 m	7
<b>Solados</b> (incluyendo material de agarre)	kN / m <sup>2</sup>
Lámina pegada o moqueta; grueso total < 0,03 m	0,5
Pavimento de madera, cerámico o hidráulico sobre plastón; grueso total < 0,08 m	1,0
Placas de piedra, o peidaneado; grueso total < 0,15 m	1,5
<b>Cubierta, sobre forjado</b> (peso en proyección horizontal)	kN / m <sup>2</sup>
Faldones de chapa, tablero o paneles ligeros	1,0
Faldones de placas, teja o pizarra	2,0
Faldones de teja sobre tableros y tabiques palomeros	3,0
Cubierta plana, recrecido, con impermeabilización vista protegida	1,5
Cubierta plana, a la catalana o invertida con acabado de grava	2,5
<b>Rellenos</b>	kN / m <sup>3</sup>
Agua en aljibes o piscinas	10
Terreno, como en jardineras, incluyendo material de drenaje <sup>(1)</sup>	20

<sup>(1)</sup> El peso total debe tener en cuenta la posible desviación de grueso respecto a lo indicado en planos.

Fig. 33 Anejo C. Apartado 5. Peso propio de los elementos constructivos. Fuente: CTE

El apartado 3 relativo al PP como acción permanente, al final del párrafo considera que, en viviendas, bastará considerar como peso propio de la tabiquería una carga de 1,0 kN por cada m<sup>2</sup> de superficie construida.

Por lo tanto, el peso del forjado aligerado a falta del estimar el valor de la sobrecarga se estimará como 4 + 1 = 5 kN/m<sup>2</sup>.

Las acciones variables para un cálculo estimativo, únicamente actuará la Sobrecarga de uso. Las acciones de Viento, Acciones Térmicas y Nieve también descritas en la normativa no se tendrán en cuenta ya al ser un cálculo estimativo, nos interesan los valores que van a actuar de manera directa sobre la estructura del túnel y donde estas

3 acciones no van a tener tanta repercusión en comparación con la sobrecarga de uso. El cálculo de estas tres acciones que se puede llevar a cabo, es demasiado grande para la afección que puede ejercer sobre el terreno.

La normativa existente define la **sobrecarga de uso** como:

1. *El peso de todo lo que puede gravitar sobre el edificio por razón de su uso.*
2. *La sobrecarga de uso debida a equipos pesados, o a la acumulación de materiales en bibliotecas, almacenes o industrias, no está recogida en los valores contemplados en este Documento Básico, debiendo determinarse de acuerdo con los valores del suministrador o las exigencias de la propiedad.*

*En lo relativo a los valores de sobrecarga estimados por la normativa, por lo general, los efectos de la sobrecarga de uso pueden simularse por la aplicación de una carga distribuida uniformemente. De acuerdo con el uso que sea fundamental en cada zona del mismo, como valores característicos se adoptarán los de la Tabla 3.1. dichos valores incluyen tanto los efectos derivados del uso normal, personas, mobiliario, enseres, mercancías habituales, contenido de los conductos, maquinaria y en su caso vehículos, así como las derivadas de la utilización poco habitual, como acumulación de personas, o de mobiliario con ocasión de un traslado.*

*También en este apartado se recomienda que para comprobaciones locales de capacidad portante en las cuales se debe considerar una carga puntual concentrada, pero como se aleja de nuestro ámbito de estudio, no se considerará este apartado.*

Expuesto esto, se concluye que:

Para la estimación de los valores de SCU en los forjados aligerados, se tendrá que recurrir a la Tabla 3.1. del CTE DB-SE-AE (Fig. 34) relativa a los valores característicos de las sobrecargas de uso. Para una categoría de uso residencial (A) y una subcategoría de uso destinada a viviendas (A1) se estima una carga uniforme de 2 kN/m<sup>2</sup>. Los valores estimativos de esta SCU son válidos desde el primer forjado hasta el último.

Para la planta baja donde se ubica la losa de cimentación, la SCU que se estima siguiendo los patrones de la Fig. 34 pero en este caso en la categoría de uso de zonas comerciales (D) y una subcategoría de uso de locales comerciales (D1) se estima un valor de 5 kN/m<sup>2</sup>. El valor de SCU en la PB es diferente ya que normalmente se suelen ubicar en estas áreas comerciales.

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m <sup>2</sup> ]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 <sup>(1)</sup>
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente <sup>(2)</sup>			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación <sup>(3)</sup>	G1 <sup>(7)</sup>	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 <sup>(4)/(5)</sup>	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) <sup>(5)</sup>	0,4 <sup>(4)</sup>	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Fig. 34 Valores característicos de las sobrecargas de uso. Fuente: CTE

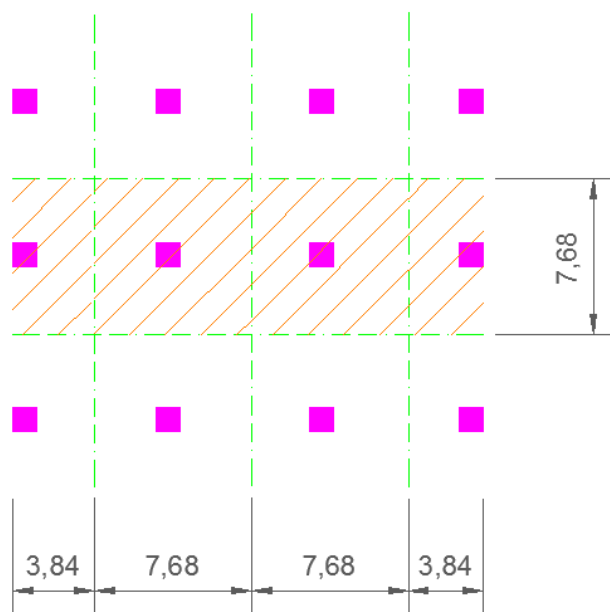


Fig. 34.2. Ejemplo área de reparto forjado con 4 pilares. Fuente: Elaboración propia

El valor del peso específico del hormigón armado se ha obtenido a través de la Tabla C.1 del Anejo 3 del CTE DB-SE-AE (Fig. 35). Se observa que para un hormigón armado es la suma del valor del peso específico de un hormigón normal más 1 kN/m<sup>3</sup>. El valor es de:

$$24 \text{ kN/m}^3 + 1 \text{ kN/m}^3 = 25 \text{ kN/m}^3$$

Materiales y elementos	Peso específico aparente kN/m <sup>3</sup>	Materiales y elementos	Peso específico aparente kN/m <sup>3</sup>
<b>Materiales de albañilería</b>		<b>Madera</b>	
Arenisca	21,0 a 27,0	Aserada, tipos C14 a C40	3,5 a 5,0
Basalto	27,0 a 31,0	Laminada encolada	3,7 a 4,4
Calizas compactas, mármoles	28,0	Tablero contrachapado	5,0
Diorita, gneis	30,0	Tablero cartón gris	8,0
Granito	27,0 a 30,0	Aglomerado con cemento	12,0
Sienita, diorita, pórfido	28,0	Tablero de fibras	8,0 a 10,0
Terracota compacta	21,0 a 27,0	Tablero ligero	4,0
<b>Fábricas</b>		<b>Metales</b>	
Bloque hueco de cemento	13,0 a 16,0	Acero	77,0 a 78,5
Bloque hueco de yeso	10,0	Aluminio	27,0
Ladrillo cerámico macizo	18,0	Bronce	83,0 a 85,0
Ladrillo cerámico perforado	15,0	Cobre	87,0 a 89,0
Ladrillo cerámico hueco	12,0	Estaño	74,0
Ladrillo silicocalcáreo	20,0	Hierro colado	71,0 a 72,5
<b>Mampostería con mortero</b>		Hierro forjado	76,0
de arenisca	24,0	Latón	83,0 a 85,0
de basalto	27,0	Plomo	112,0 a 114,0
de caliza compacta	26,0	Zinc	71,0 a 72,0
de granito	28,0	<b>Plásticos y orgánicos</b>	
<b>Sillería</b>		Caucho en plancha	17,0
de arenisca	26,0	Lámina acrílica	12,0
de arenisca o caliza porosas	24,0	Linóleo en plancha	12,0
de basalto	30,0	Mástico en plancha	21,0
de caliza compacta o mármol	28,0	Poliestireno expandido	0,3
de granito	28,0	<b>Otros</b>	
<b>Hormigones y morteros</b>		Adobe	16,0
Hormigón ligero	9,0 a 20,0	Asfalto	24,0
Hormigón normal <sup>(1)</sup>	24,0	Baldosa cerámica	18,0
Hormigón pesado	> 28,0	Baldosa de gres	19,0
Mortero de cemento	19,0 a 23,0	Papel	11,0
Mortero de yeso	12,0 a 28,0	Pizarra	29,0
Mortero de cemento y cal	18,0 a 20,0	Vidrio	25,0
Mortero de cal	12,0 a 18,0		

<sup>(1)</sup> En hormigón armado con armados usuales o fresco aumenta 1 kN/m<sup>3</sup>

Fig. 35 Peso específico aparente de materiales de construcción. Fuente: CTE

Los valores de carga transmitida por parte del forjado se representan a lo largo de la estructura como una carga repartida a lo largo de este. Para obtener este valor, se calculará mediante el producto del peso del forjado en su área contributiva por el espesor del forjado. El valor es de:

$$\text{Peso forjados} = \gamma \times A \times B \times e$$

Donde:

1.  $\gamma$ : Peso específico hormigón armado
2. A: ancho forjado sección representativa en función del área contribuyente pilares
3. B: largo forjado sección representativa
4. e: espesor forjado

FORJADOS		
P1-P7	1106,4	KN
<b>TOTAL</b>	<b>7744,8</b>	<b>KN</b>

Tabla 1 Valores unitarios de carga repartida en cada forjado aligerado. Fuente: Elaboración propia

Por otra parte, hay que añadir la carga que van a transmitir el peso de los pilares. Para ello, gracias a los valores estimados del hormigón armado por parte del CTE DB-SE-AE en su anejo 3 (Fig. 35), se estima un valor de 2.500 kg/m<sup>3</sup>. En función de las dimensiones



de los pilares, se tendrá un valor de carga puntual que se transmite al terreno. Para el forjado nº7, la carga que transmiten los pilares es:

$$Pilar = \gamma \times a \times b \times h \times n^{\circ} \text{ pilares} = 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,3 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times 3 \text{ m} \times 4 = 27 \text{ kN}$$

5.  $\gamma$ : Peso específico hormigón armado
6. a: ancho pilar
7. b: profundo pilar
8. h: altura pilar
9. n<sup>o</sup> pilares: n<sup>o</sup> pilares en la sección representativa estructuralmente

Siguiendo la formulación anterior, la carga que se transmite al terreno es:

PILARES SECCIÓN REPRESENTATIVA			
<b>P6</b>	30x30	27	KN
<b>P5</b>	35x35	36,76	KN
<b>P4</b>	40x40	48	KN
<b>P3</b>	45x45	60,76	KN
<b>P2</b>	50x50	75	KN
<b>P1</b>	55x55	90,76	KN
<b>PB</b>	60x60	180	KN
<b>TOTAL</b>		<b>518,28</b>	<b>KN</b>

Tabla 2. Valores de carga puntual de los pilares ejercida sobre el terreno. Fuente: Elaboración propia

Para el cálculo en *Plaxis*, se puede establecer dos formas de calcular las cargas que se van a transmitir a la losa. Por una parte, se puede sumar el PP LOSA + SCU = 30KN/m<sup>2</sup>, o se puede dimensionar la losa de compresión en el programa y se añade la SCU de 5KN/m<sup>2</sup> y que *Plaxis* calcule el comportamiento bajo el efecto de la carga repartida. Esta última opción es la que se va a llevar a cabo finalmente y la que se representa en la Fig. 36.

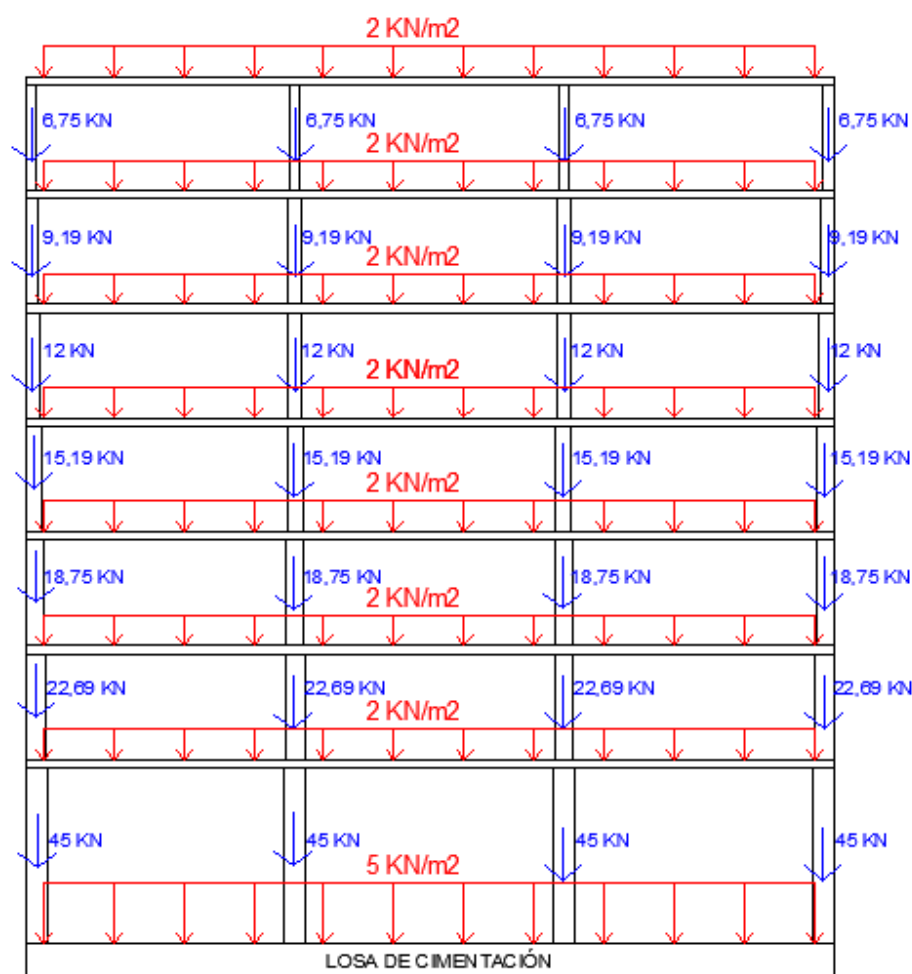


Fig. 36 Cargas actuantes sobre el terreno. Fuente: Elaboración propia. Fuente: Elaboración propia

Como las cargas distribuidas sobre los forjados se van a transmitir a los pilares, los pilares centrales van a recoger más carga que los pilares extremos, exactamente la sobrecarga unitaria por mitad de la distancia del vano, es decir, la longitud de un vano, pero desplazado mitad de la distancia hacia la izquierda y la otra mitad hacia la derecha.

Los pilares extremos cogerán únicamente la mitad de la carga distribuida unitaria actuante sobre la mitad de longitud de un vano.

$$10. \text{ Pilares extremos} = 2\text{KN/m}^2 \times 3,91\text{m} = 7,82 \text{ KN/m}$$

$$11. \text{ Pilares interiores} = 2\text{KN/m}^2 \times 7,61\text{m} = 15,22 \text{ KN/m}$$

La representación se puede observar en la siguiente imagen con las líneas en verde discontinuas:

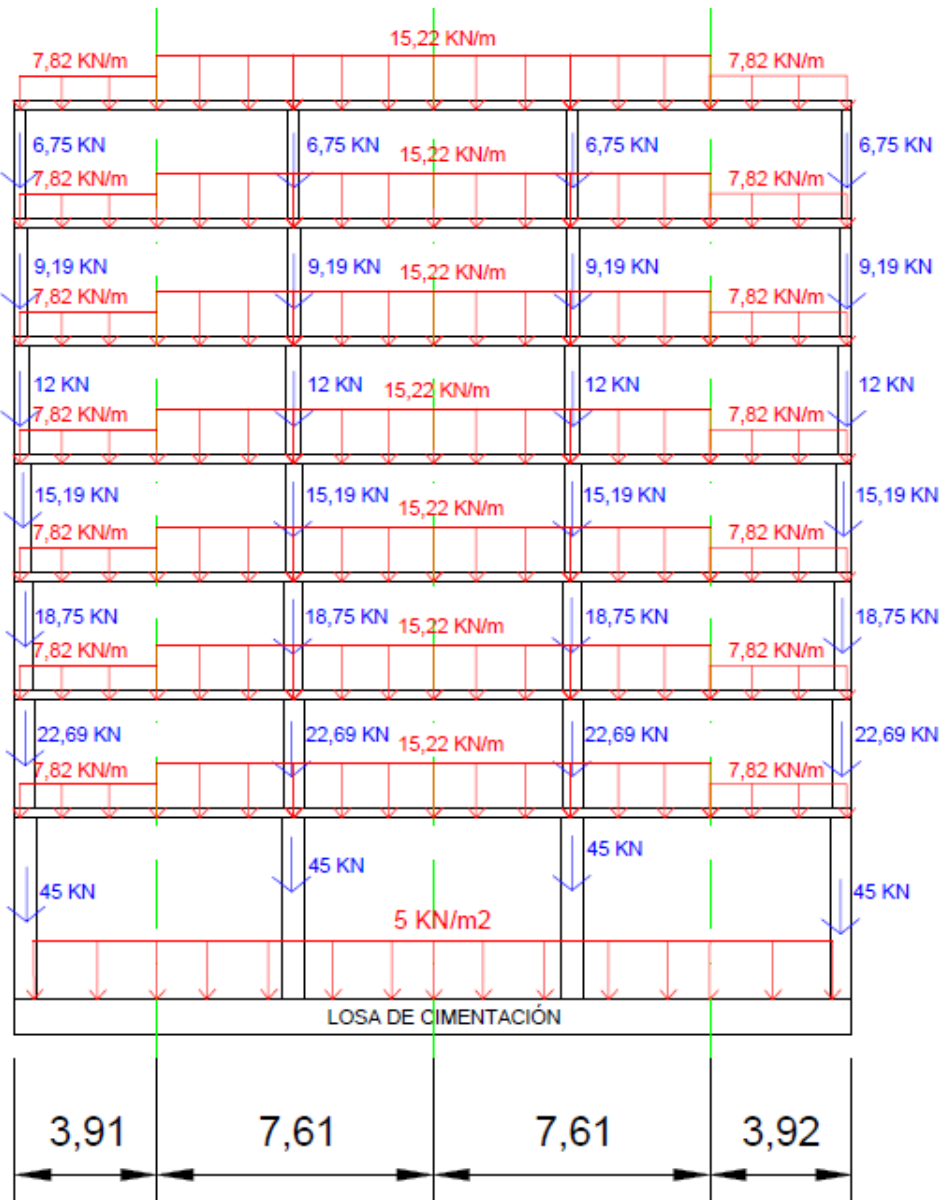


Fig. 37 Representación del área de reparto de las sobrecargas del forjado (cotas en m). Fuente: Elaboración propia

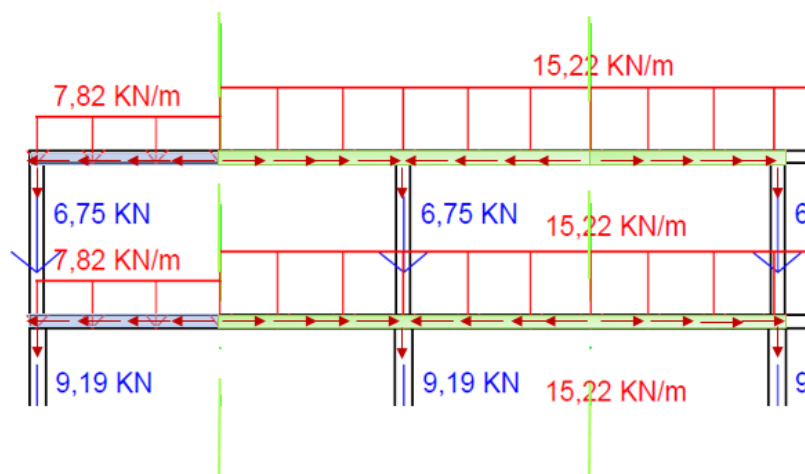


Fig. 38 Transmisión de cargas hacia los pilares. Fuente: Elaboración propia

En Norma de Construcción Sismorresistente en su parte general y edificación (NCSE-02), en su artículo nº2 relativo al ámbito de aplicación, determina:

*"El ámbito de aplicación de la norma se extiende a todos los proyectos y obras de construcción relativos a edificación, y, en lo que corresponda, a los demás tipos de construcciones, en tanto no se aprueben para los mismos normas o disposiciones específicas con prescripciones de contenido sismorresistente."*

Aunque la normativa determina que todo edificio nuevo a construir debe calcularse para resistir cierto esfuerzo sísmico, en este caso al ser un apartado que no es objeto de este trabajo, no se procederá a su análisis, pero sí que conste que se debe realizar.

### 2.3 Características del terreno bajo el edificio

En cuanto a las características geotécnicas y geológicas existentes, estas se han podido extraer del "Modificado Nº1 del proyecto de infraestructura de penetración sur del suburbano. Tramo Soriano – Renfe" en su Documento nº1 en relación al corte litológico de la traza a través de los diferentes sondeos geotécnicos realizados. Además, se representan las alturas que alcanza el nivel freático a lo largo de la traza gracias a los sondeos piezométricos.

Primeramente, se han representado los estratos actuales que se encuentran por debajo de la cota 0 del terreno. Para ello se han investigado los diferentes ensayos geotécnicos que se realizaron previa construcción de la traza y que se encuentran anexos al "Modificado Nº1 del proyecto de infraestructura de penetración sur del suburbano. Tramo Soriano – Renfe" en el anexo del informe geotécnico realizado por la empresa Geotecnia y Cimientos S.A.

En el plano de situación de reconocimientos que se observa en la Fig. 40, se presenta el recorrido donde se encuentran la ubicación de los 5 sondeos llevados a cabo, plasmada con la idea de tomar muestras inalteradas y ejecutar ensayos de tipo S.P.T.

Igualmente, en el proyecto original se puede leer que se llevaron a cabo otros 5 sondeos denominados 1' al 5' en los lugares próximos a su correspondiente homónimo geotécnico, donde solamente se ha obtenido el testigo continuo cuya misión ha sido servir de piezómetros para evaluar la altura del N.F. y de las permeabilidades.

Durante la perforación de los sondeos geotécnicos se procedió a la extracción de ensayos S.P.T. y de muestras inalteradas como se ha comentado anteriormente a diferentes profundidades. Los resultados de las muestras inalteradas permiten conocer los estratos existentes bajo la cota 0 del terreno. Se puede ver en la Fig. 43.

El ensayo de penetración estándar (S.P.T.) según la *Guía de cimentaciones para obras de carretera (GCOC)* expone lo siguiente:

El ensayo SPT (Standard Penetration Test) es probablemente el más extendido de los realizados «in situ». En España está normalizado por UNE EN ISO 22476-3.

El ensayo no se realiza de forma independiente, sino en el fondo de un sondeo y permite, a la vez que se mide la consistencia del terreno, extraer una muestra del mismo que no puede considerarse inalterada. El tomamuestras tubular es muy robusto, de 51 mm de diámetro exterior y 35 mm interior, con la punta biselada. Para atravesar gravas se emplea una puntaza ciega.

El método consiste en alcanzar la profundidad a la que se va a realizar la prueba, detener la entubación del sondeo, limpiar el fondo y hacer descender el tomamuestras (cuchara SPT) mediante el varillaje.

Una vez apoyada la cuchara, se procede a hincarla dejando caer una maza de 63,5 kg sobre la cabeza del varillaje desde una altura de 76 cm. El resultado del ensayo, el índice N, es el número de golpes precisos para profundizar 30 cm. El recuento de golpes se efectúa por tramos de 15 cm, haciendo para ello penetrar la punta un total de 45 cm (aunque es normal llegar a 60 cm). El primer tramo (denominado «penetración de asiento») no se tiene en cuenta; son el segundo (de 15 a 30 cm de profundidad) y el tercero (de 30 a 45 cm) los que intervienen en el resultado, que se expresa como suma de los golpes en ambos tramos.

En caso de que se alcancen los 50 golpes durante la penetración de asiento, o bien en cualquiera de los dos siguientes intervalos (segundo y tercero) de 15 cm, se dará por finalizado el ensayo, al haberse obtenido el denominado «rechazo» en dicha prueba.

En la ejecución del ensayo, que por estar normalizado debe ser repetible e independiente del operador, hay, no obstante, multitud de factores que pueden alterar su resultado. Algunos son susceptibles de incorporarse en coeficientes de corrección, mientras que otros son de «buena práctica». Puede afectar al resultado del ensayo:

Que la penetración de agua en el fondo del sondeo afloje, por sifonamiento, el terreno. Debe procurarse que el nivel de agua —o fluido empleado— en el sondeo sea superior al nivel piezométrico en el terreno.

- Una deficiente limpieza del fondo, o bien que la entubación quede demasiado alta con respecto al fondo o que haya penetrado hasta más abajo del mismo.

- Diferente energía aplicada, por varios motivos:
  - Maza de diferente peso, o altura de caída diferente a la normalizada.
  - Pérdidas por rozamiento en la caída de la maza.
  - Varillaje con distinto peso del estándar, con uniones flojas o desviaciones de la vertical.
- 12. Sufridera y guía defectuosas o descentradas, golpeo excéntrico.
- Tomamuestras deteriorado, de biseles romos, o atascado.
- Excesivo diámetro del sondeo.
- Que un pequeño bolo provoque el rechazo, cuando salvado éste pudiera profundizarse más.

Se han propuesto una serie de factores de corrección para convertir el resultado del ensayo  $N$  en otro «nominal»  $N_{nom}$ , que obtendría un equipo «perfecto», que transmitiese totalmente la energía del golpeo  $E$ . No obstante, ya que los SPT «clásicos» realizados conforme a UNE EN ISO 22476-3, en los que se basan la mayoría de las correlaciones, tienen una eficiencia  $E/E_{nom}$  del orden del 60% la tendencia actual es corregir el ensayo de modo que dé los mismos resultados que un SPT «correctamente ejecutado» con medios clásicos. Es sumamente importante que, al presentar los resultados del ensayo, se especifiquen las características del equipo empleado y qué correcciones se han aplicado, en su caso.

El ensayo SPT está especialmente indicado para suelos granulares, y sus resultados, a través de las correlaciones pertinentes (basadas en una gran cantidad de datos de campo), permiten estimar la carga de hundimiento de cimentaciones superficiales o profundas, así como estimar asientos, bien directamente, bien por medio de otras correlaciones con el módulo de deformación. Algunos de esos procedimientos se detallan en otros apartados de esta Guía.

Aunque también existen relaciones empíricas entre los resultados del ensayo y la resistencia de los suelos cohesivos, deben emplearse con gran prudencia y considerarse simplemente orientativa la información que proporciona el SPT en arcillas y rocas blandas.

En la estimación de cargas de hundimiento de cimentaciones profundas con la punta en formaciones arenosas calcáreas, especialmente si su origen es orgánico (conchífero, coralino, etc.) los resultados del SPT podrían quedar del lado de la inseguridad. En estos casos, resulta recomendable emplear criterios adaptados a la experiencia local que sobre tales terrenos pueda existir.

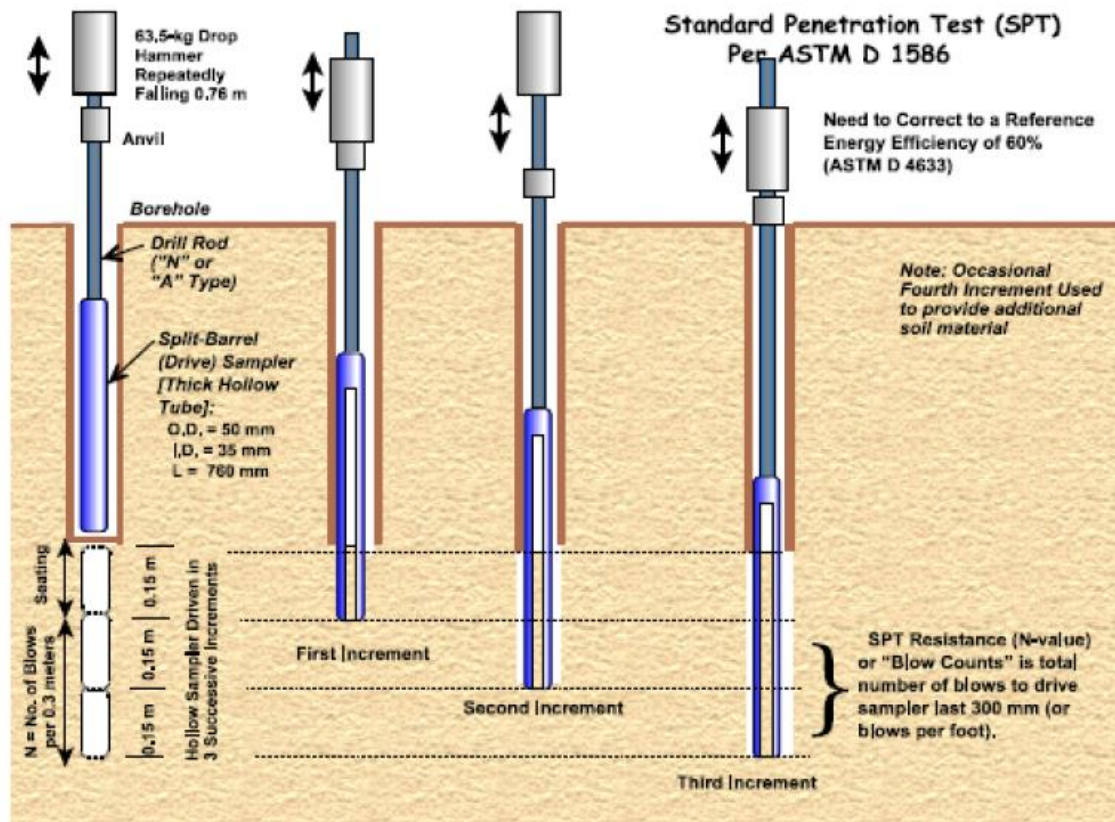


Fig. 39 Metodología de ejecución SPT. Fuente: [www-geostru.com](http://www-geostru.com)

Los sondeos mecánicos presentan ventajas importantísimas frente otras técnicas de reconocimiento geotécnico:

- Son un método directo de reconocimiento
- Permiten obtener muestra alterada en toda la columna o perfil litológico.
- Permiten alcanzar profundidades superiores a las alcanzables con otras técnicas como catas.
- Permiten reconocer el terreno bajo el nivel freático.
- Permiten atravesar capas de terreno de alta resistencia.

Por otro lado, para la toma de muestras inalteradas se utilizaron toma muestras adecuados con una recuperación continua de testigo, para que los testigos sacados no sufrieran alteraciones ni en su estructura ni en su contenido en humedad. Con estas muestras podemos evaluar sus propiedades resistentes, deformables y permeables.

Los ensayos desarrollados en el laboratorio consistieron en obtener las siguientes propiedades de los suelos:

### I. IDENTIFICACIÓN DE TERRENOS

- Descripción "de visu" de los testigos del sondeo
- Granulometría por tamizado
- Límites Atterberg
- Densidad
- Humedad natural

### II. ENSAYOS RESISTENCIA

- Compresión simple
- Triaxiales

### III. ANÁLISIS QUÍMICO DE LAS AGUAS

- Cloruros
- Magnesio y Sulfatos
- Calcio y M.O.
- pH

Para la estimación de las deformaciones en la bóveda, es interesante este apartado en el que cabe destacar en concreto los ensayos de penetración realizados en el lugar más próximo donde se va a ubicar el edificio a construir corresponden al sondeo S-2. Los resultados obtenidos son los siguientes:

Sondeo	Ensayo S.P.T.	Toma de Inalteradas
S-2	9	3

Tabla 3. N.º ensayos realizados en cada tipo de ensayo de penetración. Fuente: FGV

A partir de la localización de los sondeos y de la ubicación del edificio a construir, los sondeos S-2 y S-2' serán los más representativos geotécnicamente hablando. Por lo tanto, a través de las muestras inalteradas sacadas en este punto, los valores geotécnicos tales como la densidad aparente, cohesión o módulo de deformación de cada uno de las capas litográficas existentes, serán suficientemente representativas para la estimación de las deformaciones de la estructura proyectada en *Plaxis*.



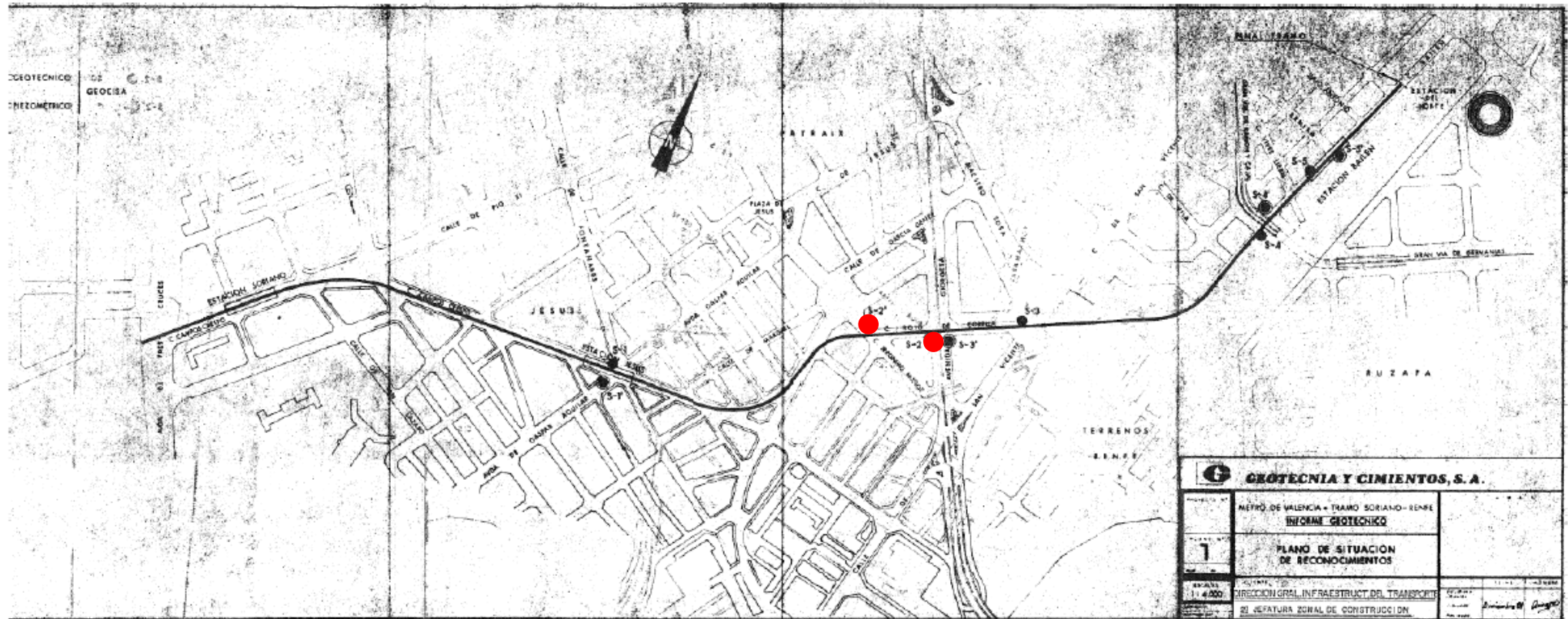


Fig. 40 Plano de situación de los sondeos geotécnicos. Fuente: FGV

### 2.3.1 Características geológicas

Desde el punto de vista geológico, la región en general está compuesta por suelos modernos y de constitución sencilla. Lo forman una serie de aluviones cuaternarios, dispuestos en lechos horizontales y discontinuos, de limos, arcillas margosas, cantos rodados, gravas, arenas calcáreas y silíceas y légamos, que, a causa de las lluvias torrenciales y de la gran pendiente aguas arriba de la zona de análisis, depositan estos elementos ampliando la planicie litoral. Como resultado de esto, se generó un gran delta litoral originado por el río Turia.

La potencia es muy considerable, encontrándose la base muy por debajo del nivel del mar. Algunos sondeos realizados en la capital descubren que el espesor excede los 100m, incluso a los 200m en algunos puntos.

La edad de estos depósitos aumenta, como es lógico, con la profundidad, siendo los superficiales tan recientes que se están formando en la actualidad, ya que las aguas fluviales aportan una cantidad constante de limos.

En los estratos se diagnostican variaciones de composición y de tamaño a causa de haberse depositado en condiciones diferentes de arrastre de unos lugares a otros, aún incluso en punto próximos entre sí.

El solar de estudio se encuentra más concretamente en las Hojas a escala 1:50.000 del IGME nº722, al norte de esta, en la ciudad de Valencia, el cual está compuesto por formaciones de edad Pleistoceno Superior dentro del periodo Cuaternario (Fig. 41), muy bien caracterizada en la Hoja de Valencia. Los depósitos donde se localiza el área de estudio se componen de materiales constituidos por limos de inundación (Fig. 42), formados por un amplio cono que corresponde a la parte superficial del delta del Turia, que van descendiendo por una suave pendiente hasta la costa. Los limos corresponden a depósitos continentales.

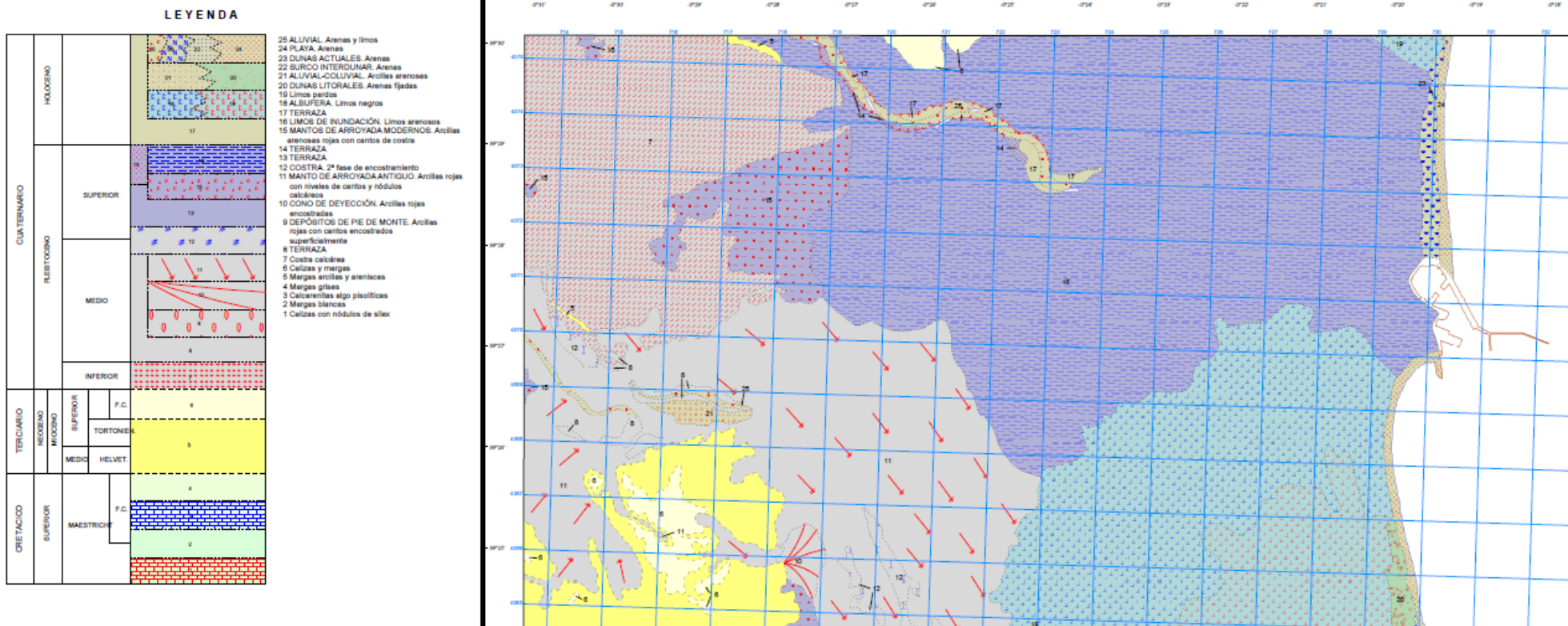


Fig. 41 Mapa geológico Regional. Zona de Valencia. Fuente: IGME

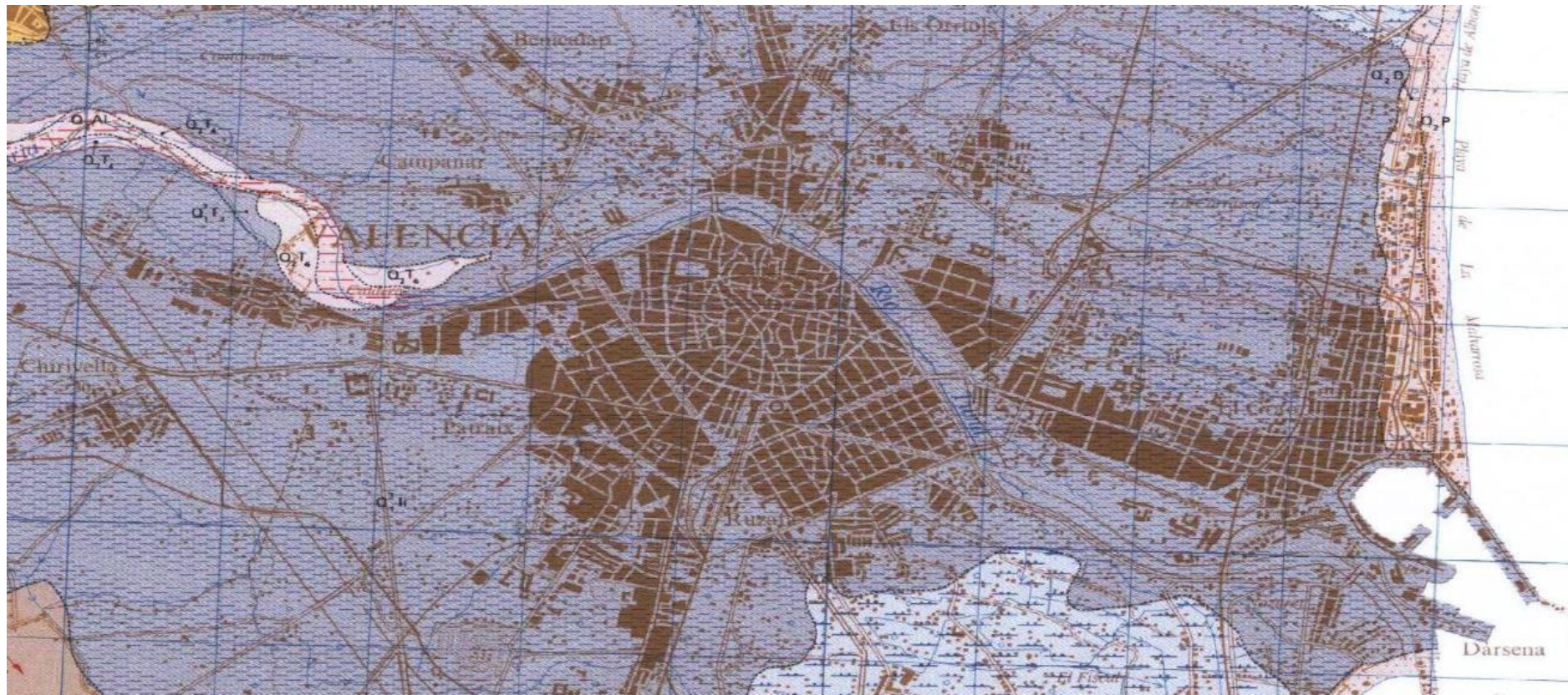


Fig. 42 Mapa geológico Hoja 722 - Valencia. Fuente: IGME

### 2.3.2 Geología local

A la hora de proceder al estudio local de detalle de la traza, se ha procurado, tanto desde el punto de vista litológico, como en su correspondiente comportamiento geotécnico, agrupar los tramos más semejantes.

Se ha podido de esta forma llevar a cabo el corte litológico de la traza, que se adjunta en Fig. 43, donde se han podido distinguir estos niveles:

- E: Echadizos y cascotes
- 0: Arcillas margosas oscuras
- I: Limos arcillosos y arenosos marrones
- II: Tramos de arenas y gravas
- III: Limos arcillosos y arenas limosas marrones

Dicha clasificación se ha realizado basándose primordialmente en la localización de los tramos II de arenas y gravas, claramente diferenciados en dos niveles del resto por su ausencia de materiales cohesivos que han servido de niveles guías en la confección del citado corte.

Los tramos I y III, por otra parte, análogos entre sí, engloban materiales fundamentalmente limosos.

Se observa una cobertura irregular de echadizos que no suele superar el metro de espesor, en donde bajo de esta aparece una banda de arcillas margosas oscuras, también de espesor reducido y que probablemente se trata de un tramo superficial destacado del propio nivel I, de ahí que se le haya diferenciado como nivel 0. Al ser el contenido en carbonatos muy elevado, es por ello que se le ha adjudicado el calificativo de margoso.

El nivel II que actúa como se ha comentado anteriormente como estrato intermedio entre los niveles I y III análogos, posee un espesor relativamente constante entre 2,5 y 3m, con valores extremos: máximo de 6,4m en el S-5 y mínimo de 1,3 en el 4'.

Se trata de un nivel de gravas fundamentalmente calcáreas, no excesivamente grandes ni bien rodadas, con una matriz arenosa de grano grueso a medio, y que en ocasiones aparecen cementadas.

Dicho nivel afecta a la traza del túnel prácticamente a lo largo de toda ella, ya que, como puede comprobarse en la Fig. 43, fluctúa por encima y debajo de la línea de carriles. A más profundidad existe el segundo nivel de gravas y arenas que posee un mayor espesor.

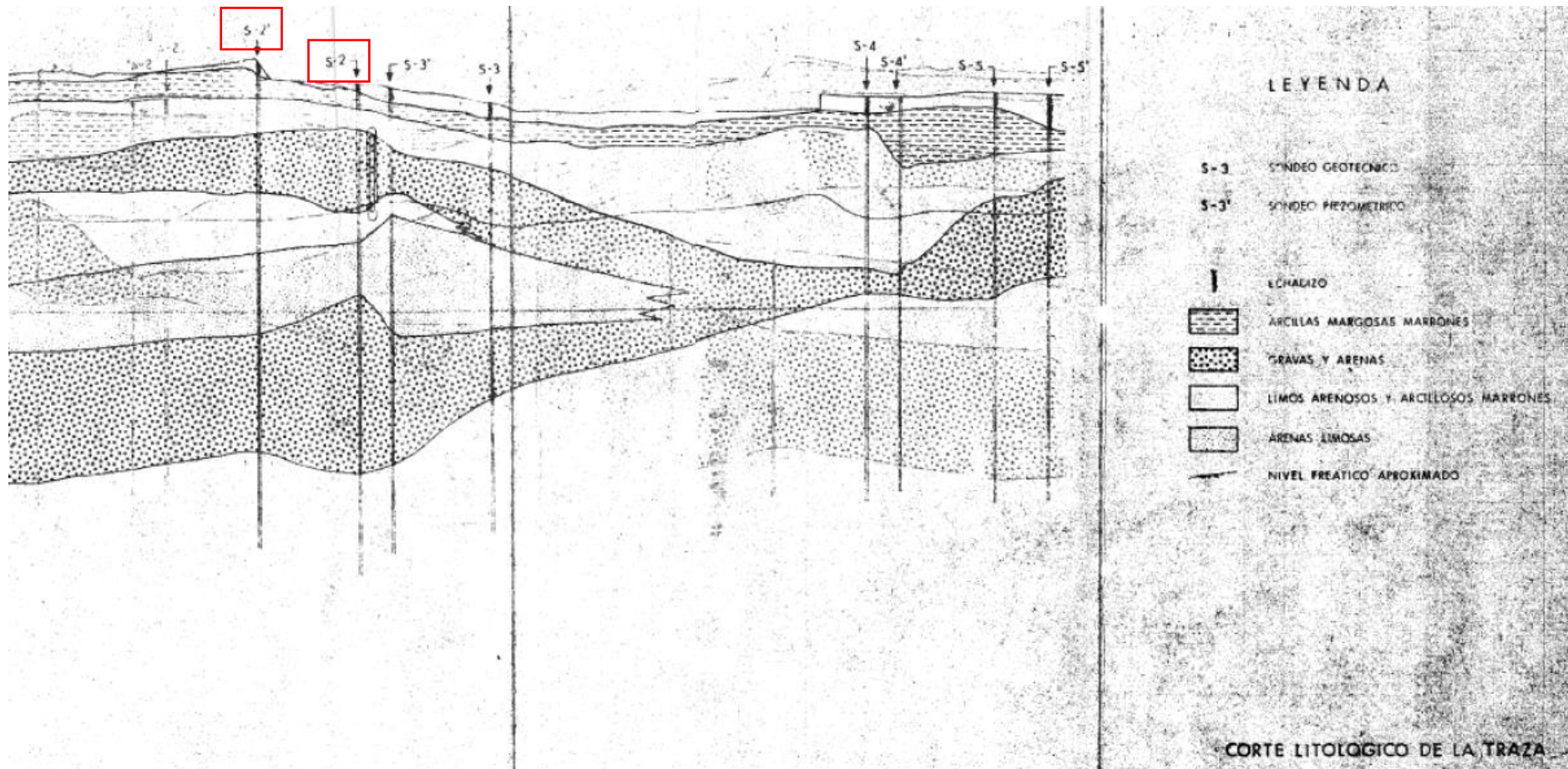


Fig. 43 Plano corte litológico de la traza del suburbano de Valencia. Fuente: FGV

En cuanto al agua presente en el terreno, el **nivel freático** tiene un valor medio de **profundidad de 9,70m**. Se puede concluir que el agua que aparece en el terreno, se encuentra por encima de la cota de los carriles, afectando siempre en mayor o menor medida al túnel.

### 2.3.3 Características geotécnicas

El terreno a lo largo de la traza está formado por una primera capa de echadizos artificiales y una capa arcillo margosa oscura, debajo de esta aparece una nueva capa constituida por dos niveles fundamentalmente limo-arcillosos a limo arenosos, separados por un tercer nivel de potencia media de 3m formado por arenas y gravas tal y como demuestran los sondeos realizados. El corte geológico obtenido puede observarse en la Fig. 43

Destacar como dato característico que el agua aparece siempre por encima de la cota de los carriles y que dicha agua es débilmente agresiva a los aglomerantes hidráulicos.

Prescindiendo de los niveles más cercanos al nivel del terreno como son el echadizo y el nivel 0 de arcillas margosas oscuras que tienen poco espesor y son intrascendentes en su afección a la estructura portante, se van a descartar. Se va a exponer las características geotécnicas más destacadas de los demás estratos que si intervienen en el cálculo de los esfuerzos sobre la traza del túnel:

#### NIVEL I: Limos arcillosos y arenosos marrones

Aunque a priori estos niveles se han definido de manera separada, varios tramos pertenecientes a este nivel que presentan limos en sus estratos, en realidad los ensayos verificados en el laboratorio, determinan que 10 de las 13 muestras son arcillas y las otras 3 son arcillas limosas, según el criterio de clasificación de Casagrande.

A excepción del sondeo nº4 (no nos afecta al terreno constituyente alrededor de S-2'), en el resto, el paso de las partículas del terreno por el tamiz 200 es superior al 70% y los límites líquidos oscilan entre 18,4 y 44,2. Por su parte, los índices de plasticidad son más bien bajos, ya que no se supera la cota 15.

Los índices de consistencia que dan una idea bastante representativa del grado de dureza del terreno, oscilan entre 1,50 y -0,05 a lo largo de la traza, lo cual representa márgenes bastante amplios con consistencias que oscilan entre muy firmes y líquidas. A pesar de ello, la mayoría de consistencias son de tipo firme, variables entre 0,7 y 1.

En cuanto a las densidades secas que fluctúan a lo largo de la traza, varían entre 1,64 y 1,90 t/m<sup>3</sup>, siendo el valor representativo medio de la densidad aparente de 2,1 t/m<sup>3</sup>.

Los ensayos de rotura a compresión simple realizados en el laboratorio para averiguar la resistencia del terreno oscilan entre 0,56 y 2,7 kg/cm<sup>2</sup>, siempre y cuando se descarte

un valor máximo de 5,38 kg/cm<sup>2</sup> que no resulta representativo de los ensayos realizados ni por tanto del terreno. Por lo tanto, el valor de la resistencia a compresión simple obtenido por de ensayo es de  $q_u=1,5$  kg/cm<sup>2</sup>.

Los ensayos triaxiales realizados se han verificados con consolidación previa, rotura sin drenaje y con medida de las presiones intersticiales. Se observa unos valores de cohesividad media del nivel de 0,5 kg/cm<sup>2</sup> y un ángulo de rozamiento interno medio de 27°.

De los sondeos realizados, los dos primeros vendrán un poco condicionados seguramente a causa de la presencia de gravas, es por ello que se tendría así un valor medio del nº golpes en el ensayo S.P.T de N=10, que se encuentra en la línea de lo comentado en el ensayo de rotura a compresión simple.

Los parámetros más representativos del nivel de limos arcillosos y arenosos marrones son:

<b>Resistencia Compresión Simple</b>	$q_u$	1,5 kg/ cm <sup>2</sup>
<b>Golpeo S.P.T.</b>	N	10
<b>Cohesión</b>	C	0,5 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Ángulo de rozamiento</b>	$\phi$	27°

*Tabla 4 Valores medios parámetros terreno nivel I: Limos arcillosos y Arenosos marrones.  
Fuente: Elaboración propia*

#### NIVEL II: Arenas y gravas

Dada la naturaleza de este nivel, los ensayos realizados en laboratorio son menos representativos que los obtenidos en el nivel I, por tanto, serán más difíciles de cuantificar debido a que se tratan de elementos granulares de dimensiones muy variables de unos puntos a otros en un mismo sondeo, y mucho más difícil entre sondeos diferentes.

Se puede considerar, sin embargo, de una forma general en toda la traza a seguir que este nivel carece de cohesividad y los ángulos de rozamiento interno fluctúan entre los 35-40°.

Dada las características explicadas en el párrafo anterior, es normal que los ensayos S.P.T. realizados, cuando alcanzan el nivel de arenas y gravas hayan dado rechazo, incluso utilizando puntaza.

Por lo tanto, visto lo visto en la escasez de resultados en este tramo, la tabla de resultados representativa del nivel será la siguiente:



<b>Cohesión</b>	C	0 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Ángulo de rozamiento</b>	$\phi$	35 - 40°

Tabla 5. Valores medios parámetros terreno nivel II: Arenas y Gravas. Fuente: Elaboración propia

### NIVEL III: Limos arcillosos y arenas limosas marrones

Se trata de un terreno que es parecido al del nivel I, si bien se ha detectado en él una mayor variación litológica, bien entendido que ello puede ser debido a lo localizado de las diferentes muestras obtenidas. Estas son las 19 muestras en ensayadas con sus diferentes clasificaciones bajo el criterio siempre de Casagrande:

- 12 clasificadas como arcillas
- 4 clasificadas como arcillas limosas
- 3 clasificadas como limos

Los pasos por el tamiz 200, oscilan entre 56 y 99%, si bien en 5 de las muestras no supera el 70%.

Más del 50% de las muestras ensayadas, según el criterio de Casagrande, tienen una plasticidad de tipo bajo, otras 6 de tipo medio, y solo 3 de ellas carecen de plasticidad.

Los índices de consistencia tienen un intervalo de valores más estrecho que en los expuestos en el nivel I. Estos fluctúan entre 0,38 y 1,10, si bien la mayoría se sitúan en el intervalo entre 0,5 y 0,75 que definen una consistencia de tipo medio.

Las densidades secas oscilan entre 1,63 y 1,90 t/m<sup>3</sup>, prácticamente los mismos valores extremos que se obtenían en el nivel I; como ocurre en el nivel I, en este el valor medio de la densidad aparente es de 2,1 t/m<sup>3</sup>.

En este nivel, al contrario que en el nivel anterior, el grado de saturación es prácticamente total, como cabe deducir de su situación por debajo del nivel freático.

Los ensayos de rotura a compresión simple han dado valores entre 0,45 y 3,95 kg/cm<sup>2</sup>, en donde en 8 casos, es decir casi la mitad, las muestras no supero el 1 kg/cm<sup>2</sup> de resistencia.

El valor medio de los sondeos realizados en el punto 2, el más próximo a la zona de construcción del edificio, es el siguiente:

<b>Rotura Compresión Simple</b>	q <sub>u</sub>	1,14 kg/cm <sup>2</sup>
---------------------------------	----------------	-------------------------

Tabla 6. Valor medio de RCS del terreno nivel III en el lugar del sondeo S-2. Fuente: Elaboración propia

En el caso concreto del punto donde se van a calcular las deformaciones, correspondiente a los sondeos S-2, los resultados que se presentan a partir del ensayo triaxial son los siguientes:

Sondeo	Profundidad (m)	Cohesión (kg/cm <sup>2</sup> )	Ángulo Rozamiento Interno
2	8,2 – 8,6	0,5	29°

Tabla 7. Resultados ensayo triaxial del terreno nivel III en el lugar del sondeo S-2.  
Fuente: Elaboración propia

El valor de 29° del ángulo de rozamiento interno corresponde a la muestra de mayor cohesión, en comparación con el resto de los sondeos realizados en la traza, en donde los valores medios de estimables para este nivel son de  $C = 0,4 \text{ kg/cm}^2$  y  $\phi = 24^\circ$ .

Los golpes del S.P.T. verificado en el sondeo S-2 correspondiente a las proximidades de la ubicación del edificio y sus correspondientes valores medios han sido:

Sondeo 2	11 - 18	Valor medio N	14,5
----------	---------	---------------	------

Tabla 8. Valores medios resultados S.P.T. sondeo S-2. Fuente: Elaboración propia

De los valores del sondeo 2 obtenidos, estos resultan los más desfavorable en comparación con el resto de sondeos realizados a lo largo de la traza, aunque hay que decir que estos resultados a pesar de ser un terreno análogo al nivel I, no guardan similitud con los valores de compresión simple que se guardan en este nivel, siendo los valores del nivel analizado más aceptables al tratarse de terrenos fundamentalmente cohesivos, aunque dada la presencia de gravas es posible que los resultados S.P.T. pueden verse alterados.

## 2.4 Características resistentes de los materiales

De la misma forma que gracias al "Modificado N°1 del proyecto de infraestructura de penetración sur del suburbano. Tramo Soriano – Renfe" se han obtenido los parámetros geotécnicos correspondientes, también se pueden obtener las características estructurales correspondientes en relación a los muros pantalla, la bóveda y la contrabóveda.

Los planos de detalle estructural correspondientes a bóvedas y contrabóvedas, que hace referencia a las características de los materiales, a los niveles de control en la ejecución y coeficientes de seguridad que se han adoptado, se presentan a continuación:

**MATERIALES**

ELEMENTO ESTRUCTURAL	HORMIGONES			ARMADURAS		
	f <sub>ck</sub>	CONTROL	COEFICIENTE DE MINORACION $\gamma_c$	TIPO	CONTROL	COEFICIENTE DE MINORACION $\gamma_s$
BOVEDAS	250	NORMAL	1,50	AEH-400N	NORMAL	1,15
LOSAS	250	NORMAL	1,50	AEH-400N	NORMAL	1,15

**EJECUCION DE LA OBRA :**

CONTROL : NORMAL  
 COEFICIENTE DE MAYORACION DE LAS ACCIONES :  $\gamma_f = 1,6$

Fig. 44 Calidad del hormigón dispuesto en las bóvedas. Fuente: FGV

Para las bóvedas y las contrabóvedas, el hormigón tiene una resistencia característica de 250 kg/cm<sup>2</sup>, el actual HA-25 si se adopta la denominación de la vigente EHE-08. Los controles del hormigón son normales y el coeficiente de minoración es de 1,50.

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES, NIVELES DE CONTROL Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD ADOPTADOS.

**MATERIALES**

ELEMENTO ESTRUCTURAL	HORMIGONES			ARMADURAS		
	f <sub>ck</sub>	CONTROL	COEFICIENTE DE MINORACION $\gamma_c$	TIPO	CONTROL	COEFICIENTE DE MINORACION $\gamma_s$
MUROS	200	NORMAL	1,50	AEH-400N	NORMAL	1,15
PANTALLAS	225	NORMAL	1,50	AEH-400N	NORMAL	1,15

**EJECUCION DE LA OBRA**

CONTROL : NORMAL  
 COEFICIENTE DE MAYORACION DE LAS ACCIONES :  $\gamma_f = 1,6$

Fig. 45 Calidad del hormigón dispuesto en los muros-pantalla. Fuente: FGV

En el caso de los muros-pantalla, se adopta como válido una resistencia característica de 220 kg/cm<sup>2</sup>.

## 2.5 Fortalezas y debilidades de la información de partida

En relación a los datos proporcionados por el proyecto constructivo de la traza del metro en este subtramo, se puede decir que los datos geotécnicos más característicos del terreno como pueden ser el módulo de elasticidad, la cohesión o el ángulo de rozamiento interno de los estratos de terreno, son datos suficientemente representativos para

estimar el comportamiento tenso-deformacional que interactúa entre la estructura del túnel y el terreno.

A lo largo del subtramo estudiado de 3,2 km, se realizaron un total de 31 ensayos S.P.T. y un total de 20 muestras inalteradas. La representación de las ubicaciones de los sondeos se puede observar en la Fig. 40. En las cercanías del edificio a construir, se realizaron 9 sondeos S.P.T y 3 sondeos con muestras inalteradas. Se puede decir que para analizar una obra de tal calibre como puede ser esta, con los sondeos realizados y los valores resultantes por estos, los valores característicos del terreno presentados por estos son fiables y suficientes.

Si por ejemplo se hubieran realizado sondeos dinámicos, estos no hubieran representado de manera tan eficaz los parámetros del terreno como con los sondeos rotativos. Los valores para una obra de un calibre como esta, no sería recomendable dada su importancia y la precisión que se debe tener ante una obra de este tipo. Sí que serían validos si se utilizara como sondeos que permitan corroborar los valores expuestos en las muestras inalteradas.

Destacar también la importancia de los sondeos piezométricos realizados en cada una de las localizaciones donde se realizaron los demás sondeos, en el cual en un lugar como Valencia donde el nivel freático se encuentra muy cerca de la cota del terreno, el efecto de las subpresiones que se pueden generar ante cualquier obra subterránea, será importante analizarla debido a las afecciones que puedan generarse ante la presencia de agua. Con un sondeo para observar la variación del N.F. a lo largo de la traza es fiable y suficiente.

Por último y más concretamente para el estudio de las deformaciones en el túnel, para estimar con el programa de cálculo mediante elementos finitos *Plaxis* la interacción no solo del terreno sobre la estructura del túnel sino también con la construcción de un edificio de 7 plantas sobre este, la información de partida dada será suficiente como para realizar una estimación de las deformaciones de manera representativa a como se comportaría en la realidad, ya que los parámetros que ofrecen los sondeos son los que realmente representan cómo se comporta el terreno.

Algunas de las debilidades de la información de partida es que no todos los datos necesarios para reproducir de manera más exacta el comportamiento del terreno es posible conocerlos, como por ejemplo los parámetros de permeabilidad del terreno, en los cuales los sondeos con muestras inalteradas realizados no arrojaban ningún valor de permeabilidad en las muestras. Es por ello que estos valores se estimaron a partir de recomendaciones de la GCOC o de la ROM 0.5 para las características del terreno dadas.



### 3. PARAMETRIZACIÓN DEL TRAMO SAFRANAR - JESÚS

Al tratarse de un proyecto que abarca desde la entrada del túnel hasta el tramo a analizar no solo en el estudio de deformación de la bóveda en el P.K. 20+500 sino también en la parte relacionada con las auscultaciones de las patologías del túnel entre las estaciones de Patraix y Jesús, es interesante representar como varía la traza tanto longitudinalmente como en la variación de la sección a lo largo de esta.

En este apartado se va a exponer las diferentes características generales que se observan a lo largo del subtramo de túnel entre las estaciones de Safranar y de Jesús, donde se ubica el primer tramo constructivo de la traza del metro. Es por ello que accedió al proyecto constructivo inicial llamado el "*Modificado N°1 del proyecto de infraestructura de penetración sur del suburbano. Tramo Soriano – Renfe*" donde refleja el proceso constructivo llevado a cabo en proyecto, ya que inicialmente la traza iba a tener otro recorrido, finalmente se redactó el proyecto modificado que es el que en la actualidad se construyó. Se puede observar la traza de este subtramo en la Fig. 48

Los datos representados en el proyecto constructivo reflejan la tipología estructural del túnel a lo largo de la traza de los 3km de longitud aprox., entre la entrada al túnel en la estación de San Isidro y Jesús (Fig. 48), en donde la traza prácticamente no varía con excepción de los tramos en curva que por gálibo es más ancho y pueden aparecer losas de compresión en algunas zonas donde exista alguna obra pasante.

En la Fig. 46 se puede ver la sección tipo a lo largo del tramo de casi 7 km de túnel entre las estaciones de San Isidro y Empalme. Se observa que la altura de la bóveda superior varía del 1,317 en recta al 1,441 en curva. Lo mismo ocurre con el centro del radio de curvatura de la bóveda superior que varía entre 0,255 y 0,21; y con la separación entre caras interiores de pantallas de 7,50m en trazado recto y de 7,80m en trazado curvo.

Dependiendo si se encuentra en un tramo recto o en curva, los valores de las dimensiones son variables en una pequeña medida y como se ha comentado en el apartado anterior, es debido a las limitaciones para cumplir los gálibos establecidos tanto por ancho como por alto a causa del peralte requerido en curva que permita una mayor estabilidad del tren al pasar por curva.

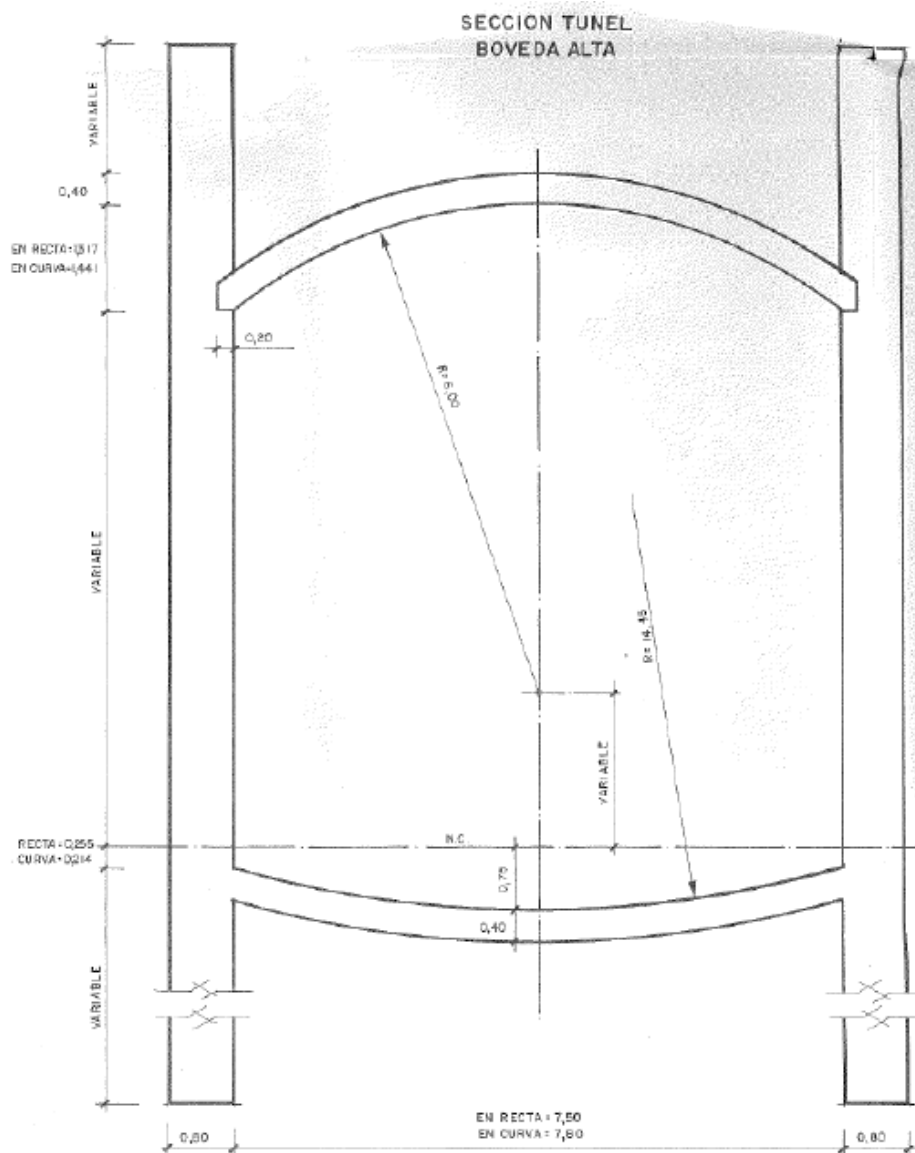


Fig. 46 Sección transversal estructura general bóveda en túnel. Fuente: FGV

Las cotas de las pantallas sobre la bóveda hasta la rasante de la calle tienen un valor variable debido a que la altura hasta la calle es variable en función de donde se encuentre ubicada en el tramo de túnel. Por ejemplo, se puede observar en el perfil longitudinal del subtramo entre Jesús y Patraix como el trazado entre estas dos estaciones es descendente debido a que la estación de Jesús (Giorgeta en el mapa) se debe salvar un colector de aguas residuales pasante y por lo tanto decrecer la rasante. El perfil longitudinal se puede observar a partir de la Fig. 53.

La sección transversal en las estaciones es de una tipología diferente, en donde en lugar de existir una bóveda en la parte superior como elemento sustentador de relleno de tierras, existe una losa de hormigón solidarizada con las pantallas a nivel de calle, por lo tanto, por encima de la losa se encuentra el tráfico rodado y las sobrecargas permanentes.

Debido a la existencia de la losa de hormigón solidarizada con las pantallas a nivel de calle, para evitar el empuje del terreno y del agua subterránea al abrigo de las pantallas continuas de hormigón armado, se colocaron estampidores que hacen de elementos sujeción frente a estos esfuerzos (Fig. 47).

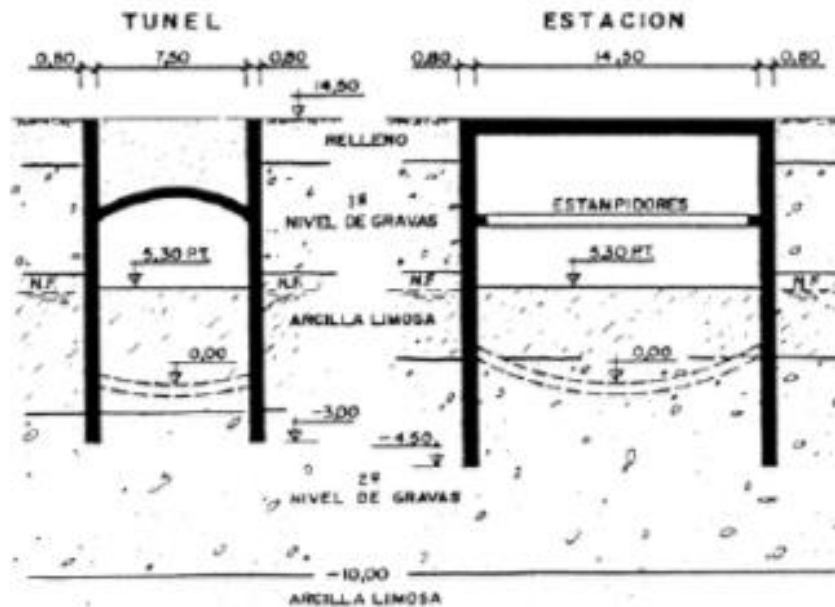


Fig. 47. Sección transversal túnel y estación. Fuente: Simposio sobre el agua y el terreno. Nº3.02

Este apartado es interesante remarcarlo sobre todo en el apartado de auscultación, ya que los estampidores por ejemplo se corroen y a la salida de la estación de Jesús existen unos cuantos que deberán tratarse. Si el tramo es con bóveda, esto no ocurre.

En el apartado correspondiente a los perfiles transversales de la traza del túnel, se puede observar como varía la sección a lo largo de esta desde el inicio de tramo de túnel hasta la estación de Jesús, en donde se puede apreciar lo comentado anteriormente que en las estaciones no existe bóveda superior, sino que la estructura portante es una losa a nivel de suelo y existe algunos puntos determinados como son cruces con colectores en los que también se utiliza esta disposición constructiva. En estos planos se puede ver también la distancia desde el origen o las distancias parciales, las rasantes, las alineaciones y las cotas hasta la rasante del carril o hasta el terreno.

Los números correspondientes a cada uno de los perfiles transversales a lo largo de la traza, pueden referenciarse con su ubicación real en los perfiles longitudinales de la traza del túnel expuestos en las Fig. 53. Por tanto, se puede relacionar cada una de las secciones transversales correspondiente a su ubicación en la sección longitudinal.

En el apartado de perfiles longitudinales, se puede observar cómo va variando la cota de la bóveda y de la contrabóveda a lo largo de la traza de este, y como en las estaciones y en los objetos a salvar, la bóveda superior pasa a ser una losa.



# PLANOS EN PLANTA TRAZA TÚNEL





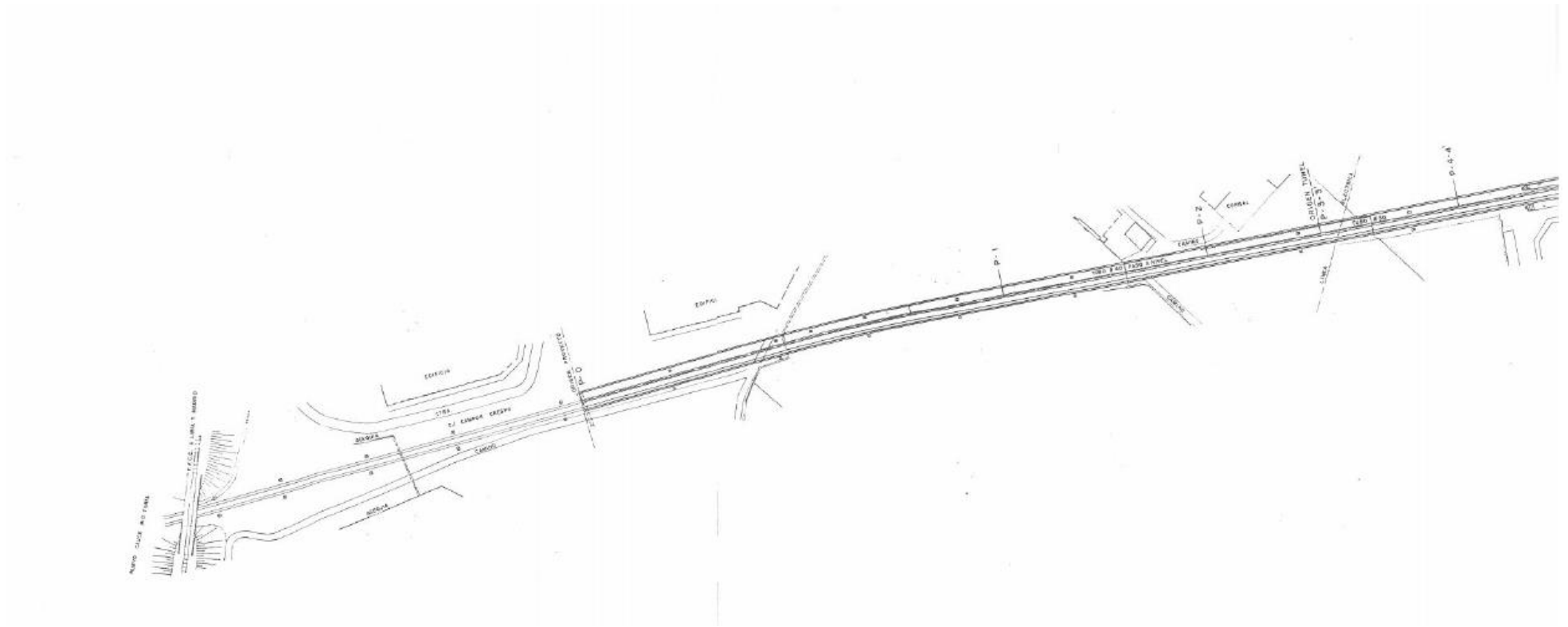


Fig. 49 Plano en planta de la traza del subtramo estaciones San Isidro - Safranar. Inicio tramo subterráneo. Fuente: FGV

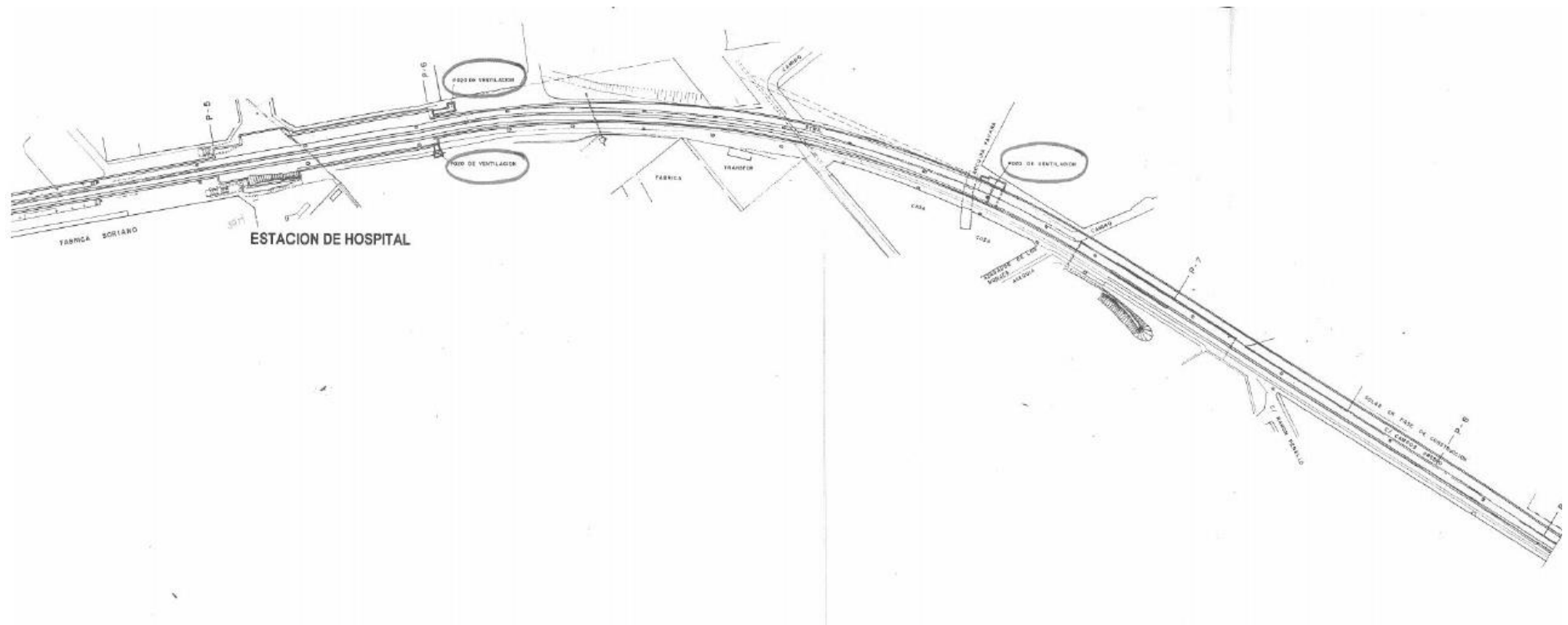


Fig. 50 Plano en planta de la traza del subtramo estaciones Safranar - Patraix. Estación de Safranar. Fuente: FGV





# PERFIL LONGITUDINAL TRAZA TÚNEL



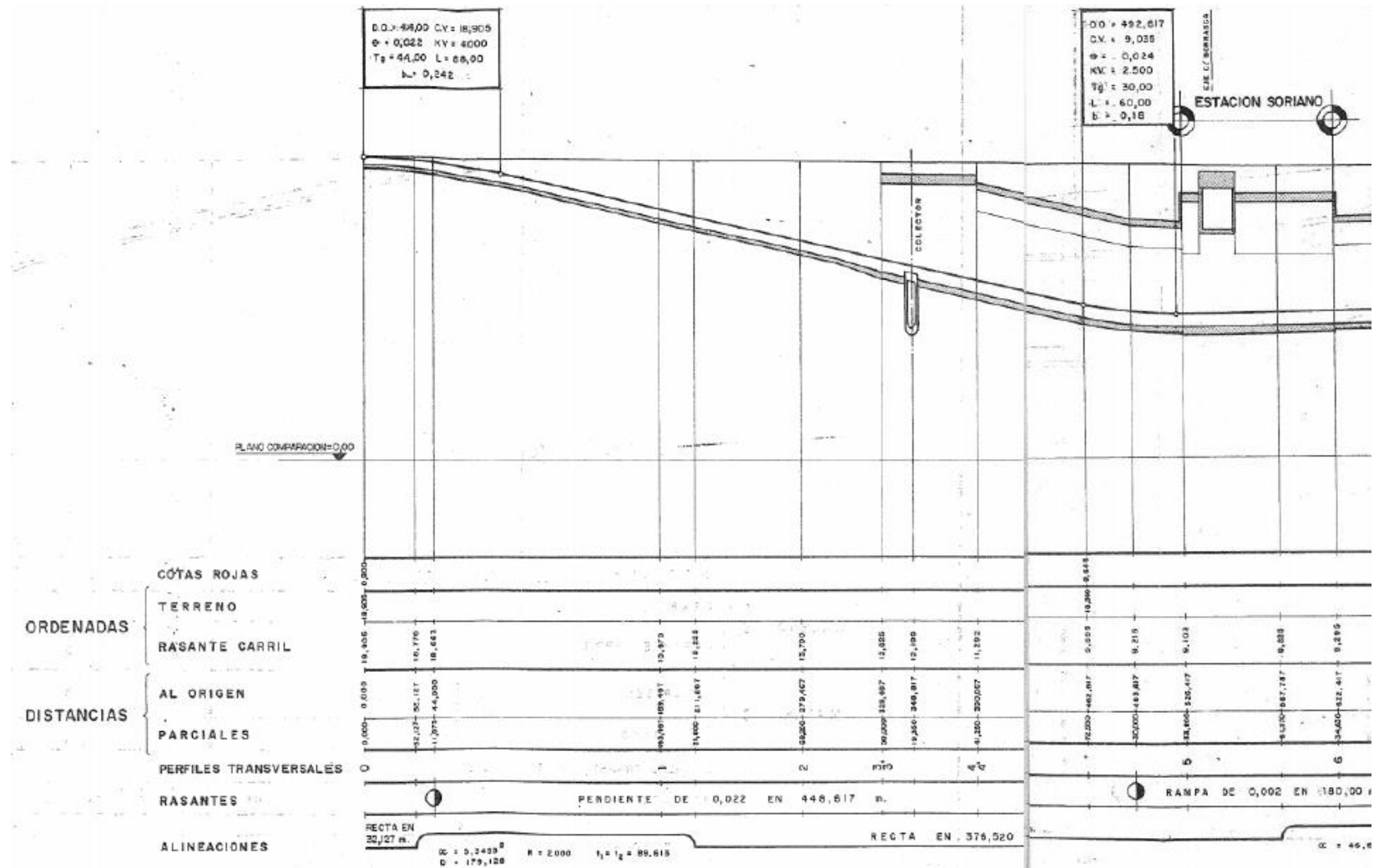


Fig. 53 Plano sección longitudinal subtramo San Isidro – Safranar. Fuente: FGV



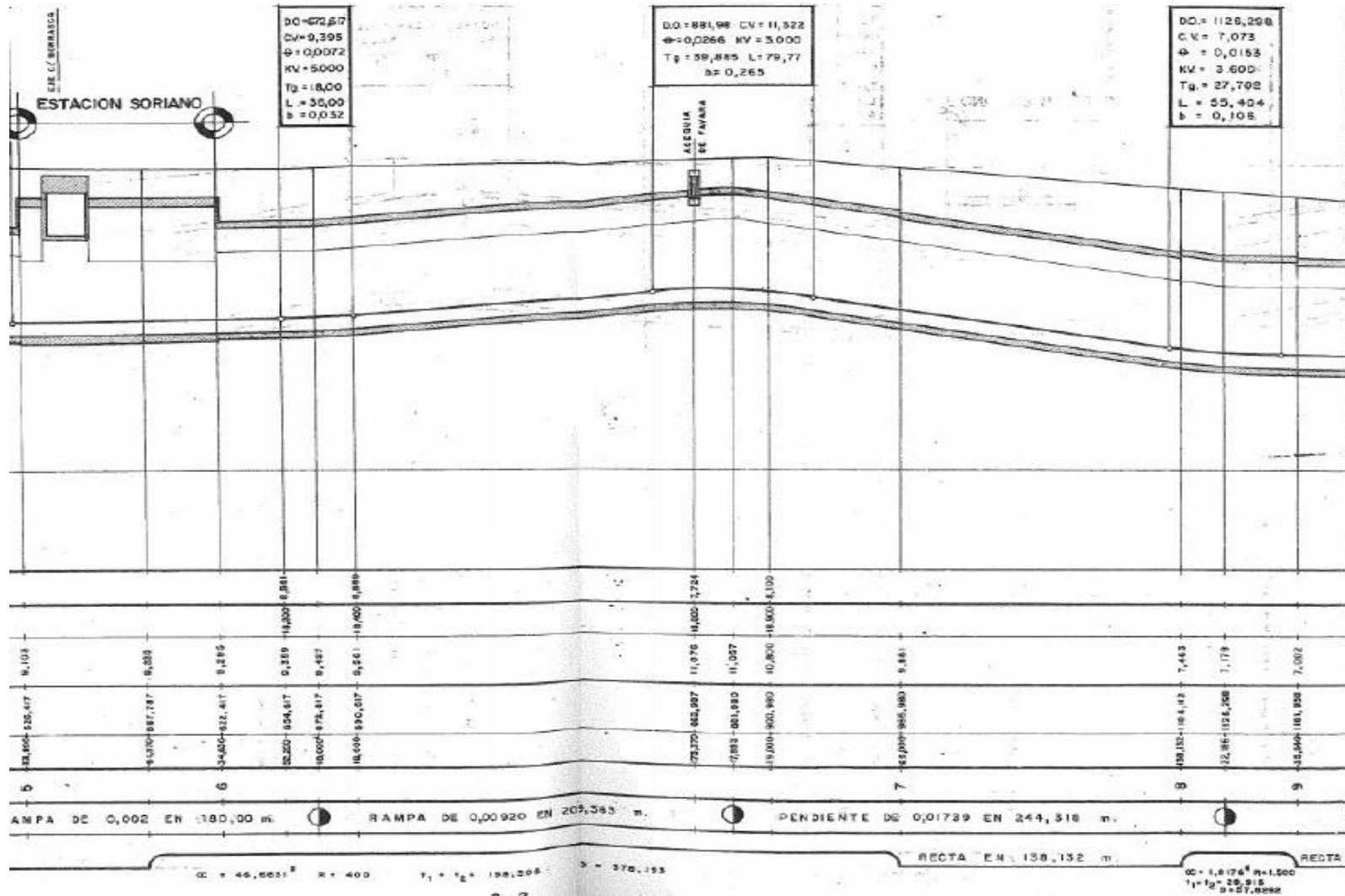


Fig. 54 Plano sección longitudinal subtramo Safranar - Patraix. Fuente: FGV

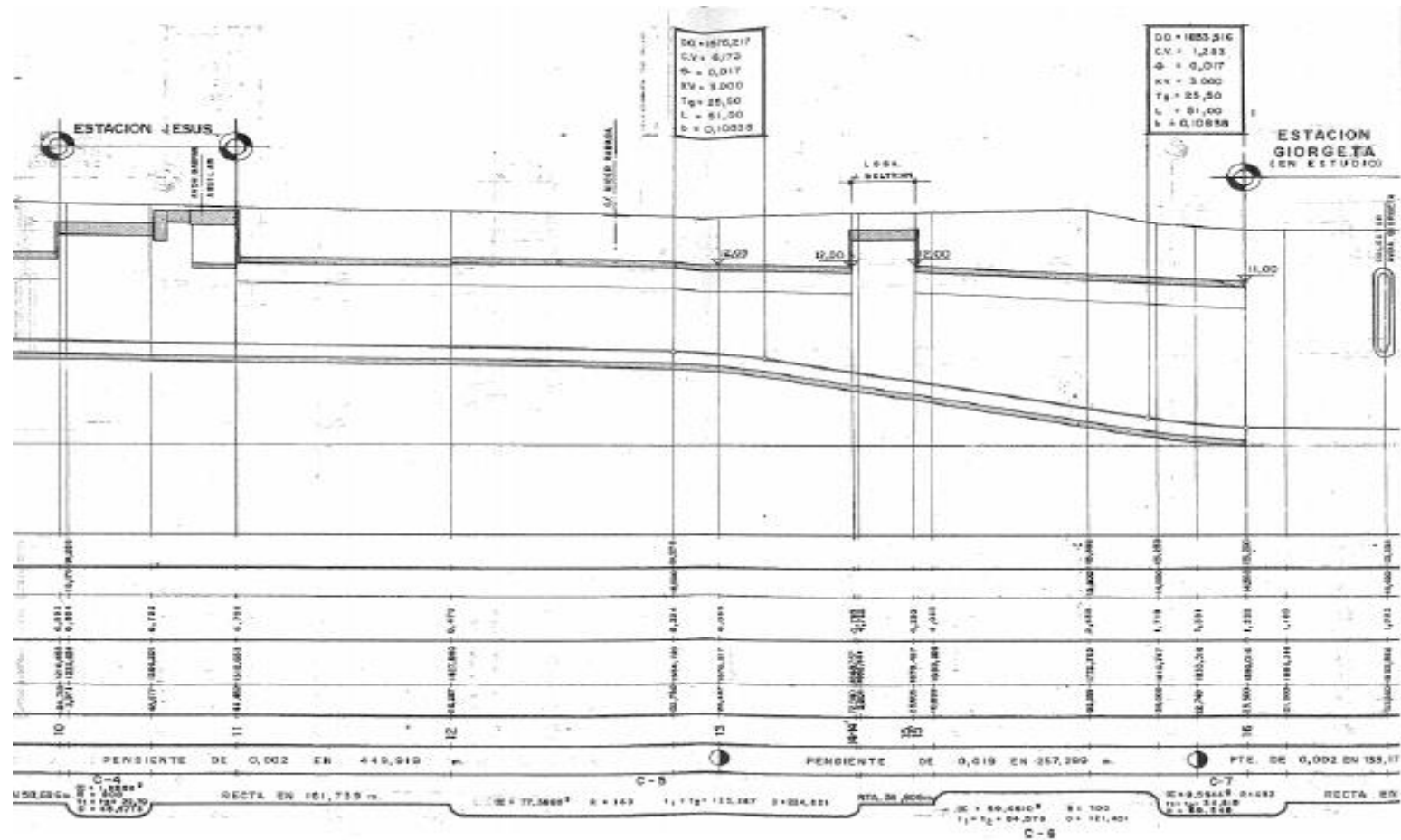


Fig. 55 Plano sección longitudinal subtramo Patraix - Jesús. Fuente: FGV

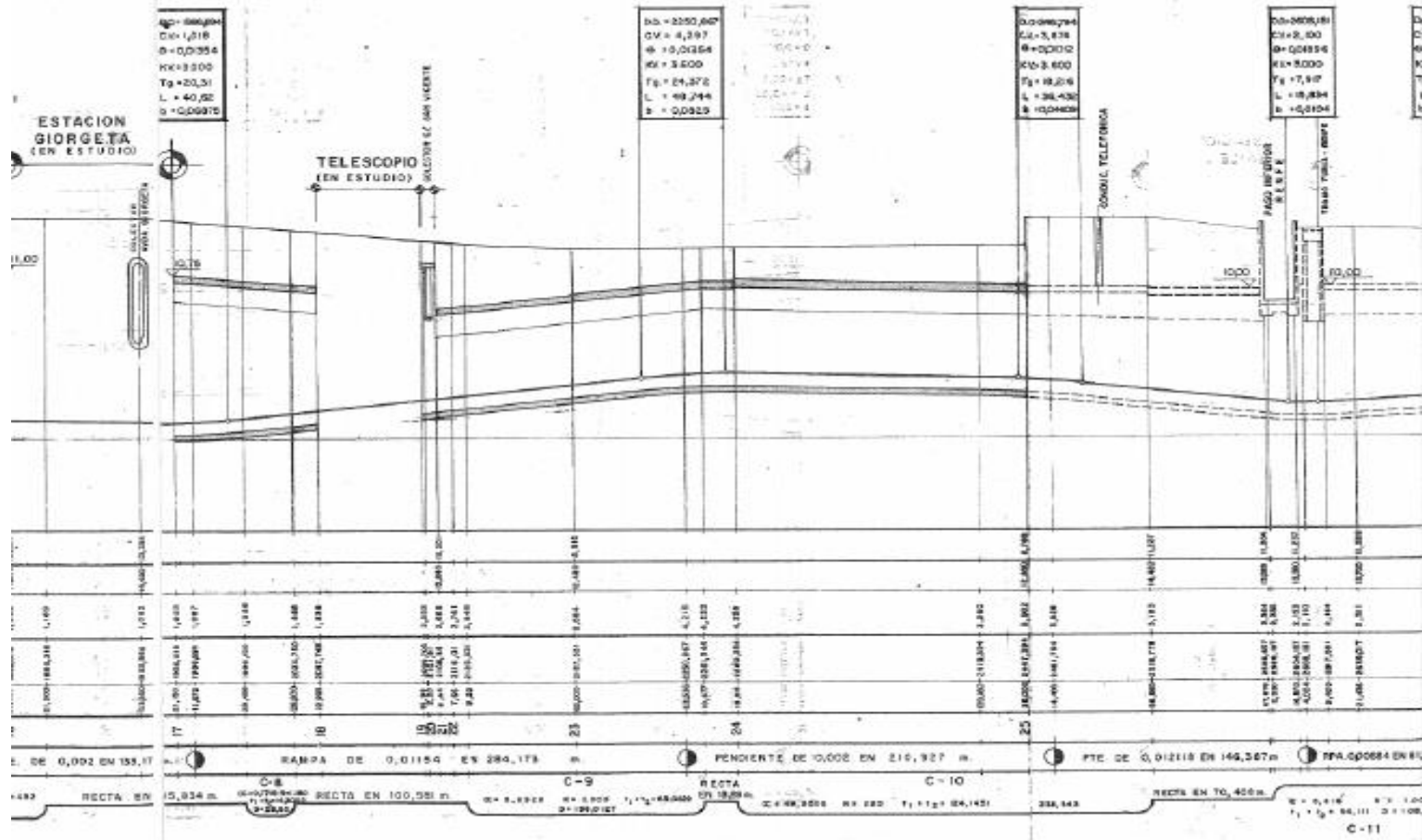


Fig. 56 Plano sección longitudinal subtramo Jesús - Bailén. Fuente: FGV

## PERFILES TRANSVERSALES TRAZA TÚNEL



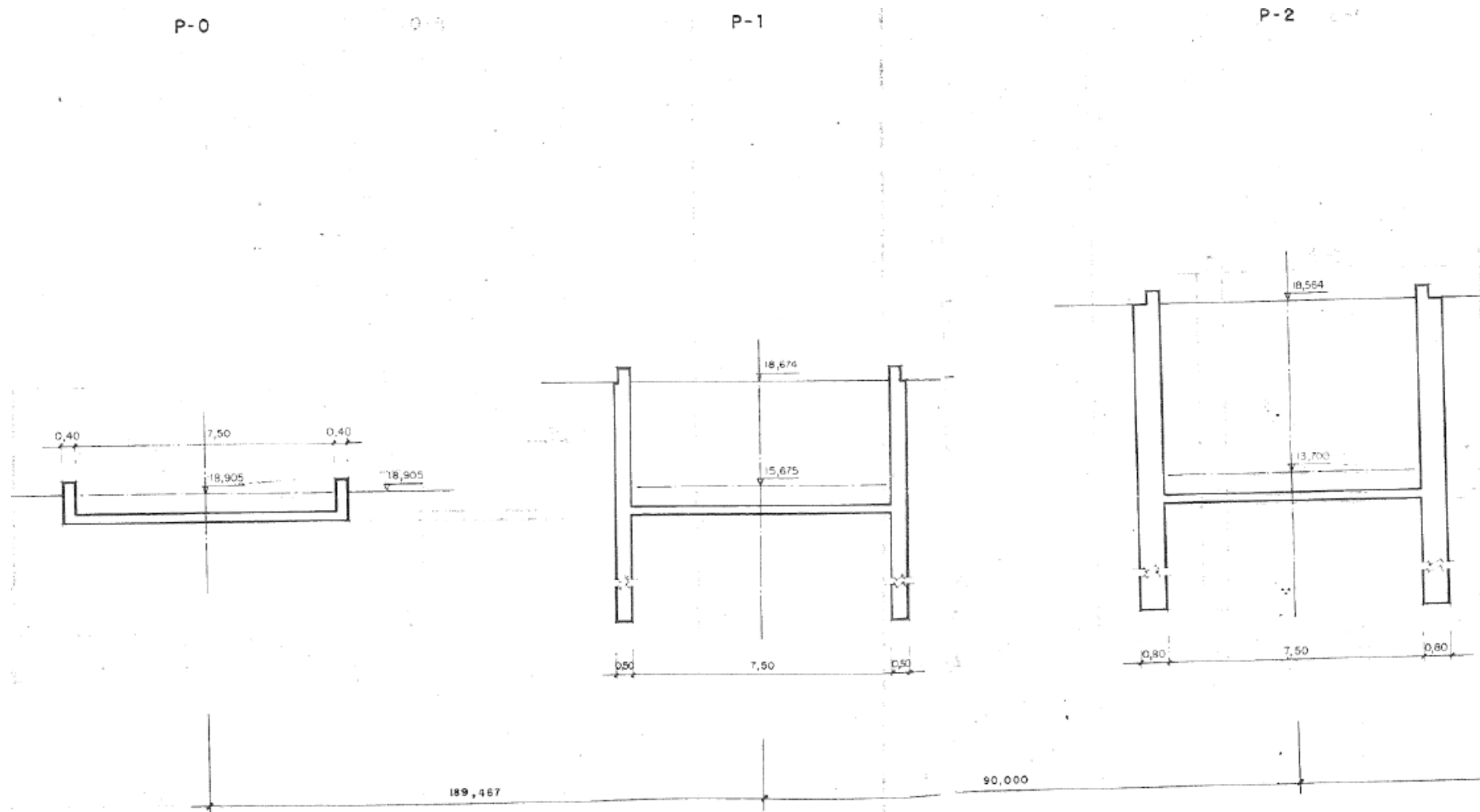


Fig. 57 Perfil transversal de la traza del metro en el subtramo Safranar – Jesús. Desde el P-0 al P-2. Fuente: FGV

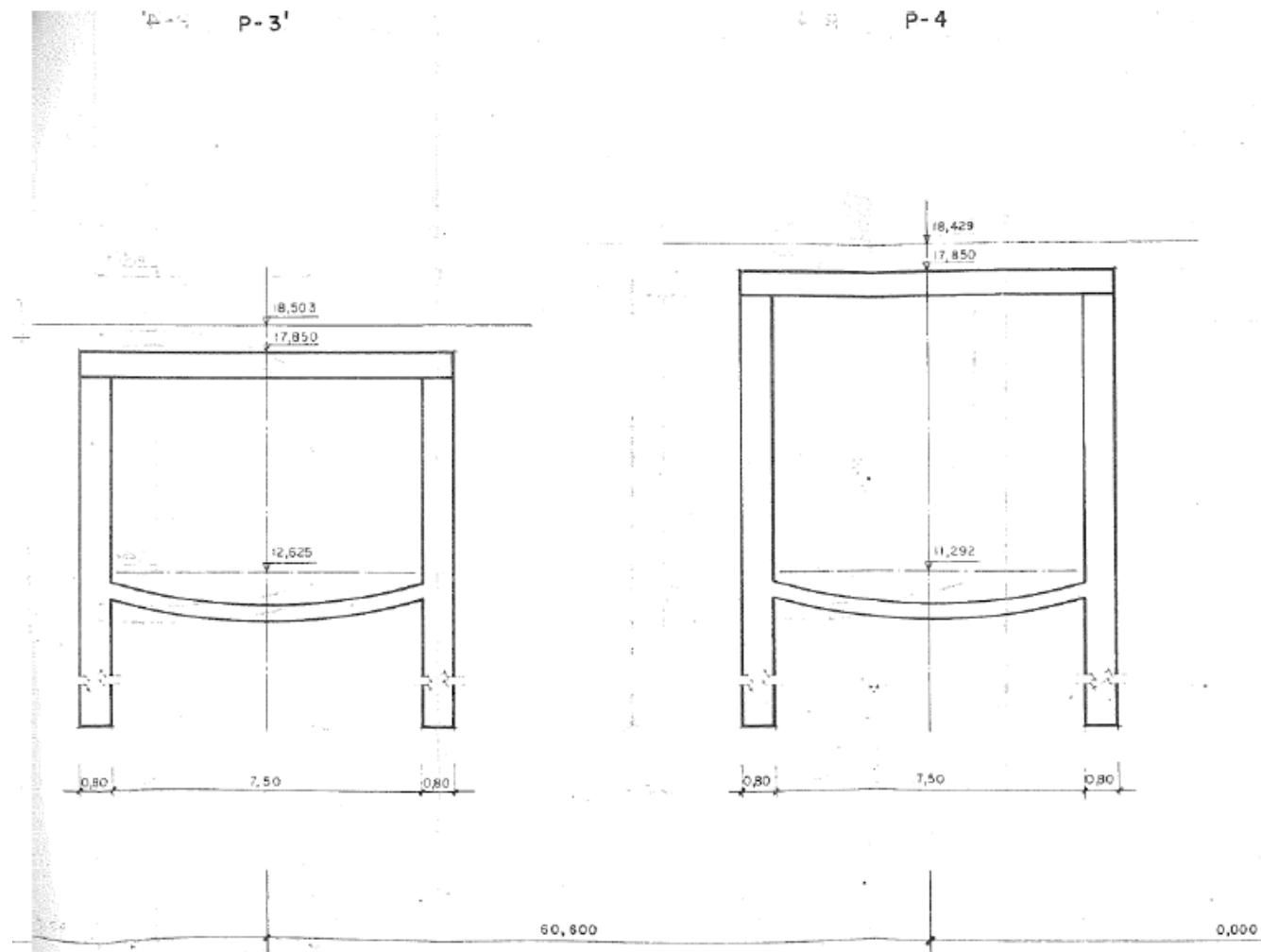


Fig. 58 Perfil transversal de la traza del metro en el subtramo Safranar – Jesús. Desde el P-3' al P-4. Fuente: FGV

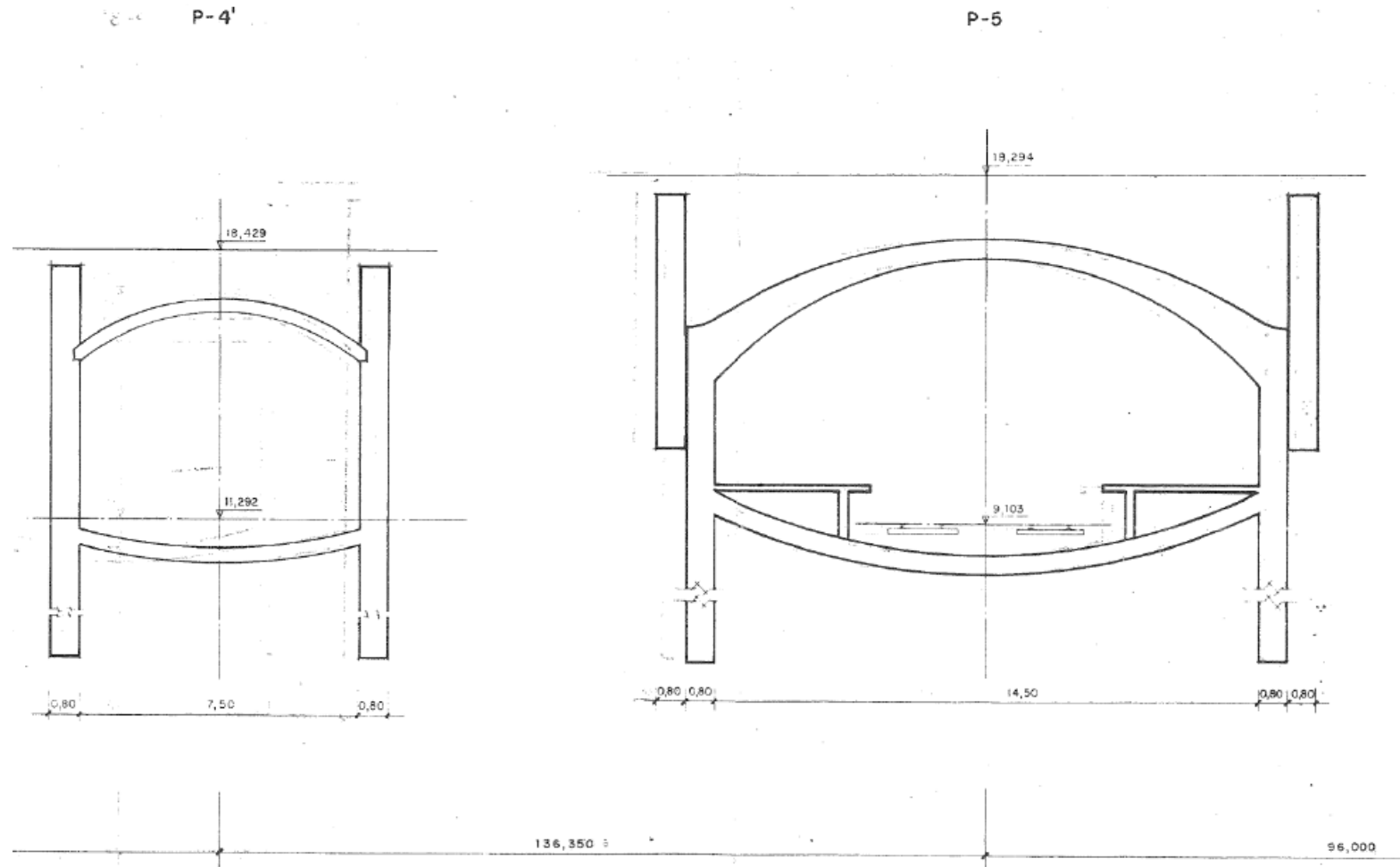


Fig. 59 Perfil transversal de la traza del metro en el subtramo Safranar – Jesús. Desde el P-4' al P-5. Fuente: FGV

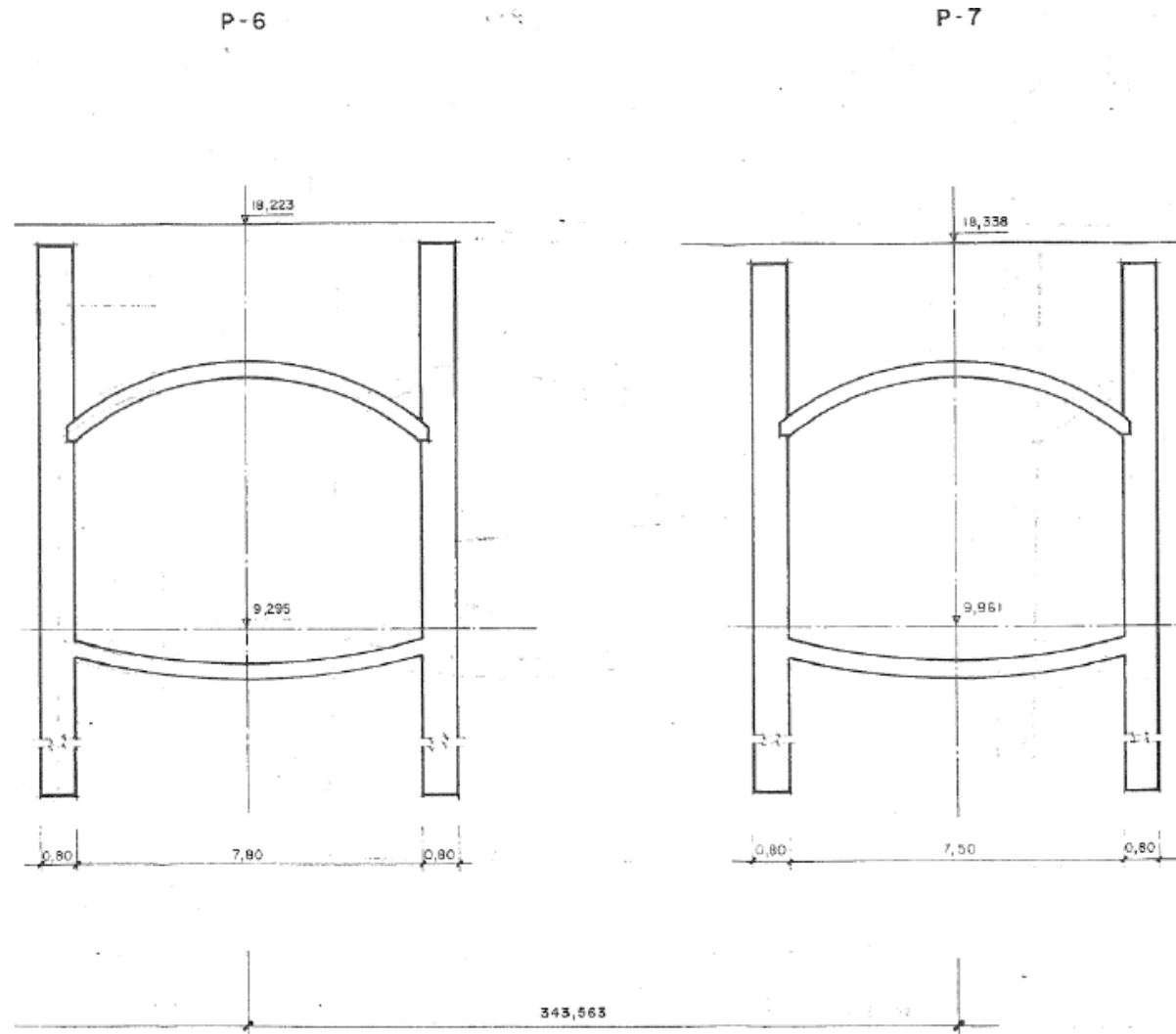


Fig. 60 Perfil transversal de la traza del metro en el subtramo Safranar – Jesús. Desde el P-6 al P-7. Fuente: FGV



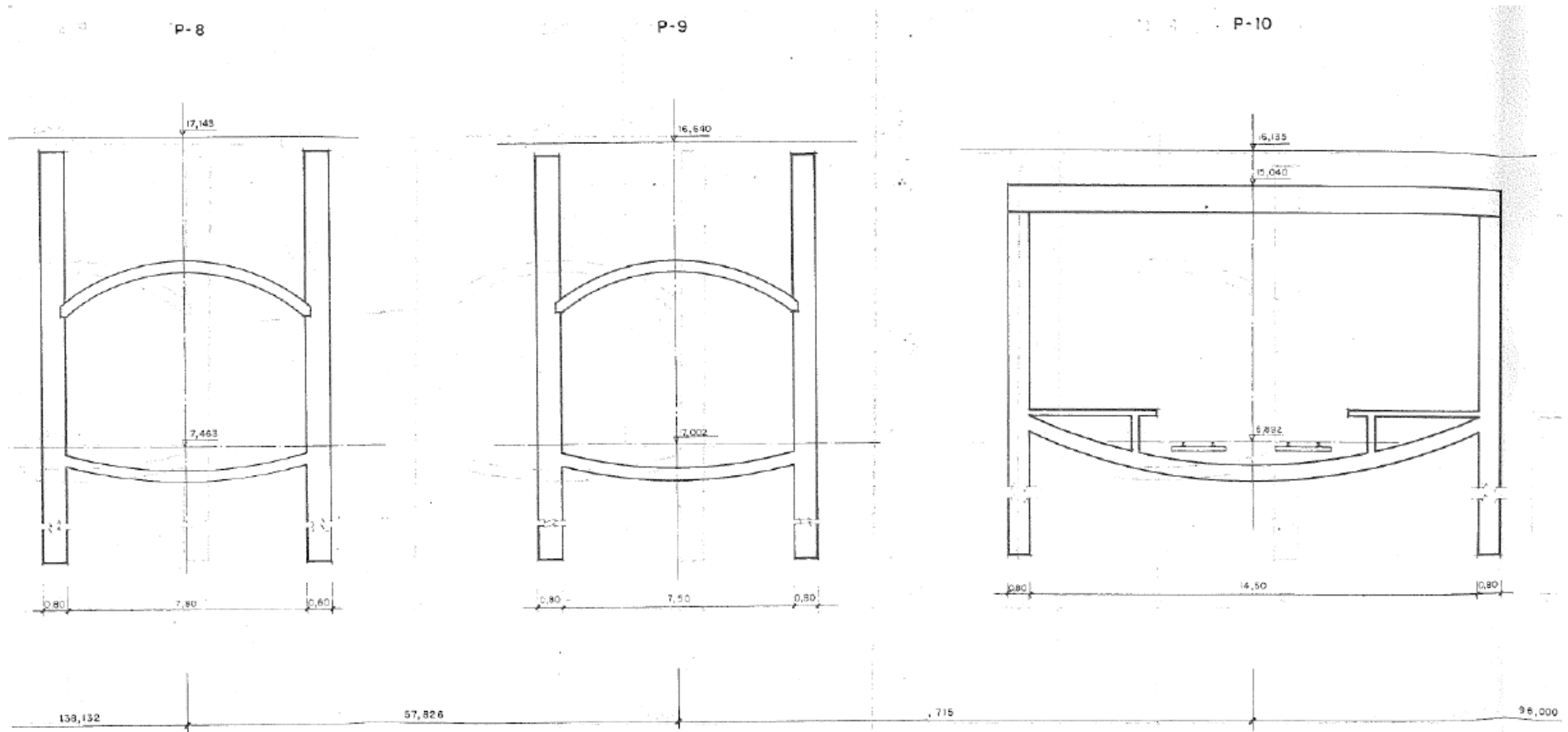


Fig. 61 Perfil transversal de la traza del metro en el subtramo Safranar – Jesús. Desde el P-8 al P-10. Fuente: FGV

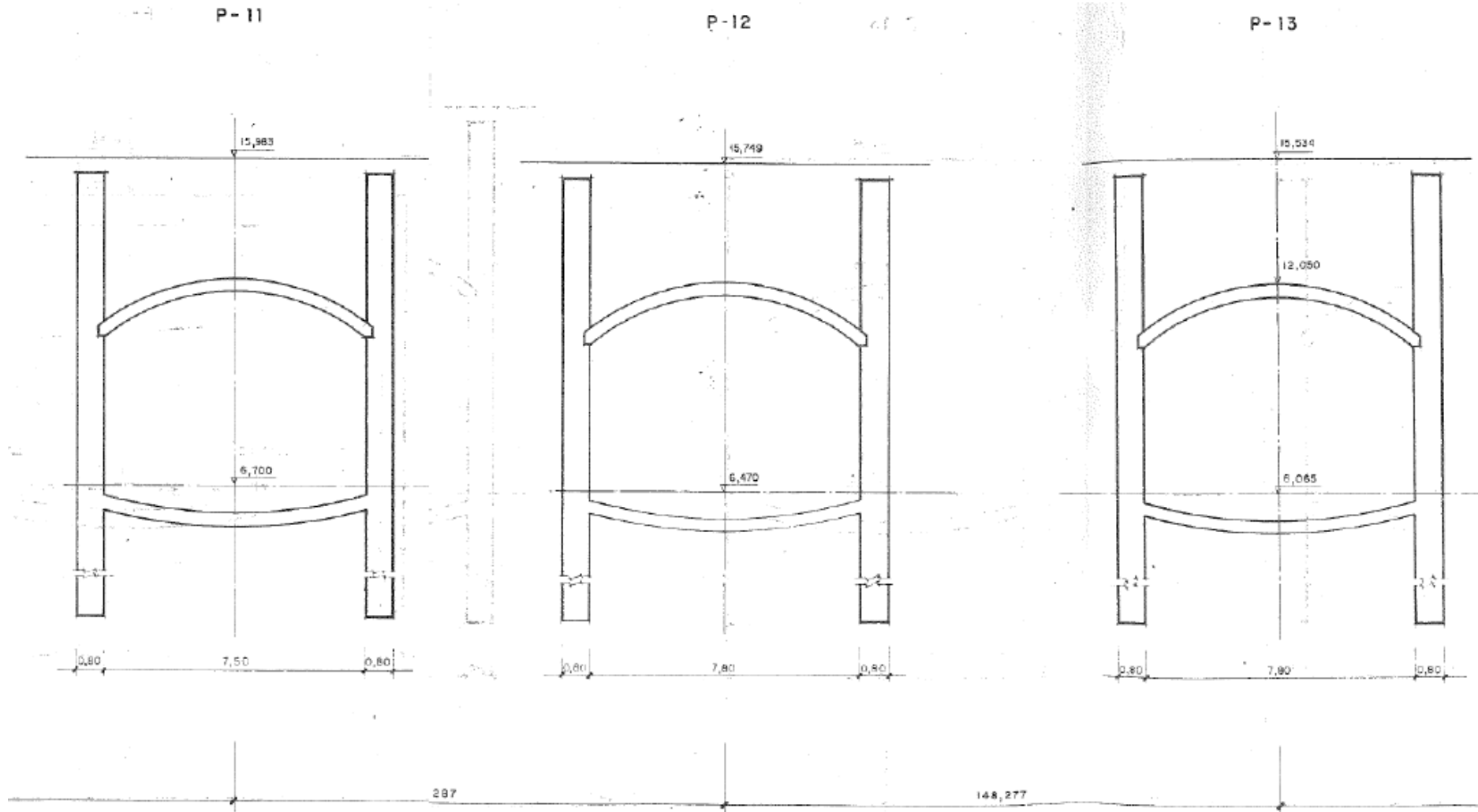


Fig. 62 Perfil transversal de la traza del metro en el subtramo Safranar – Jesús. Desde el P-11 al P-13. Fuente: FGV

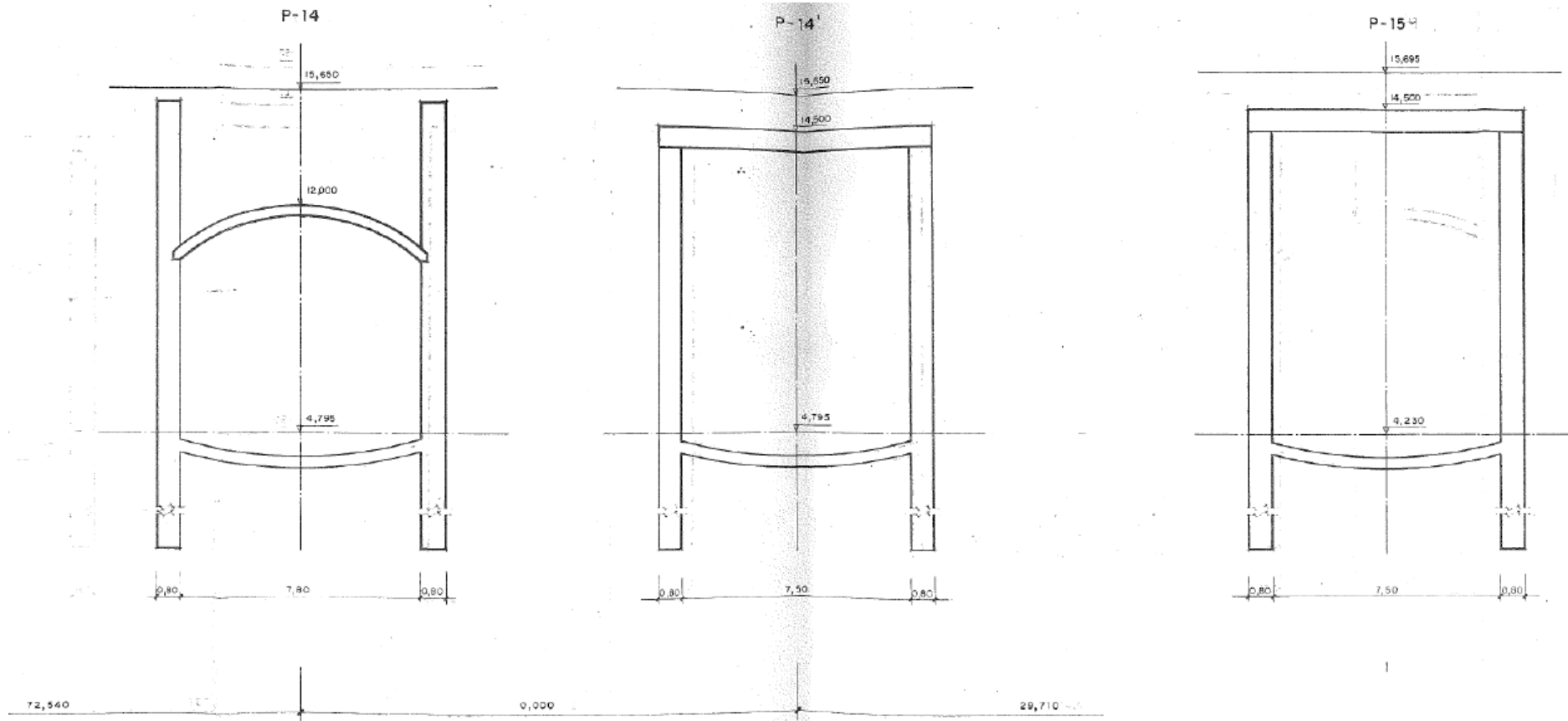


Fig. 63 Perfil transversal de la traza del metro en el subtramo Safranar – Jesús. Desde el P-14 al P-15. Fuente: FGV

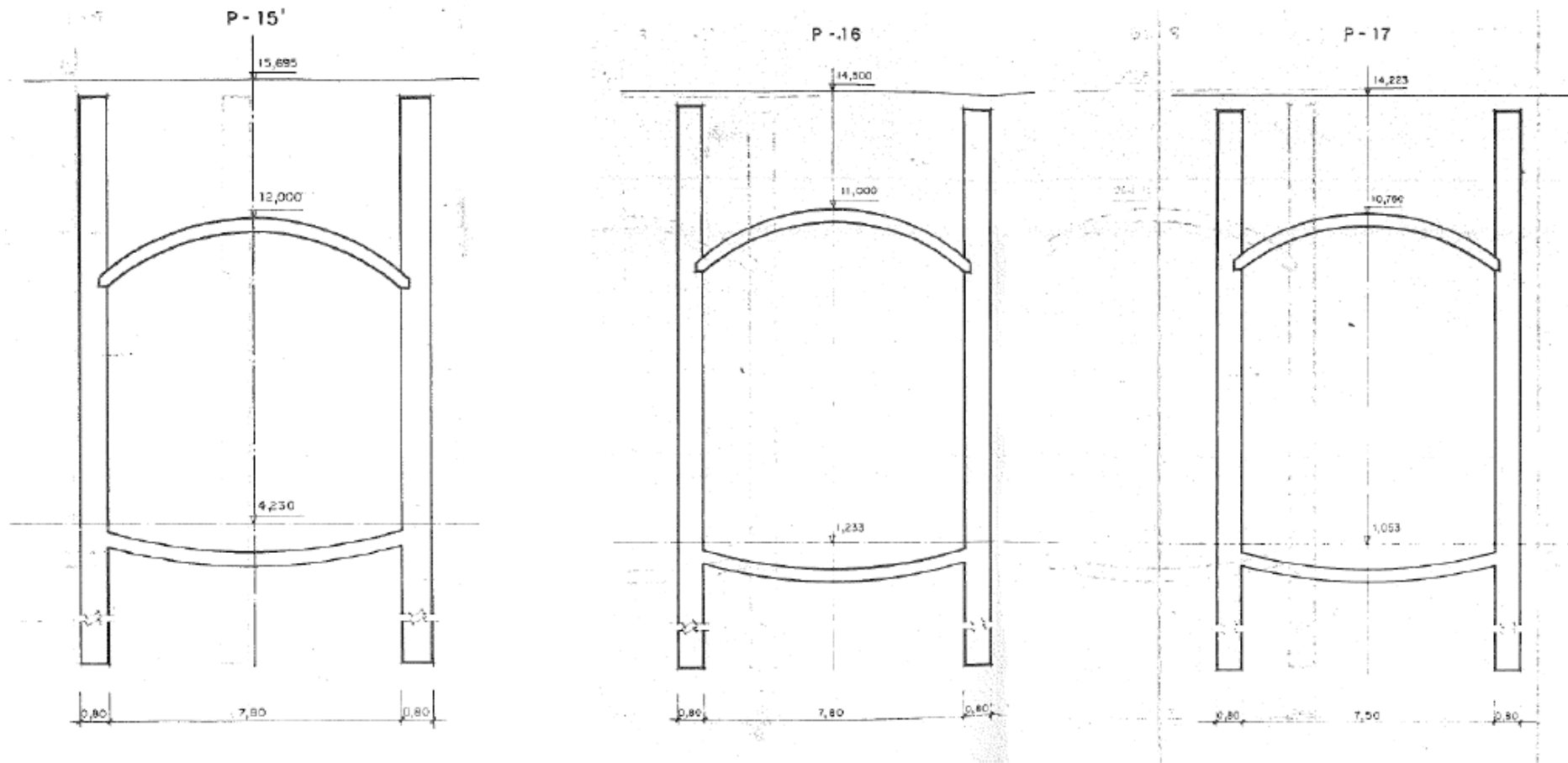


Fig. 64 Perfil transversal de la traza del metro en el subtramo Safranar – Jesús. Desde el P-15' al P-17. Fuente: FGV



## 4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS CON ELEMENTOS FINITOS

### 4.1 Situación previa

A partir de lo expuesto en el apartado anterior, a la hora de representar la bóveda en el programa de cálculo mediante elementos finitos *Plaxis*, se dibujó en *AutoCAD* primeramente la bóveda superior con las referencias desde el N.C. con el radio de curvatura de los planos anteriormente expuestos en la Fig. 19 y a partir de ahí, se subdividió en 21 puntos la bóveda y 20 la contrabóveda por dos motivos, el primero para representar en el programa de cálculo de elementos finitos *Plaxis* la bóveda superior lo más parecida posible a una a una curva utilizando 20 subtramos rectos, y en segundo lugar porque en *Plaxis* la implementación de elementos a partir de coordenadas dadas es mucho más sencillo. Por lo tanto, la subdivisión de la bóveda en subtramos rectos representara de manera muy eficaz a los resultados de una bóveda curva real.

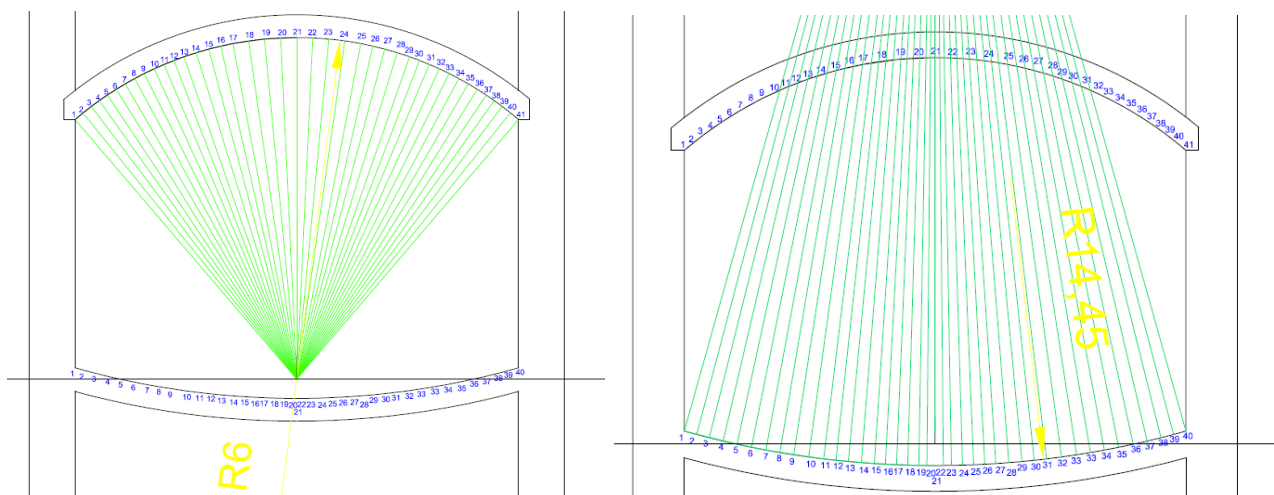


Fig. 65 Radios curvatura bóveda y contrabóveda y subtramos rectilíneos. Fuente: AutoCAD

Si por ejemplo se evalúa las coordenadas de inicio y final de cada una de las líneas, en el caso de el punto 1 por ejemplo, tiene como final la unión con la pantalla. Si se pone como coordenadas de origen (0,0) la cota del nivel de carril (punto que se encuentra a 0,409m inferior al N.C.), el punto 1 tiene coordenadas (-3.90, 4.56) con respecto al 0,0 establecido.

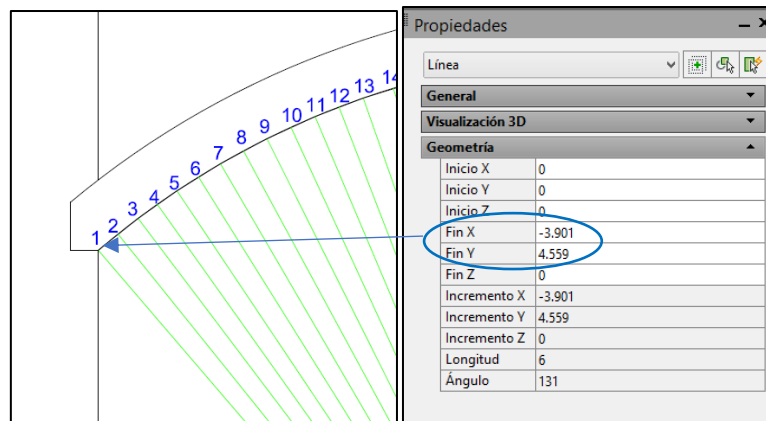


Fig. 66 Coordenadas puntos AutoCAD. Fuente: AutoCAD

Si se evalúa todos los puntos de la bóveda se tendrán unas coordenadas propias para cada número en la bóveda y en la contrabóveda representados. A la hora de implementar estos valores en el programa de cálculo por elementos finitos *Plaxis*, se debe introducir de manera que no hagan referencia al centro del radio de curvatura de la bóveda superior, sino que se dibuje en el centro de la hoja del papel, en este caso si los estratos de terreno que se van a representar a lo ancho del papel es de 40m, la ubicación del centro del radio de curvatura de la bóveda se ubica en el (20,-10).

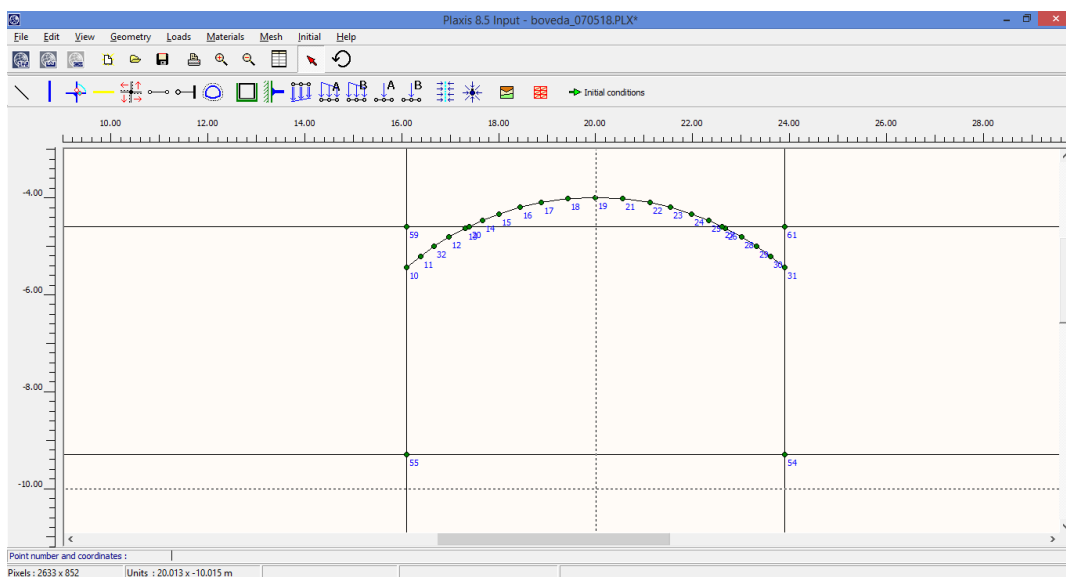


Fig. 67 Centro radio curvatura bóveda superior. Fuente: Plaxis

Tendiendo de referencia el centro del radio de curvatura de la bóveda superior, se puede proceder a la colocación de los puntos de la bóveda y de la contrabóveda sumando 20m en las X y restando 10m en las Y respectivamente. Con esta técnica, finalmente los valores de cada uno de los puntos de la bóveda son los siguientes:

## COORDENADAS BÓVEDA SUPERIOR DESDE CENTRO RADIO CURVATURA

PUNTO	X	Y	20	-10
			X FINAL	Y FINAL
10	-3,901	4,559	16,099	-5,441
11	-3,613	4,790	16,387	-5,210
32	-3,332	4,990	16,668	-5,010
12	-3,017	5,186	16,983	-4,814
13	-2,681	5,368	17,319	-4,632
14	-2,333	5,528	17,667	-4,472
15	-1,985	5,662	18,015	-4,338
16	-1,547	5,797	18,453	-4,203
17	-1,125	5,894	18,875	-4,106
18	-0,565	5,973	19,435	-4,027
19	0	6	20	-4,000
21	0,565	5,973	20,565	-4,027
22	1,125	5,894	21,125	-4,106
23	1,547	5,797	21,547	-4,203
24	1,985	5,662	21,985	-4,338
25	2,333	5,528	22,333	-4,472
26	2,681	5,368	22,681	-4,632
28	3,017	5,186	23,017	-4,814
29	3,332	4,990	23,332	-5,010
30	3,613	4,790	23,613	-5,210
31	3,901	4,559	23,901	-5,441

Tabla 9. Coordenadas bóveda superior representadas en Plaxis. Fuente: Excel

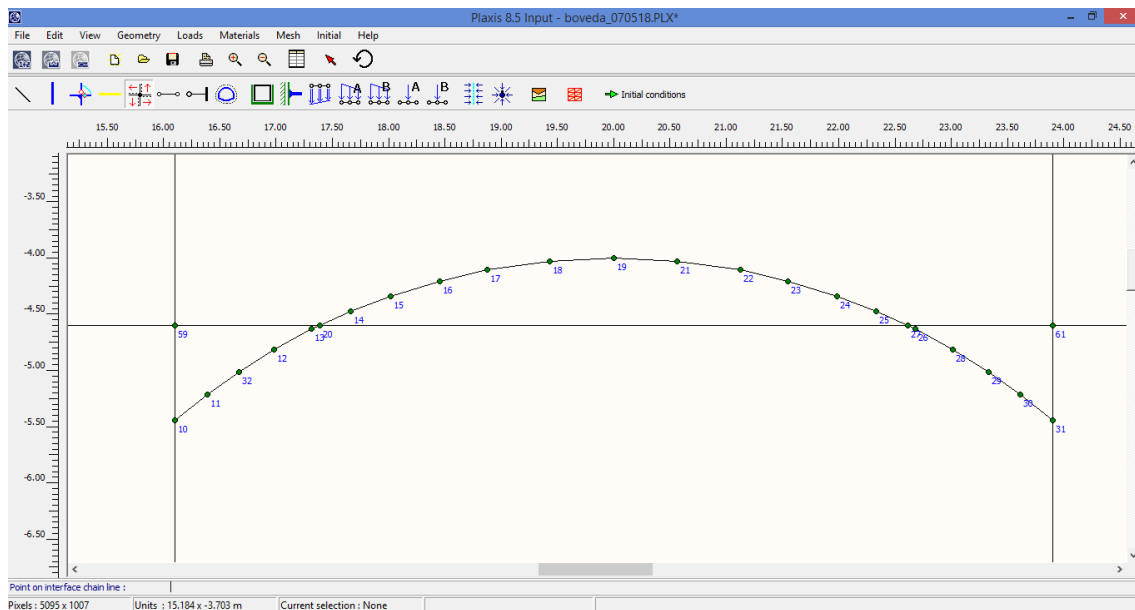


Fig. 68 Puntos bóveda superior en Plaxis. Fuente: Plaxis



Se puede observar que no existen los 40 puntos representados en *AutoCAD* a priori ya que se ha probado que con la mitad de los puntos es suficiente para representar de manera representativa la curvatura de la bóveda y con ello evaluar los esfuerzos de manera óptima, disminuyendo así el tiempo computacional del modelo. Para la contrabóveda también se ha reducido a la mitad los puntos que se van a representar en *Plaxis*. Las coordenadas de la contrabóveda son los siguientes:

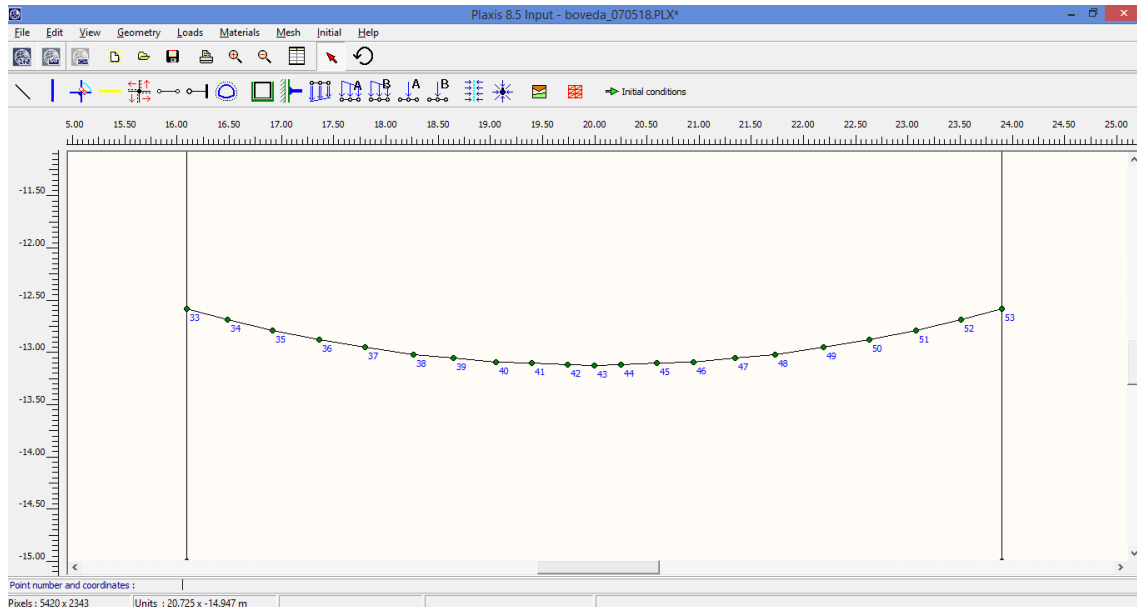


Fig. 69 Puntos contrabóveda en Plaxis. Fuente: Plaxis

## COORDENADAS CONTRABÓVEDA DESDE CENTRO DE COORDENADAS (0,0)

PUNTO	X	Y	20	-12,588
			FINAL X	FINAL Y
33	-3,901	0	16,099	-12,588
34	-3,512	-0,096	16,488	-12,687
35	-3,08	-0,007	16,920	-12,790
36	-2,631	-0,099	17,369	-12,882
37	-2,197	-0,168	17,803	-12,951
38	-1,733	-0,238	18,267	-13,021
39	-1,35	-0,274	18,650	-13,057
40	-0,945	-0,309	19,055	-13,092
41	-0,6	-0,324	19,400	-13,107
42	-0,253	-0,338	19,747	-13,121
43	0	-0,341	20,000	-13,124
44	0,253	-0,338	20,253	-13,121
45	0,6	-0,324	20,600	-13,107
46	0,945	-0,309	20,945	-13,092
47	1,35	-0,274	21,350	-13,057
48	1,733	-0,238	21,733	-13,021
49	2,197	-0,168	22,197	-12,951
50	2,631	-0,099	22,631	-12,882
51	3,08	-0,007	23,080	-12,790
52	3,512	-0,096	23,512	-12,687
53	3,901	0	23,901	-12,588

Tabla 10. Coordenadas contrabóveda representadas en Plaxis. Fuente: Excel

Se puede observar que los valores de X e Y final en la bóveda superior y en la contrabóveda se corresponden con los de las Tabla 9 y Tabla 10 respectivamente.

Cabe destacar que los valores de las Y en la contrabóveda no son los que se presentaban en la sección transversal tipo de la Fig. 19, sino que a partir de las secciones transversales a lo largo de la traza entre Jesús y Patraix (Jesús y Giorgeta en el mapa respectivamente) se han extraído las verdaderas distancias entre la bóveda y la contrabóveda, es decir, la verdadera altura que tienen las pantallas (apartado 2.2.). Por lo tanto, se observa en los planos de perfiles transversales que la ubicación del solar a edificar se encontrará entre el P-15' y el P-16 (Fig. 21).

## 4.2 Modelación en Plaxis de la situación inicial

Conocidos los datos geotécnicos del terreno y todas las características estructurales, se procede a implementarlos en el programa de cálculo mediante elementos finitos *Plaxis*. Según un artículo de la UPC sobre la comparativa entre *Plaxis* y *Flac*, determina que *El programa PLAXIS ha sido creado en la universidad Técnica de Delft, a partir de una iniciativa del Departamento de Trabajos Públicos y Dirección del Agua, en el año 1987.*

El objetivo inicial fue el desarrollo de un código de fácil uso basado en elementos finitos para el análisis de diques construidos sobre las capas de suelo blando que forman el subsuelo de Holanda. En los años siguientes el programa PLAXIS ha sido ampliado para cubrir la mayor parte de las áreas de la ingeniería geotécnica. Por tanto, Plaxis como herramienta para estimar el comportamiento que va a sufrir el terreno, será válido para evaluar las deformaciones que se van a generar.

Se ha modelizado la estructura subterránea con las dimensiones previamente determinadas por los planos del "Modificado N°1 del proyecto de infraestructura de penetración sur del suburbano. Tramo Soriano – Renfe" como se ha comentado en los párrafos anteriores y ahora, el siguiente paso es rellenar en el programa los valores obtenidos en el apartado *Características geotécnicas*:

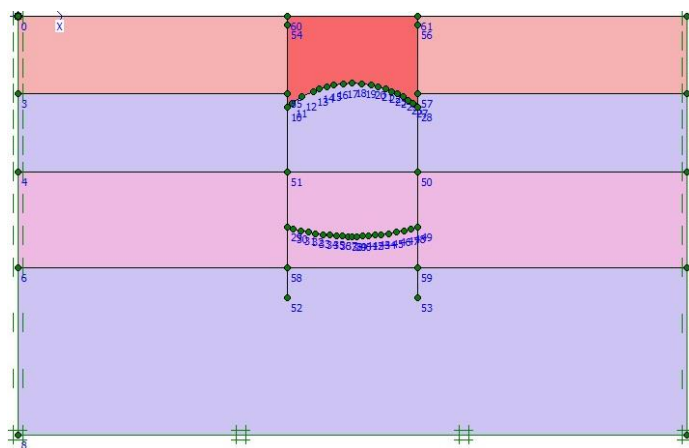


Fig. 70 Representación gráfica de la estructura del túnel. Fuente: Plaxis

Como se puede observar en la imagen anterior, existen 4 niveles representados. Por un lado, el nivel I y el nivel III son estratos limo-arcillosos y arenosos, en donde son prácticamente análogos un estrato del otro en cuanto a lo que a parámetros geotécnicos se refiere. Los niveles II y IV se tratan de arenas y gravas y sus parámetros son idénticos, en donde cómo se puede observar en la Fig. 43 el nivel II se incrusta en el nivel de gravas y arenas separa este nivel en II y IV.

A la hora de seleccionar el material en el programa, se requiere los siguientes parámetros geotécnicos:

Fig. 71 Definición parámetros generales del material. Fuente: Plaxis

En la pestaña principal cuando se edita el terreno a analizar, ofrece las opciones que se ven en la imagen anterior, en donde de forma automática el programa realiza un análisis del terreno mediante el modelo de Mohr-Coulomb y con las condiciones que tiene un material drenante.

Para explicar cómo funciona la teoría de Coulomb en relación al criterio de rotura de los suelos, según *J. Torrijo (2013) en su artículo sobre resistencia a corte de los suelos*, determina que Coulomb en el siglo XVIII, empieza con los primeros estudios desarrollados para evaluar la resistencia a corte de los suelos, postuló que la resistencia al deslizamiento por unidad de superficie en un plano en el interior del suelo se debía solo al rozamiento entre partículas, y debía ser proporcional a la presión normal que actuaba en dicho plano; el coeficiente de rozamiento lo expresó como tangente de un ángulo, que lo llamó ángulo de rozamiento,  $\phi$ .

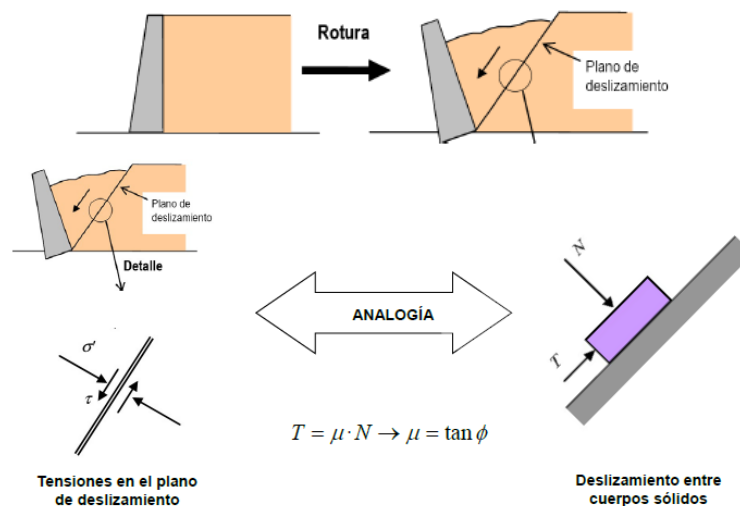


Fig. 72 Teoría de Coulomb en la rotura de los suelos. [www.es.slideshare.net](http://www.es.slideshare.net)

En "tierras cohesivas", Coulomb intuyó que debería haber otro sumando de valor constante e independiente de presión normal al que denominó cohesión,  $c$ .

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan\phi \quad (1)$$

En 1882, Mohr estableció que un cierto elemento del suelo sometido a cierto estado de tensiones, se produce en él una plastificación cuando en alguno de sus infinitos planos que pasan por él, las tensiones cumplen la relación de Coulomb. Se establecía así el criterio de Mohr-Coulomb.

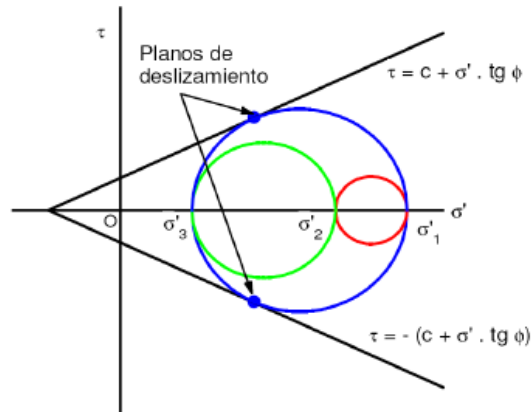


Fig. 73 Criterio de rotura Mohr-Coulomb en suelos. Fuente: [www.es.slideshare.net](http://www.es.slideshare.net)

Los puntos representativos de los planos que pasan por un punto forman un espacio interior al círculo ( $\sigma'_1 - \sigma'_3$ ) y, al mismo tiempo, exterior a los círculos ( $\sigma'_1 - \sigma'_2$ ) y ( $\sigma'_2 - \sigma'_3$ ).

Los puntos representativos de los planos pésimos en que se alcance la condición de rotura, deben estar en el círculo exterior.

El criterio de rotura de Mohr-Coulomb implica que la resistencia no depende de la tensión principal inmediata (la condición de rotura puede analizarse considerando sólo los planos cuyo eje es  $\sigma'_2$ ). El **criterio lineal de rotura de Mohr-Coulomb** es:

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan \phi' \quad (2)$$

Este criterio en términos de tensiones principales se establece imponiendo la condición de tangencia del círculo exterior de Mohr con la línea de resistencia (Fig. 73)

En la pantalla general de inclusión de datos también aparecen los valores de densidad seca y densidad saturada. La densidad seca de un suelo es la relación entre la masa de partículas y el volumen total del suelo:

$$\gamma_d = W_s / V \quad (3)$$

La densidad saturada de un suelo es la masa total de las partículas y del agua que ocupa la totalidad de los poros, dividida por su volumen total:

$$\gamma_{sat} = (W_s + W_{w\ sat}) / V \quad (4)$$

En cuanto a los valores de **permeabilidad** a adoptar, no existen datos algunos por parte de los sondeos geotécnicos realizados en la traza. A partir de aquí, se a proceder a estimar los valores de permeabilidad a partir de recomendaciones de normativas como puede ser la Guía de cimentaciones de obras de carretera (GCOC) o la Recomendación de Obras Marítimas (ROM).

Analizando la ROM 0.5-05 en relación a las recomendaciones geotécnicas para Obras de Marítimas y Portuarias, en su capítulo II de investigación geotécnica, apartado 2.4.3. de parámetros geotécnicos preliminares, tabla 2.4.3. sobre algunas características elementales de los suelos que pueden utilizarse para estimaciones previas, se puede observar valores estimativos de los parámetros de permeabilidad en función del tipo de terreno. Los valores representados se encuentran en la Fig. 74

Dadas las características de los estratos expuestas en la Tabla 12, para el nivel I y el nivel III, al ser análogos los dos, para unos limos de granulometría uniforme con algo de arenas y arcillas de consistencia dura con un ángulo de rozamiento interno de 30 (que coincide con el realizado en los sondeos), el coeficiente de permeabilidad estimado para estos dos niveles es de  $k = 10^{-6}$  cm/s.

Lo mismo ocurre para los niveles II y IV de arena y gravas limpias de compacidad media, donde a partir de la cohesión y del ángulo de rozamiento obtenido por los testigos de muestras inalteradas, 0 kPa y 40° respectivamente, se estima un valor de la permeabilidad de  $k = 10^{-2}$  cm/s.

El valor del relleno sobre la bóveda a base de gravas arenosas, tiene una compacidad de tipo floja aproximadamente, ya que  $c = 0$  y  $\phi = 35$ . Por tanto, se puede estimar que tendrá una permeabilidad igual a la de los niveles II y IV de gravas, en donde  $k = 10^{-2}$  cm/s.

	Tipo de suelos	Compacidad	Índice de poros <sup>(2)</sup>	Cohesión (kPa)	Ángulo de Rozamiento ( $\phi^{\circ}$ )	Módulo de deformación <sup>(5)</sup> drenado (MPa)	Coefficiente de permeabilidad <sup>(3)</sup> (cm/s)
Suelos granulares <sup>(1)</sup>	Gravas y arenas limpias (arenas > 10%)	Densa	0,25	0	45	100	$10^{-2}$
		Media	0,35	0	40	50	
		Floja	0,45	0	35	20	
		Muy floja	0,60	0	30	10	
	Gravas y arenas con algo de limos y/o arcillas (5-10%) <sup>(4)</sup>	Densa	0,20	10	40	50	$10^{-3}$
		Media	0,30	5	35	20	
		Floja	0,40	2	30	10	
		Muy floja	0,60	0	27	5	
	Gravas y arenas con gran contenido en suelos finos (5-10%) <sup>(4)</sup>	Densa	0,15	20	35	50	$10^{-4}$
		Media	0,25	10	30	20	
		Floja	0,35	5	27	10	
		Muy floja	0,50	0	25	5	
Rellenos artificiales	Banquetas de todo-uno vertidas y escolleras de granulometría continua (sucias)	Floja	0,50	0	40	10	I
		Muy floja	0,70	0	35	5	

	Tipo de suelos	Consistencia	Índice de poros <sup>(2)</sup>	Resis. al corte sin drenaje <sup>(6)</sup> (kPa)	Resistencia con drenaje C(kPa) ( $\phi^0$ )		Módulo de deformación <sup>(5)</sup> drenado (MPa)	Coefficiente de permeabilidad <sup>(3)</sup> (cm/s)
Suelos cohesivos	Limos de granulometría uniforme con algo de arena y arcilla	Dura o firme	0,40	100	50	30	40	$10^{-6}$
		Media	0,60	60	20	25	15	
		Blanda	0,80	20	10	20	7	
		Muy blanda	I	10	0	18	2	
	Arcilla y limos arcillosos. Pueden contener gravas y/o arenas en proporciones menores del 70%	Dura o firme	0,35	>100	50	28	50	$10^{-8}$
		Media	0,50	80	20	23	20	
		Blanda	0,70	40	10	19	5	
		Muy blanda	I	20	0	15	1	

Fig. 74 Valores estimativos de la permeabilidad de diferentes tipos de terreno. Fuente: ROM0.5-05

En principio, los valores de permeabilidad son importantes tenerlos en cuenta, pero para los terrenos arcillosos no van a representar afección al cálculo estimativo de los asentos finales. La permeabilidad, aunque es recomendable calcularla, a priori no generará una variabilidad extrema en los resultados.

Tipo de terreno	Cotas	$K_x$ (m/día)	$K_y$ (m/día)	c (KN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)
Limos arcillosos y arenosos marrones	-1,6 hasta -4,6	8,64E-03	8,64E-03	5	30°
Arenas y Gravas	-4,6 hasta -9,3	86,4	86,4	0	37,5°
Limos arcillosos y arenas limosas marrones	-9,3 hasta -15	8,64E-03	8,64E-03	5	29°
Arenas y Gravas	-15 hasta -25	86,4	86,4	0	37,5°
Rellenos granulares	0 hasta -4,6 (SOBRE LA CLAVE)	8,64	8,64	0	35°

Tabla 11. Parámetros de permeabilidad para los diferentes tipos de terreno existentes en el área de estudio. Fuente: Elaboración propia/FGV

Si se pasa a la pestaña de parámetros, se visualiza la siguiente información:

Fig. 75 Definición parámetros específicos del material. Fuente: Plaxis

Se puede apreciar en el lado superior izquierdo los valores correspondientes a la rigidez del terreno como son el Módulo de elasticidad efectivo o Módulo de Young del material y el coeficiente de poisson, los cuales sabiendo sus valores se pueden obtener automáticamente el módulo de deformación transversal o módulo de cizalladura y el  $E_{oed}$  corresponde al módulo edométrico, es por ello que el cuadro alternativo a estos dos últimos dos parámetros no se va a tocar, sino que actualizando los valores del módulo de Young se actualizarán automáticamente.

Según Wikipedia (2019), El módulo elástico o módulo de Young es un parámetro que evalúa el cómo se comporta un material de tipo elástico en función de la dirección de aplicación de la carga.

El significado el coeficiente de poisson de un material representa el estrechamiento que se produce en la sección de un prisma de material elástico lineal e isótropo cuando se estira longitudinalmente y se estrecha en las direcciones perpendiculares a la del estrechamiento producido.

Existe como ya se ha comentado en el párrafo anterior una relación existente entre el módulo de elasticidad de Young y el coeficiente de poisson de la cual se obtiene el módulo de cizalladura. La relación que aplica el programa es la siguiente:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (5)$$



Los valores correspondientes al cuadro de dureza del material como son la cohesión ( $c$ ) y el ángulo de rozamiento efectivo ( $\phi$ ) ya han sido explicados anteriormente en el desarrollo de la aplicación del cálculo por rotura de Mohr-Coulomb. El valor de  $\psi$  se va a dejar como 0 que es el valor que el programa determina automáticamente y no es un parámetro que pueda afectar de manera determinante a los cálculos de la estructura.

El último parámetro con valores a rellenar son las velocidades  $V_s$  y  $V_p$ . En principio estos valores los dejaremos como originalmente vienen dados en el programa.

Los parámetros geotécnicos del terreno a implementar en el programa de cálculo mediante elementos finitos, se resumen en el siguiente cuadro:

Tipo de terreno	Cotas	$\gamma_{sec}$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (KN/m <sup>3</sup> )	$E_{ref}$ (KPa)	$c$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (º)
<i>Limos arcillosos y arenosos marrones</i>	-1,6 hasta -4,6	17	20	24000	5	30º
<i>Arenas y Gravas</i>	-4,6 hasta -9,3	18	22	40000	0	37,5º
<i>Limos arcillosos y arenas limosas marrones</i>	-9,3 hasta -15	17	20	24000	5	29º
<i>Arenas y Gravas</i>	-15 hasta -25	18	22	40000	0	37,5º
<i>Rellenos granulares</i>	0 hasta -4,6 (SOBRE LA CLAVE)	19	21	35000	0	35º

Tabla 12. Parámetros geotécnicos para cada uno de los estratos. Fuente: Elaboración propia/FGV

Como se puede ver en la tabla anterior, existe un último nivel de rellenos que se ha añadido encima de la clave ya que a causa del método de construcción del túnel por el método "Cut&Cover", estos rellenos son diferentes a los existentes originalmente a esta profundidad.

La construcción de la estructura enterrada por el método "Cut&cover" parte desde la calle, en donde se ejecutan las paredes del túnel, excavando una zanja de grandes

dimensiones de profundidad que se hormigona tras la colocación del mallazo para formar muros pantalla o una hilera de pilotes.

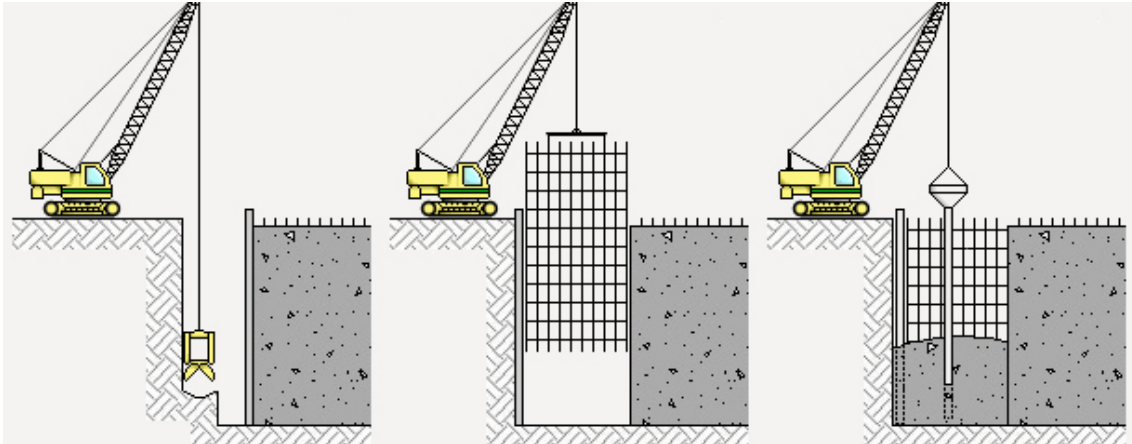
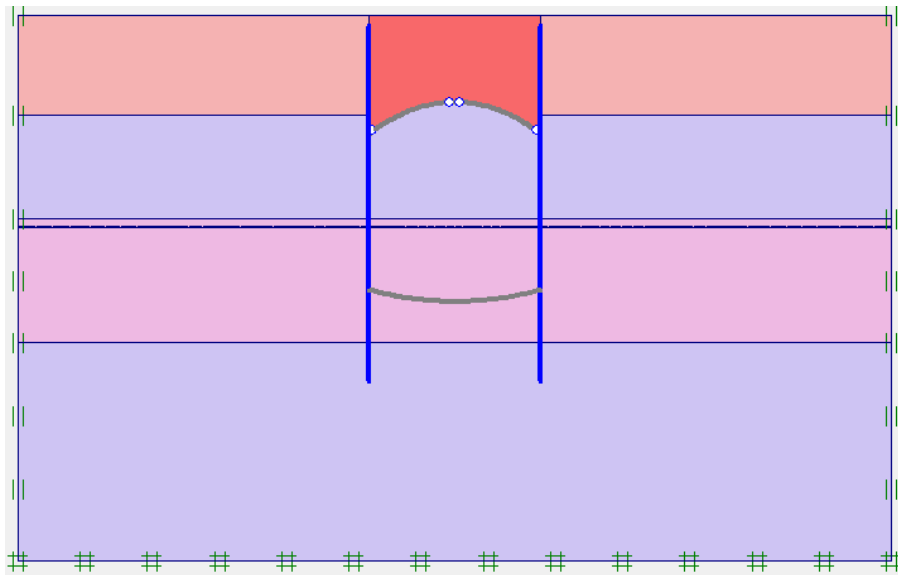
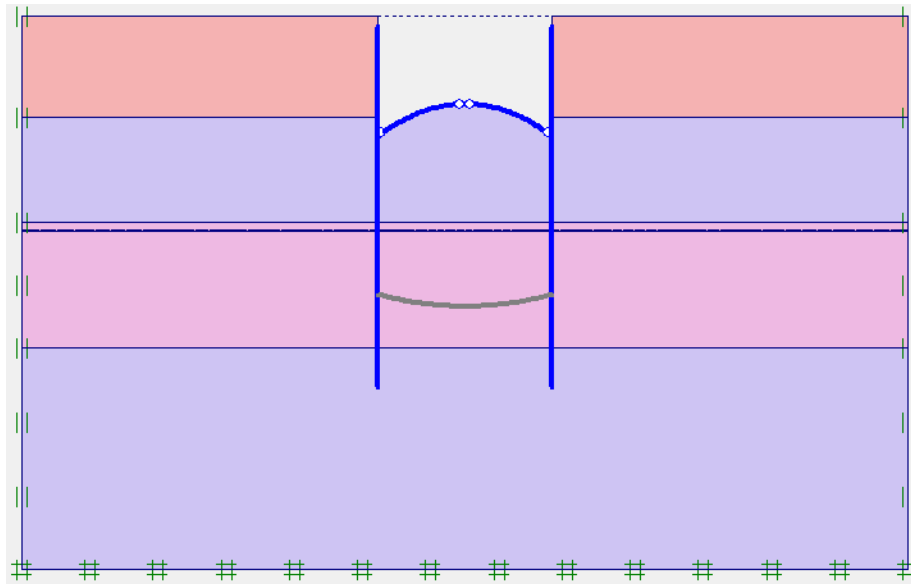


Fig. 76. Secuencia de ejecución de muros pantalla. Fuente: [www.geradordeprecos.info](http://www.geradordeprecos.info)



FASE I: Construcción del muro pantalla sobre el terreno

Quando las paredes están terminadas se ejecuta la bóveda superior, que se apoya en las paredes solidarizándose ambas estructuras, excavando sólo el hueco que ocupa la bóveda y apoyándola durante su construcción contra el terreno. Cuando la bóveda y las paredes están terminadas, puede reconstruirse la superficie mientras continúan los trabajos en el interior del túnel.

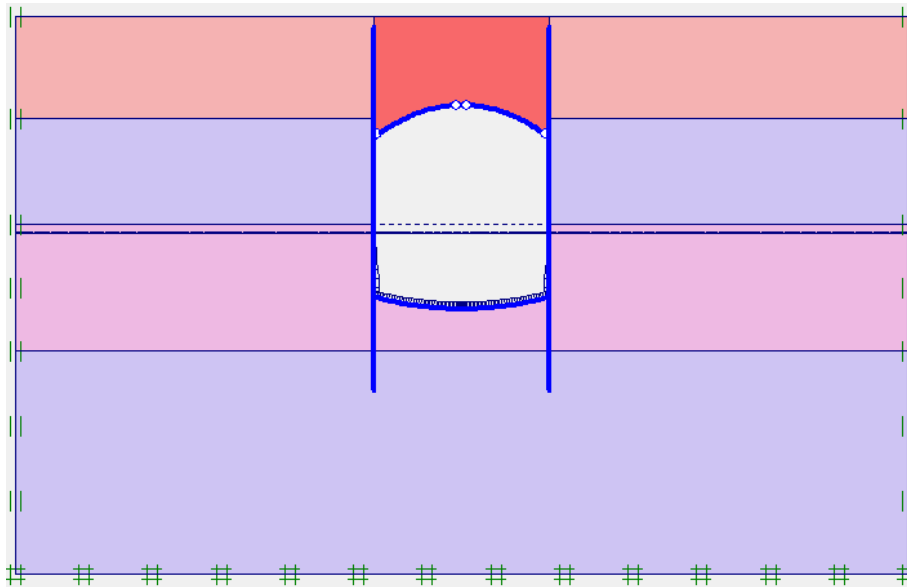


FASE II: Excavación hasta cota clave de la bóveda y construcción de la bóveda superior



Fig. 77 FASE II. Fuente: Internet

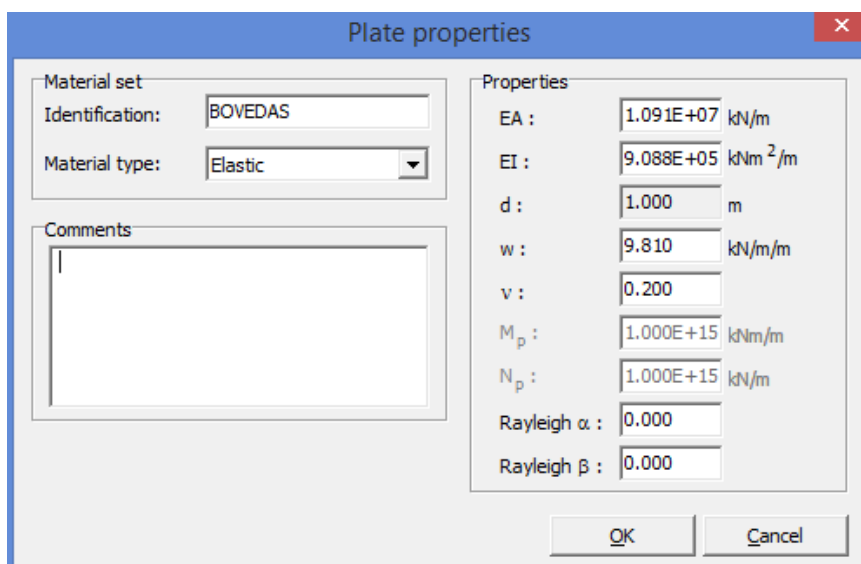
La tierra del interior del túnel no se extrae hasta la fase III, en la que como los elementos portantes del túnel están ya construidos se puede excavar con retroexcavadoras. Cuando se ha excavado hasta el nivel adecuado se ejecuta la contrabóveda, losa generalmente de hormigón que hace de suelo del túnel. Este método requiere poca maquinaria especializada, apenas más de la utilizada en la construcción convencional de sótanos.



FASE III: Relleno de tierras en la parte superior de la bóveda y excavación túnel y hormigonado de la contrabóveda

*Fig. 78 Esquema método construcción túneles "Cut&Cover". Fuente: Plaxis*

A continuación, se va a calcular los datos necesarios para el estimar el comportamiento de los elementos portantes de la estructura a través de los datos de rigidez de los materiales obtenidos del proyecto original.



*Fig. 79 Definición propiedades elementos estructurales túnel. Fuente: Plaxis*

En el cuadro anterior se visualiza las propiedades de los elementos estructurales existentes en el túnel como son los muros-pantalla, la bóveda y la contrabóveda. Los valores de EA representan el producto entre el módulo de deformación longitudinal del

hormigón y el área del elemento resistente. El módulo de deformación longitudinal del hormigón se calcula de la siguiente forma:

$$E_{cm} = 8.500^3 \sqrt{f_{cm}} \quad (6)$$

Como no se conoce la resistencia media del hormigón a 28 días,  $f_{cm}$  se puede estimar a partir de la resistencia característica a la misma edad,  $f_{ck}$ , mediante la expresión  $f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2$ , que es válida si las condiciones de fabricación son buenas.

El valor de A se calcula como producto del ancho (b) por la profundidad  $d = 1\text{m}$  en todos los casos, ya que se está trabajando en el plano 2d y las unidades del programa trabajan por unidad de ancho, es por ello que en todos los casos EA tiene unidades de KN/m. Por tanto, con saber el ancho de la bóveda y de las pantallas es suficiente para calcular este primer parámetro.

$$EA = E * b * d \quad (7)$$

En el caso de EI ocurre lo mismo que en el caso de EA, pero en vez de utilizar el área se usa el momento de inercia del elemento. El valor b es el ancho y el valor de  $d = 1\text{m}$  por lo mismo expuesto en el párrafo anterior. El cálculo de EI es el siguiente:

$$EI = E * \frac{1}{12} * b * d^3 \quad (8)$$

En el siguiente cuadro se expone los valores resultantes de EA y EI que se va a implementar en *Plaxis* a las pantallas y a la bóveda y contrabóveda.

HORMIGÓN PANTALLAS			HORMIGÓN BÓVEDAS		
$f_{ck}$	22	MPa	$f_{ck}$	25	MPa
$f_{cm}$	30	MPa	$f_{cm}$	33	MPa
$E_{cm}$	26.411,47	MPa	$E_{cm}$	27.264,04	MPa
	26.411.476,3	KN/m <sup>2</sup>		27.264.041,8	KN/m <sup>2</sup>
<b>b</b>	0,8	m	<b>b</b>	0,4	m
<b>EA</b>	21.129.181,04	KN/m	<b>EA</b>	10.905.616,7	KN/m
<b>I</b>	0,06667		<b>I</b>	0,03334	
<b>EI</b>	1.760.765,08	KNm <sup>2</sup> /m	<b>EI</b>	908.801,39	KNm <sup>2</sup> /m
<b>γ</b>	2400	Kg/m <sup>3</sup>	<b>γ</b>	2400	Kg/m <sup>3</sup>
	0,00981			0,00981	
	24,52	KN/m <sup>3</sup>		24,52	KN/m <sup>3</sup>
<b>w</b>	19,62	KN/m/m	<b>w</b>	9,81	KN/m/m

Tabla 13. Valores característicos resistentes de los elementos estructurales del túnel.

Fuente: Elaboración propia

Los valores de los anchos  $b$  característicos de las pantallas y de las bóvedas, se pueden visualizar en las figuras Fig. 19 y Fig. 25.

Los valores de  $w$  que aparecen en el cuadro de diálogo de los parámetros resistentes de los materiales se refieren al peso del material por unidad de medida, es por ello que las unidades aparecen como KN/m/m. Para su cálculo, se ha realizado el producto entre el peso específico del material por unidad de metro lineal, es decir:

$$\frac{\gamma \cdot b \cdot L}{L} \quad (9)$$

En donde  $\gamma$  es la densidad específica del hormigón,  $b$  el ancho y  $L$  la longitud de las pantallas/bóvedas. La EHE-08 en su art.10.2, determina un valor de la densidad para el hormigón armado de 2.500 kg/m<sup>3</sup>.

Además de lo expuesto en el párrafo anterior, la instrucción en su apartado art. 39.9, determina que el coeficiente de poisson para deformaciones elásticas bajo tensiones normales de utilización, se tomará un valor medio igual a 0,20.

Para finalizar con este apartado, el valor de  $d$  se deja como 1m ya que los elementos anteriormente calculados se han dejado en unidades unitarias para su cálculo en 2D. El resto de valores como Rayleigh  $\alpha$  y  $\beta$  se dejan igual.

Los dos materiales tanto los muros pantalla como las bóvedas, se analizan mediante un comportamiento elástico-lineal del material.

### 4.3 Proceso de cálculo en *Plaxis* situación inicial

Lo primero a implementar en el modelo una vez se tiene dibujada las potencias de los diferentes terrenos existentes y la geometría de la estructura del túnel, es asignar los valores calculados anteriormente al modelo. Los parámetros del terreno ya se han asignado (cada estrato tiene un color determinado representativo de cada estrato). Lo mismo ocurre a las bóvedas y los muros pantalla, en donde la línea azul representa la asignación de los valores característicos del material de la estructura portante (pantallas o bóvedas).

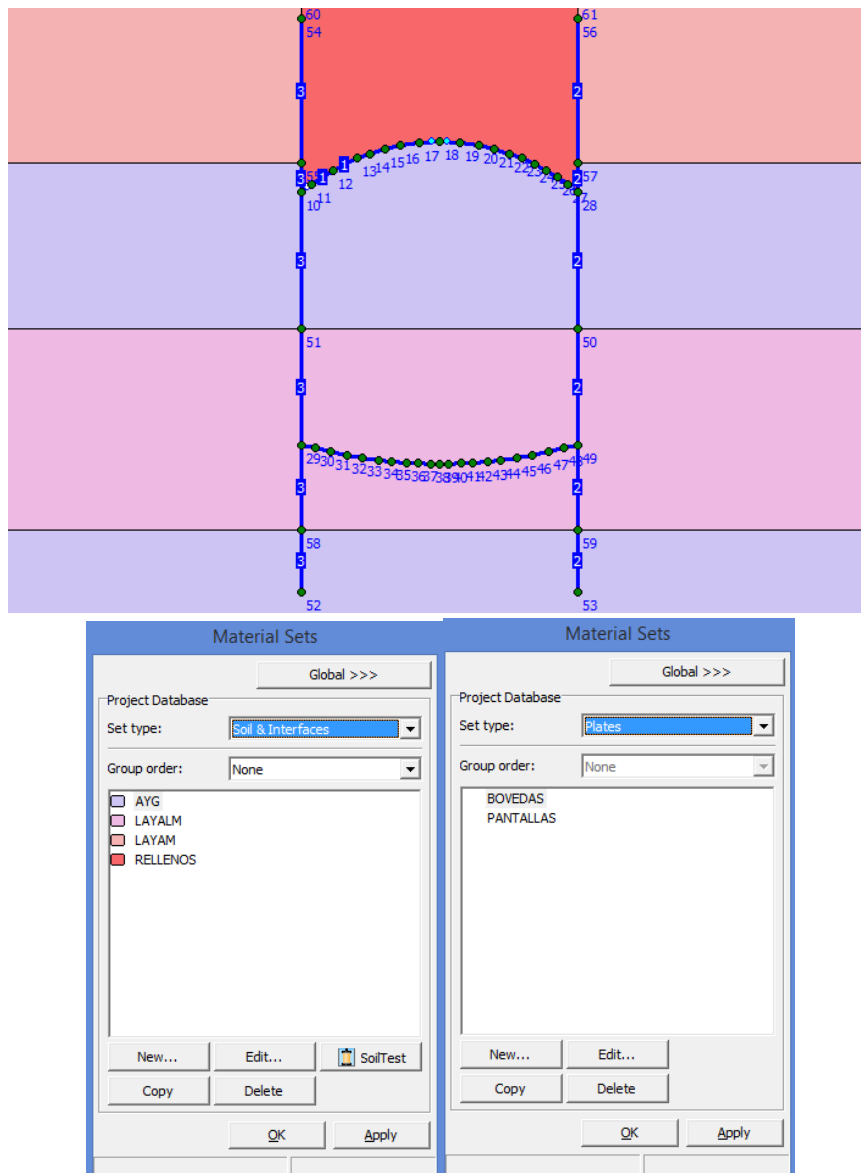


Fig. 80 Geometría y materiales en el modelo. Fuente: Plaxis

Antes de generar la malla que nos permita modelizar el comportamiento de los materiales y del terreno mediante un análisis por elementos finitos, destacar la implementación de tres elementos significativos en el modelo.

El primero de ellos es la imposición de dos apoyos fijos articulados en los extremos de la bóveda y una tercera articulación en la clave del arco, tal y como aparece en los planos del proyecto original. Los arcos triarticulados absorben las fuerzas verticales y horizontales, sin flexión alguna. Las articulaciones hacen que la estructura sea isostática y que permitan el cálculo a través de métodos de la Estática.

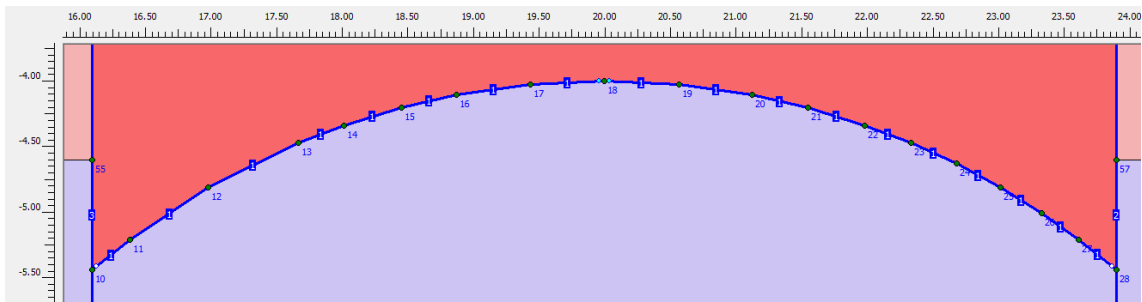


Fig. 81 Detalle estructura bóveda triarticulada. Fuente: Plaxis

Se puede apreciar en la figura superior la existencia de las 3 rótulas gracias a la aparición de dos puntos blancos en las conexiones de la bóveda con los muros-pantalla y dos círculos de color azul claro en la clave de la bóveda.

El segundo elemento significativo es la adición de una **interfaz negativa** entre el terreno y los elementos estructurales, debido a que el programa en situaciones donde se requiere la interacción entre terreno y estructura, permite que se dibuje esta interfaz a lo largo del elemento estructural para representar la realidad adoptada; tanto es así que bajo una interfaz negativa la bóveda trabaja como una arco comprimido en donde la antifunicular se encuentra dentro de los espesores de la bóveda pasando por las rótulas de conexión entre pantallas y por la de la clave. Si dispusiéramos de una interfaz positiva, el elemento estaría funcionando a tracción, un comportamiento totalmente erróneo. En la siguiente imagen se puede apreciar la interfaz negativa sobre la bóveda superior:

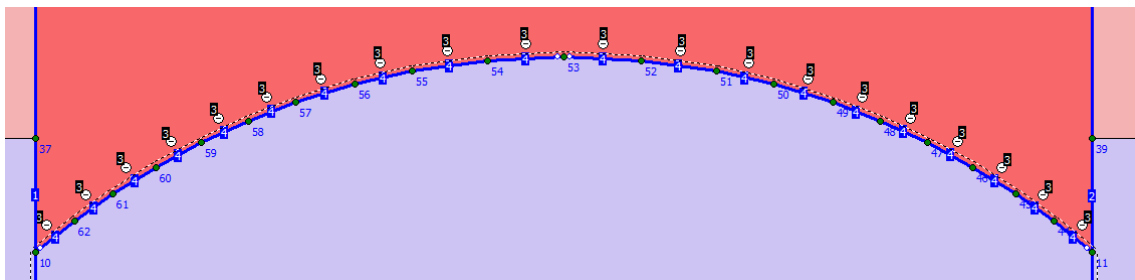


Fig. 82 Detalle interfaz negativa bóveda superior. Fuente: Plaxis

Por último, antes de generar la malla, se debe determinar las condiciones de contorno. Estas se establecen de manera automática en el programa en los lados externos del modelo dibujado, en la Fig. 83 se puede apreciar unas cruces de color verde que representan estas restricciones de cálculo. Las condiciones de contorno en el lado inferior y en los laterales del modelo no permiten los desplazamientos en X e Y, es decir,  $U_x = U_y = 0$ . Como se puede observar en la siguiente imagen, se ha dejado una distancia de separación suficiente desde los extremos laterales de las pantallas y la parte inferior para que no afecte al cálculo iterativo del modelo.



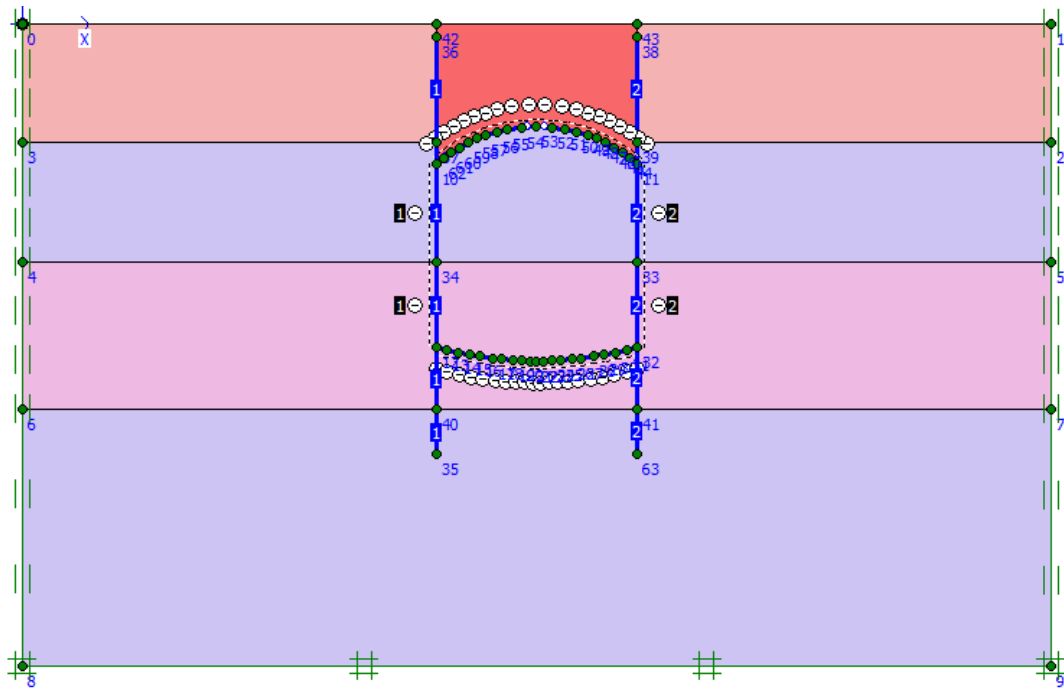


Fig. 83 Representación de las condiciones de contorno del modelo. Fuente: Plaxis

A continuación, se genera la malla. El tamaño de detalle de la malla lo hemos seleccionado como medio, ya que, con este tipo de definición, los valores que vamos a obtener se aproximan de manera muy eficaz a los esperados y sobre todo se ahorra en tiempo computacional del modelo.

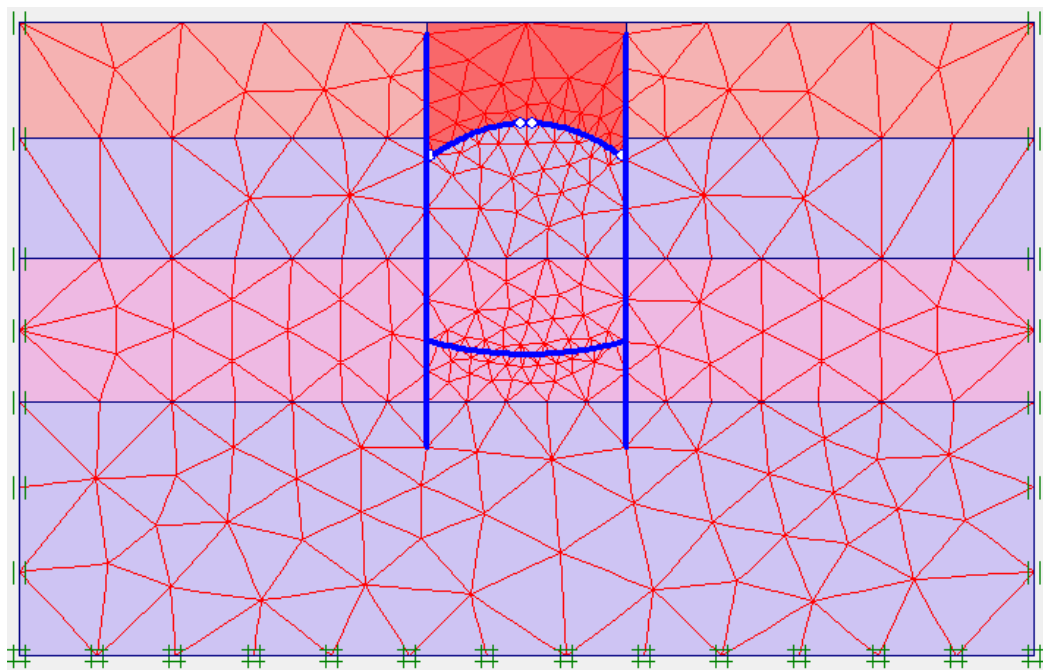


Fig. 84 Malla generada con un nivel de mallado medio. Fuente: Plaxis

La primera fase del proceso ya está concluida, ahora pasemos a la siguiente fase en donde se colocará la posición del nivel freático y se analizarán los esfuerzos efectivos.

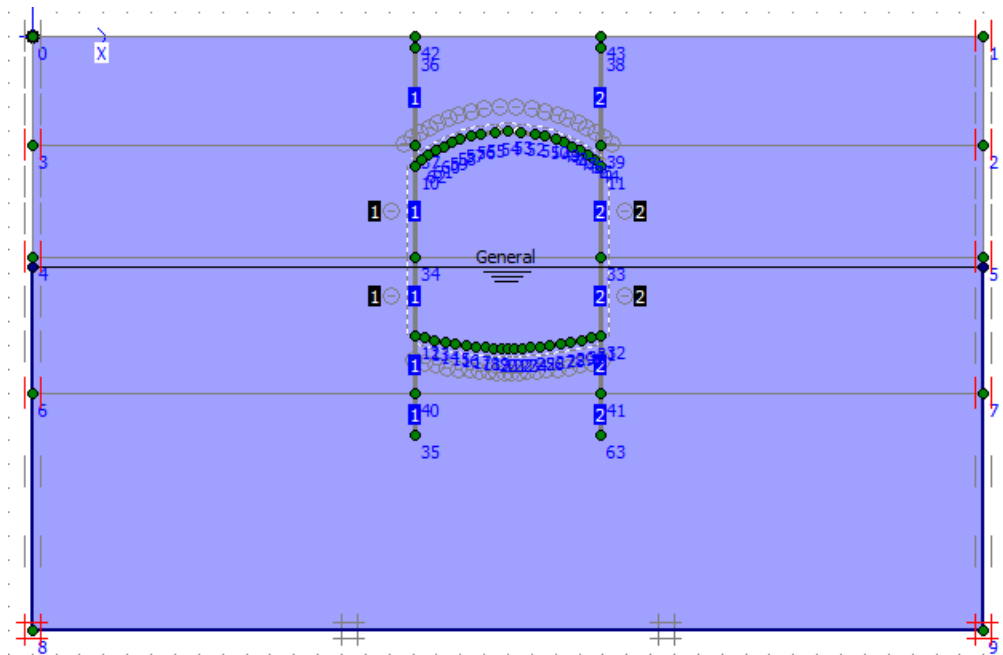


Fig. 85 Profundidad del N.F. en el modelo. Fuente: Plaxis

En la imagen superior se puede apreciar la posición del nivel freático en el modelo que es de  $-9,7\text{m}$ , que atraviesa justamente la estructura por la mitad de su altura. El valor de la densidad del agua será de  $10 \text{ KN/m}^3$ . El programa, a la hora de implementar por primera vez el modelo para que el usuario vea de primera mano si el modelo está bien determinado, requiere que se observe antes de generar el cálculo por elementos finitos, la presión de poro generada por el nivel freático.

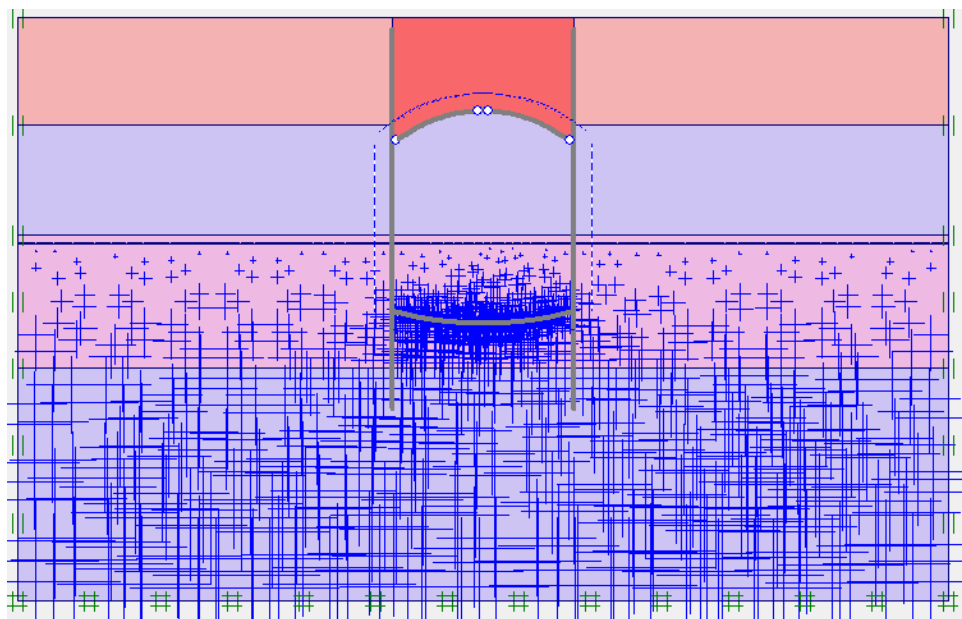


Fig. 86 Presión de poros generada por el N.F. Fuente: Plaxis

En la imagen inferior se pueden apreciar los esfuerzos iniciales que aparecen en la estructura debido a la interacción inicial entre terreno y estructura. Para su cálculo, hemos adoptado un coeficiente de peso propio de 1 para el cálculo, el que venía dado inicialmente por el programa.

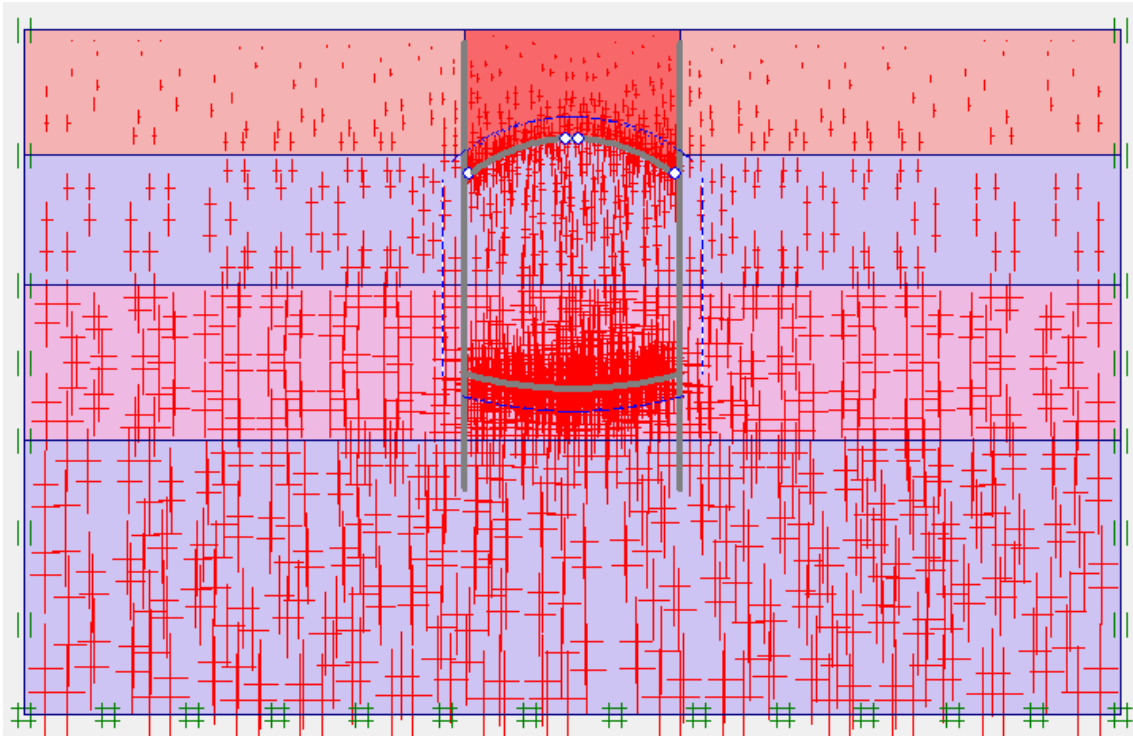


Fig. 87 Esfuerzos iniciales generados por el modelo. Fuente: Plaxis

En la pestaña ya del **cálculo** en el programa de cálculo por elementos finitos, aparece una pantalla como la de la figura inferior, en donde se requiere implementar el orden de construcción o de excavación de las diferentes fases nombradas anteriormente. Como se comentó anteriormente, el sistema utilizado para la construcción del túnel del metro de Valencia entre San Isidro y Empalme fue el "Cut&Cover", que consta de:

- FASE I: Construcción del muro pantalla sobre el terreno
- FASE II: Excavación hasta cota clave de la bóveda y construcción de la bóveda superior
- FASE III: Relleno de tierras en la parte superior de la bóveda y excavación túnel y hormigonado de la contrabóveda

Inicialmente para comenzar el cálculo se tendrá en cuenta lo siguiente:

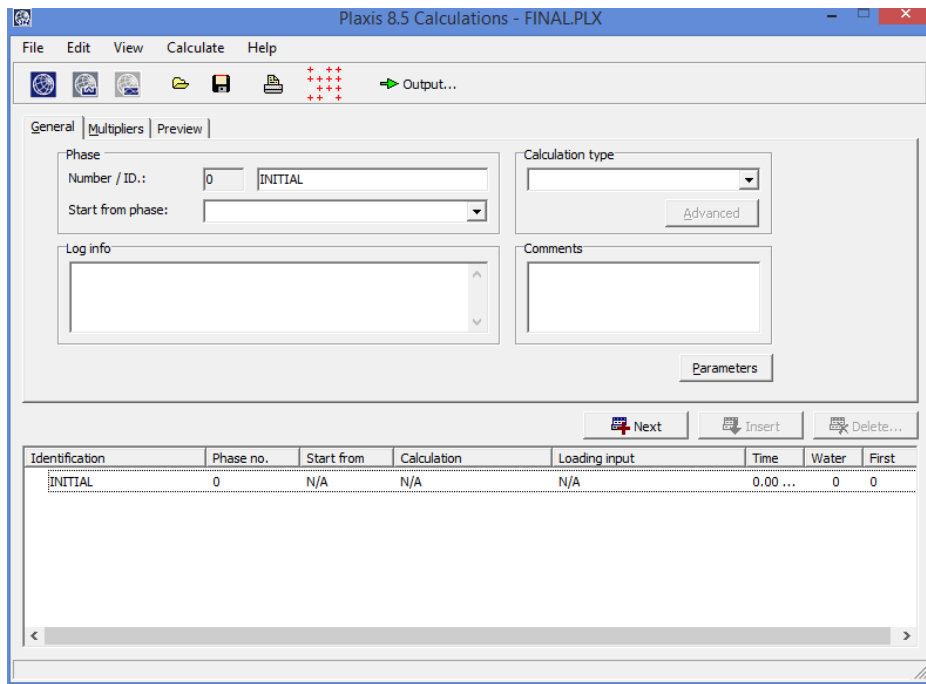


Fig. 88. Pantalla inicial de cálculo. Fuente: Plaxis

Inicialmente nos aparece una pantalla inicial en la cual, si clicamos en el botón de *Next*, se añade una fase de ejecución cualquiera, si se requieren más únicamente se deberá ir añadiendo fases de construcción. Se puede modificar en función de la fase que se quiera calcular. En este caso, la primera fase se corresponde a la construcción de los muros pantalla en el terreno. En la pantalla general de implementación de datos es:

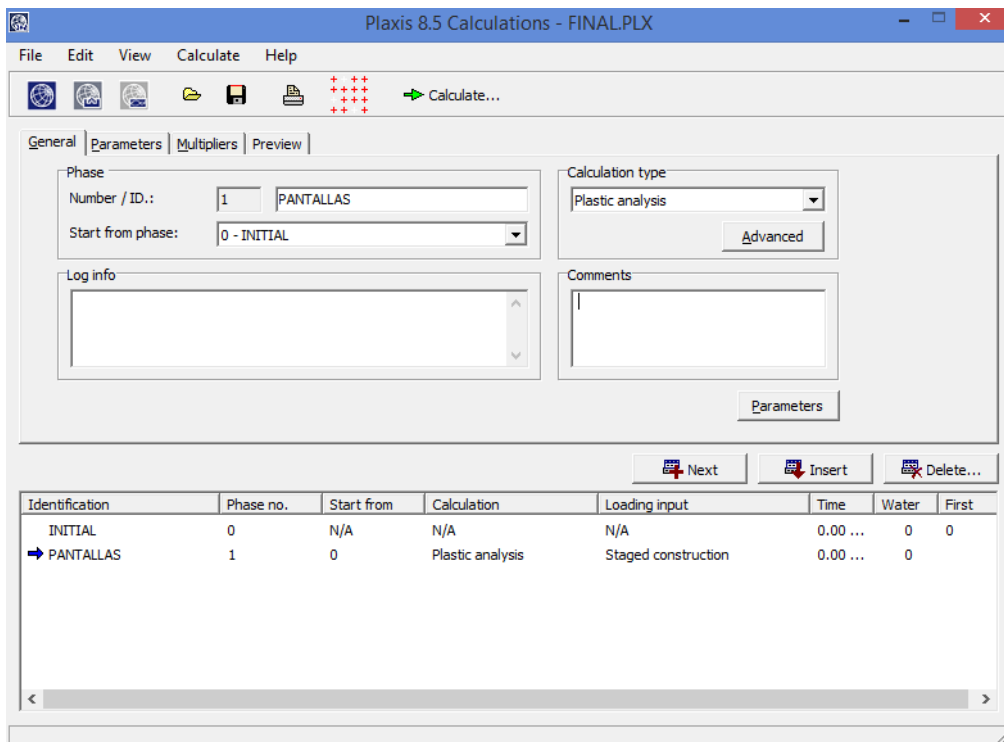


Fig. 89 FASE I. Pantallas. Ventana general. Fuente: Plaxis

A la hora de determinar el tipo de cálculo, se acepta un cálculo plástico ya que los elementos que componen las pantallas, las deformaciones que se producen en ellas son de carácter elástico-plástico según lo determinado por el módulo de elasticidad. Además, a la hora de elegir el tipo de cálculo, las demás opciones no son válidas para un análisis terreno-estructura del tipo que queremos estudiar, ya que un análisis dinámico sería más para el estudio de vibraciones, por ejemplo.

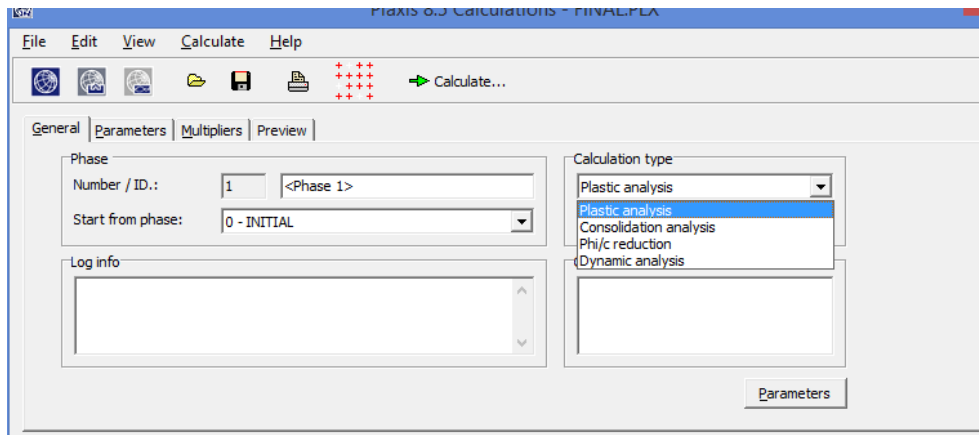


Fig. 90 Tipo de cálculo a realizar en el análisis. Fuente: Plaxis

En la pestaña de *Parameters*, la columna descrita como *Loading input*, describe el proceso constructivo. El valor de *Staged construction* describe la construcción por etapas, en donde la primera etapa se construirán las pantallas, la segunda etapa se excava hasta el nivel de la bóveda y se hormigona esta y finalmente, en la última etapa, se excava hasta el nivel de la contrabóveda, se hormigona esta y se colocan los rellenos sobre la clave de la bóveda superior:

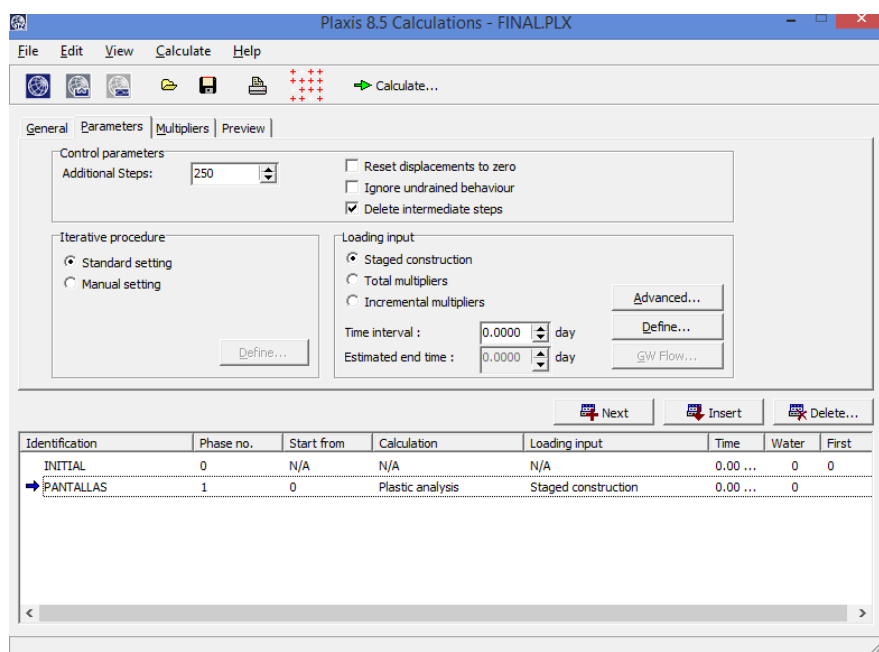


Fig. 91 Pestaña "Parameters" de cálculo en cada una de las etapas. Fuente: Plaxis

Los cuadros que se observan en la imagen superior se dejan tal y como viene por defecto en el programa, lo único a tener en cuenta es la selección de la construcción por etapas, para que se pueda definir en qué etapa se realiza cada fase constructiva. Si se selecciona el botón *Define* se observa lo siguiente:

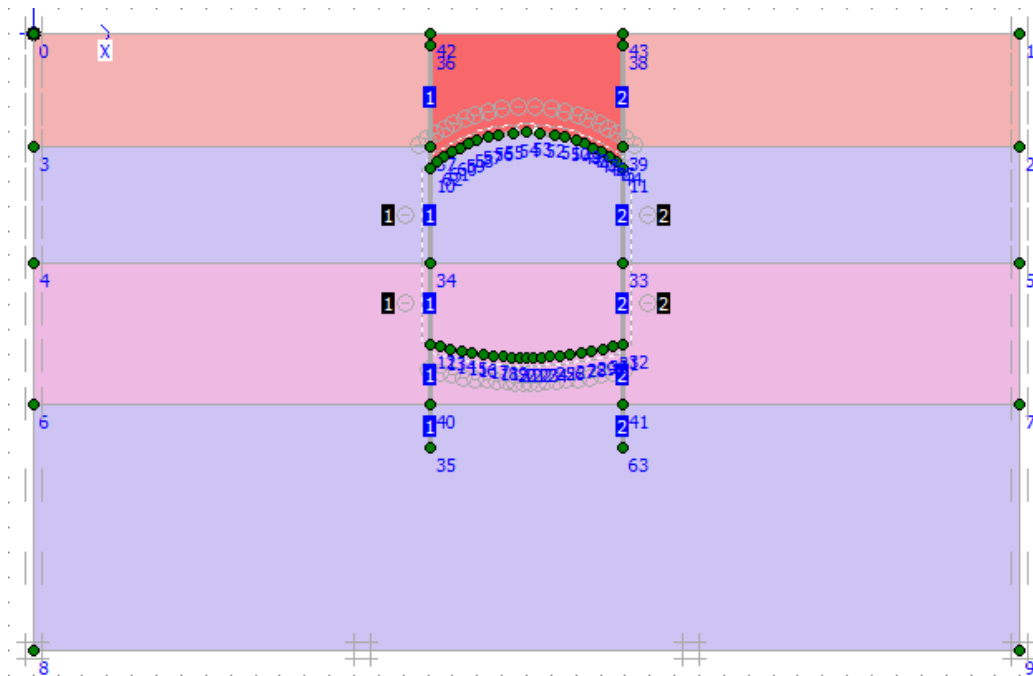


Fig. 92 FASE 0 de construcción. Fuente: Plaxis

Se puede observar en la figura superior que ningún valor estructura está seleccionado. Como se trata de la primera fase de construcción, se deben seleccionar los muros pantallas. Al seleccionar las pantallas el modelo quedará representado de la siguiente manera:

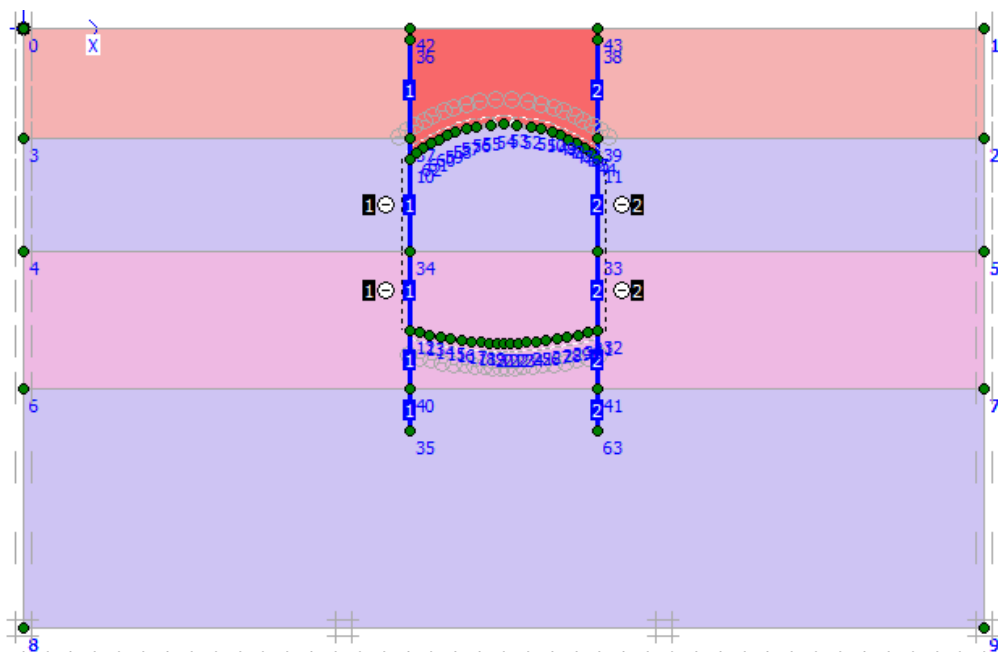


Fig. 93 FASE I de construcción. Fuente: Plaxis

La FASE II correspondiente a la excavación de terreno encima de la traza y construcción de la bóveda superior es la siguiente:

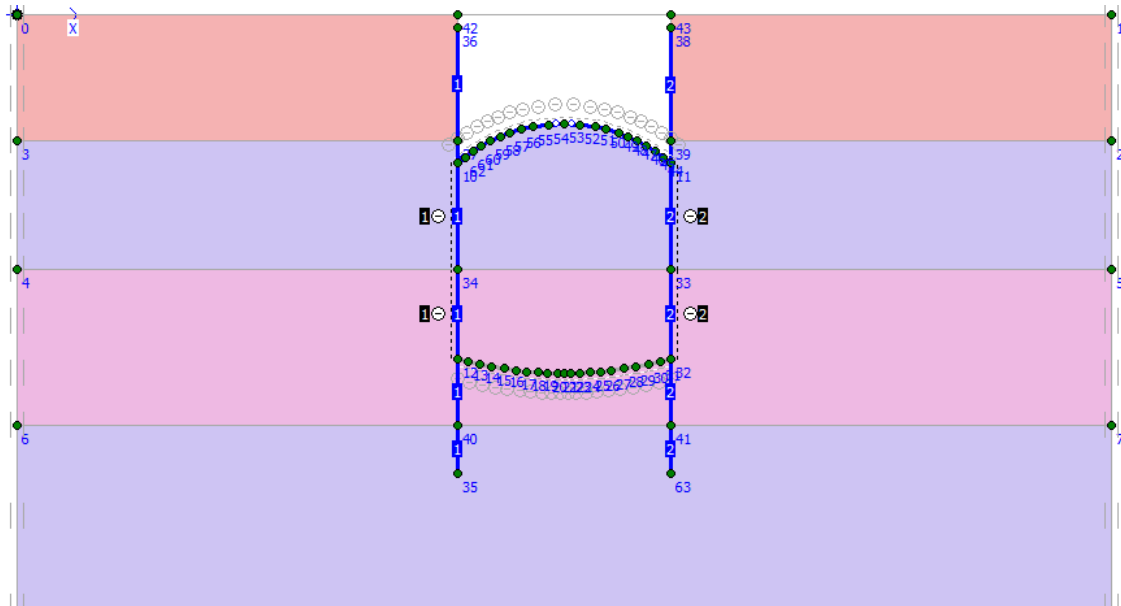


Fig. 94 FASE II de construcción. Fuente: Plaxis

La FASE III correspondiente a la excavación de terreno por debajo de la bóveda hasta la contrabóveda, y construcción de la contrabóveda y relleno de tierras sobre la traza es la siguiente:

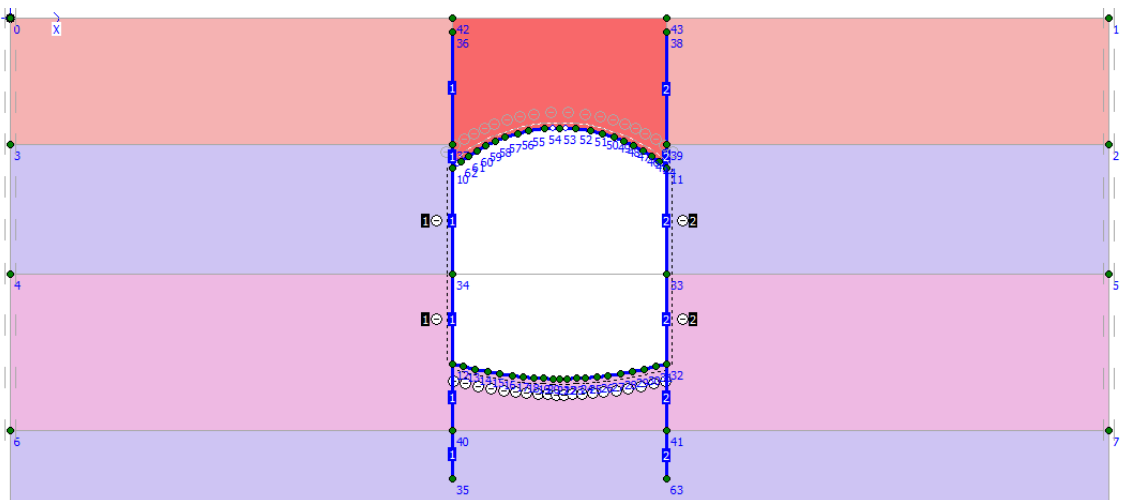


Fig. 95 FASE III de construcción. Fuente: Plaxis

En esta pestaña, se debe ir seleccionando cada uno de los elementos portantes en función de la etapa que le corresponde. El programa también permite observar en esta misma pestaña de *Define*, las presiones generadas debido a la excavación del túnel. Se puede observar el triángulo de presiones hidrostático generado sobre el muro-pantalla que representa el empuje generado por el agua hacia la estructura desde el N.F. hasta el nivel de la contrabóveda. La representación gráfica es la siguiente:

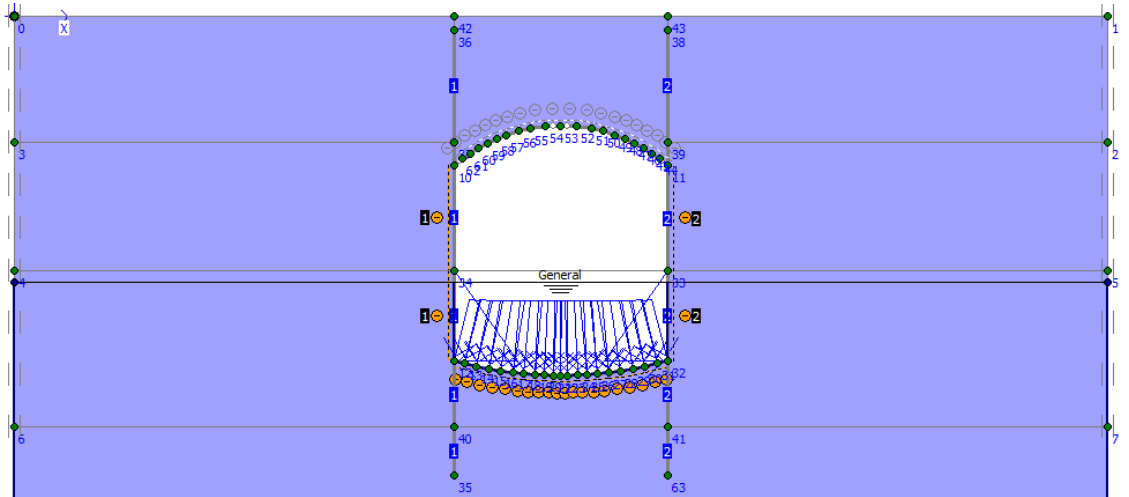


Fig. 96 Presiones generadas por la existencia de N.F. Fuente: Plaxis

Por otro lado, se puede analizar cómo se va a comportar de una forma aproximada los valores de presión de poro generada por el N.F. con la excavación del túnel producida y la construcción de las pantallas. La representación es la siguiente:

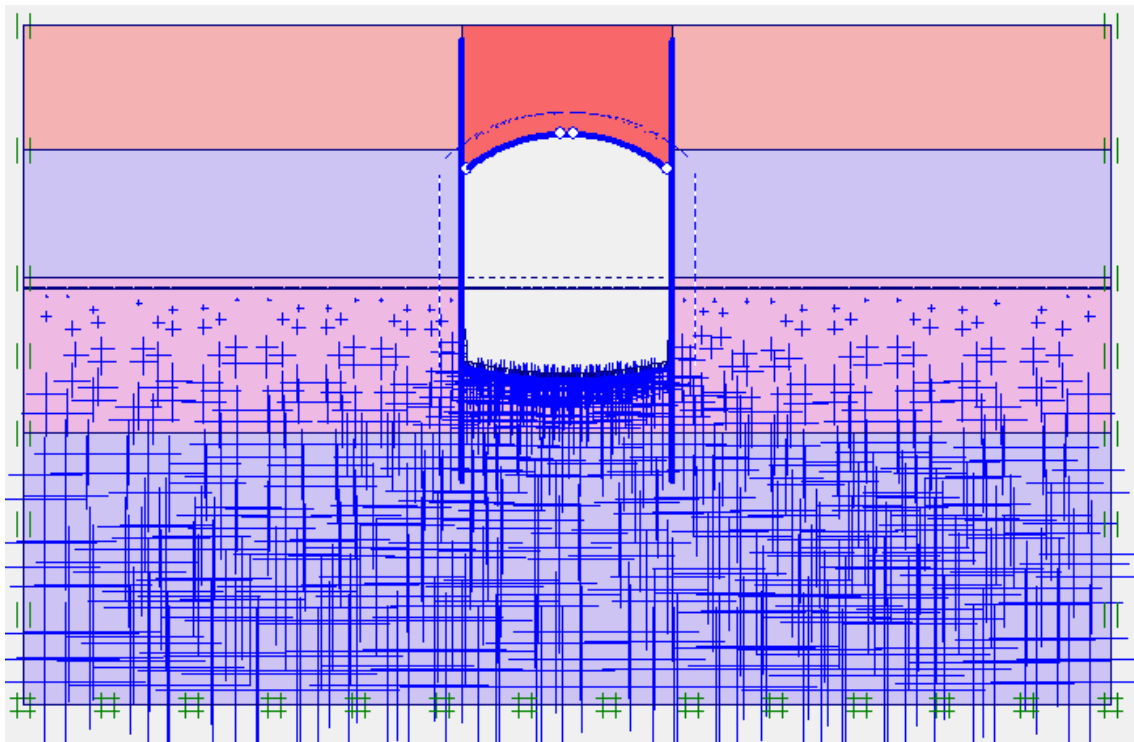


Fig. 97 Presión de poro generada por el N.F. en la FASE III. Fuente: Plaxis

Para acabar, la pantalla final con los procesos constructivos para el cálculo mediante elementos finitos en *Plaxis*, será la siguiente:



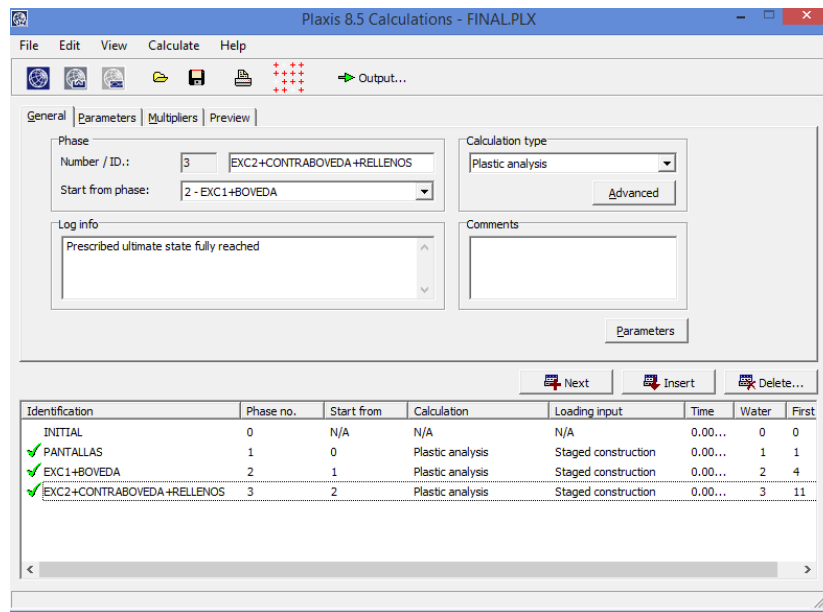


Fig. 98 Fases de cálculo para análisis. Fuente: Plaxis

Como se ha comentado anteriormente, únicamente se ha de seleccionar para cada una de las fases, los elementos que se construyen en ellas y dejar que el programa lo calcule.

Una vez implementado las fases de ejecución, se va a proceder a analizar los resultados en la pantalla de salida de datos (*Output*), obtenidos para la fase final del modelo, una vez calculado todas las excavaciones y toda la estructura finalmente construida, aunque el programa permite ver las diferentes deformaciones que existen en cada una de las fases implementadas. Dicho esto, el resultado final del modelo es el siguiente:

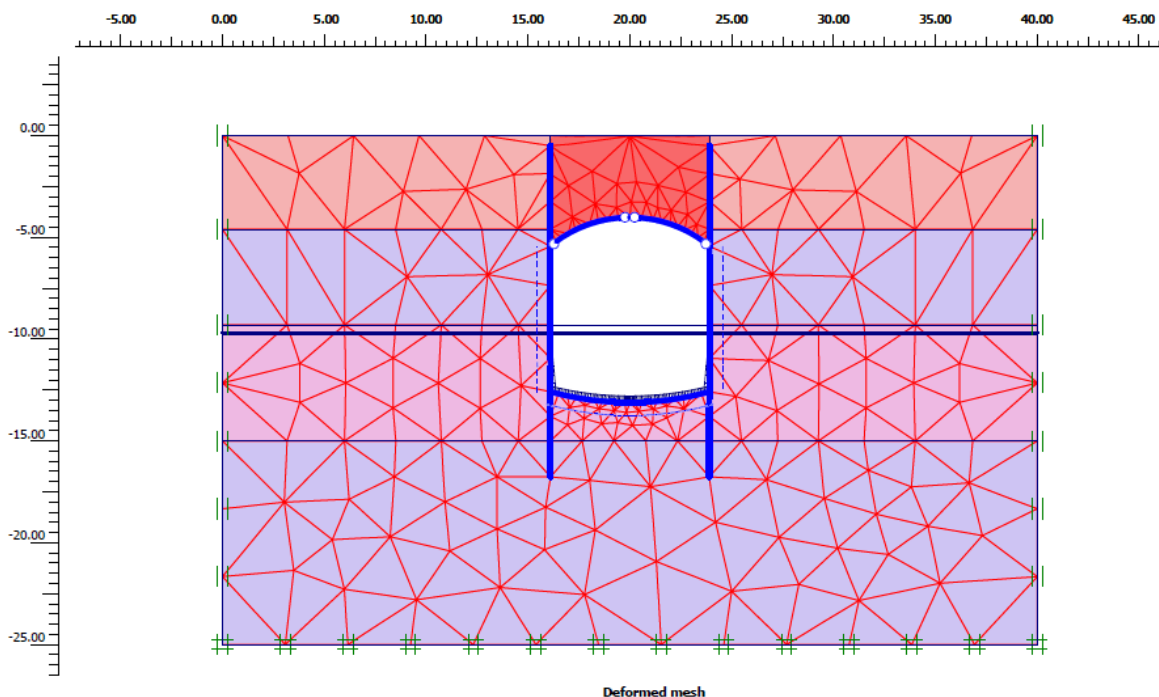


Fig. 99 Modelo de elementos finitos Fase III. Fuente: Plaxis

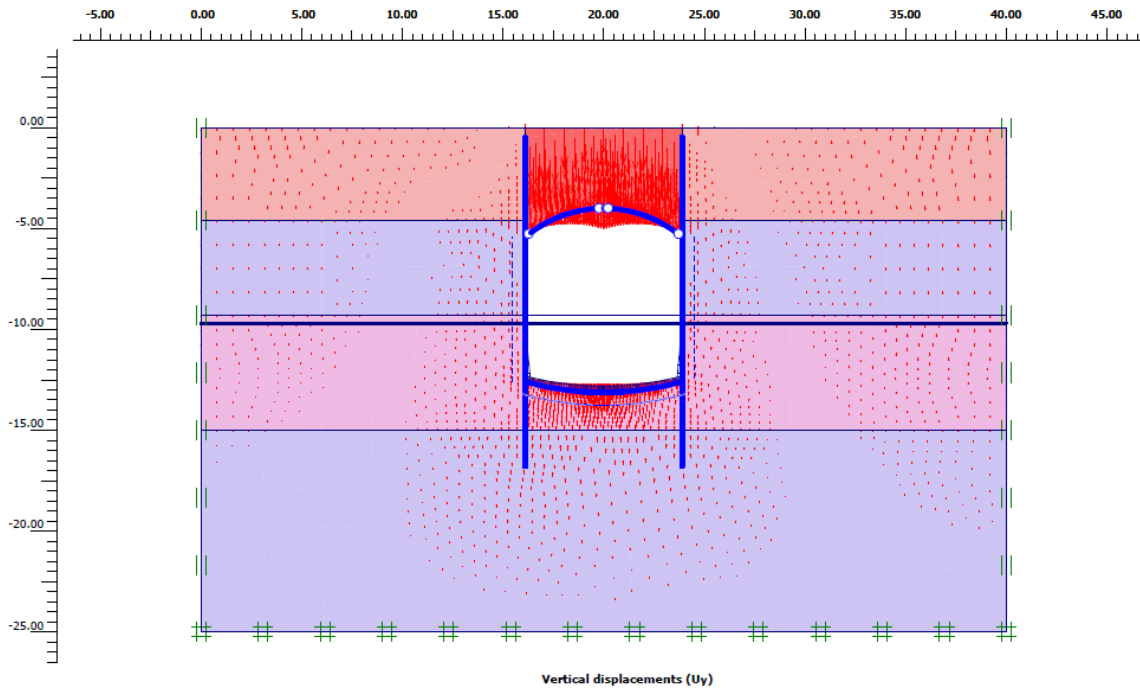


Fig. 100 Desplazamientos verticales Fase III. Fuente: Plaxis

La bóveda tras la compactación de rellenos del orden de 4,50m de tierras encima de la clave de la bóveda, da lugar a asientos máximos de 1,7 cm.

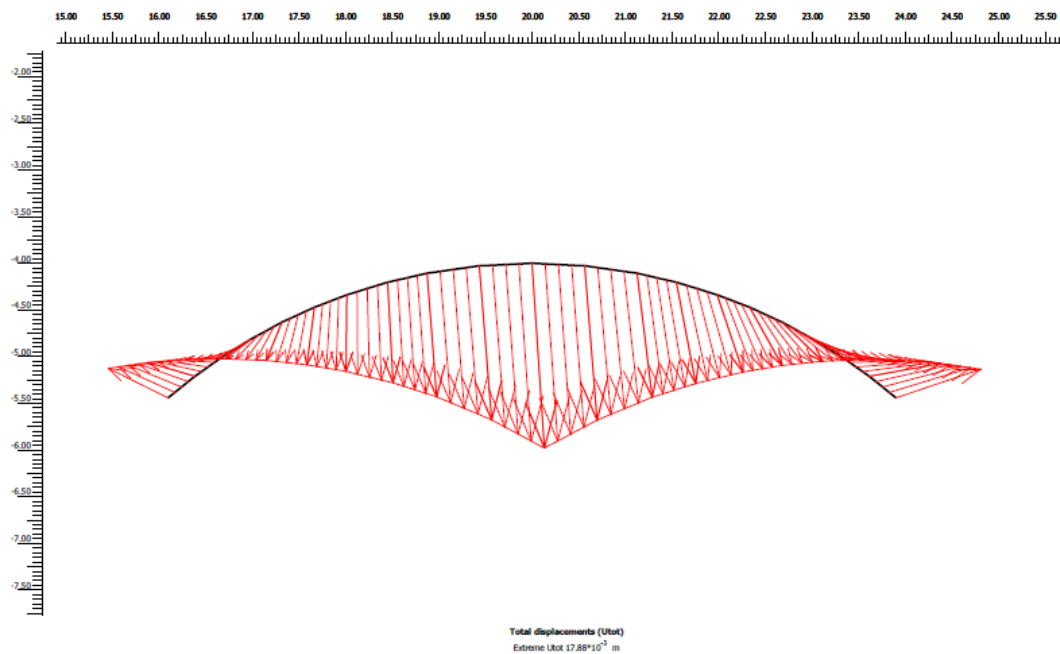


Fig. 101 Desplazamientos bóveda Fase III (máximo 1,7 cm). Fuente: Plaxis

Se puede observar en la imagen superior como el efecto de las rotulas que permiten que se libere el movimiento en las conexiones con el muro pantalla, permite que la dirección de las flechas de desplazamiento salga hacia fuera y es debido a que los rellenos al hacer

fuerza hacia abajo a causa del PP del terreno, hace que estas dos tiendan a desplazarse hacia fuera. En la rótula central, al estar justamente en la misma directriz de acción que el peso propio del relleno, los valores de desplazamiento tienen valores extremos.

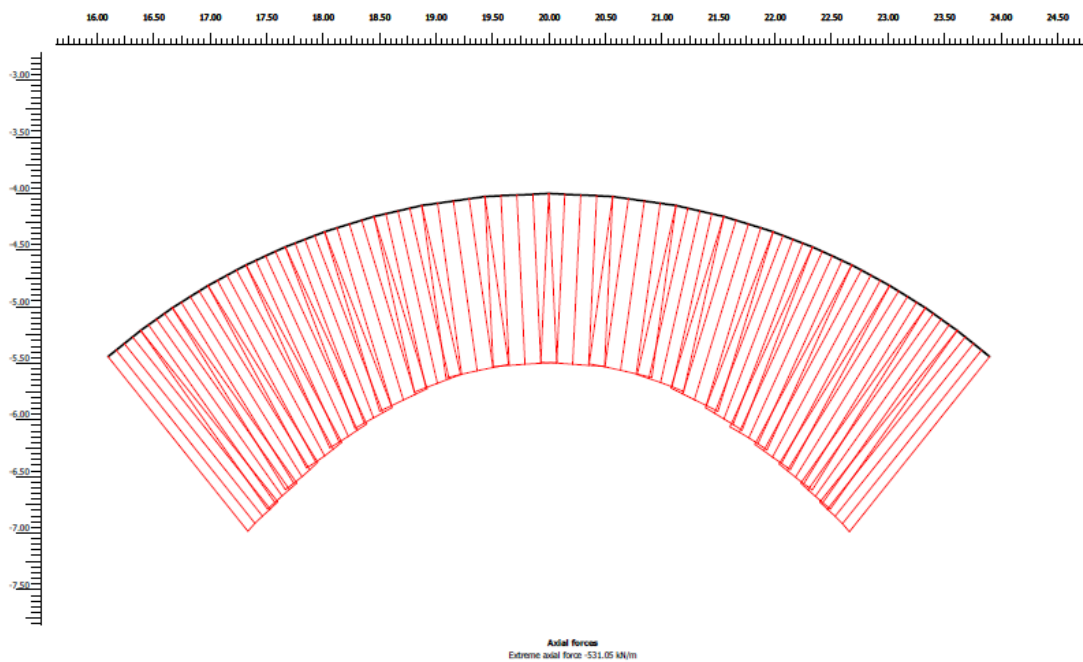


Fig. 102 Leyes de axiles bóveda Fase III (máximo 531 kN/m). Fuente: Plaxis

Los axiles generados a causa de la acción del PP y el efecto de sujeción de las pantallas hacen que la bóveda se comporte como una estructura a compresión. Ya en los planos originales se podía observar que dicha bóveda de 0,4m de canto, para rellenos de más de 2,0 m de altura, no era necesaria la colocación de armadura inferior ya que, gracias al PP generado por los rellenos, la bóveda trabajaría como un arco fundamentalmente comprimido, como se puede observar en la figura superior.

El efecto del cortante, genera tensiones tangenciales las cuales circulan de forma inclinada por la viga con respecto a la directriz del elemento. Si la carga aplicada no llega a superar la resistencia de tracción esta no se verá alterada en su estado tensional. Si sobrepasa, se producirán fisuras que podrían llegar a producir la rotura del elemento.

Los valores de cortante resultan con muchos picos debido a la subdivisión en 20 subtramos de la bóveda, pero la forma de la envolvente es clara y el valor del cortante no varía por este efecto.

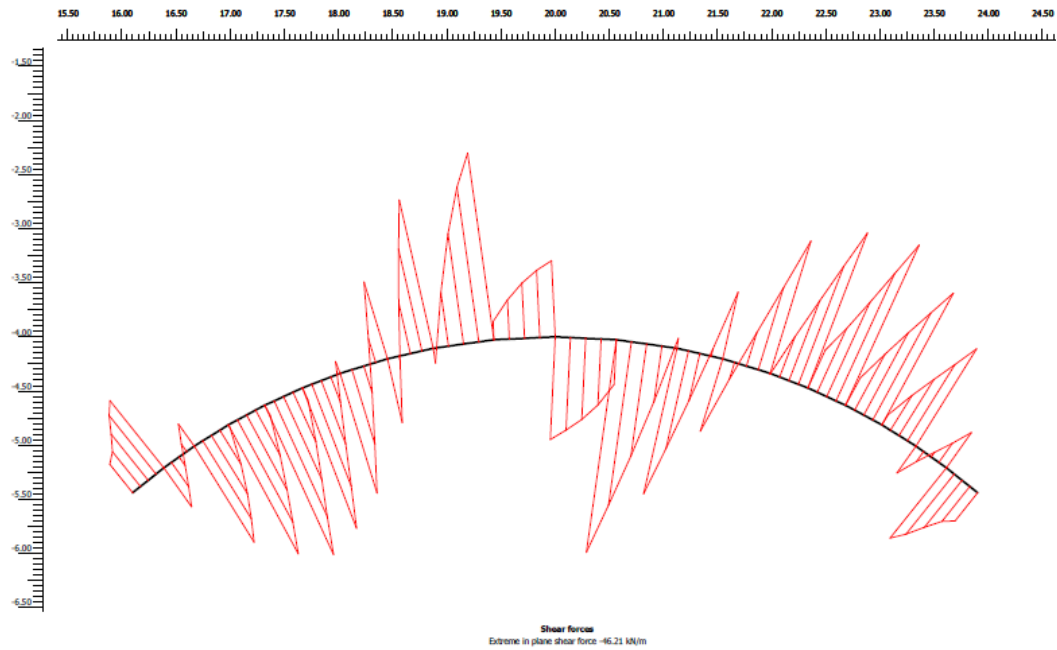


Fig. 103 Leyes de cortantes bóveda Fase III (máximo 46,21 KN/m). Fuente: Plaxis

En la siguiente imagen inferior se ve como la ley de flectores representa a una estructura triarticulada en donde en la clave y en los arranques del muro-pantalla, el momento es nulo al existir una rotula. En estos arranques se observan unos momentos negativos debido al efecto de apoyar o de hacer de tope la bóveda con el muro-pantalla, pero que se convierten en positivos enseguida conforme se avanza por las dovelas debido al peso propio que ejercen todos los rellenos que se encuentran por encima de la estructura.

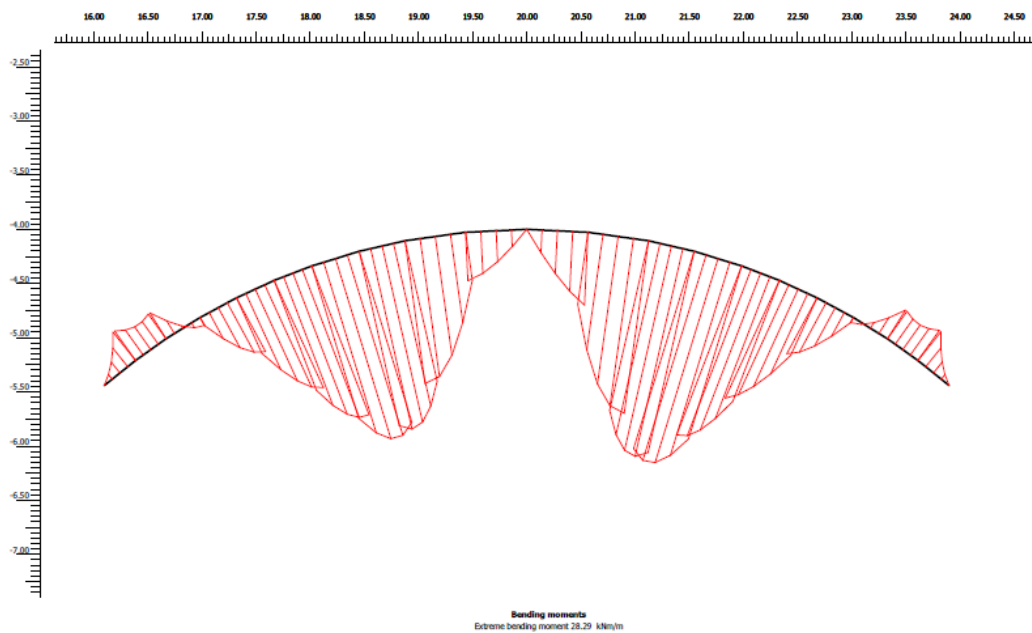


Fig. 104 Leyes de momentos Fase III (máximo 28,29 KNm/m). Fuente: Plaxis

#### 4.4 Modelo en *Plaxis* de la situación final

Una vez se han estimado las deformaciones en la bóveda bajo un estado inicial en el que únicamente actúa el peso propio de los rellenos colocados, es hora de estimar las deformaciones con el programa de cálculo mediante elementos finitos, para un estado final en el que actúa además del peso propio de los rellenos, una construcción de una losa de 1m de canto y el peso propio correspondiente a las 7 plantas del edificio y sus pilares, además de las sobrecargas de uso en las plantas (Fig. 106 y Fig. 32).

El proceso de cálculo es el mismo que lo descrito en el apartado 4.3, con la diferencia de que en este punto es importante remarcar que cronológicamente, la primera fase lleva realizada desde el año 1988, por lo tanto, se ha de representar un estado de consolidación por parte del terreno, el que se encuentra bajo la losa y el edificio compuesto por los rellenos que se encuentran entre las pantallas y el primer estrato de terreno formado por limos arcillosos (LAYAM).

Después analizar cómo representar la consolidación del suelo previa construcción de la losa y del edificio, se va a implantar, como sucedió con las pantallas y con las bóvedas, las características de resistencia que adopta una losa de estas características en el mercado de ancho 1, para ello se va a calcular EA, EI y w de la misma forma que en el apartado 4.2:

HORMIGÓN LOSA		
$f_{ck}$	30	MPa
$f_{cm}$	38	MPa
$E_{cm}$	28.576,79	MPa
	28.576.791	KN/m <sup>2</sup>
<b>b</b>	1	m
<b>EA</b>	28.576.791	KN/m
<b>I</b>	0,083333	
<b>EI</b>	2.381.399,2	KNm <sup>2</sup> /m
<b><math>\gamma</math></b>	2400	Kg/m <sup>3</sup>
	0,00981	
	23,54	KN/m <sup>3</sup>
<b>w</b>	23,54	KN/m/m

Tabla 14 Valores característicos de resistencia de la losa de hormigón. Fuente: Elaboración propia

Para la representación en *Plaxis* del edificio, se tiene que retroceder al apartado 2.2.2 donde habla sobre la colocación del edificio en la traza del túnel. En esta se representa la distribución aproximada de los pilares en el solar. También queda representada la losa proyectada perpendicularmente (línea amarilla) a la traza del metro (línea verde), la cual

tiene una longitud total de 23,05m ( $4,75 + 0,8 + 7,8 + 0,8 + 8,9$ ) como se puede ver a continuación:

Sección representativa estructuralmente

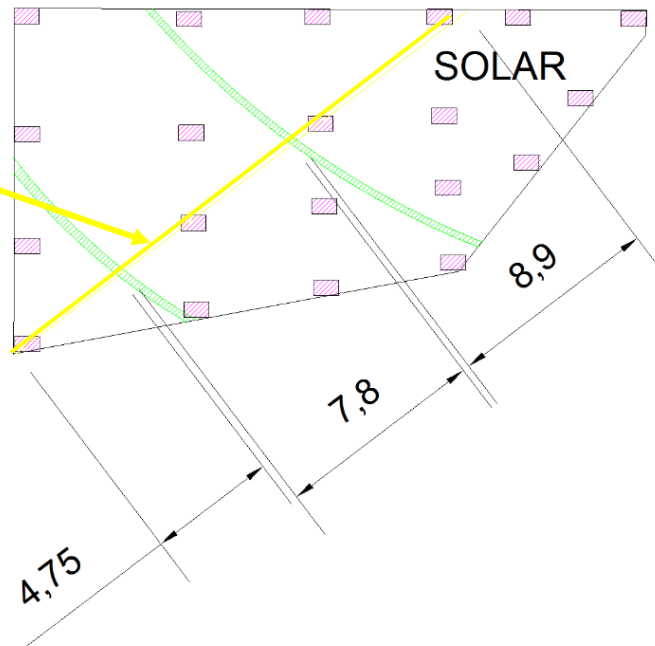


Fig. 105 Dimensiones y disposición de la traza y pilares en el solar. Fuente: Elaboración propia

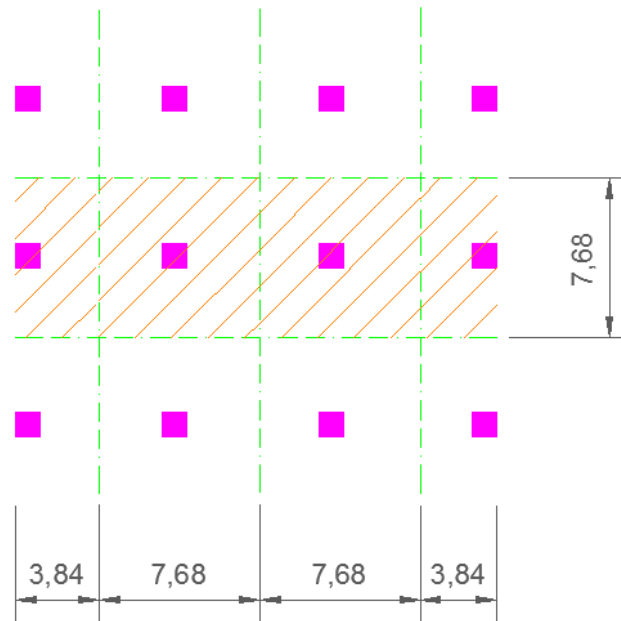


Fig. 106. Ejemplo área de reparto forjado con 4 pilares. Fuente: Elaboración propia

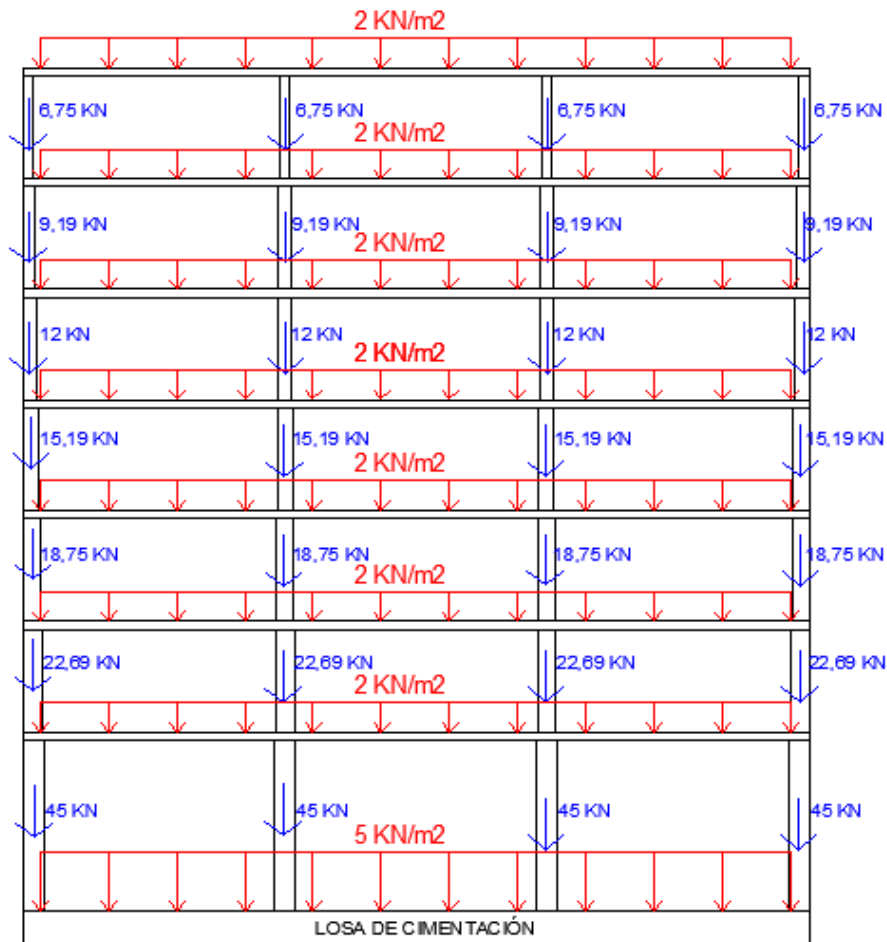


Fig. 106 Cargas actuantes en el edificio. Fuente: Elaboración propia

Para la sección representativa, el área de reparto de las cargas hacia los pilares es diferente en función si se encuentran en el centro o en los extremos, los centrales recogerán más carga que los extremos.

Para cada planta se tiene:

$$\sum \text{Peso pilares} = 25 \times a \times b \times h \times n^{\circ} \text{ pilares}$$

Donde:

13. a: ancho pilar

14. b: profundo pilar

15. h: altura pilar

16. n<sup>o</sup> pilares: n<sup>o</sup> pilares en la sección representativa estructuralmente

Si se calcula el peso de los pilares para la séptima planta se tiene:

$$\sum \text{Peso pilares 7a planta} = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times 3 \times 4 = 27 \text{ kN}$$

Por tanto, se calcula el peso de los forjados:

$$Peso \text{ forjados} = 25 \times A \times B \times e$$

Donde:

17. A: ancho forjado sección representativa en función del área contribuyente pilares

18. B: largo forjado sección representativa

19. e: espesor forjado

Si se calcula del peso del forjado para la séptima planta se tiene:

$$Peso \text{ forjado 7a planta} = 25 \times 23,05 \times 7,68 \times 0,25 = 1106,4 \text{ KN}$$

Una vez visto un ejemplo de cálculo de las acciones que se van a transmitir al terreno, a continuación se va a calcular la carga transmitida por la estructura:

$$Carga \text{ transmitida a la estructura} = \frac{\sum \text{Peso pilares} + \sum \text{forjados}}{B}$$

$$Carga \text{ transmitida a la estructura} = \frac{518,25 + 1106,4 \times 7}{23,05} = 348,48 \text{ KN/m}$$

Para calcular la carga repartida que se va a distribuir en el área de reparto representada, la carga transmitida sería:

$$Carga \text{ transmitida estructura} = \frac{348,48}{7,68} = 45,37 \text{ KN/m}^2$$

Si además, se suma la SCU para cada uno de los forjados según lo determinado en la Tabla 3.1. del CTE DB-SE-AE (Fig. 34) se tiene:

$$SCU \text{ total} = SCU \text{ forjados} \times 7 + SCU \text{ planta baja} = 2 \times 7 + 5 = 21 \text{ KN/m}^2$$

Por tanto, la carga total transmitida a la estructura será de:

$$Carga \text{ transmitida estructura} = 45,37 + 21 = 64,38 \text{ KN/m}^2$$

La carga transmitida en la estructura queda de la siguiente forma:



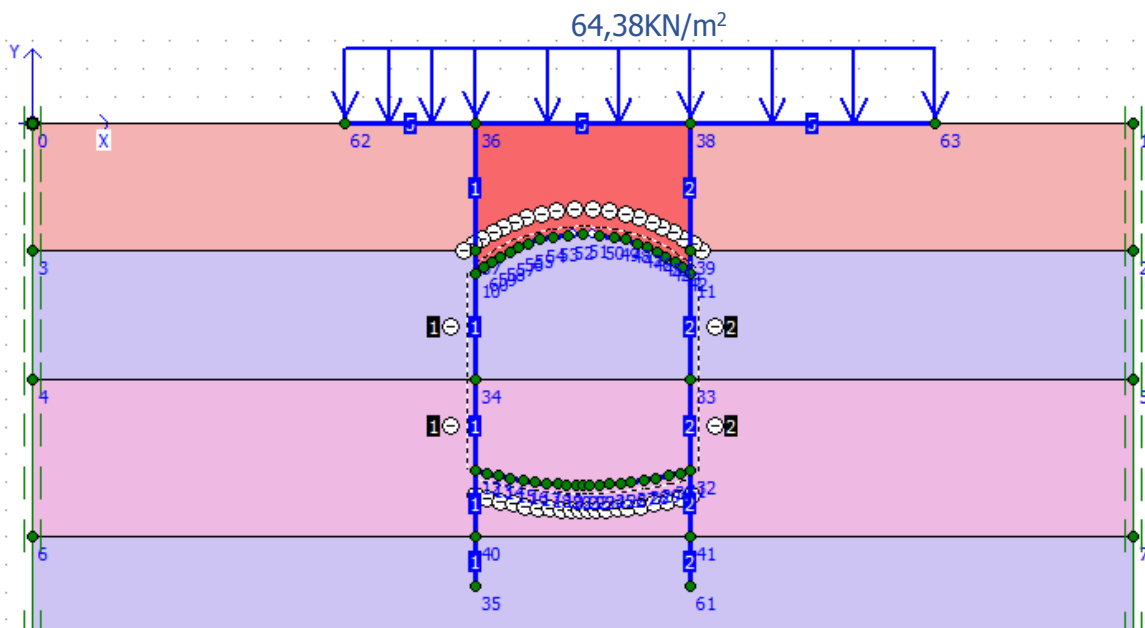


Fig. 107 Representación de Losa + Cargas edificio. Fuente: Plaxis

En donde se una carga repartida de  $64,38 \text{ KN/m}^2$  tal y como se ha comentado anteriormente. Los valores distribuidos representados resultan del sumatorio de transmisión de esfuerzos que se ilustra en la Fig. 106.

El PP de la losa ya es calculado automáticamente al añadirle las propiedades del material.

Para representar en *Plaxis* de forma correcta las cargas que transmite la construcción del edificio, lo primero es representar la consolidación del suelo. Se tiene que seleccionar la opción de "Resetear los desplazamientos a 0" en el caso de la losa y las cargas.

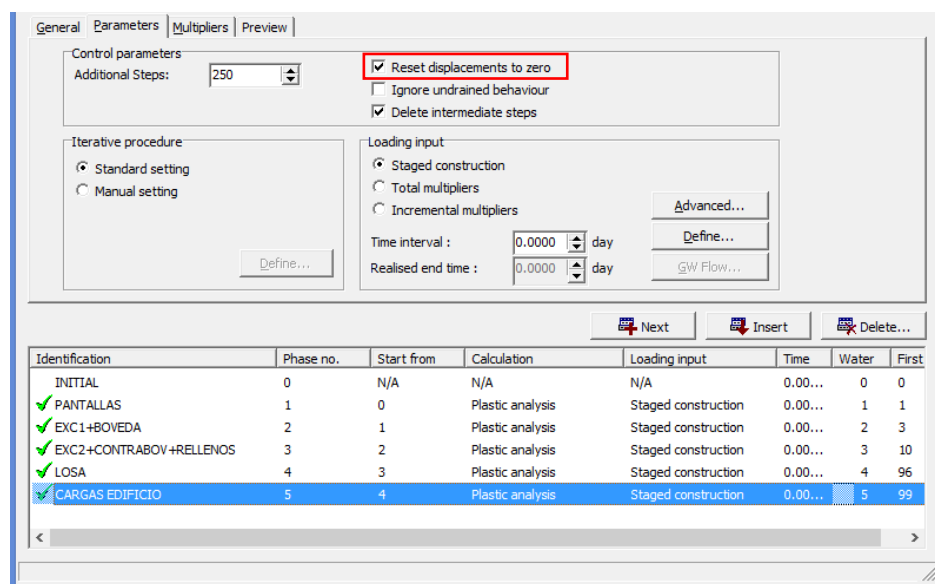


Fig. 108 Selección desplazamientos a cero. Fuente: Plaxis

Se obtiene la siguiente deformada para la fase final de cálculo correspondiente al edificio en servicio:

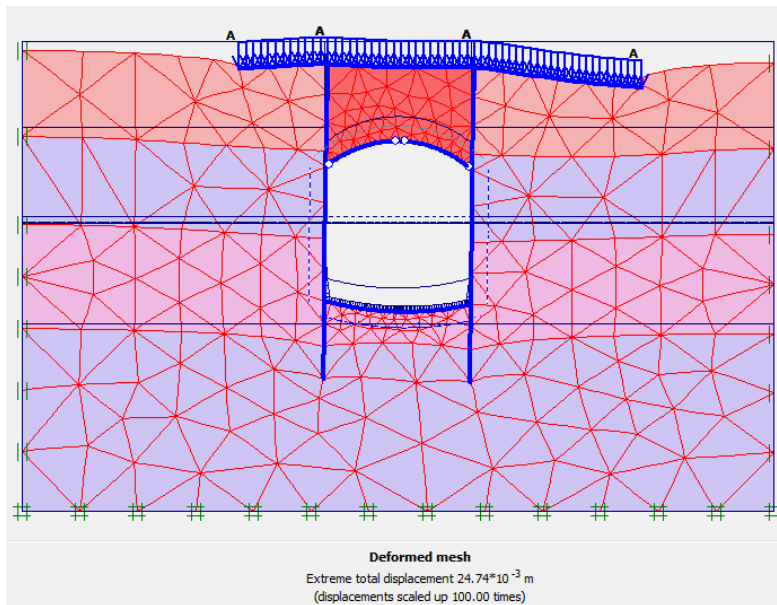


Fig. 109 Deformada tras aplicar la carga. Fase IV - Final. Fuente: Plaxis

En la figura superior se puede apreciar la distribución de esfuerzos y las deformaciones resultantes debido a la aplicación de la carga que genera la construcción del edificio junto con la losa de cimentación de 1m de canto, la cual, se encuentra apoyada sobre las pantallas. La losa por tanto, funcionará como un voladizo en sus extremos.

Existe una deformación mayor en la parte exterior de las pantallas lógicamente ya que es donde existe menos coacción en cuanto a transmisión de esfuerzos. Además, el lado derecho al tener más área de reparto, ejercerá una mayor transmisión de cargas al terreno en comparación con el lado izquierdo.

A partir de aquí se va a establecer dos comprobaciones que son necesarias para determinar si la construcción del edificio a través de la transmisión de cargas al terreno, hace que el terreno se compacte y se deforme en exceso la bóveda del túnel y el edificio en sí. Estas comprobaciones son:

1. Cálculo de la distorsión angular en la losa de compresión: Cálculo de los límites de deformación producidos en el edificio, evaluados a través del cálculo de la distorsión angular establecido en el CTE.
2. Cálculo de la distorsión angular pantalla – clave bóveda: Cálculo de los límites de deformación producidos en la bóveda, evaluados a través del cálculo de la distorsión angular establecido en el CTE debido a que la losa esta apoyada sobre las pantallas y funciona como una estructura solidarizada.

### 1. Cálculo de la distorsión angular en la losa de compresión.

La losa queda representada de la siguiente forma:

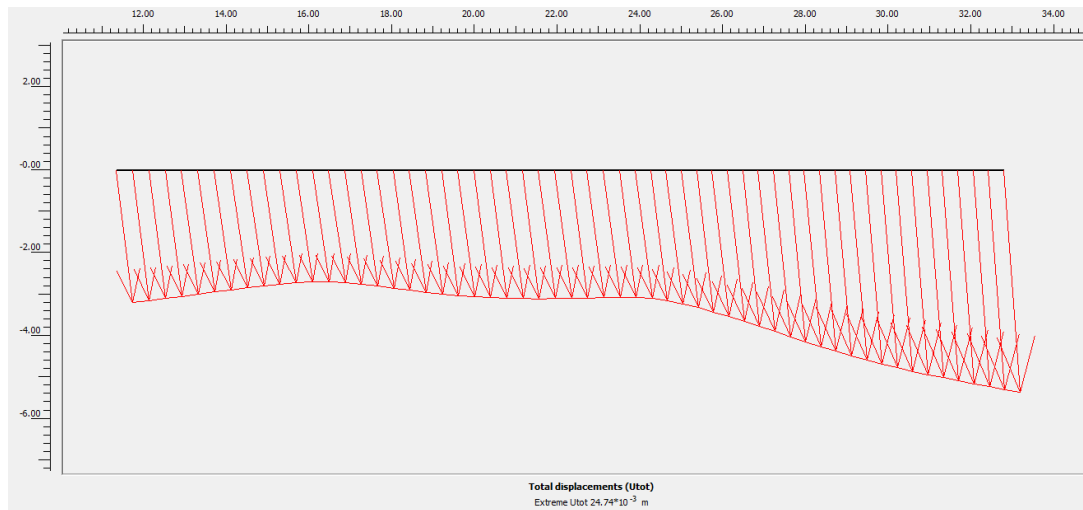


Fig. 110 Asientos calculados en la losa de cimentación (máx. 24 mm). Fuente: Plaxis

Como se ha comentado anteriormente, para evaluar si las deformaciones en la losa de cimentación son válidas, estas se establecen a través de la distorsión angular producida establecida en la normativa existente, concretamente en el CTE-SE-C en su documento básico en materia de cimientos, en el apartado 2.4.3.1 Verificaciones a efectuar en los estados límite de servicio en tu Tabla 2.2. relacionado con los Valores límite basados en la distorsión angular, donde aparecen representados los valores límite de distorsión angular para diferentes estructuras:

Tabla 2.2. Valores límite basados en la distorsión angular

Tipo de estructura	Límite
Estructuras isostáticas y muros de contención	1/300
Estructuras reticuladas con tabiquería de separación	1/500
Estructuras de paneles prefabricados	1/700
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia arriba	1/1000
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia abajo	1/2000

Fig. 111 Valores límite distorsión angular. Fuente: CTE

El edificio, corresponde a una estructura reticulada con tabiquería de separación. El valor límite de la distorsión angular será de 1/500.

La distorsión angular,  $\beta$ , se calcula de la siguiente manera:

$$\beta_{AB} = \frac{s_A - s_B}{L_{AB}} \quad (10)$$

Representa el giro relativo o rotación relativa cuando el asiento diferencial está referido a la distancia medida según la línea que define la inclinación media de la cimentación.

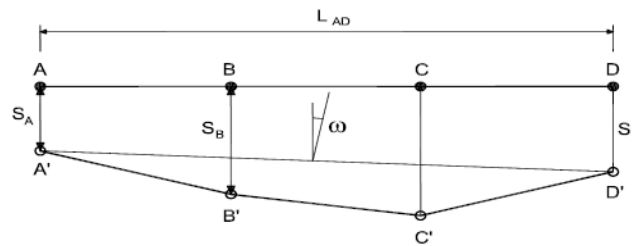


Fig. 112 Definiciones básicas en el movimiento de cimentaciones. Fuente: CTE

Por tanto, a través de *Plaxis*, se pueden observar los resultados de deformación en la losa en los puntos de mayor deformabilidad, como se representa en la siguiente imagen:

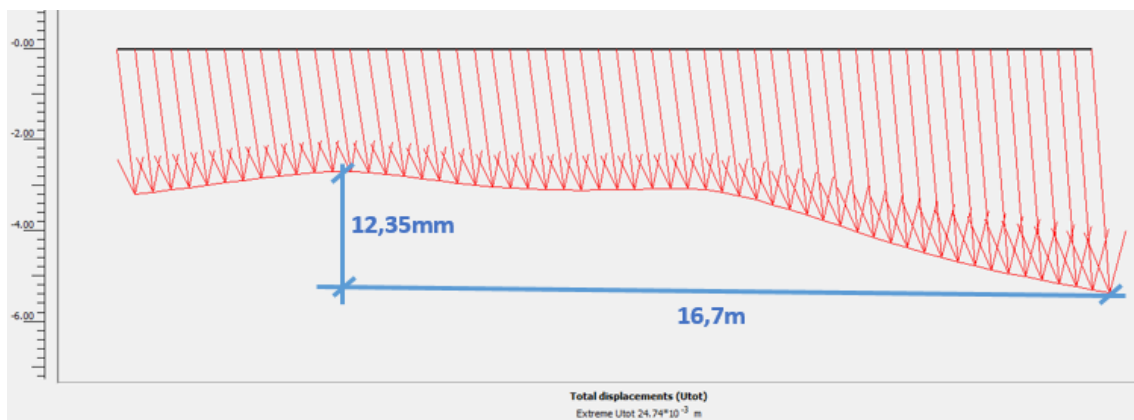


Fig. 113 Valores extremos de deformación en la losa de cimentación. Fuente: *Plaxis* / Elaboración propia

La máxima deformación producida en la losa, es decir, la deformación más desfavorable, es la que aparece entre los puntos de mayor y menor deformación. En el punto a 32,8m, se representa un asiento de -24,67mm y en el punto a 16,1m, se representa un asiento de -12,32mm.

Por tanto, los asientos diferenciales evaluados ( $S_A - S_B$ ) tienen un valor de 12,35mm. El valor resultante de la distorsión angular quedará:

$$\beta_{ABlosa} = \frac{-24,67 - (-12,32)}{(32,8 - 16,1)} = \frac{12,35\text{mm}}{16702\text{mm}} = \frac{1}{1352} = 0,00074$$

La distorsión angular es de 1/1352 y cumple con los valores límite de la distorsión angular dispuesto en la Fig. 111, para estructuras reticuladas con tabiquería de separación de ser menor que 1/500.

$$\frac{1}{1352} < \frac{1}{500} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

## 2. Cálculo de la distorsión angular pantalla – clave bóveda

Las deformaciones en la bóveda quedan de la siguiente manera:

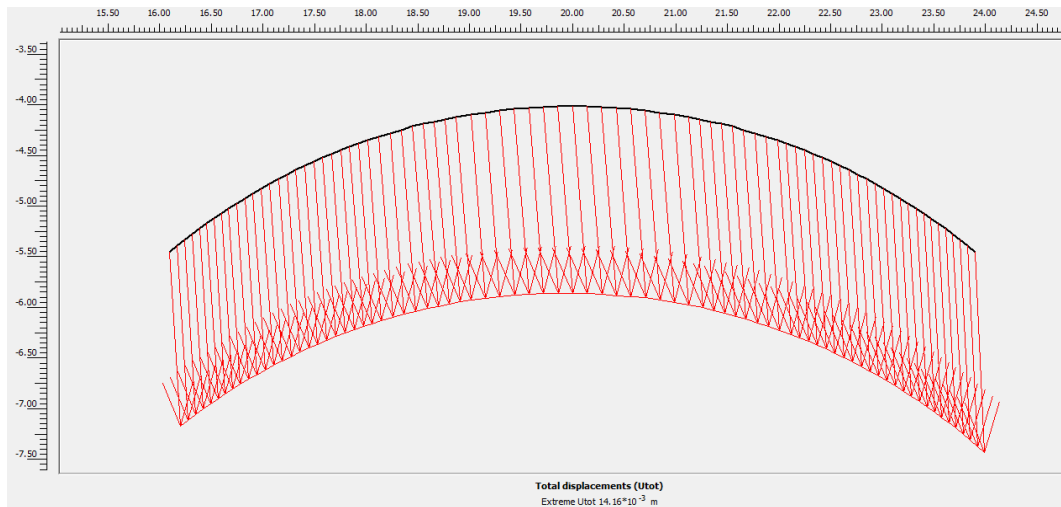


Fig. 114 Desplazamientos máximos en bóveda fase final. Fuente: Plaxis

Los desplazamientos máximos en la bóveda son de 14 mm.

Al apoyarse la losa de cimentación del edificio en las pantallas del túnel, el efecto de la construcción del edificio se verá afectado directamente a la estructura del túnel, por lo tanto, al estar solidarizada la traza con el edificio, habrá que analizar la distorsión angular producida en la clave de la bóveda del túnel, analizando las deformaciones en la clave y en los arranques ya que un exceso de distorsión puede producir fisuras que permitirán la entrada de agua en el túnel.

La losa apoyada funcionará en sus extremos como un voladizo en donde hay que destacar que al estar apoyada sobre las pantallas, la distorsión angular es una herramienta válida de comprobación de las deformaciones límite.

Destacar que la pantalla de hormigón izquierda es la que se va a tomar como referencia ya que se desplaza 12,5 mm frente a los 14,3mm de la pantalla derecha. Por tanto se compara con el más desfavorable.



Fig. 116.2. Desplazamientos máximos en pantalla izquierda fase final. Fuente: Plaxis

$$\beta_{ABclave} = \frac{-14,16 - (-12,5)}{(7,8/2)} = \frac{1,66\text{mm}}{3900\text{mm}} = \frac{1}{2350} = 0,00042$$

En este caso, los valores de distorsión angular se deberían comparar con 1/1000, correspondientes a *Muros de carga sin armar, con flexión cóncava hacia arriba*. Por consiguiente:

$$\frac{1}{2350} < \frac{1}{1000} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

En este punto, sería recomendable instalar 2 extensómetros en los puntos críticos de la bóveda superior como son la clave y la unión con el hastial. Los aparatos de medición de las deformaciones, realizarán mediciones periódicas en función de la construcción de cada uno de los forjados (resultados de deformación antes y después de construir cada planta).

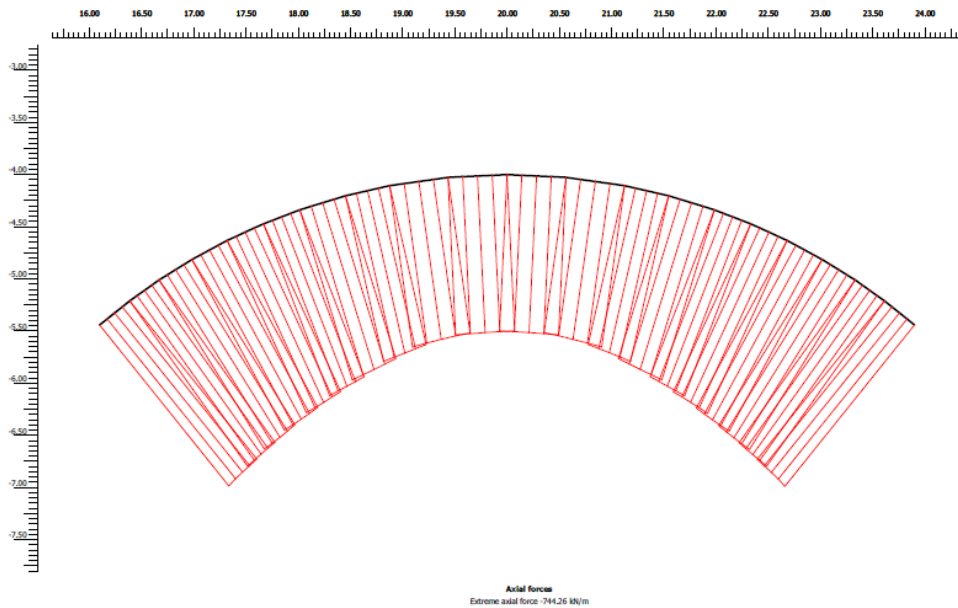


Fig. 115 Axiles en bóveda fase final. Fuente: Plaxis

Los esfuerzos axiales máximos se estimaron en 531KN/m en la fase inicial frente a los 582,12KN/m en la fase final.

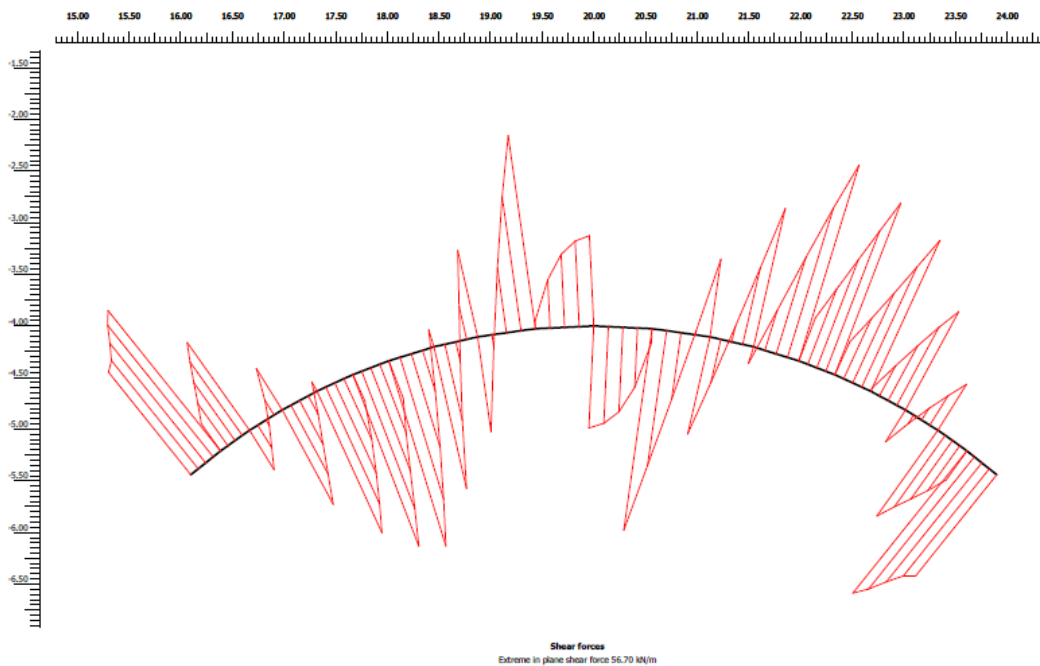


Fig. 116 Ley de cortantes fases finales. Fuente: Plaxis

Como sucede en la fase inicial, la ley de cortantes aparece de esta forma debido a que la bóveda está representada en 20 subtramos rectos en lugar de uno curvo, pero con el mismo resultado. En la fase inicial, el valor máximo de cortante es de 46,21KN/m, sin embargo, en la fase final se estima en 46,45KN/m, idénticos.

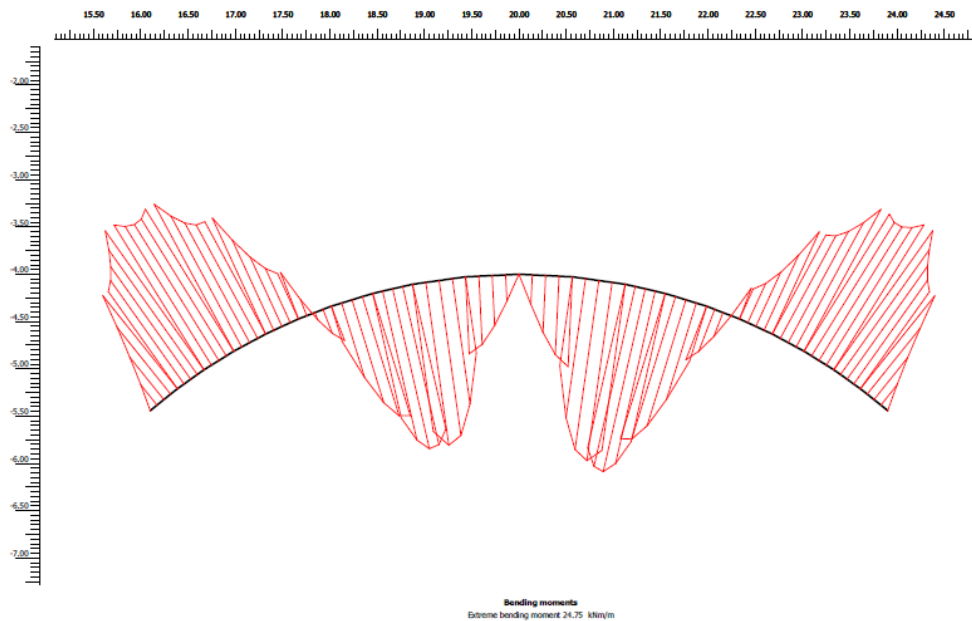


Fig. 117 Ley de flectores fase final. Fuente: Plaxis

La ley de momentos flectores está estimada por el programa de cálculo de elementos finitos en su fase inicial de un momento máximo de 28,29KN/m, donde en su fase final se estima en 27,88KN/m, idénticos también.

Por último, cabe destacar las deformaciones y distorsiones en la contrabóveda.

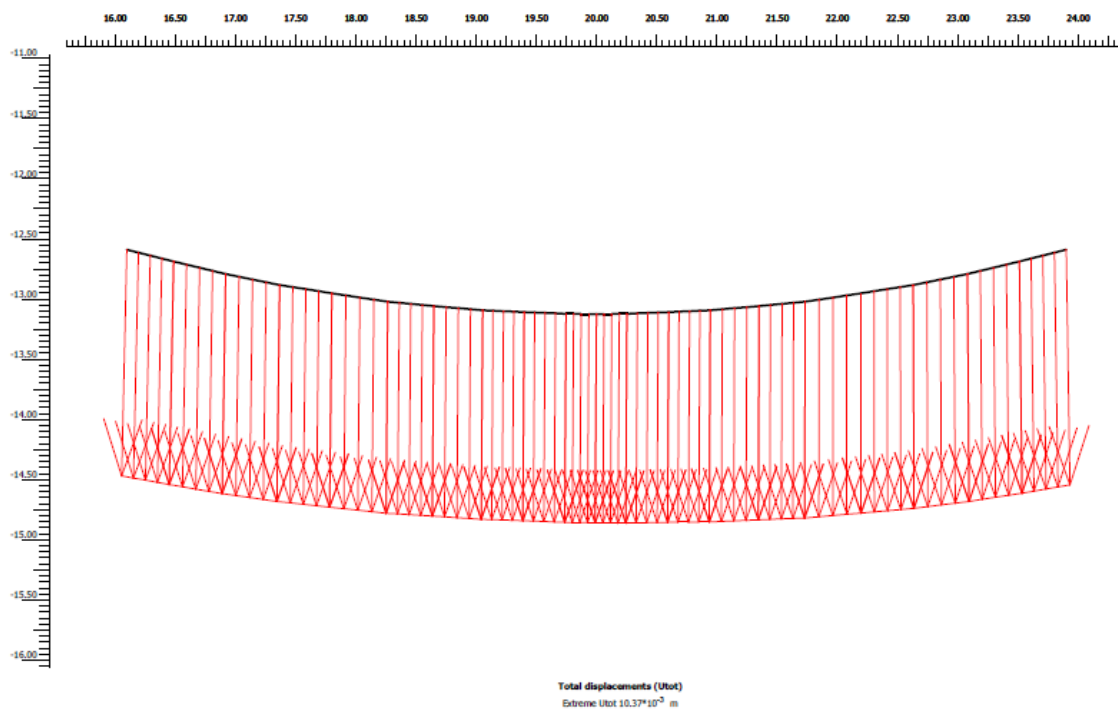


Fig. 118 Movimientos verticales en la contrabóveda. Fuente: Plaxis



Se puede apreciar en la figura superior que los asientos máximos en la contrabóveda son de 12,5mm. En la unión pantalla- bóveda, se representa un asiento de -14mm y en la clave de la contrabóveda, se representa un asiento de -12,5mm. La distorsión angular según la Ec.10 será:

$$\beta_{AB} = \frac{-14 - (-12,5)}{(7,8/2)} = \frac{1,5mm}{3900mm} = \frac{1}{2600} = 0,00038$$

Se puede determinar que tanto los asientos máximos de la contrabóveda como la distorsión angular calculada, no tienen afección alguna ni a la estructura del edificio ni a la estructura portante del túnel.

#### 4.5 Comparación de resultados estimados entre fase inicial y fase final

En la tabla siguiente, se va a comparar los resultados estimados por el programa de elementos finitos de las fases inicial (previa construcción del edificio) y en la fase final (edificio construido). Se van a considerar los puntos más críticos como son la clave de la bóveda y el punto de unión bóveda-muropantalla.

FASE	PUNTO	AXIL (KN/m)	CORTANTE (KN/m)	FLECTOR (KN m/m)
<b>FASE INICIAL</b>	CLAVE	<b>400</b>	16,42	0
	DOVELA	429	<b>46,21</b>	<b>28,29</b>
	APOYO MURO- PANTALLA	<b>531</b>	7,7	0
<b>FASE FINAL</b>	CLAVE	<b>445</b>	23	0
	DOVELA	492	<b>46,45</b>	<b>27,88</b>
	APOYO MURO- PANTALLA	<b>582</b>	16,2	0

Tabla 15 Esfuerzos estimados sin mayorar. Fuente: Elaboración propia

Se han destacado en negrita los valores importantes en cada sección analizada. En la clave, al tener una rótula el momento será 0 porque permite el giro está permitido, pero será importante resaltar el valor de axil generado, para comprobar la resistencia máxima de la rótula. Lo mismo ocurre en el punto de unión bóveda con el muro-pantalla, que están unidos mediante otra rótula.

En el caso de la dovela, al ser un material que no es deformable por sus características, sufrirá deformaciones. En este caso, cabe destacar el máximo flector producido que es de 28,3KNm/m (en la fase inicial) que aparece a 1,5m a ambos lados desde la posición de la clave. El momento es menor en la fase final ya que con la transmisión de cargas, al producirse el efecto puente entre pantallas se desplazan más los esfuerzos hacia el exterior.

#### 4.6 Resultados reales fase final

Como se había comentado en el planteamiento del problema, se iba a realizar una estimación mediante el programa informático *Plaxis* de las deformaciones en la clave de la bóveda y en los hastiales de este para verificar si las deformaciones calculadas con el programa se parecen a las reales una vez construido los 7 forjados del edificio edificio.

Por tanto, se colocaron 2 aparatos de medición de las deformaciones en la trayectoria del hastial, uno encima de la bóveda junto al hastial y otro en el mismo punto, pero a la altura de la losa de cimentación. Otros 2 aparatos se colocaron de igual forma, pero en la trayectoria encima de la clave de la bóveda:

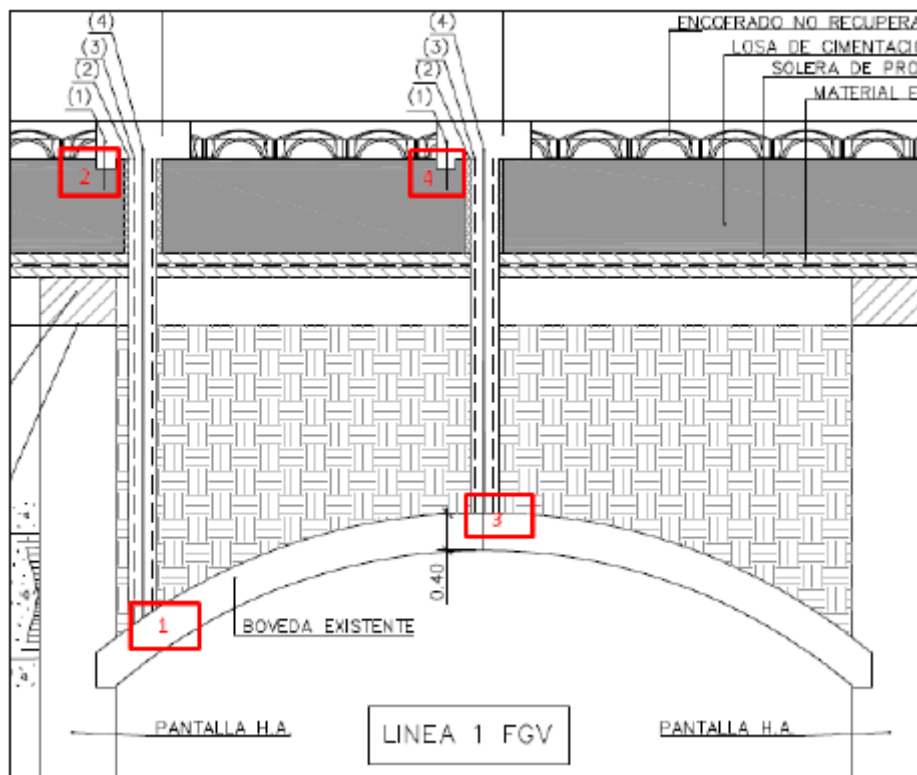
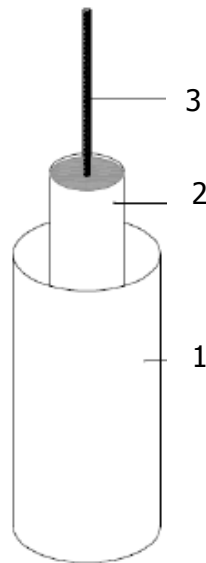


Fig. 119 Localización de los puntos de los puntos sobre los que se midieron los descensos. Fuente: FGV

Para el descenso de la losa, se han utilizado los siguientes materiales:

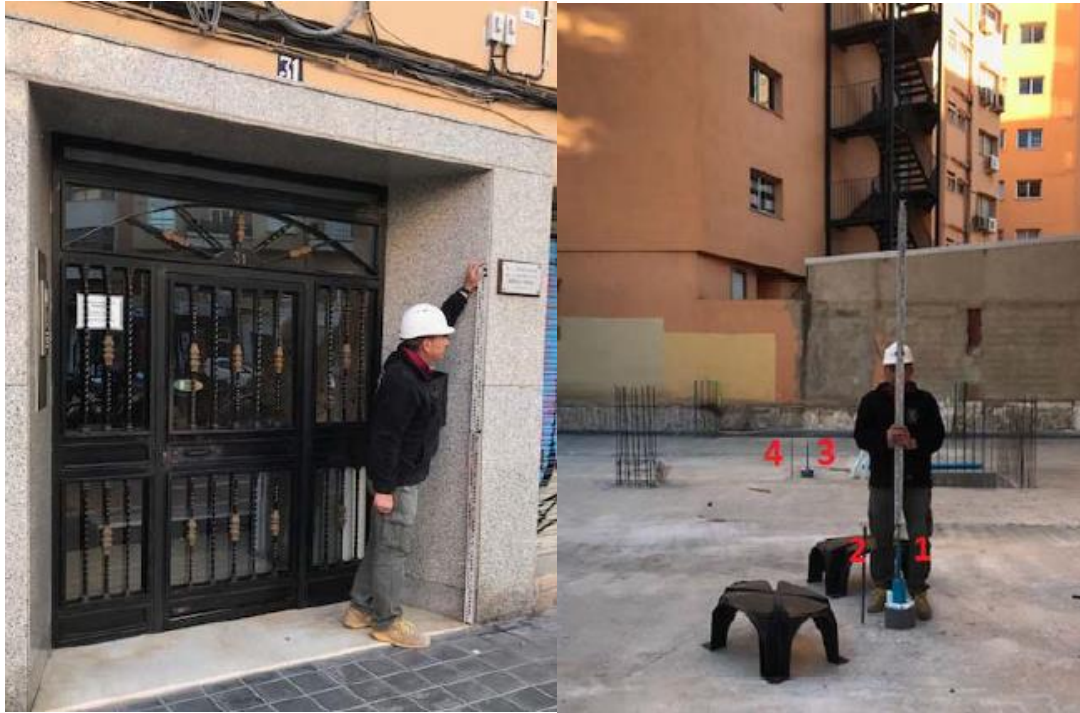


*Fig. 120 Elemento de control de asentamientos: Fuente: FGV*

- 1: Primero se realiza el sondeo y posteriormente se coloca este material de PVC con para que cuando se hormigone la losa de cimentación tener un agujero para el medidor de las deformaciones sólido.
- 2: A continuación, se inserta un tubo de PVC con una barra corrugada en el interior y se rellena de mortero de hormigón.
- 3: En el interior, se encuentra una barra corrugada que mide el descenso de la bóveda en los dos puntos más determinantes.

El método de cálculo del asiento de la bóveda es muy simple, con la colocación de las barras corrugadas hasta que hagan tope con la bóveda, cuando se haya construido los 7 forjados se medirá el asiento vertical producido a través de un nivel automático de topografía. Por lo tanto, en lugar de colocar deformímetros, se utilizará esta técnica que es más económica y menos técnica y arroja prácticamente los mismos resultados con una alta precisión.

Se realizaron 3 mediciones los días 24/01/2018 (previo comienzo de la construcción del edificio), 05/04/2018 (Ejecución del forjado nº4), 23/05/2018 (Ejecución del último forjado) y 18/12/2018 (Ejecución de todas las tabiquerías y de los solados). Primeramente, se tomó un punto de referencia alejado de las inmediaciones de del edificio que fuera fijo, y a partir de ahí se empezó a tomar las primeras medidas iniciales.



*Fig. 121 Elementos y lugares de medida topográficos para el cálculo de asientos. Fuente: FGV*

Las mediciones realizadas con el nivel automático arrojan los siguientes resultados:

DÍA: 24/01/2018		MEDICIÓN CERO			
Zref. 10,00					
Punto	Lectura	Cota	Comentario		
REF.	1,268	10,000			
1 (BÓVEDA SOBRE MURO PANTALLA)	0,904	10,364	h. drcho		
2 (LOSA CIMENTACIÓN APOYADA SOBRE HASTIAL)	0,903	10,365	h. izqdo.		
3 (CLAVE BÓVEDA)	0,888	10,380	h. drcho		
4 (LOSA CIMENTACIÓN EN CLAVE DE BÓVEDA)	0,887	10,381	h. izqdo.		
REF.	1,268	10,000			
DÍA: 05/04/2018		EJECUCIÓN DEL FORJADO 4º			
Zref. 10,00					
Punto	Lectura	Cota	Comentario	Descenso (mm)	Descenso ACUMULADO (mm)
REF.	1,331	10,000			
1 (BÓVEDA SOBRE MURO PANTALLA)	0,967	10,364	h. drcho	0,0	0,0
2 (LOSA CIMENTACIÓN APOYADA SOBRE HASTIAL)	0,969	10,362	h. izqdo.	-3,0	-3,0
3 (CLAVE BÓVEDA)	0,951	10,380	h. drcho	0,0	0,0
4 (LOSA CIMENTACIÓN EN CLAVE DE BÓVEDA)	0,951	10,380	h. izqdo.	-1,0	-1,0
REF.	1,331	10,000			
DÍA: 23/05/2018		EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA (FORJADO 7º)			
Zref. 10,00					
Punto	Lectura	Cota	Comentario	Descenso (mm)	Descenso ACUMULADO (mm)
REF.	1,255	10,000			
1 (BÓVEDA SOBRE MURO PANTALLA)	0,892	10,363	h. drcho	-1,0	-1,0
2 (LOSA CIMENTACIÓN APOYADA SOBRE HASTIAL)	0,896	10,359	h. izqdo.	-3,0	-6,0
3 (CLAVE BÓVEDA)	0,876	10,379	h. drcho	-1,0	-1,0
4 (LOSA CIMENTACIÓN EN CLAVE DE BÓVEDA)	0,877	10,378	h. izqdo.	-2,0	-3,0
REF.	1,255	10,000			
DÍA: 18/12/2018		EJECUCIÓN DEL LOS SOLADOS Y TABIQUERÍAS			
Zref. 10,00					
Punto	Lectura	Cota	Comentario	Descenso (mm)	Descenso ACUMULADO (mm)
REF.	1,255	10,000			
1 (BÓVEDA SOBRE MURO PANTALLA)	0,893	10,362	h. drcho	-1,0	-2,0
2 (LOSA CIMENTACIÓN APOYADA SOBRE HASTIAL)	0,897	10,358	h. izqdo.	-1,0	-7,0
3 (CLAVE BÓVEDA)	0,877	10,378	h. drcho	-1,0	-2,0
4 (LOSA CIMENTACIÓN EN CLAVE DE BÓVEDA)	0,881	10,374	h. izqdo.	-4,0	-7,0
REF.	1,255	10,000			

Fig. 122 Resultados de asientos en durante el proceso constructivo. Fuente: FGV

Se pueden observar los asientos para cada una de las fases en los 4 puntos descritos anteriormente. En rojo se resaltan los puntos representativos de análisis como son la

clave de la bóveda y la bóveda cerca del hastial. En amarillo se representa el descenso que se ha ido acumulando desde la fase inicial previo a cualquier actuación hasta la fase final una vez ya construido el edificio. El descenso acumulado es de 2mm a lo largo de la estructura de la bóveda (en clave y en arranques) y de 7mm en las proyecciones verticales de los puntos anteriores a la altura de la losa de cimentación.



Fig. 123 Estado del edificio en febrero de 2019. Fase Final. Fuente: Elaboración propia.

#### 4.7 Conclusiones

Una vez representados los asentamientos reales, se pueden comparar con los asentamientos estimados. Los resultados quedan de la siguiente forma:

	<i>Mediciones de asentamientos estimadas con Plaxis</i>		<i>Mediciones reales de asiento con equipo topografía</i>	<i>Cumple</i>
<i>Losa de hormigón</i>	<b>24mm</b>	<b>&gt;</b>	<b>7mm</b>	<b>SÍ</b>
<i>Clave bóveda</i>	<b>17mm</b>	<b>&gt;</b>	<b>2mm</b>	<b>SÍ</b>

Tabla 16 Tabla resumen asentamientos estimados vs. asentamientos reales. Fuente: Elaboración propia

Las deformaciones estimadas por el programa han sido muy superiores a las mediciones topográficas. Esto significa que los límites de distorsiones angulares para la estructura

de la losa y bóvedas va a ser menor incluso de lo que se había previsto, es decir, aunque ya se establecían dentro del rango de tolerancias admitidas, los valores reales de asentamientos como son menores, aún se tendrá una mayor holgura para alcanzar los valores límite que establece la normativa.

Una explicación de porque los valores reales son mucho menores a los esperados, es debido a los excesivos parámetros geotécnicos conservadores que se han tenido en cuenta a la hora de calcular teóricamente los asentamientos, ya que ante cualquier propiedad física que altere el material existente bajo el suelo, podría condicionar la limitación del número de alturas del edificio, o variar el tipo de estructura portante a una de tipo más ligera que pudiera construirse con los condicionantes aparecidos.

A modo de conclusión final, cabe resaltar que como los asentamientos son muy inferiores a los estimados teóricamente, por tanto, la **construcción del edificio** de 7 plantas en la calle Uruguay **no afecta a la traza del metro existente**.

## 5. AUSCULTACIÓN SUBTRAMO DE TÚNEL ENTRE LAS ESTACIONES DE JESÚS Y PATRAIX

### 5.1 Objetivo e introducción

El objetivo de este apartado consiste en el estudio de las diferentes causas que existen en el tramo de túnel y las consecuencias posibles que pueden acarrear esas afecciones a la propia estructura soterrada de Metrovalencia. Con lo determinado en el análisis de las patologías existentes a través de los informes del láser escáner y dependiendo de su nivel de afección a la estructura, se establecerán unos niveles de criticidad os cuales determinarán implícitamente la prioridad en la que se debe actuar, cuanto más grave, antes se debe actuar en esta zona.

Aunque la red de valencia está compuesta por 9 líneas, en donde 3 de ellas son tranviarias por superficie y las restantes ferroviarias, estas están soterradas en parte, en donde la longitud total del tramo soterrado de estas 9 líneas suma una longitud total de 24,5km, donde el subtramo de análisis se encuentra en el tramo Empalme – San Isidre (6,3km) por donde circulan las líneas 1 y 2.

Como ya se ha comentado en apartados anteriores, el método constructivo para estos 6,3 km de túnel es de Cut&Cover o túnel entre pantallas. Como la ciudad de Valencia tiene el nivel freático a unas alturas muy próximas al suelo, este va a ser la causa primordial para que la excavación se realice al amparo de Muros-Pantalla, pudiendo tratarse de pilotes o ser continuos, siendo función también de las características del terreno.

El método constructivo Cut&Cover conta de las siguientes fases: (MARTÍ, J.V.; YEPES, V.; GONZÁLEZ, F.; ALCALÁ, J. (2012). *Técnicas de voladuras y excavación en túneles. Apuntes de la Universitat Politècnica de València. Ref. 530, 165 pág.*)

3. *En la superficie, desde la calle, se ejecutan las paredes del túnel cavando una zanja que se hormigona para formar muros pantalla o una hilera de pilotes.*
4. *Cuando las paredes están terminadas se ejecuta la losa superior, que se apoya en las paredes, excavando sólo el hueco que ocupa la losa y apoyándola durante su construcción contra el terreno.*
5. *Cuando la losa y las paredes están terminadas, puede reconstruirse la superficie mientras continúan los trabajos en el interior del túnel. La tierra del interior del túnel no se extrae hasta esta fase, en la que como los elementos portantes del túnel están ya contruidos se puede excavar con retroexcavadoras.*



6. *Cuando se ha excavado hasta el nivel adecuado se ejecuta la contrabóveda, losa generalmente de hormigón que hace de suelo del túnel. Se pueden crear losas intermedias para realizar túneles de varias plantas.*



*Fig. 124. Método construcción "Cut&Cover". Fuente: [www.bgg.at](http://www.bgg.at)*

Se pretende, recoger los resultados en el subtramo de túnel existente entre las estaciones de Jesús y Patraix y proponer una serie de mejoras/recomendaciones de reparación a las patologías existentes en función de los resultados transmitidos por el carro auscultador, haciendo una recomendación de cuáles deberían ser las prioridades de actuación en el subtramo.

## 5.2 Procedimiento de inspección

Como se ha comentado en el apartado anterior, el objetivo de la inspección realizada en el tramo de túnel consiste en verificar que el estado de la estructura subterránea es idóneo para mantener la seguridad operativa y el tráfico ferroviario.

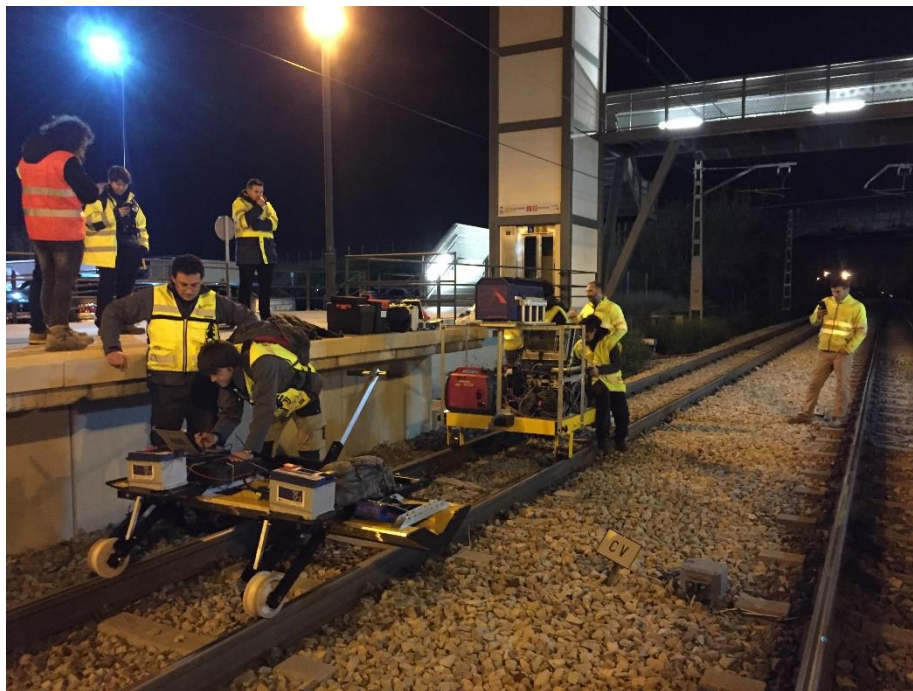
Siempre que se hace un estudio de este tipo, es recomendable disponer de un historial de patologías para observar cómo ha ido evolucionando a lo largo de los años o si en los últimos años, la degradación de la estructura ha ocurrido de manera exponencial. Por lo tanto, con una inspección inicial se pueden observar las patologías (fisuras, humedades, filtraciones...) y, por otro lado, cada cierto periodo de tiempo su evolución en el tiempo (apertura de la fisura, aumento de la infiltración, ...).

En el caso de Metrovalencia, estos estudios de una inspección detallada no se han realizado nunca anteriormente desde que se abrió este tramo de túnel en 1988.

El deterioro de la infraestructura es real, existe una gran cantidad de filtraciones de agua a lo largo del tramo en general pero como se va a comentar posteriormente, especialmente crítico en el subtramo a analizar entre Jesús y Patraix, donde el elevado nivel freático genera afloramientos y filtraciones de agua de forma continuada.

Es por ello, que se va a establecer una primera inspección y así poder determinar un primer punto de partida a las patologías existentes y que se pueda comparar dentro de unos años para ver si ha evolucionado las patologías con las medidas correctoras que se propondrán más adelante. Para ello, se han utilizado dos tecnologías no invasivas para la auscultación, ellas son:

7. Georradar
8. Láser escáner



*Fig. 125 Preparación Láser escáner y georradar en la estación de San Isidre. Fuente: Elaboración propia*

El georradar sirve básicamente para conocer el estado actual de la plataforma y el láser escáner permite conocer una imagen visual del estado del túnel.

### 5.2.1 Láser escáner

El uso del láser escáner se usa en combinación con una termografía, suponer obtener una imagen visual del túnel en la que se pueden observar de manera objetiva las patologías existentes y así poder actuar en consecuencia.

Esta imagen visual del túnel a partir del escaneo, permiten no solo obtener un primer análisis preliminar de la geometría en los tramos de túnel, sino que más importante tener una serie de imágenes visuales y térmicas de la parte interior de las pantallas y la bóveda. Con estas imágenes, se pueden interpretar con los diferentes colores proporcionados con la termografía falta de revestimientos, humedades en el hormigón, eflorescencias, cambios de sección, instalaciones a lo largo de la traza, ...

El láser escáner del carro auscultador, basa su funcionamiento en el espectro electromagnético. Estas ondas tienen un rango de funcionamiento desde las longitudes de onda Radio ( $10^3$ ) hasta las longitudes de onda Gamma ( $10^{-12}$ ).

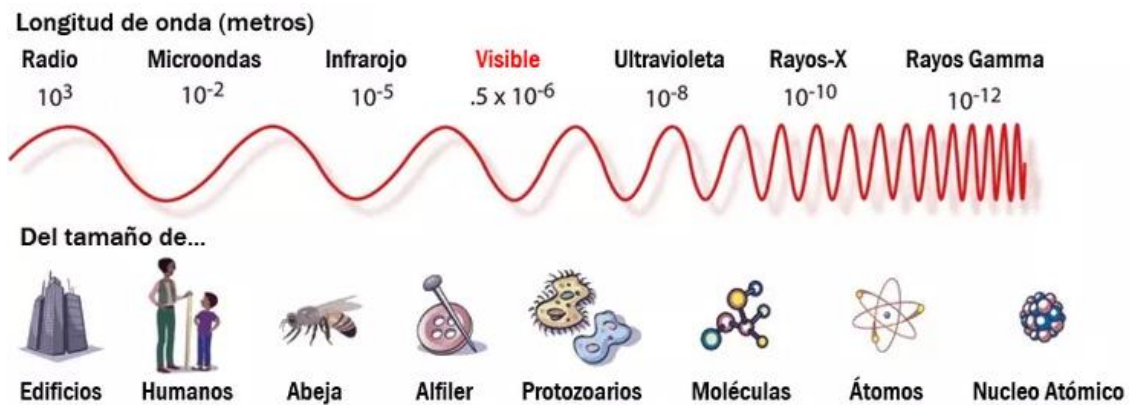


Fig. 126 Longitud de ondas espectro electromagnético. Fuente: [www.astrofisicayfisica.com](http://www.astrofisicayfisica.com)

El láser es un aparato que permite generar ondas de luz con una banda estrecha que se conoce como láser. Éste, emite luz en un haz de longitud de onda bien definida debido a que tiene un alto grado de coherencia espacial.

Para llevar a cabo la medida de la estructura, el láser va variando la dirección del distanciómetro en cada medida, ya sea moviendo el distanciómetro o deflectando el haz con un sistema óptico. Los escáneres láser de tiempo de vuelo típicos pueden medir la distancia de 10.000 en 10.000 puntos cada segundo. El equipo del láser permite obtener 3 canales de información visual.

9. Canal visual: En este canal graba con fotos en B/N la estructura, como si fuera una cámara.
10. Canal infrarrojo: El característico de la termografía.

### 11. Canal geométrico: Representación 3D de la superficie del túnel.

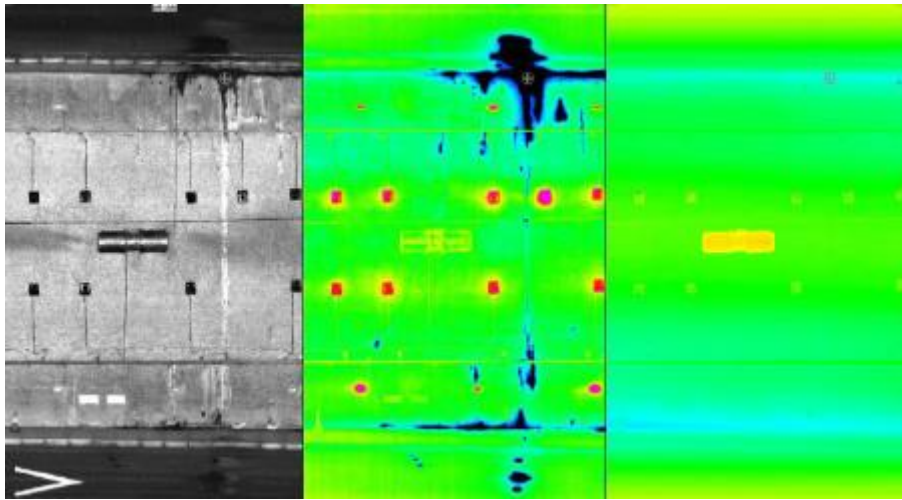


Fig. 127 Canal visual, canal infrarrojo y canal geométrico. Fuente: FGV

El equipo de auscultación consta de:

12. Carro transporte sistema de auscultación
13. Escáner láser
14. Equipo de medida de termografía
15. Ordenadores de proceso de información
16. Equipos auxiliares

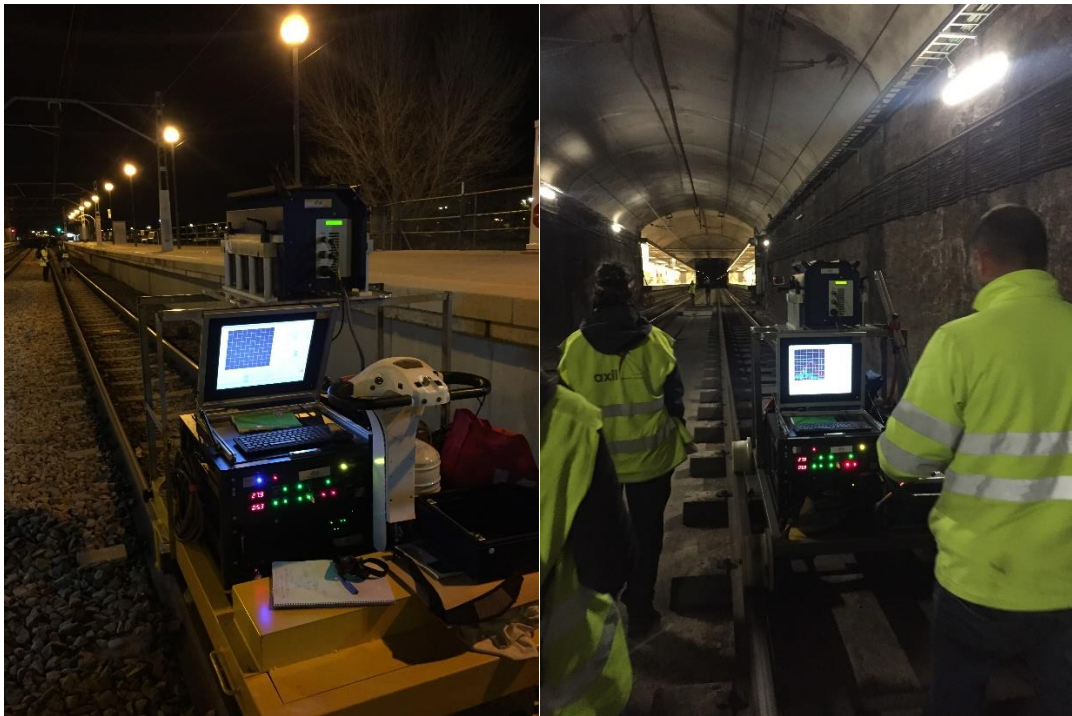


Fig. 128 Carro auscultador con equipos auxiliares. Fuente: Elaboración propia

A través del láser escáner y de la termografía instalados sobre el carro auscultador, se pueden obtener resultados como los siguientes, permitiendo así clasificar las patologías existentes en cada uno de los puntos del túnel:

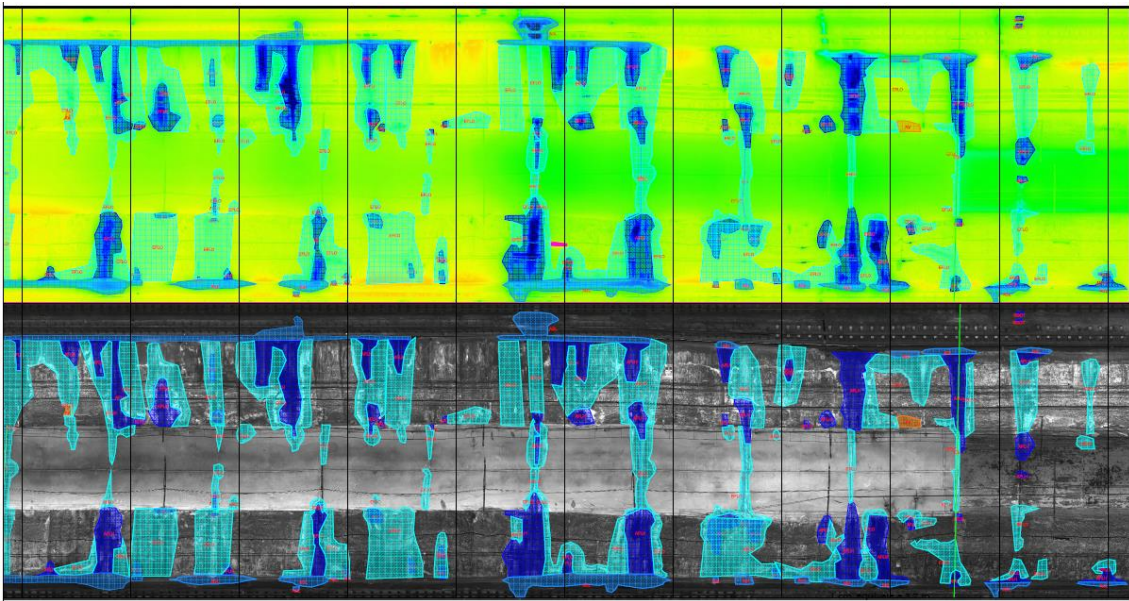


Fig. 129 Imagen resultante con las patologías existentes en cada zona. Subtramo Jesús - Patraix

Vista la imagen anterior, si se realiza un barrido de imágenes o "mapeo", se obtiene el subtramo en concreto que se quieren analizar y el conjunto de las patologías existentes en este. Se puede apreciar que, a cada imagen, se le asocia una termografía representativa, que permite observar las variaciones de temperatura y así observar las patologías correspondientes a fenómenos derivados del agua infiltrada en la estructura o tras ella. Los colores azules indica la presencia de temperaturas bajas, representativo de la existencia de agua o humedades. Los colores anaranjados o rojizos indican la presencia de temperaturas más altas, representativo de la presencia de luminarias o presencia de cables defectuosos.

### 5.2.2 Georradar

El georradar al igual que el láser, son técnicas de carácter no invasivo, es decir, que para el análisis interno de la estructura no es necesario romper el material, además de ser un elemento que permite la toma rápida de datos y arrojar resultados con bastante precisión.

Históricamente, la antena de georradar se ha llevado utilizando en numerosas auscultaciones en el campo de la ingeniería civil, y los resultados han sido sobresalientes, sobre todo en el estudio para la plataforma ferroviaria gracias a estas antenas de georradar 3D.

El georradar arroja los resultados en forma de radargramas, sin embargo, las señales que emite el georradar sufren alteraciones físicas como puede ser la atenuación o la

dispersión, variable en mayor o menor medida dependiendo del medio de propagación en el cual se encuentre. Las propiedades que hacen variar en mayor o menor medida la precisión de los resultados dependen básicamente de:

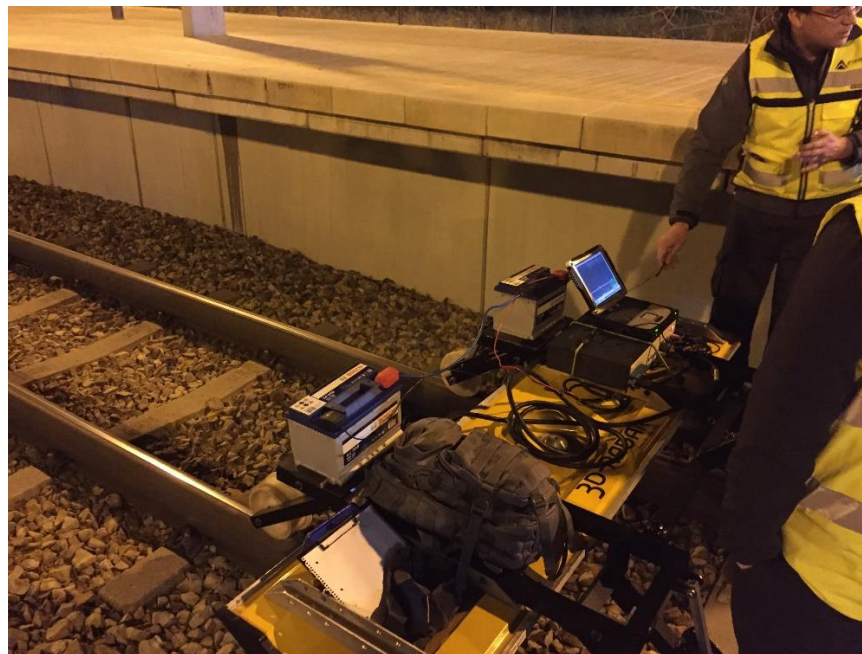
17. La permitividad eléctrica del medio ( $\epsilon_r$ )
18. La conductividad eléctrica ( $\sigma$ )
19. La permeabilidad magnética ( $\mu$ )

Normalmente, en el caso de estructuras, las dimensiones, su composición, etc. suelen ser valores conocidos, por tanto, si se observa alguna alteración en cuanto a las ondas electromagnéticas emitidas por el georradar, suele ser debido a la existencia de algún elemento interno que no se encontraba en la construcción inicial. Un parámetro característico que permite observar si ha variado de forma significativa la onda emitida, es la conductividad del medio.

Las variaciones en la conductividad del medio sobre la plataforma (ya sea balasto o hormigón) puede obedecer a la presencia de los finos los cuales retienen humedad (en el caso del balasto), derivados de del paso de los vehículos ferroviarios que degradan la piedra de balasto.

El georradar está compuesto por:

20. Antena: La que emite y recibe las señales de la onda. La frecuencia se puede variar para mejorar la recisión el análisis, pero una excesiva resolución puede hacer que la onda no penetre tanto en el medio. Las antenas utilizadas son de tipología aérea, la cual es ideal para el análisis de medios del F.F.C.C., pero tambien existen antenas de contacto.
21. Unidad de control.
22. Odómetro: Para medir la distancia que realiza el carro del georradar.
23. Pantalla del radargrama.



*Fig. 130 Aparato georadar para auscultación del túnel de Metrovalencia. Fuente: Elaboración propia*

Estos equipos de análisis tridimensional, utilizan diferentes antenas instaladas y se encuentran orientadas en varias direcciones para que cubran un mayor haz el láser y facilitar la interpretación de las anomalías, ya que, al estar dispuestas de esta manera, permite cuantificarlas en todas las direcciones. Al trabajar con un ancho de banda grande, las imágenes que se obtienen presentan una alta definición de las anomalías detectadas en la plataforma de balasto.

Los resultados obtenidos por esta tecnología representados en un radargrama es el siguiente:

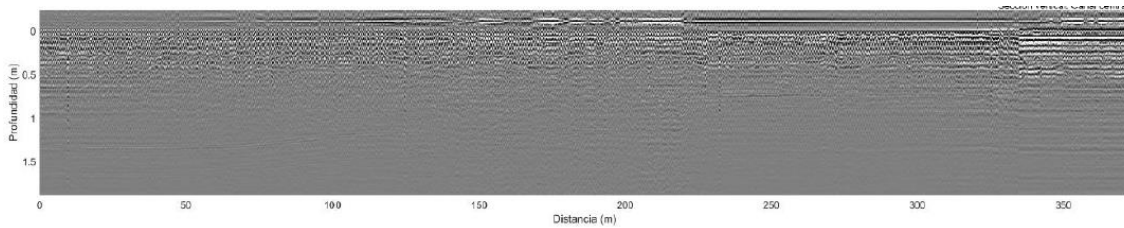


Fig. 131 Ejemplo de radargrama

El haz del radar emite ondas las cuales chocan en el terreno inferior y rebotan, si el material no es continuo en sus propiedades, el rebote de las ondas varía en dirección, lo que se traduce en el radargrama en forma de distorsión. Cuanto mayor sea la variación del terreno, más claro se representará en el radargrama.

Por tanto, se va a analizar el estado de la plataforma de hormigón en el subtramo entre Jesús y Patraix prestando atención a las anomalías que aparezcan y se intentará detectar origen de estas. Destacar que una de las limitaciones que nos encontramos de manera continua en la auscultación de la plataforma, es la presencia de canaletas, armaduras en la vía hormigonada, filtraciones de agua bajo la plataforma, etc., lo que hace que los resultados tengan cierta incertidumbre en la zona existente debajo debido a que las ondas emitidas no detecta con detalle esperado lo existente debajo de estos elementos.

Los objetivos derivados de las inspecciones nos van a permitir:

24. Tener un análisis cualitativo de las diferentes patologías existentes en la plataforma generando una sucesión de radargramas de los daños existentes que lo llamaremos "mapeo".
25. Realizar una primera investigación en lo que se refiere al estado de la plataforma se refiere para tener constancia de la evolución de los daños conforme pasen los años.

## 5.3 Inspección y umbrales de control del subtramo de análisis

### 5.3.1 Trabajos de inspección

Los trabajos de inspección con el láser escáner y el georradar se desarrollaron en la banda nocturna de mantenimiento en coordinación con los encargados de trabajo existentes a lo largo de la noche del día 19 de febrero de 2018 entre las estaciones de San Isidre (P.K. 22+034) y Jesús (P.K. 20+006).

El resultado consta de una serie de imágenes o "mapeo" de las patologías detectadas a lo largo de la sección de túnel. A la vez, se presenta una serie de valores registrados con la cámara termográfica donde se pueden observar los diferentes gradientes que se relacionan la presencia de agua en la estructura. Por tanto, aunque la auscultación barre resultados de las patologías aparecidas a lo largo de los 6,4km de túnel, se va a



concentrar el análisis en el subtramo entre las estaciones de Jesús (P.K. 20+108) y Patraix (P.K. 20+653) por dos motivos básicamente:

26. El tramo de 6,4km refleja resultados similares al largo de este, por lo tanto, mientras se haga una buena interpretación de las patologías existentes de un subtramo de túnel es suficiente, y si además este tramo es el que históricamente presenta mayor problemática debido a la presencia de agua, mucho mejor al ser el más representativo de los demás subtramos. Este subtramo es el que se encuentra entre las estaciones de Jesús y Patraix de 545m de longitud.
27. La construcción del edificio de 7 plantas se encuentra además ubicado en este tramo, puede ser interesante observar si alguna patología existente en ese punto se va a agravar y las medidas correctoras que se deberían adoptar para su tratamiento.

Los datos de referencia de los PP.KK. se han determinado a partir de los sistemas de referencia de la red, en donde cabe destacar que se están produciendo ajustes en la kilometración de la línea, por lo que para comparaciones en años posteriores se debe comprobar que no haya habido un decalaje de kilometración con lo referenciado para este proyecto.

### 5.3.2 Niveles de criticidad

Una vez realizado el análisis de los datos arrojados por el láser escáner y el georradar en el tramo de estudio, las patologías encontradas son las siguientes:

- Juntas abiertas (JAB)
- Juntas con agua (JAG)
- Armadura vista (AV)
- Agua o humedad en el hastial (AGH)
- Afloramiento hídrico en hastial (AFLH)
- Agua o humedad en losa (AGL)
- Afloramiento hídrico en losa (AFLL)
- Superficie de goteo (SGOT)
- Eflorescencias (EFLO)

Como es lógico, existen patologías que son más graves que otras en cuanto a deterioro de la estructura se refiere, por tanto, es asumible interpretar que las patologías que mayor daño causen a la estructura ya sea a corto o largo plazo sean las que deberían priorizarse a la hora de establecer medidas correctoras para que los efectos producidos sean mitigados, es decir, habrá una prioridad de actuación conforme el nivel de criticidad del elemento sea más elevado.

Después de observar el informe de las patologías arrojadas por el láser escáner, se puede determinar que la patología que más presencia tiene en el subtramo analizado es el

agua, afectando en menor o mayor medida a al revestimiento del túnel y a la plataforma. Es una cosa que ya se sabía, ya que históricamente, este tramo que se va a analizar ha sido el más problemático en cuanto a filtraciones de agua se refiere, no solo durante la explotación del tramo sino también durante su construcción, tantos fueron los problemas derivados del agua que la estación de Jesús se construyó utilizando una técnica innovadora de congelación perimetral y posteriormente se excavó.

Dicho lo expuesto en el párrafo anterior, todas las patologías relacionadas con el agua serán las que presenten mayor prioridad de actuación ya que serán las que mayor índice de criticidad presenten, y dentro de estas, especial atención el agua en la plataforma, ya que puede afectar a la circulación de los convoyes.

Existe un grupo de patologías con un orden de actuación inferior al anterior que tienen un nivel de criticidad medio, los cuales no suponen un riesgo estructural. Aunque no tienen la prioridad que las patologías relacionadas con el agua, estas deben también sanearse en un plazo de tiempo medio para que la patología no evolucione y genere un mayor grado de afección. En este nivel de criticidad aparecen juntas, fisuras y grietas que presenten agua que sin un tratamiento de reparación pueden derivar en un afloramiento hídrico.

El grupo de patologías restantes no suponen un riesgo estructural como tal, es por ello que se van a agrupar con un nivel de criticidad bajo.

Para que los niveles de criticidad y las patologías queden claras, se va a relacionar estos dos conceptos de manera más visual, utilizando un código semafórico en donde el nivel rojo implica una prioridad alta de actuación y por tanto lo que se va a subsanar en primer lugar. El siguiente nivel será el de color ámbar donde no son actuaciones tan prioritarias sino medidas de reparación a medio plazo. Por último, el nivel verde representa que la intervención en la patología no es urgente.

PATOLOGÍA	ÍNDICE DE CRITICIDAD
Agua o humedad en losa (AGL)	PRIORIDAD DE ACTUACIÓN ALTA
Afloramiento hídrico en hastial (AFLH)	
Afloramiento hídrico en losa (AFLL)	
Agua o humedad en el hastial (AGH)	
Superficie de goteo (SGOT)	
Armadura vista (AV)	PRIORIDAD DE ACTUACIÓN MEDIA
Juntas con agua (JAG)	
Eflorescencias (EFLO)	PRIORIDAD DE ACTUACIÓN BAJA
Juntas abiertas (JAB)	

Tabla 17 Distribución de patología e índices de criticidad

## 5.4 Enumeración de posibles patologías y causas probables

### 5.4.1 Descripción de la estructura

El tramo de túnel correspondiente a la línea 1 y 2 del metro de Valencia el cual consta de 6,4km aproximadamente tiene una estructura diferenciada dependiendo si se encuentra en el tramo entre estaciones o en la propia estación, en donde en el tramo entre estaciones el túnel consta de una sección con una bóveda superior triarticulada en los puntos de sujeción con las pantallas de hormigón, las cuales en el punto bajo están solidarizadas con la contrabóveda. En la estación de Jesús, la tipología bóveda se convierte en losa, Estando la losa superior al nivel de calle.

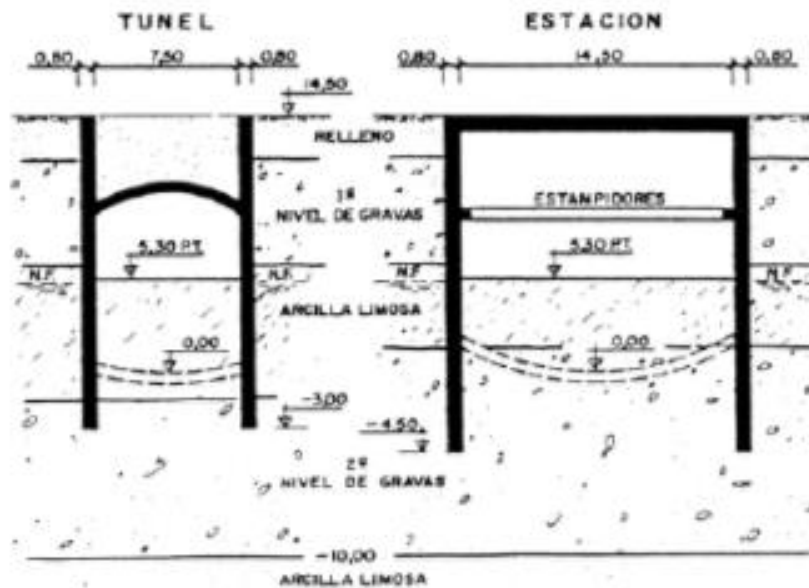


Fig. 132 Secciones transversales túnel y estaciones líneas 1 y 2 de Metrovalencia

La altura del entre la bóveda y la contrabóveda va variando conforme se avanza en el sentido de la kilometración, desde la estación de Patraix (denominada Jesús en la imagen) y Giorgeta (estación de Jesús en la actualidad). Se puede observar como a unos 240m de la salida de la estación de Patraix, existe un cambio de la diferencia de altura entre la bóveda y la contrabóveda en donde pasa de tener unos 5,5m de altura a casi 10m en la entrada de la estación de Jesús. Esto es debido a que se debía de esquivar un colector de aguas de la ciudad de Valencia. Es por ello que, a la salida de la estación de Jesús, se colocan los estampidores debido a la altura entre la plataforma de vía y la bóveda, para estabilizar los empujes a la altura de la zona intermedia de las pantallas.

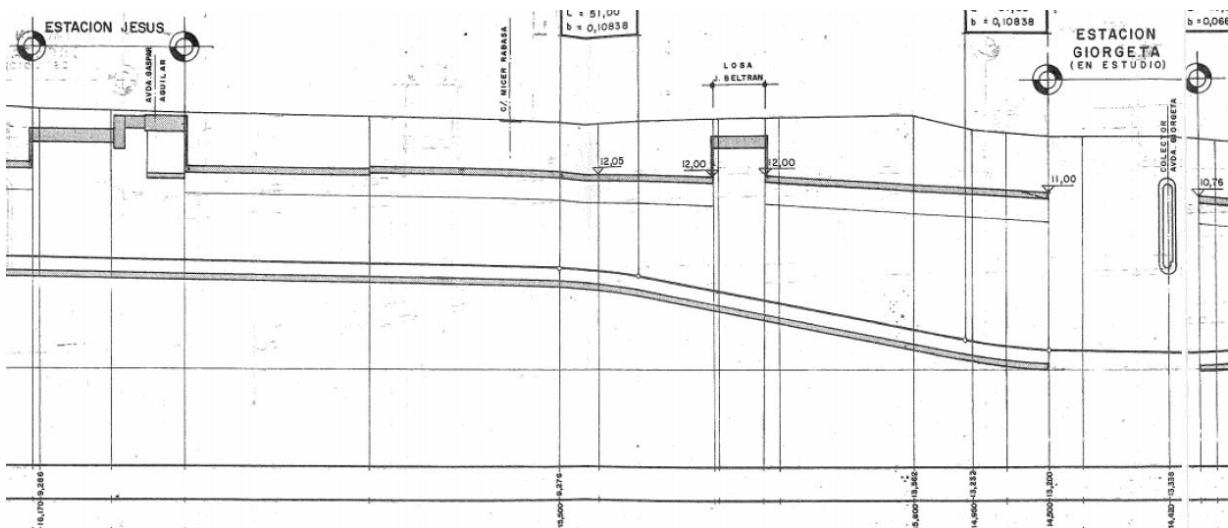


Fig. 133 Trazado longitudinal entre las estaciones de Patraix (Jesús) y Jesús (Giorgeta). Fuente: FGV

La anchura del túnel se mantiene prácticamente constante a lo largo del subtramo de 545m, entre los 7,5m en tramos rectos y 7,8m en los tramos en curva.

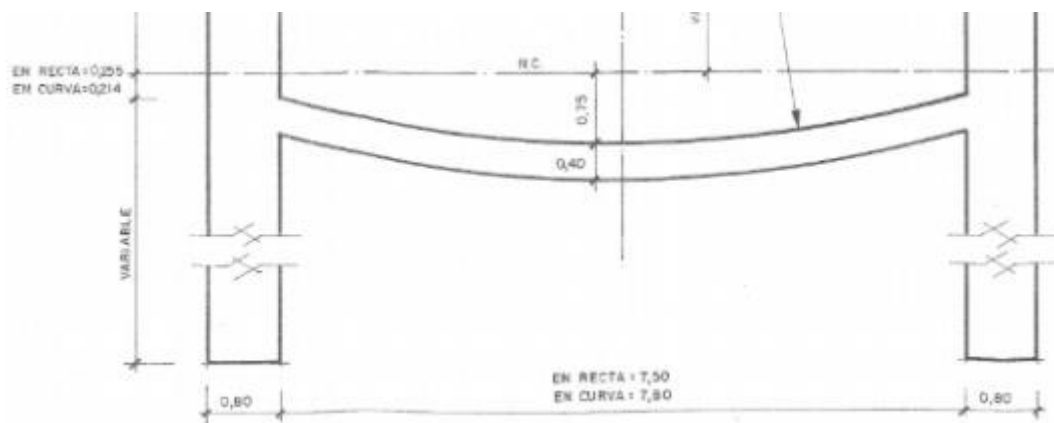


Fig. 134 Anchura túnel para diferentes situaciones de trazado



Fig. 135 Salida estación Jesús. Bóveda con estampadores. Fuente: Elaboración propia



*Fig. 136 Ejemplo tramo túnel con bóveda de hormigón sobre traviesas bibloque apoyada en plataforma de hormigón. Fuente: Elaboración propia*

Como se ha comentado en apartados anteriores, la plataforma del túnel de la línea 1 y 2 alternan tanto la vía sobre lecho de balasto y vía sobre plataforma de hormigón. Para el caso del subtramo entre las estaciones que se va a analizar, la plataforma es íntegra de hormigón donde apoyan las traviesas bibloque con riostra metálica.

#### 5.4.2 Descripción de las patologías

En el siguiente apartado, se van a describir las patologías más relevantes encontradas en el subtramo entre las estaciones de Jesús y Patraix:

### 1. Afloramiento hídrico aparecido a través de las superficies de hormigón

Se refiere a toda el agua existente que atraviesa la estructura. Esta agua a corto plazo puede dañar la estructura haciendo que la resistencia de los materiales disminuya comprometiendo así la capacidad estructural del túnel, de ahí la elevada prioridad por detener este fenómeno y frenar su salida. En este apartado se incluyen:

- ✓ Afloramiento hídrico en hastial (AFLH)
- ✓ Afloramiento hídrico en losa (AFLL)
- ✓ Superficie de goteo (SGOT)

En los 3 casos anteriores, los afloramientos significan una entrada de agua de cierta consideración principalmente por las zonas vulnerables de los hastiales de la estructura, en este caso por las juntas de hormigonado. Por una parte, la entrada de agua es indeseable en el túnel ya que puede afectar a elementos internos de la estructura ya sea cableado o el deterioro en la propia junta produciéndose que entre más agua o incluso creando huecos en el terreno y que se lleguen a producir asientos y en los casos de mayor gravedad colapsos. Por otra parte, esta entrada de agua también puede producir arrastre de finos en suspensión que podrían acumularse dentro del túnel.



*Fig. 137 Entrada de agua por hastial II. Fuente: Elaboración propia*

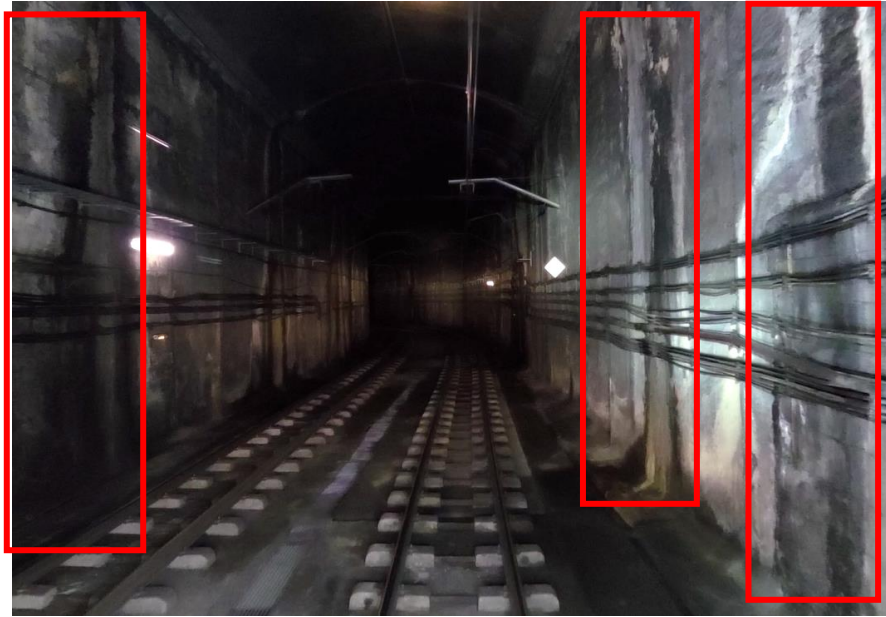


Fig. 138 Entrada de agua por hastial II. Fuente: Elaboración propia

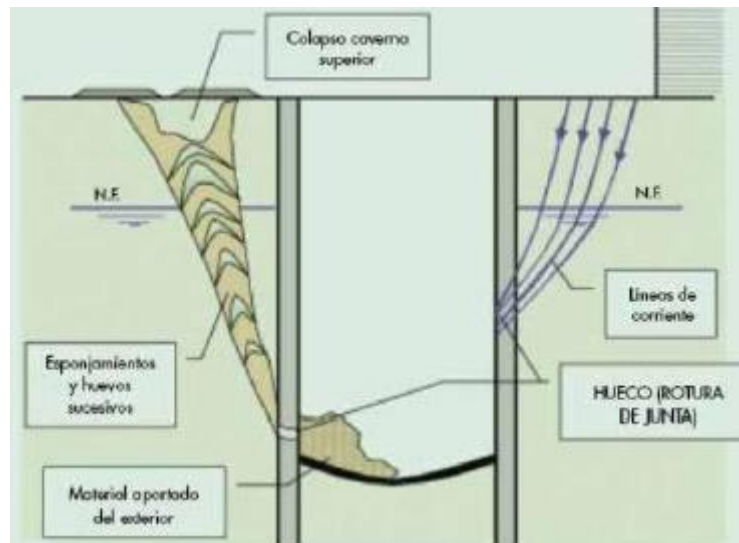


Fig. 139 Ilustración de posible modo de entrada de finos en la junta. Fuente: FGV

## 2. Armaduras vistas con pérdida de sección

Este apartado se encuentra dentro de las patologías de prioridad de actuación media en el subtramo estudiado. Este efecto se produce porque cuando se hormigonaron las pantallas o cuando se excavó el túnel, el recubrimiento fue insuficiente, es por ello que el láser escáner permite en sus escáneres ver las armaduras. Al tener poco recubrimiento las armaduras están expuestas a los agentes externos, principalmente agua y los elementos que esta transporta o la propia humedad que existe en el túnel. La exposición de las armaduras a los agentes relacionados con el agua deteriora de manera

significativa la capacidad portante de las pantallas, mermando así el sostenimiento a medio-largo plazo. Esta patología no está tan presente como las patologías derivadas de afloramientos hídricos, pero existen zonas puntuales donde puede llegar a afectar a la estructura.



*Fig. 140. Ejemplo armaduras vistas en hastial. Fuente: Elaboración propia*

### 3. Oxidación estampidores metálicos

Esta patología hace referencia únicamente a la zona de salida de la estación de Jesús (sentido ascendente de la kilometración) en donde se encuentran una serie de estampidores en el cambio de sección de losa a altura de calle a bóveda de hormigón, la cual se encuentra a una gran altura y es donde los estampidores ejercen su función estructural. Estos puntales pueden verse afectados por la presencia de agua al igual que las armaduras ya que al tratarse de elementos metálicos se oxidan y pierden su resistencia, en el caso de los puntales mucho más preocupantes ya que son elementos puramente estructurales. Las zonas de unión con las pantallas, son las más expuestas debido a que es por ahí donde aparecen los afloramientos hídricos.





*Fig. 141 Ejemplo estampadores metálicos con afloramiento hídrico. Fuente: Elaboración propia*

#### 4. Desconchones de los hormigones

Esta patología hace referencia a la pérdida de sección de hormigón, donde las armaduras quedan expuestas a los fenómenos del exterior y pierden sus propiedades, quedando deteriorados. Estos puntos son bastante críticos sobre todo si aparecen afloramientos, ya que en la transición bóveda – hastial es donde se produce la transmisión de esfuerzos, por tanto, debe ser una zona no vulnerable.



*Fig. 142 Ejemplo de desconchón en la unión hastial - bóveda. Fuente: Elaboración propia*

### 5. Juntas abiertas y/o grietas sin salida de agua

En esta patología, el agua no atraviesa de forma grave la estructura, sí que es verdad que una degradación continuada sin un tratamiento, la grieta puede llegar a evolucionar en un afloramiento hídrico con un caudal de entrada mayor. Aunque son patologías de carácter leve, también tienen un tratamiento más económico que los afloramientos. Un tratamiento preventivo en las juntas permitirá sellar a largo plazo estas y evitar futuros afloramientos que se puedan producir.



*Fig. 143 Junta abierta tratada con producto expansivo en la bóveda superior. Fuente: Elaboración propia*

### 6. Eflorescencias

Se trata de una patología leve, fácilmente tratable. Presentan pequeñas filtraciones que manchan de humedades los hormigones.

### 7. Subpresiones en la plataforma de hormigón

La filtración de agua bajo la plataforma de hormigón y junto con el paso continuado de los convoyes de metro, genera una subpresión que puede llegar a desencadenar problemas de erosión de los materiales que se encuentran bajo la plataforma y que estos finos salgan a la superficie, afectando no solo a la estructura de la plataforma sino también a las traviesas y los carriles oxidando estos materiales.



*Fig. 144 Ejemplo problemas de subpresión en plataforma de hormigón "baches blancos".  
Fuente: Elaboración propia*

#### 5.4.3 Análisis de patologías del subtramo entre Jesús y Patraix

##### 5.4.3.1 Patologías apreciadas en el láser escáner y la termografía

Como se ha comentado en apartados anteriores, este subtramo está comprendido entre la salida de la estación de Jesús y la entrada a la estación de Patraix, con una longitud total de 545m. Para facilitar el análisis de las patologías, se han juntado las patologías que tienen características similares, por tanto, queda de la siguiente manera:

#### ✓ Juntas y fisuras

La patología más numerosa en este subtramo son las pantallas abiertas, donde se pueden agrupar las pantallas que se encuentren secas y las que se encuentren con agua. Las fisuras como patología no se han encontrado. Históricamente, ha sido el subtramo analizado el que más problemas ha dado desde su construcción, caso es el ejemplo de la construcción de la estación de Jesús con el método de las pantallas congeladas.

✓ Defectos en hormigón y armaduras

Existen zonas puntuales donde hay falta de recubrimiento o un recubrimiento escaso, pero es prácticamente irrelevante en comparación con las patologías de los afloramientos. Lo que sí que se ha encontrado es zonas donde se han localizado armaduras vistas, aunque como sucede con el recubrimiento, de escasa entidad.

✓ Humedades y agua

A través del láser escáner y sobre todo de la termografía, se ha podido observar que existen a la salida de la estación de Jesús donde empieza el túnel, una gran cantidad de eflorescencias presentes en las juntas y en algunas de esas juntas aparecen afloramientos hídricos que bajan por los hastiales. Este paso de agua tiene a bajar por gravedad hacia la plataforma de vía donde se acumula de forma puntual el agua. Según se avanza por el túnel hacia la estación de Patraix, van disminuyendo estas patologías dejando las mayores afecciones en este primer tramo de detrás.

Este subtramo y especialmente la zona de la salida de la estación de Jesús, comporta un área prioritaria de actuación debido al alto grado de afección que provoca la cantidad de agua existente sobre esta parte de túnel, tanto es así que la cuneta de pie, drena agua al colector donde las bombas bombean agua continuamente al exterior.

Las filtraciones de agua que se generan en este tramo, bajan por gravedad a la losa, en donde se ha de tener en cuenta que la afecta por una parte degradando el hormigón (a través de filtraciones y juntas hasta llegar a la losa inferior), y por otro lado la afección que pueda originar sobre la circulación de los convoyes.

En las imágenes que se presentan a continuación, la parte de debajo en blanco y negro representan el estado del túnel con fotografías para cada uno de los PP.KK., se representa el túnel con su bóveda y su plataforma de forma apaisada en el papel, como si se realizara un corte en el centro de la plataforma y proyectaras el túnel en papel.

Estas patologías, sobre todo las relacionadas con las humedades y el agua, se ven de forma directa los tramos más problemáticos descritos anteriormente con la representación en el escáner representando con imágenes en blanco y negro, por una parte, y las termografías por otra parte:

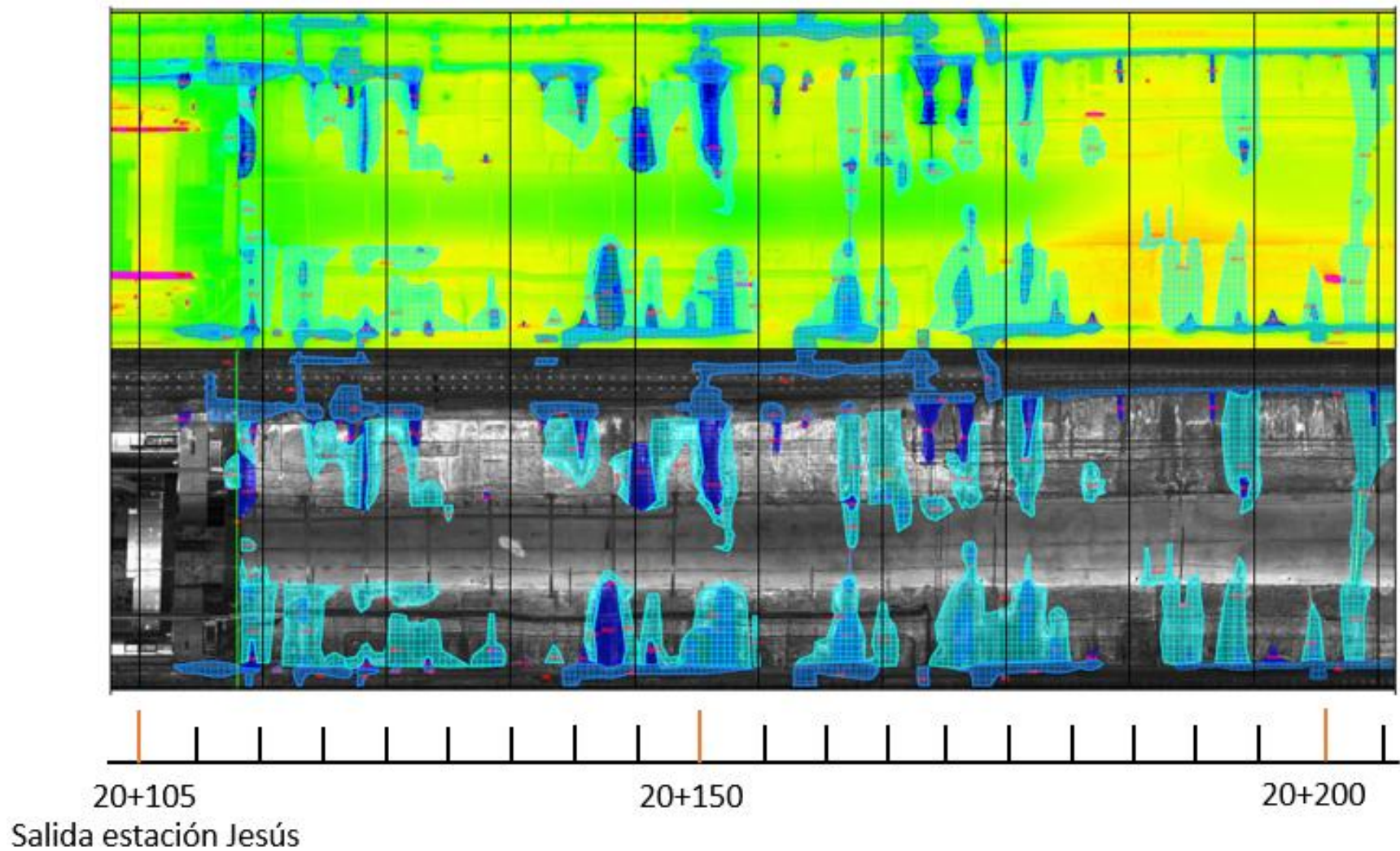


Fig. 145 Resultados proporcionados por el láser escáner y la termografía PP.KK. 20+108 a 20+205. Fuente: FGV

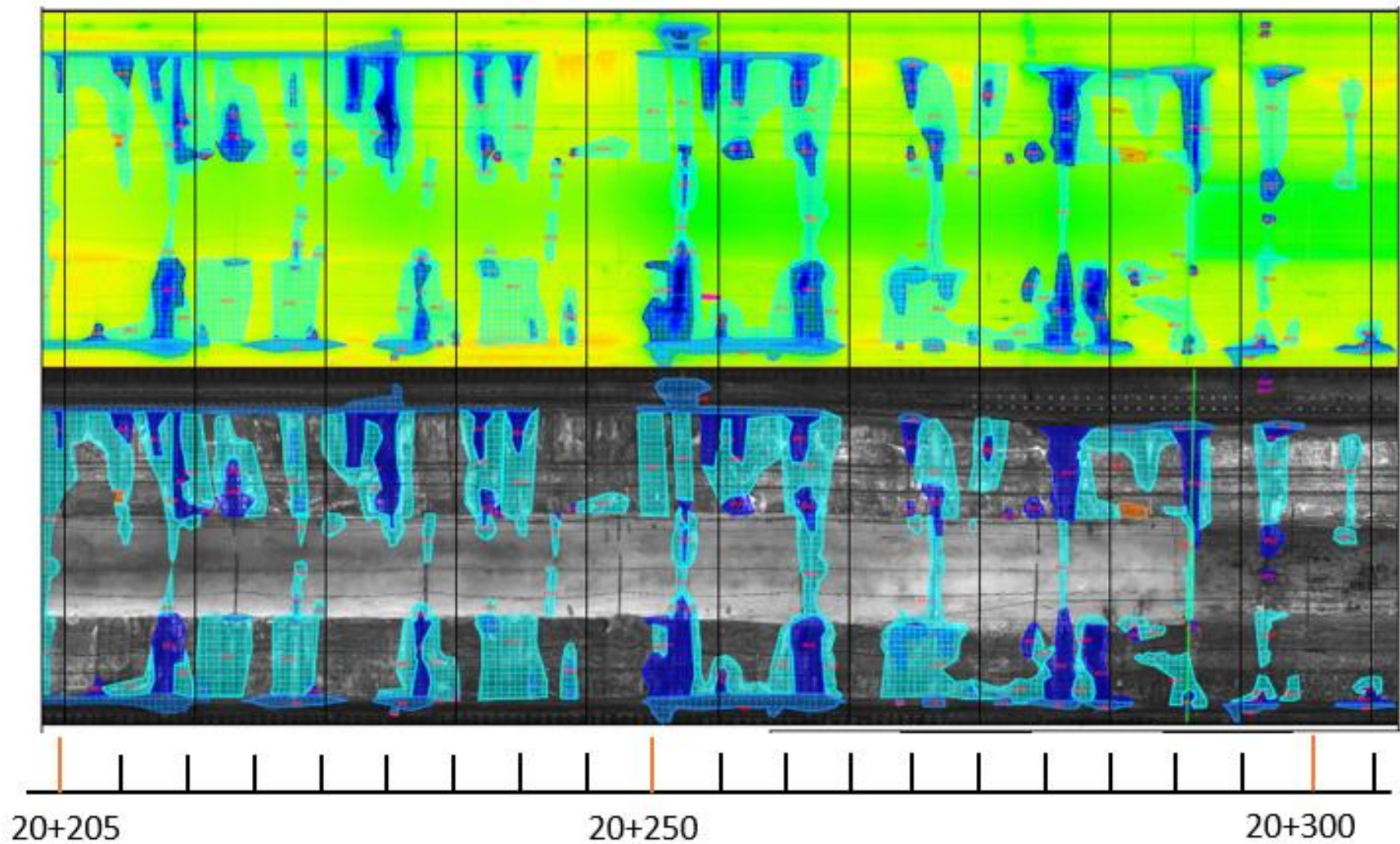


Fig. 146 Resultados proporcionados por el láser escáner y la termografía PP.KK. 20+205 a 20+305. Fuente: FGV

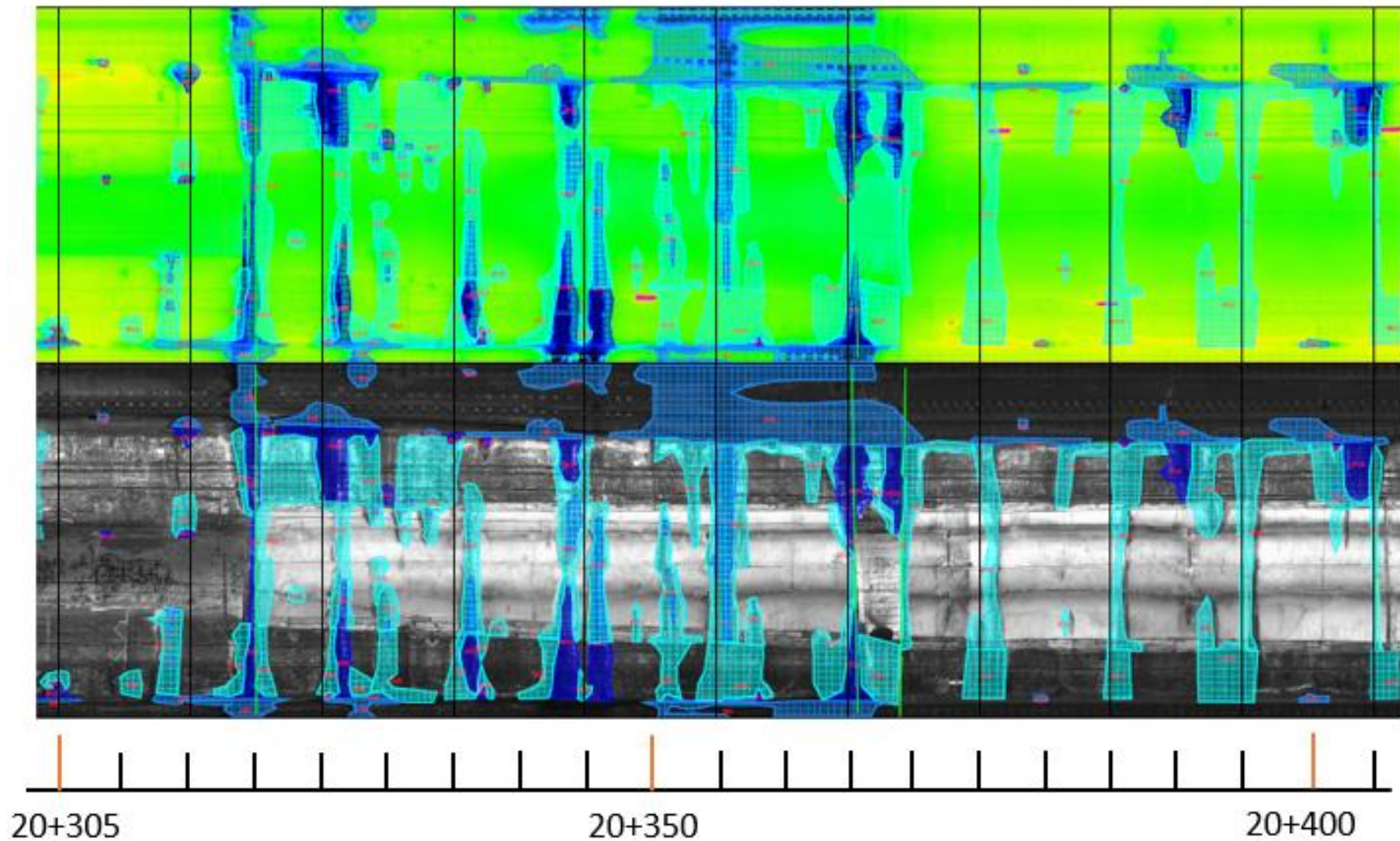


Fig. 147 Resultados proporcionados por el láser escáner y la termografía PP.KK. 20+305 a 20+405. Fuente: FGV

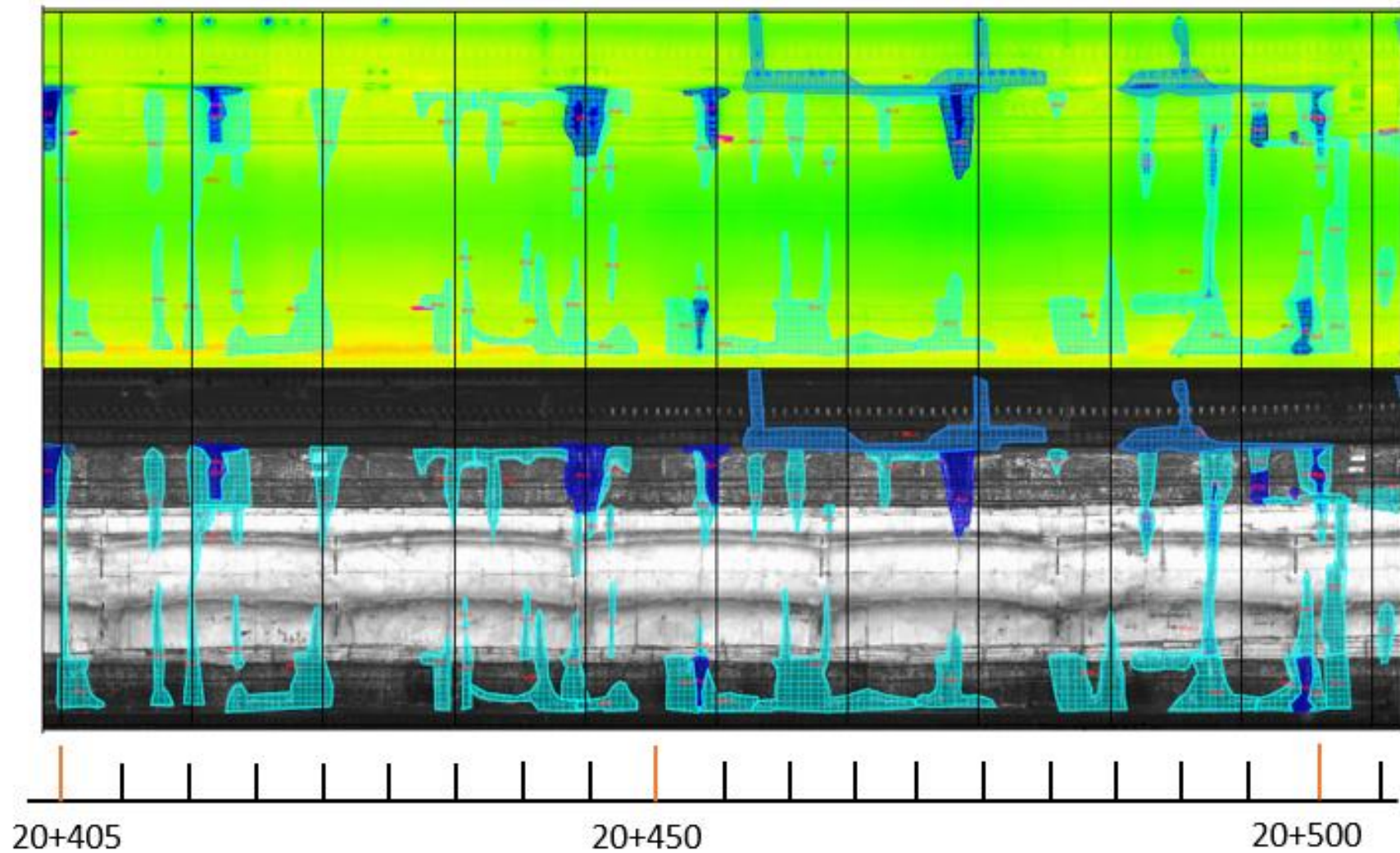


Fig. 148 Resultados proporcionados por el láser escáner y la termografía PP.KK. 20+405 a 20+505. Fuente: FGV



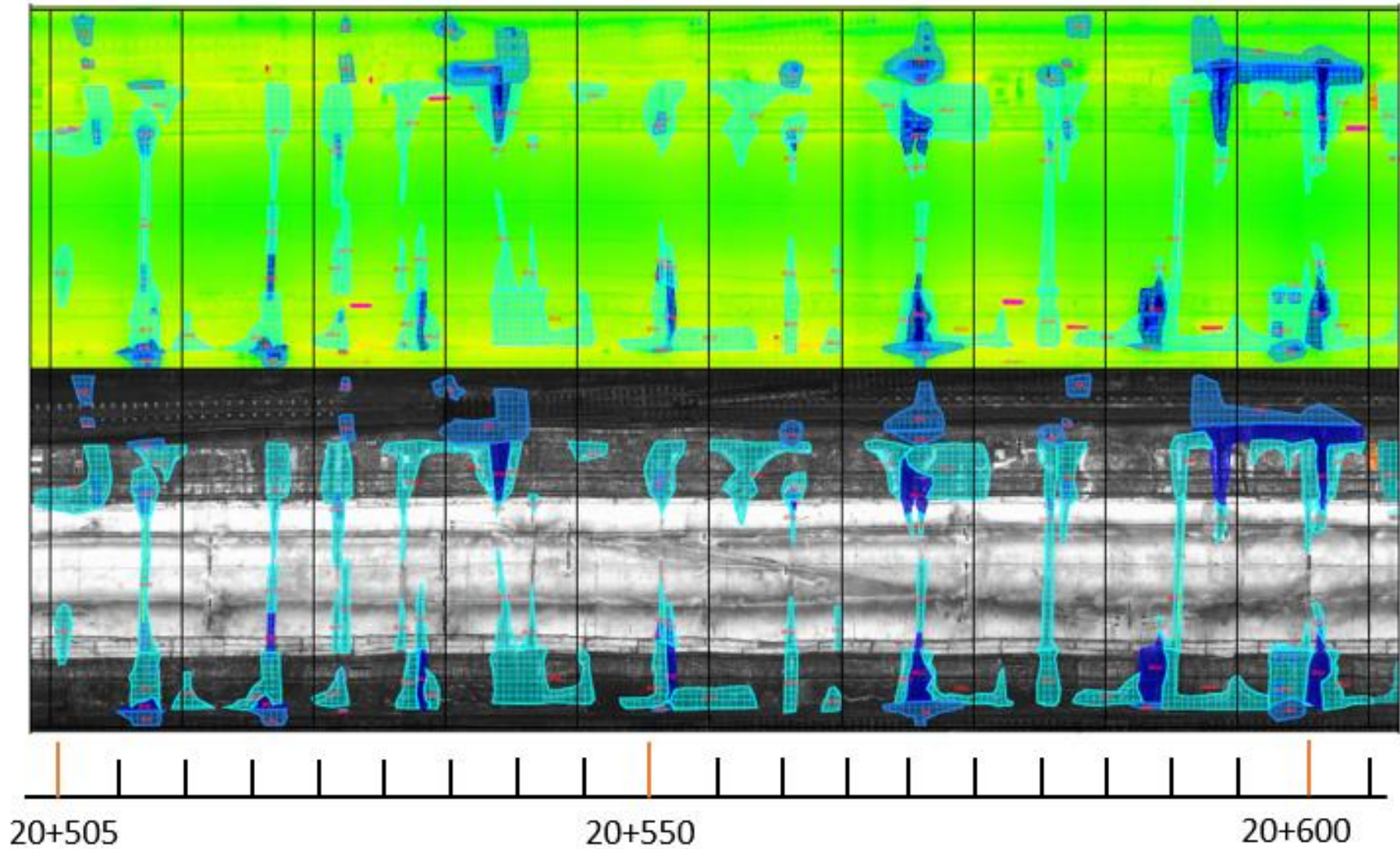


Fig. 149 Resultados proporcionados por el láser escáner y la termografía PP.KK. 20+505 a 20+605. Fuente: FGV

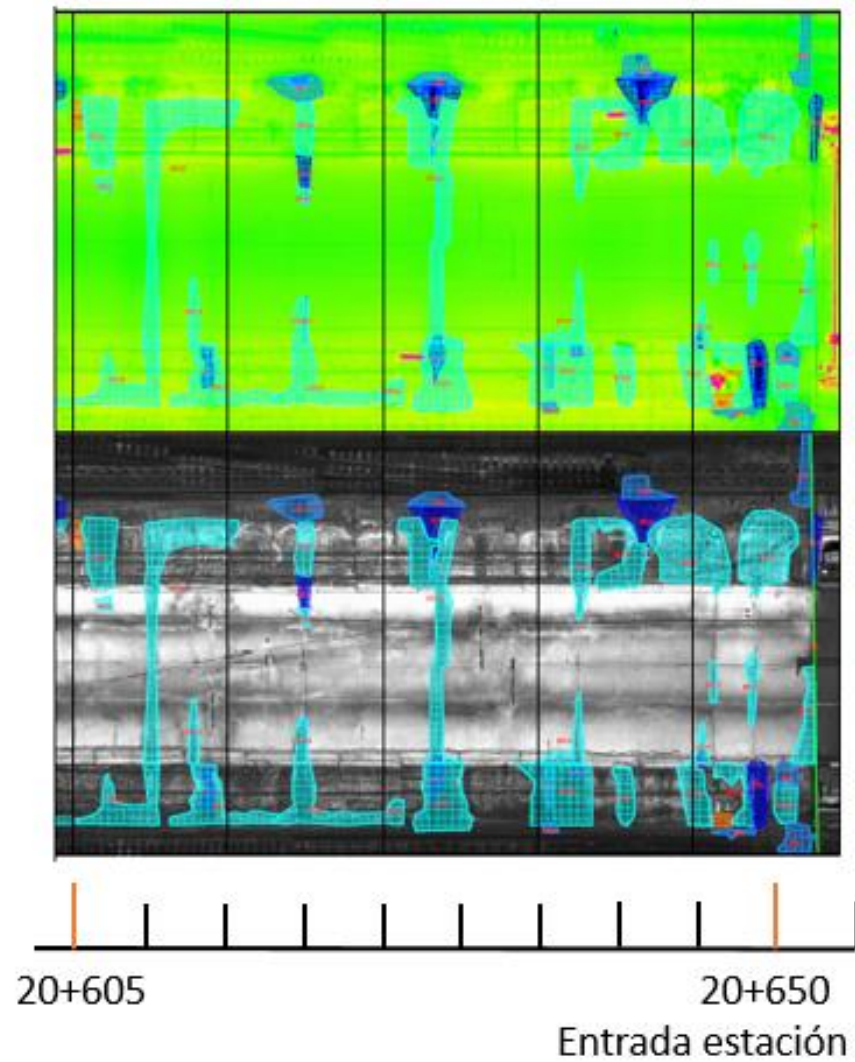


Fig. 150 Resultados proporcionados por el láser escáner y la termografía PP.KK. 20+605 a 20+653. Fuente: FGV

#### 4.5 Patologías aparecidas en el georradar

Entre los PP.KK. 20+215 – 20+525, se aprecia una anomalía bajo la vía en placa que no es puntual, sino que aparece a lo largo de un tramo de 300m en ambas vías.

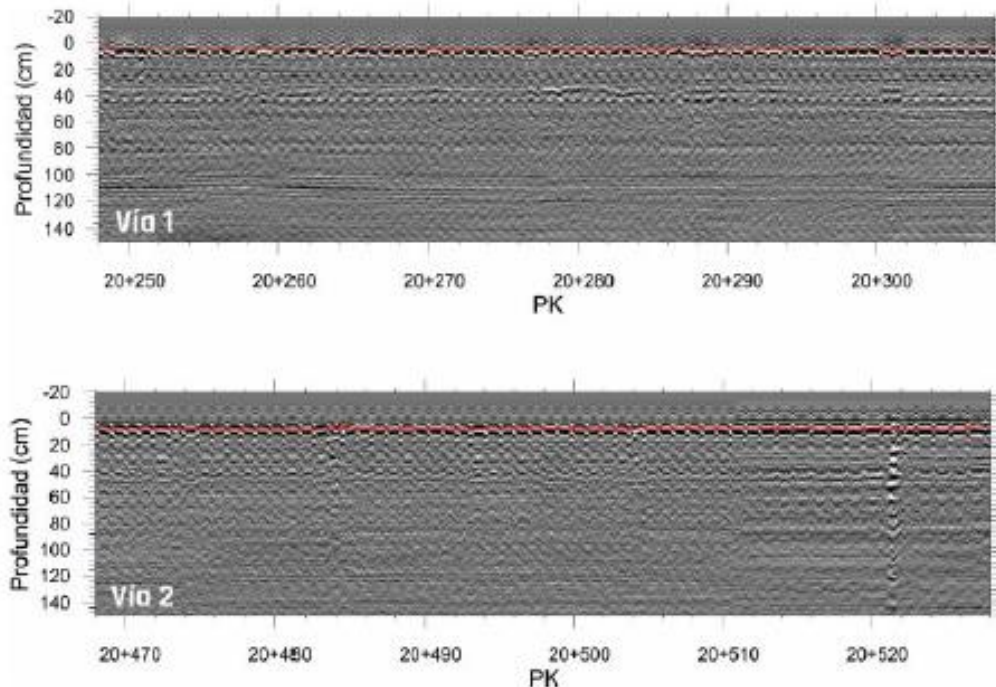


Fig. 151 Presencia de anomalías visualizada por el georradar. Fuente: FGV

Como se puede observar en la imagen superior, en esos 300m en ambas vías existe a 40cm de la superficie de la plataforma de vía (representado en rojo) aparece una pequeña discontinuidad en las ondas reflejadas por el aparato, lo cual podría deberse a una concentración de agua bajo la losa. Esta variación en la onda representa que no existe únicamente hormigón en la losa, sino que hay algún elemento de conductividades diferentes alterando el material, seguramente acumulación de agua o humedades en la base de la losa como se ha comentado.

En el P.K. 20+350, la zona presenta agua a cota 0 de la plataforma de la vía procedentes de las infiltraciones de agua por las juntas.

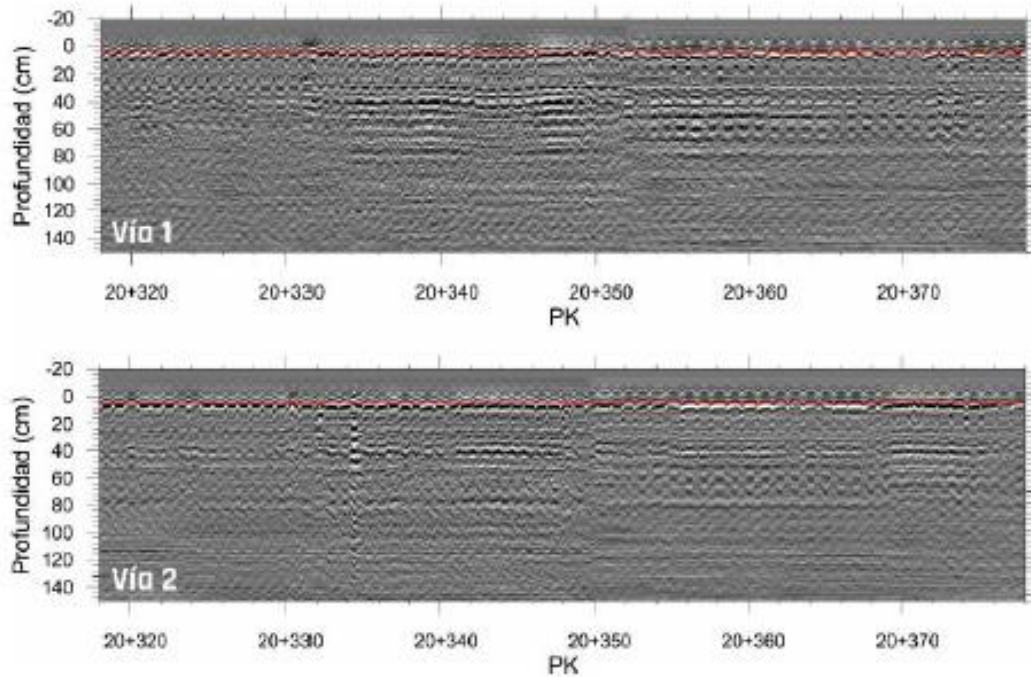


Fig. 152 Anomalías en superficie detectadas por e georradar. Fuente: FGV

Se puede apreciar en figura anterior como la línea en rojo describe una alteración en la continuidad del material analizado. Esto es debido a la presencia de agua en superficie.

Se observa bien cómo se producen unas ondas longitudinales de mayor amplitud y que se encuentran para profundidades entre 0 y 60cm (20+340 – 20+360 vía 1), estas que están presentes en la vía 1 con una mayor amplitud que las de la vía 2, representan la probablemente la acumulación de agua o de humedad en la base de la losa.

Toda esta zona de 25m de longitud, presenta una estructura por la forma de la onda longitudinal parecida a la que hay en superficie (vía 1), para la vía 2 las anomalías percibidas en cuanto a presencia de agua se refieren, no son tan grandes ya que se ve como la amplitud de la onda no es tan característica como la de la vía 1. La presencia de agua en la losa representa un índice de alteración del hormigón (IAH) bajo. Un hormigón sano y sin fisuras presenta valores del IAH muy bajos, mientras que uno alterado, con fisuras y húmedas presenta valores elevados.

## 5.5 Resultados

Como se ha comentado en apartados anteriores, el tramo de túnel fue construido con el método de excavación entre pantallas o Cut&Cover, en donde primeramente se ejecutaban las pantallas y posteriormente se excavaba el túnel y se construía la bóveda y la contrabóveda, por último, se rellenaba de tierras la parte superior de la bóveda.

La mayor afección externa a la estructura del túnel viene provocada por la presencia de agua en numerosos puntos del tramo debido al elevado nivel que alcanza el nivel freático. Al estar el trasdós de la estructura completamente anegado, el agua intenta filtrarse debido a la presión hidrostática que ejerce sobre las pantallas entrando por los puntos vulnerables como pueden ser juntas, fisuras y planos de contacto entre capas. Una estructura en la que el subtramo de túnel consta de una sucesión de estructuras de hormigón unido a través de juntas, si además se le añade la escasez de mantenimiento al tener que tratar todos los kilómetros de la red de túnel de metro, favorece el avance de las patologías y la degradación de los materiales.

Aunque se haya visto en capítulos anteriores que la presencia de afloramientos hídricos es real en varios puntos del subtramo analizado, a día de hoy, los daños que se aprecian no comprometen la capacidad estructural del túnel, pero sí que comprometen la durabilidad de los materiales.

El agua se filtra a través de las juntas entre pantallas y hace que las armaduras que oxiden, provocando que aumenten el volumen de estas y rompan el recubrimiento de hormigón, lo que hace que las armaduras no solo se han oxidado por la infiltración de agua y pierda la resistencia para la que fue diseñada, sino que además son más vulnerables a los agentes externos al carecer de recubrimiento y estar más expuestas.

Otra de las patologías apreciadas en menor medida y de forma puntual en el subtramo analizado y que no tienen relación con el agua, sino con la construcción del túnel, es la escasez de recubrimiento. La inexistencia o la escasez de recubrimiento hace que las armaduras queden vulnerables frente a los agentes externos, y si existen zonas húmedas provocará que se oxiden estas y que exista una pérdida acelerada de la resistencia característica de este material. Con la oxidación, se pueden producir tensiones en el hormigón hasta llegar a producir su descarriado, dejando así sin protección el acero y dejándolo a merced de los fenómenos externos.

En cuanto a las afecciones sobre la plataforma, se ha observado que con el georradar han aparecido una serie de tramos en donde existe agua que se ha infiltrado por debajo de la plataforma en contacto con la contrabóveda. La presencia de agua es debido como ocurre en los afloramientos en los hastiales, a grietas, fracturas coqueras y huecos en la plataforma del hormigón. Cuando el láser escáner ha detectado la presencia de agua en la superficie de la plataforma, suele existir también agua o humedad a 40cm de profundidad, quedando constancia de que el agua en superficie se filtra de una u otra manera a las capas intermedias entre la plataforma y la contrabóveda.

Puede existir el caso en el que la acumulación de aguas venga determinada por un mal funcionamiento de la capacidad de desagüe de la cuneta de drenaje, en donde en plataformas de hormigón es fácil de sanear ya que con una simple limpieza se asegura el correcto drenaje de las aguas infiltradas.



### 5.5.1 Propuestas de mitigación recomendadas

En el caso de las patologías relacionadas con el agua, al tratarse de problemas en las juntas, grietas, etc., para evitar que se pierda la capacidad portante en exceso será necesario frenar el paso del agua que se infiltra hacia los elementos estructurales.

Como se trata de una estructura soterrada, el tratamiento de las patologías deberá hacerse desde el interior del túnel con corte de tensión y con maquinaria especializada que permita llegar al lugar de las juntas de forma fácil y cómoda. Las actuaciones mitigadoras pueden ser directas (canalizando el agua con canaletas) o indirectas (con una masilla especial que con el contacto con el agua se expande y tapona).

Sería recomendable, en las pantallas donde se encuentren cerca de la cota de la calle, poderlas tratar en superficie, no solo por mayor comodidad sino también para averiguar de forma real el estado de las pantallas y poder colocar una malla geotextil impermeable que reduzca la cantidad de agua infiltrada, mejorando la durabilidad de la estructura, lo cual reduce los costes de mantenimiento a largo plazo y alarga su vida útil. Esta solución sería la más idónea pero los costes también son excesivos.

Para racionalizar los costes de tratamiento, se va a proceder a aplicar técnicas con mortero bi-componente en las entradas con poca agua para permitir su sellado y el tratamiento de las zonas con humedades y eflorescencias. También en las zonas con escasez de recubrimiento. En los lugares donde aparezcan afloramientos hídricos, como el sellado es complicado y costoso se va a optar por canalizar el agua a través de lamas de PRFV hacia la cuneta de pie.

Se va a realizar una serie de recomendaciones a realizar para cada uno de las patologías encontradas. Se puede dividir en:

- ✓ Reparación estructural del hormigón
- ✓ Sellado de juntas
- ✓ Reconstrucción y sellado de juntas entre pantallas
- ✓ Tratamiento por humedades en el trasdós de la pantalla (eflorescencias)
- ✓ Tratamiento de estampidores frente corrosión
- ✓ Tratamiento de la plataforma de hormigón
- ✓ Tratamiento de los afloramientos hídricos con lamas de PRFV

#### 5.5.1.1 Reparación estructural del hormigón

Para la reparación del hormigón degradado, lo primero se deberá en cualquier caso es realizar es la limpieza de la superficie a tratar a con chorro de agua a presión, con el fin de eliminar suciedades, ennegrecidos y cualquier elemento existente en la superficie. Las fases de reparación son las siguientes:

28. Limpieza de la superficie de reparación con chorro de agua a presión.
29. El chorreo de agua a presión deberá alcanzar las zonas en las que se vea que la superficie a tratar no está afectada y que el hormigón esté sano y sea competente. También que se vean las armaduras, ya que se debe comprobar el estado de las armaduras interiores.
30. Las armaduras que se encuentren en muy mal estado, se deberán cortar y restituir por otras asegurando que se transmitan los esfuerzos. Las que se encuentren en un estado deteriorado, se le pueden aplicar una capa de tratamiento para que recuperen su funcionalidad con resina epoxi.
31. A las armaduras saneadas, se les aplicarán un pasivador y una capa de protección frente al óxido a través de un mortero cementoso que tenga la característica de ser anticorrosivo.
32. Una vez saneadas las armaduras del interior del hormigón, se deberá reconstruir el volumen que se había retirado para sanear el terreno, con un mortero de hormigón tixotrópico que tenga la característica de ser resistente a sulfatos y sea fibroreforzado, para garantizar la continuidad en los esfuerzos de la superficie tratada.



Fig. 153 Aplicación mortero de reparación tixotrópico. Fuente: [www.drizoro.es](http://www.drizoro.es)

33. En el caso de que con la superficie tratada aparezca la presencia de agua o zonas de humedades, se deberá tratar previamente con un mortero especial de fraguado y de endurecimiento rápido que permita taponar la vía de agua. También podría utilizarse algún material que sea expansivo y que haga la función de taponar y evitar que circule el agua.

Para la reparación de fisuras, en este apartado trataremos las fisuras que no hayan alcanzado la armadura y las que, a largo plazo, debido al esfuerzo que se generan en la estructura o debido a la degradación pueden llegar a alcanzarlas. Las fases serías parecidas a las anteriores:

34. Limpieza y saneo de la fisura

35. Perforación con taladros y colocación de los inyectores de manera inclinada con respecto a la fisura para añadir la resina y el mortero de protección.
36. Sellado en superficie de la fisura para evitar fugas del mortero o de la resina aplicada.
37. Inyección de resina epoxi en la fisura para fisuras secas o resina epoxi especial para fisuras húmedas.
38. Una vez inyectadas las resinas de protección, se ejecutará una capa superficial de protección sobre la fisura rellenada que sea impermeable, para evitar o retrasa la entrada de agentes externos en el futuro.

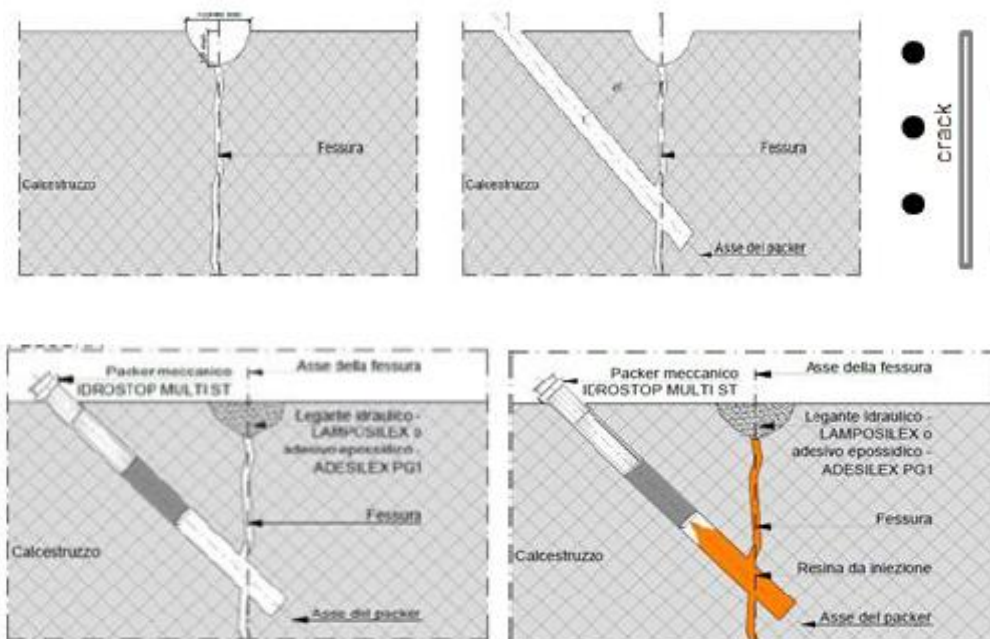


Fig. 154 Proceso de reparación de fisuras. Fuente: FGV

#### 5.5.1.2 Sellado de las juntas

En estas juntas el agua infiltrada no puede considerarse como afloramiento. El tratamiento para realizar el sellado de las juntas entre el hormigón y así evitar la entrada de agua en el túnel es la siguiente:

39. Tratamiento de la zona a reparar, limpiándola previamente eliminando todas las patologías existentes relacionadas con el agua, ya sean eflorescencias, humedades, degradación del material, etc. con el fin de tener una superficie saneada.



40. Colocación del fondo de junta para que a la hora de colocar el sellador no traspase hasta el fondo de la junta. Puntualizar que el diámetro del fondo de junta deberá ser un 20-30% mayor que el ancho de junta. Puede utilizarse espuma de polietileno que sea expansiva y tape todos los huecos.
41. Colocación del mortero de fraguado rápido rellenando toda la junta hasta la superficie y colocación de inyectores para rellenar la junta por debajo del fondo de junta.
42. A través de un tubo colocado a través del fondo de junta, inyección de una resina bi-componente especial capaz de taponar desde la raíz y que funcione con agua.
43. Finalmente, sellado de impermeabilidad en la parte superficial de la junta, con un mortero impermeable bi-componente que sea resistente al agua y a las presiones de estas que puedan ejercerse.

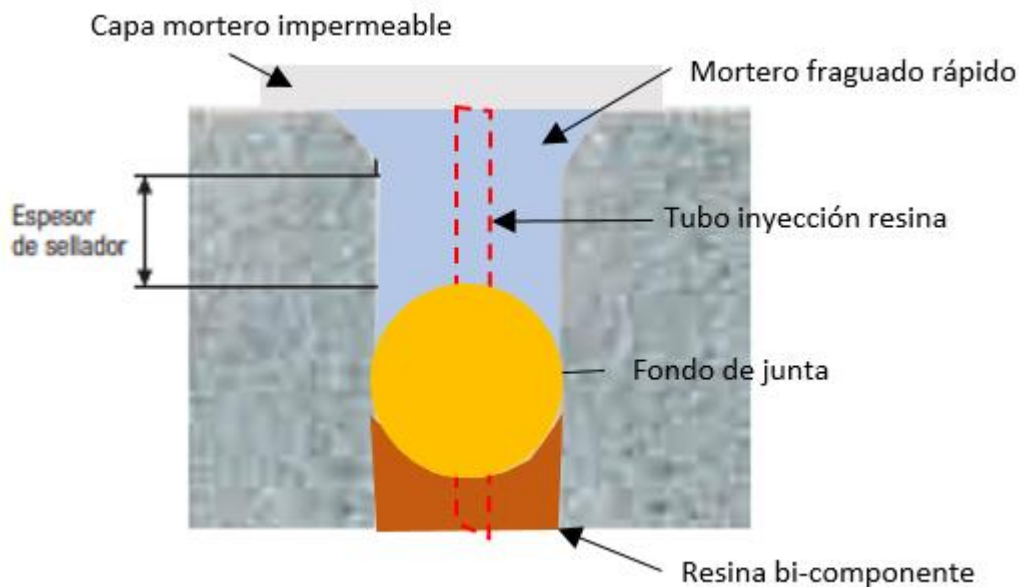


Fig. 155 Detalle disposición y proceso aplicación materiales sellado junta. Fuente: Elaboración propia

#### 5.5.1.3 Reconstrucción y sellado de juntas entre pantallas

En el caso de que las juntas se encuentren en las pantallas, se requiere una mayor impermeabilización ya que el efecto del empuje hidrostático ejerce una mayor fuerza y deteriora más el sellado que en otro tipo de juntas. El proceso de tratamiento consistirá en lo siguiente:

44. Primeramente y como siempre, saneo de la superficie a tratar. En este caso se optará por un tratamiento de agua a presión, pero con demolición del recubrimiento de hormigón en mal estado (hidro-demolición) hasta que se encuentre sana la junta.

45. Colocación de inyectores para suministrar resina que haga de tapón impermeabilizante ante cualquier afloramiento de agua.
46. Inyección de la resina bi-componente resistente de fraguado ultra rápido con una consistencia fluida para que haga de tapón en la junta frente al afloramiento de agua y que sea sobre todo resistente al agua. Permitirá consolidar la junta de agua e impermeabilizarla.
47. Colocar junta de madera a modo de encofrado para que cuando rellenemos de mortero se recupere el volumen de hormigón que se había saneado.
48. Si es necesario, colocar armaduras para que hagan efecto solidario de transmisión de cargas entre bloques de hormigón las cuales vendrán embebidas sobre una resina viniléster.
49. Rellenado de la junta hasta la superficie hasta el tapón de junta realizado por la resina bi-componente con un mortero tixotrópico.
50. Una vez endurecido el mortero, retirar el encofrado de madera y tratar la capa superficial con un mortero impermeable bi-componente que sea resistente al agua y a las presiones de estas que puedan ejercerse, como ocurría en el apartado de "sellado de las juntas".

#### 5.5.1.4 Tratamiento por humedades en el trasdós de las pantallas (eflorescencias)

Los trabajos de tratamiento en el trasdós de la estructura de hormigón consistirán en lo siguiente:

51. Inyección de una resina de poliuretano en la junta existente entre la pantalla y la losa de hormigón
52. Perforación y colocación del tubo de inyección de resina (packer)
53. Realización de las inyecciones en el trasdós del muro pantalla a través de packer con una resina de baja viscosidad que sea resistente al agua y que haga de tapón frente al paso de esta, generando así una junta impermeable.
54. Con las inyecciones realizadas en el trasdós, ahora se puede chorrear el soporte de hormigón con agua a alta presión, dejando saneada la zona. Posteriormente, con la colocación de medias cañas se permitirán cambios bruscos ocasionados por la tensión interna y tratar a continuación la superficie saneada con un mortero impermeable.



#### 5.5.1.5 Protección estampidores frente corrosión

Para los materiales metálicos como son los estampidores que se encuentran al inicio de la salida de la estación de Jesús, el procedimiento de reparación será el siguiente:

55. Lavado con agua a presión de la superficie oxidada y contaminada para sanearla.
56. Lavado a presión con chorro de arena para acabar de sanear en su totalidad la estructura metálica.
57. Limpieza con aire a presión para quitar los granos de arena que pueden haberse quedado embebidos en los estampidores. Para recogida de los residuos de arena que se puedan generar sobre la plataforma, se deberá disponer de un medio que recoja la arena que ha sido proyectada con el fin de atascar de arena las cunetas de drenaje en los laterales de la vía ni los sumideros donde se acumula el agua, pudiendo producirse una obstrucción.
58. Para la protección de la superficie metálica, primeramente, se tendrá que chorrear con una capa de imprimación epoxi con cierto espesor para que no se vea afectada a largo plazo la estructura interna y con ello la capacidad portante.
59. Por último y como capa superficial, una capa epoxi especial que sea resistente a la inmersión y proteja en primera instancia de los agentes externos, sobre todo de los relacionados con el agua y la humedad.

#### 5.5.1.6 Reparación de las zonas de escasez de recubrimiento de hormigón

La reparación se realizará en las zonas donde existe un escaso recubrimiento de hormigón que proteja las armaduras. Las fases en las que consta el tratamiento son similares a las usadas en tratamientos anteriores para el relleno del volumen que se había saneado. Son las siguientes:

60. Saneo primario de la superficie exterior con chorro de agua a presión
61. Saneo consistente con hidro-demolición hasta alcanzar una sección sana y competente para tratar.
62. Rociar con hormigón proyectado la parte previamente saneada hasta alcanzar un recubrimiento mínimo de 3cm desde la cara superficial de la armadura, protegiendo así la armadura de los agentes externos. Se puede de forma opcional, colocar fibras junto con la armadura para que quede el hormigón solidarizado.



#### 5.5.1.7 Tratamiento de la plataforma de hormigón

Las zonas más críticas donde se acumula agua bajo la plataforma de la vía de hormigón, se deberán tratar de la siguiente manera:

63. Ejecución de taladros verticales en las zonas afectadas, generando una perforación que alcance al menos la profundidad donde está en contacto la solera de la losa y la capa sobre la que se apoya. Posteriormente colocar los inyectores por donde se meterán las espumas de sellado.
64. Inyección a través de los inyectores de las espumas expansivas las cuales permitirán generar un tapón del recinto a tratar.
65. Inyección de la lechada de mortero por la perforación central con una presión algo mayor que la presión de agua para que genere la expulsión del agua a través de las perforaciones laterales en la losa, pero sin ser muy elevada para no levantar la base de la losa. Realizar este proceso en sincronización con las perforaciones transversales tratadas anteriormente y proseguir en el siguiente punto a tratar. Deberá realizarse a lo largo del tramo a tratar con presencia de agua bajo la losa.

#### 5.5.1.8 Tratamiento de los afloramientos hídricos con lamas de PRFV

Como se ha hecho en situaciones anteriores en este tramo, con la aparición de afloramientos o juntas con agua, se ha realizado la construcción de una canaleta que vierte aguas directamente a la cuneta. Ya puede servir para el caso de aparición tanto en agua como en los hastiales de las juntas del túnel, sobre todo, o en algún sitio puntual de aparición de agua. Con este método lo que se hace es reconducir el agua infiltrada hacia los sumideros construidos en los puntos bajos del túnel, dispuestos de bombas para trasladar el agua a la superficie. Con este método tenemos dos ventajas principales:

66. Versatilidad: La colocación de las lamas de PRFV tipo cazoletas (para juntas con poca abertura) y tipo machihembradas (afloramientos), que se pueden unir unos con otros generando una canaleta de recogida de aguas, son fáciles de montar, y no es necesario un operario especializado para su instalación. En caso de rotura o mantenimiento, el PRFV es fácilmente suministrable para un remplazo puntual.
67. Economía: El PRFV es mucho más económico que las opciones de inyección de resinas bi-componentes + mortero para el tratamiento de juntas con agua. Mucho mayor ahorro si se prioriza la parte económica.

Aunque es una buena solución la de las lamas de PRFV, el objetivo es minimizar las entradas de agua en el túnel por las juntas, por lo tanto, aunque los tratamientos de resinas y morteros sean más caros, a largo plazo en teoría nos evitarán filtraciones.



Sin embargo, es imposible que no entre ninguna gota de agua. La presión que ejerce el agua finalmente tiende por deteriorar la resina y acaba entrando. Se ha comprobado en otras situaciones similares en otros metros del mundo que la solución de instalar lamas de PRFV es la mejor para hacer frente a los problemas de entrada de agua. Es como un queso gruyere, tapas un agujero, pero sale por el otro. Este ejemplo es interesante, ya que lo que se puede hacer es combinar un tratamiento de resinas y mortero para taponar las juntas con poca presencia de agua y tratar las humedades y las eflorescencias, y los lugares con una entrada de agua importante, canalizarlas con las lamas de PRFV tipo cazoletas o machihembradas, reduciendo costes y siendo más realistas a largo plazo.

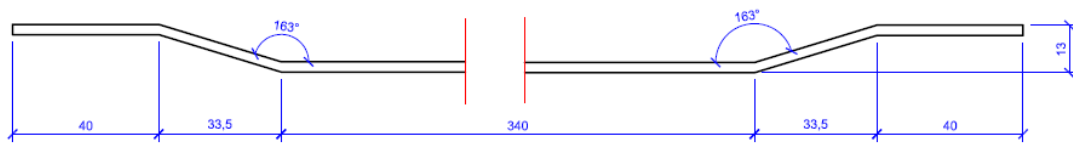


Fig. 156 Lama P.R.F.V. tipo cazoleta. Fuente: Tecnalia

El elemento de la imagen superior es una cazoleta de recogida de aguas existente en el mercado para recogida de agua especial para túneles, la cual dispone de un velo superficial para mejorar el acabado e incrementar la permeabilidad y resistente al fuego. Al tener esta disposición sería ideal para la recogida de aguas en las juntas de hormigón donde existiera una ligera presencia de agua. En las zonas donde las presencias de agua son importantes, se debe colocar lamas machihembradas que abarcan más área de recogida de agua (Fig. 157), ya que, en las juntas, el área de recogida de aguas es de 49cm (Fig. 156)

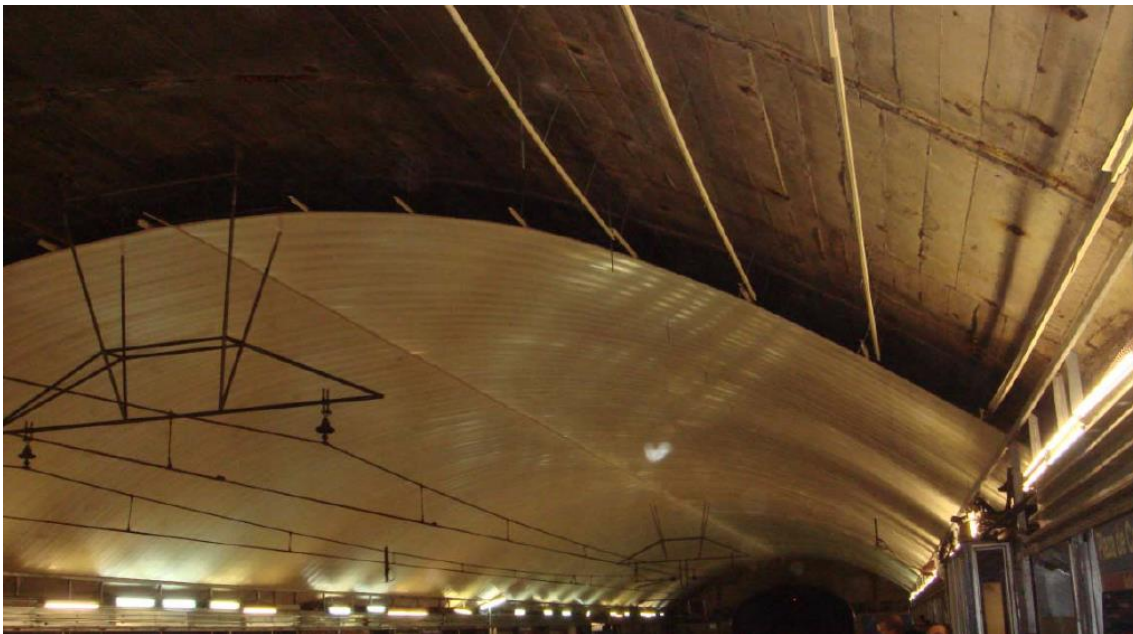


Fig. 157 Ejemplos de disposición de cazoletas machihembradas para estaciones. Fuente: Tecnalia

#### 5.5.1.9 Medios auxiliares

Aunque se tiene claro la forma de tratar cada una de las patologías en el subtramo de túnel, a la hora de transportar los equipos para el tratamiento no será tan fácil. Por una parte, nos encontramos en un ambiente cerrado, donde la movilidad está limitada y sobre todo porque existirán zonas donde la estructura ferroviaria o la fibra condicionará los rendimientos en las actuaciones. Por otro lado, y más importante como debe realizarse la actuación.

Está claro que ante una situación inminente de derrumbe de la estructura debería cortarse la línea, pero como no es el caso, se deberá trabajar en la banda de mantenimiento con unos rendimientos efectivos de 3h30, entre las 00:30h y las 04:00h aproximadamente cuando pasa el último tren y el primero del día siguiente, por tanto, los medios auxiliares deben ser tales que permitan minimizar la pérdida de tiempo para empezar los trabajos.

La utilización de andamios serían una opción poco rentable por el tiempo de montaje y la seguridad de estabilidad que conlleva, por ello se recomienda que sean cortes parciales con cortes de tensión cuando proceda donde se pueda hacer uso de la plataforma no solo para albergar el material a utilizar día tras día sin descargar nada de la plataforma, la cual existe en los talleres de FGV, y en donde se puedan montar grúas con brazo articulado o plataforma de tijera sobre la propia plataforma.

#### 5.5.2 Valoración económica

La valoración económica se ha desarrollado según la solución más óptima que se va a adoptar. Aunque las medidas de contención de las filtraciones de agua a través de morteros bi-componente en las juntas es la ideal, a día de hoy FGV no puede permitirse un gasto de dinero tan elevado como este.

Se sabe por una parte que existe una solución alternativa más versátil y que se ha utilizado en otros metros de España, la cual se podría realizar en la banda de mantenimiento sin realizar un corte total en la línea, siendo más económica y viable para no cortar el tráfico de pasajeros en la línea, y, por otra parte, que la prioridad en los próximos años de destinar dinero en la futura línea L10.

Teniendo en cuenta lo anterior, se va a realizar un presupuesto aproximado de lo que podría costar una primera intervención canalizando las filtraciones con lama de PRFV tipo cazoleta en las juntas de hormigonado y lama machihembrada en los afloramientos de agua en los hastiales. Con la ayuda de lo arrojado por el láser escáner, se van a establecer las juntas de hormigonado que deben de ser canalizadas mediante la mencionada lama adosada a los hastiales desaguando directamente a la cuneta de pie que por gravedad llevará el agua al sumidero.





Esta irá sujeta con la tornillería de HILTI de  $d_0 = 8\text{mm}$  sobre el hormigón de la bóveda. Consta de las siguientes fases:

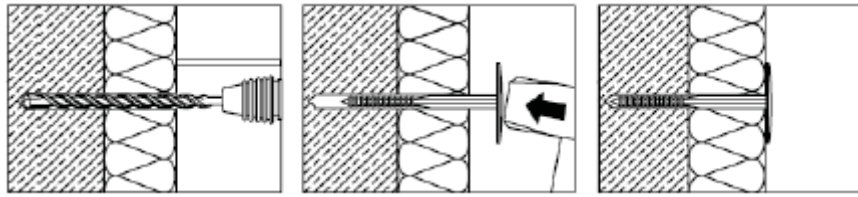


Fig. 160 Secuencia de instalación de elemento de sujeción. Fuente: Hilti

Por otro lado, tendremos la lama machihembrada que se utilizará en los hastiales debido a que el área de filtración no es puntual/lineal, entonces sale más rentable colocar lamas machihembradas, como sucederá en los afloramientos de agua aparecidos en los hastiales. Esta, irá machihembrada una con otra hasta donde existan filtraciones o fisuras por donde pueda penetrar el agua en el túnel, es aquí donde el láser escáner aporta con exactitud la longitud necesaria a disponer en los puntos con presencia de agua y así poder ejecutar un cálculo aproximado del precio que va a costar la canalización de las aguas con la lama machihembrada

En cuanto a los andamios, podrán ser con apoyos normales o con diplorys para apoyar sobre el carril. La secuencia de actuación será primero actuar en una vía abarcando desde el hastial hasta la clave de la bóveda y posteriormente trasladar el andamio a la otra vía y actuar en el otro lado. Los rendimientos durante la banda de mantenimiento (que es la que se va a utilizar ya que no se va a cerrar al tráfico ferroviario al no existir riesgo de desprendimiento de la bóveda) suelen ser de 1-2 juntas tratadas por andamio con un oficial de 1ª y dos oficiales de 2ª. Aquí se pueden jugar con los equipos y los andamios en función de la prisa por finalizar el trabajo y los kilómetros de vía a realizar. En este caso, con una brigada sería suficiente al menos para tratar este subtramo de túnel de casi 600 metros.

Como se ha comentado, para el caso del subtramo a tratar entre las dos estaciones más deterioradas de la línea 1, el acopio de materiales y de los elementos de trabajo como pueden ser los andamios, se pueden colocar al final del andén más cercano, vallándolo para evitar el acceso de personal no autorizado.

Toda esta está evaluada en **99,3€/m<sup>2</sup> la lama de PRFV tipo cazoleta y en 110,82€/m<sup>2</sup> la lama machihembrada**. Estos presupuestos corresponden al presupuesto de ejecución material (PEM).



Las medidas de actuación van a consistir en lo siguiente:

- Colocación de lama tipo cazoleta de 470mm en cada una de las juntas de hormigonado existentes en las que se observen síntomas de tener una mínima presencia de agua (desde eflorescencias hasta afloramientos), desde la clave de la bóveda hasta la unión con las pantallas con un solape y continuando hasta abajo dejando 0,5m libres para las limpiezas en la cuneta de pie. Las juntas de hormigonado están dispuestas aproximadamente cada 10m.
- En los puntos en los que existen afloramientos de agua fuera del área de las juntas de hormigonado, por ejemplo, en la pantalla entre las juntas, se dispondrá de una lama de PRFV machihembrada, la cual proporciona versatilidad de instalación y mayor eficacia de recogida de aguas. Siempre que el área de la junta de hormigonado sea mayor de 0,4m de ancho, se deberá disponer de lámina de este tipo, ya que como se aprecia en la Fig. 156, el ancho de recogida de aguas es de 41 cm. Se deberá dejar libre 0,5m de altura desde la cuneta de pie para futuros mantenimiento de esta.

En las siguientes imágenes se va a enseñar cómo se van a distribuir por una parte las **lamas de PRFV tipo cazoleta de 470mm (en rojo)** y las **lamas de PRFV machihembradas (en naranja)**. Cada una hace la función de redistribuir las infiltraciones de agua hacia la cuneta de pie en los laterales de la plataforma de vía.



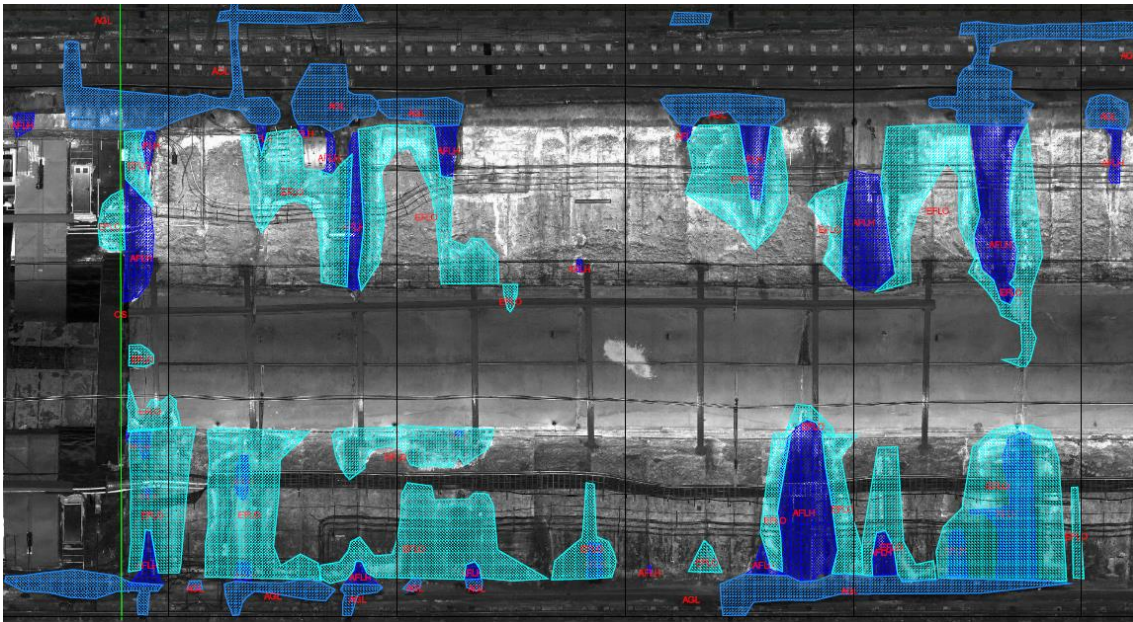


Fig. 161 Representación de los resultados de filtraciones por el láser escáner P.K. 20+108 – 20+155.  
Fuente: FGV

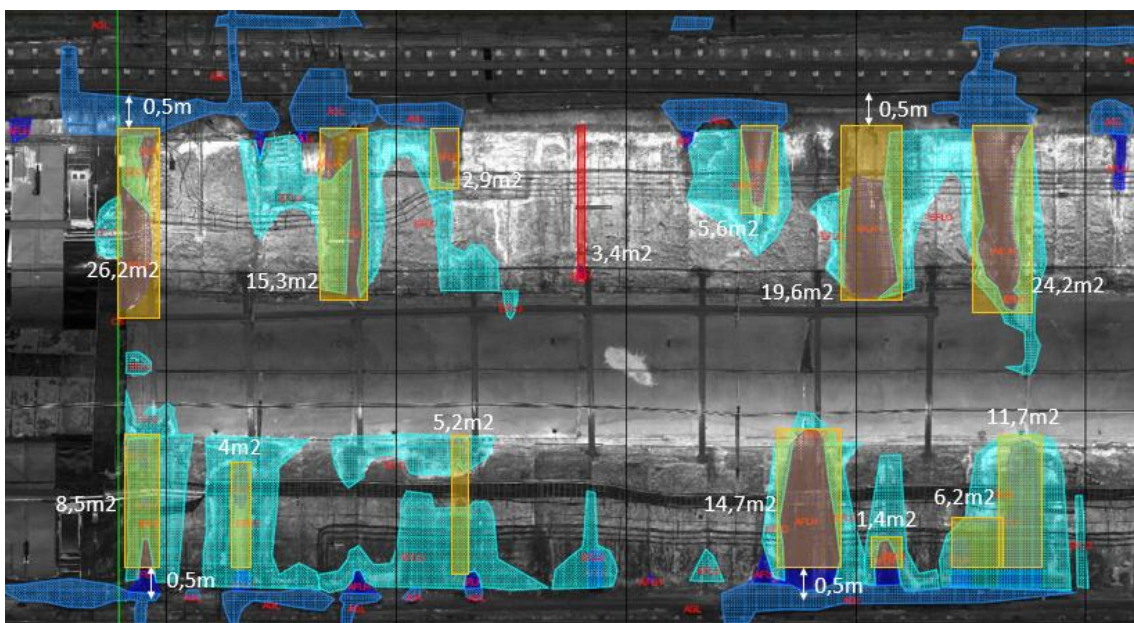


Fig. 162 Representación de las lamas tipo cazoleta y machihembradas sobre los resultados de las filtraciones P.K. 20+108 – 20+155. Fuente: Elaboración propia

Entre la salida de la estación de Jesús (línea verde que representa el cambio de sección de la estación al túnel en P.K. 20+115) y el P.K. 20+155 se observa la distribución de las lamas de PRFV de tipología de cazoleta y machihembradas. Gracias al precio aportado en el apartado anterior se obtiene lo siguiente:

$$\text{P.K. 20+115 – 20+155: } 3,4 \times 99,3\text{€} + (26,2 + 15,3 + 2,9 + 5,6 + 19,6 + 24,2 + 11,7 + 6,2 + 1,4 + 14,7 + 5,2 + 4 + 8,5) \times 110,82\text{€} = \mathbf{16.461,93\text{€}}$$

Se va a proceder a calcular los metros cuadrados de lamas de PRFV tipo cazoleta y machihembradas a lo largo de los 545m que tiene el túnel de largo.

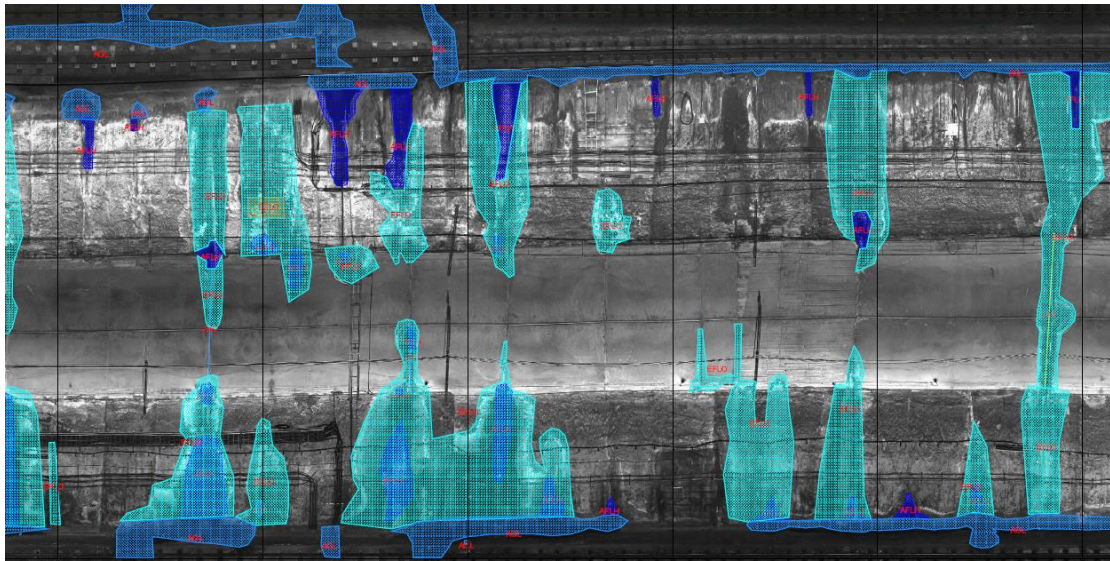


Fig. 163 Representación de los resultados de filtraciones por el láser escáner P.K. 20+155 - 20+205.  
Fuente: FGV

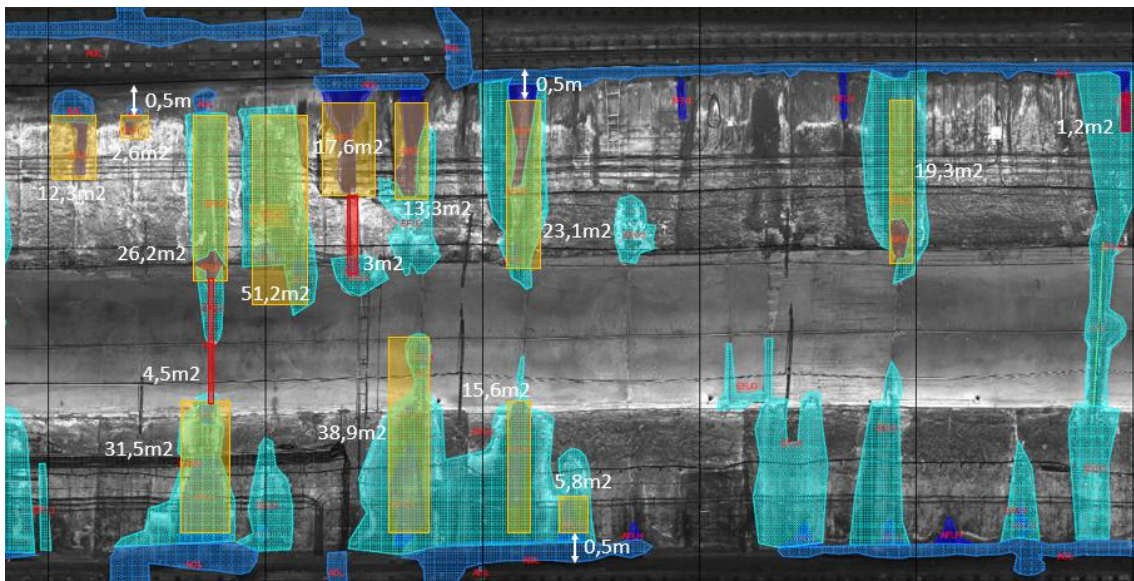


Fig. 164 Representación de las lamas tipo cazoleta y machihembradas sobre los resultados de las filtraciones P.K. 20+155 - 20+205. Fuente: Elaboración propia

**P.K. 20+155 - 20+205:**  $(4,5 + 3 + 1,2) \times 99,3\text{€} + (12,3 + 2,6 + 26,2 + 51,2 + 17,6 + 13,3 + 23,1 + 19,3 + 5,8 + 15,6 + 38,9 + 31,5) \times 110,82\text{€} = \mathbf{29.388,97\text{€}}$

En la imagen, se observa que, en la parte inferior derecha, los afloramientos hídricos están a menos de 1 metro desde la cota de la cuneta de recogida de aguas, por lo tanto, no se instalarán lamas de PRFV machihembradas en este tramo.

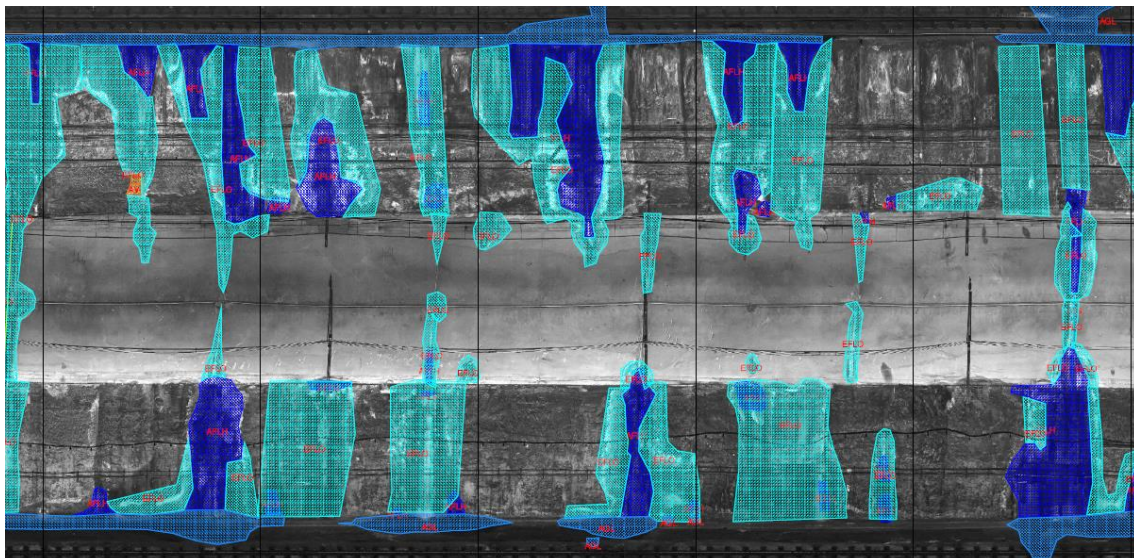


Fig. 165 Representación de los resultados de filtraciones por el láser escáner P.K. 20+205 – 20+255.  
Fuente: FGV

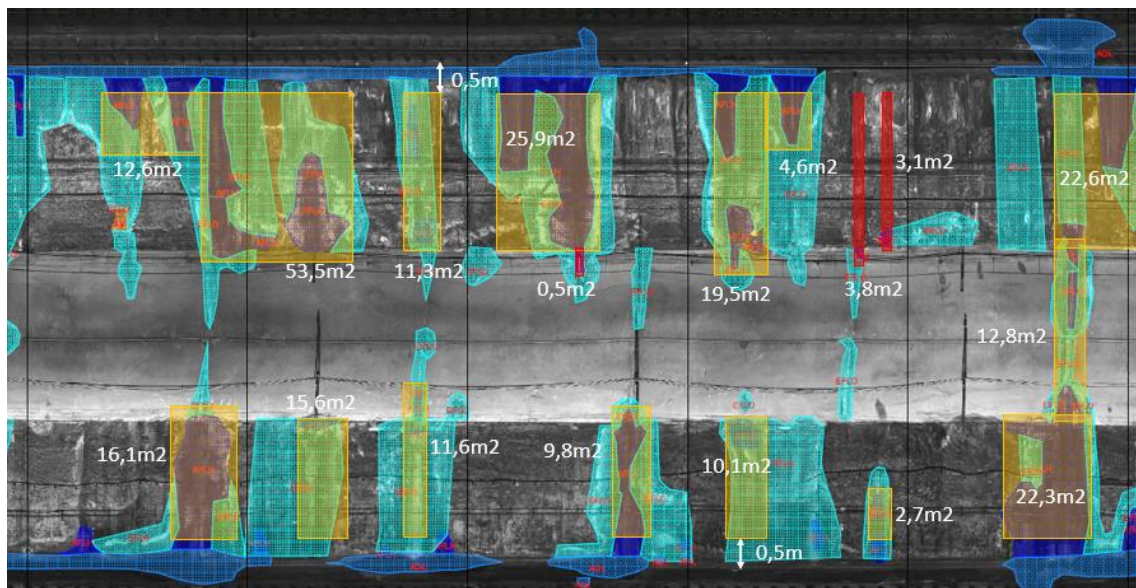


Fig. 166 Representación de las lamas tipo cazoleta y machihembradas sobre los resultados de las filtraciones P.K. 20+205 – 20+255. Fuente: Elaboración propia

$$\text{P.K. 20+205 - 20+255: } (3,8 + 3,1 + 0,5) \times 99,3\text{€} + (12,6 + 53,5 + 11,3 + 25,9 + 19,5 + 4,6 + 22,6 + 12,8 + 22,3 + 2,7 + 10,1 + 9,8 + 11,6 + 15,6 + 16,1) \times 110,82\text{€} = \mathbf{28.040,86\text{€}}$$

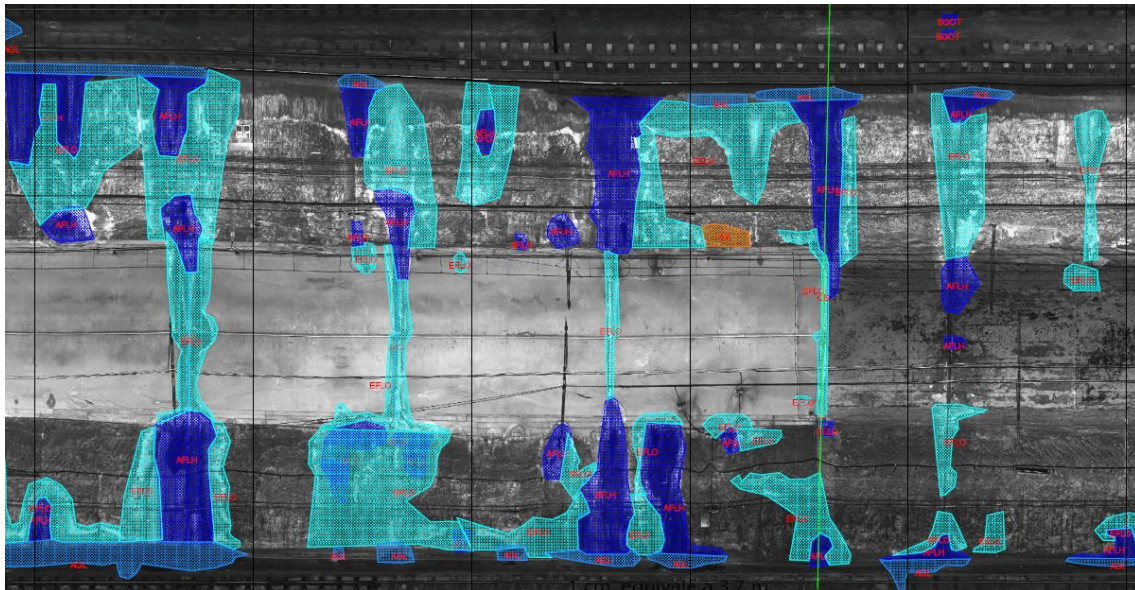


Fig. 167 Representación de los resultados de filtraciones por el láser escáner P.K. 20+255 – 20+305.  
Fuente: FGV

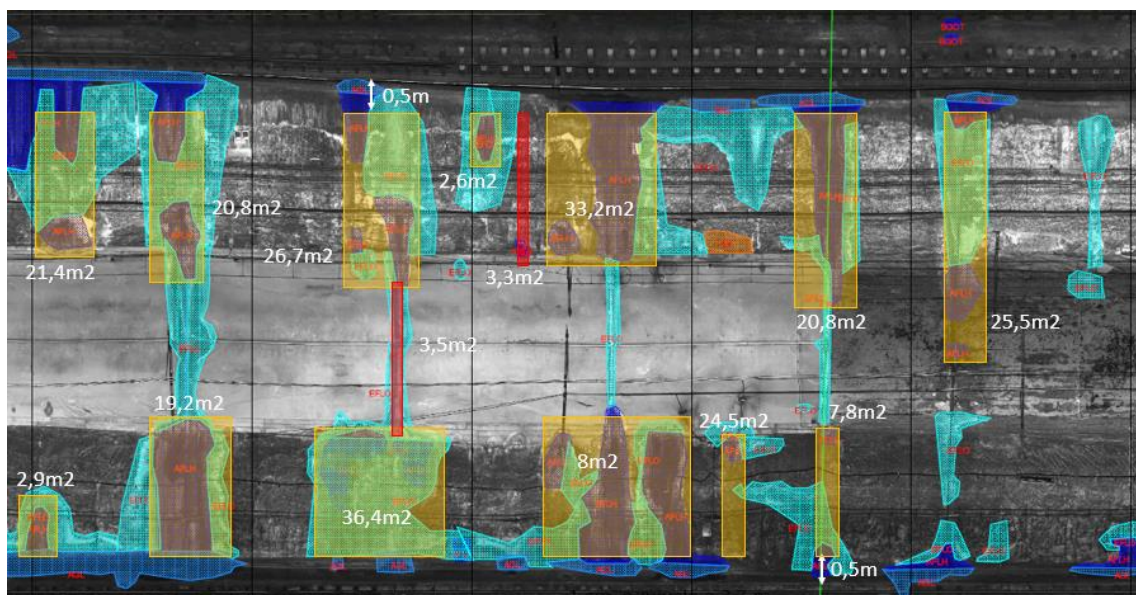


Fig. 168 Representación de las lamas tipo cazoleta y machihembradas sobre los resultados de las filtraciones P.K. 20+255 – 20+305. Fuente: Elaboración propia

**P.K. 20+255 - 20+305:**  $(3,5 + 3,3) \times 99,3€ + (21,4 + 20,8 + 26,7 + 2,6 + 33,2 + 20,8 + 25,5 + 2,9 + 19,2 + 36,4 + 8 + 24,5 + 7,8) \times 110,82€ = 28.358,07€$

Existe en el P.K. 20+285 según el láser escáner que un área donde la armadura está a la vista. Se debería realizar un saneo de limpieza y añadirle un mortero bi-componente de protección contra el agua previa colocación de la lama de PRFV machihembrada.

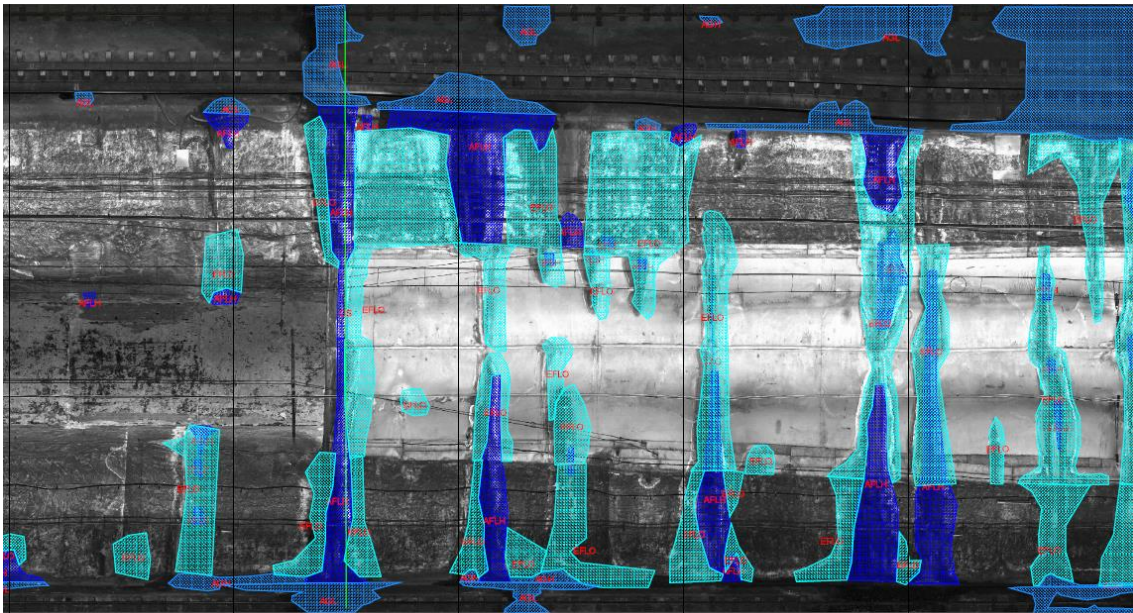


Fig. 169 Representación de los resultados de filtraciones por el láser escáner P.K. 20+305 - 20+355.  
Fuente: FGV

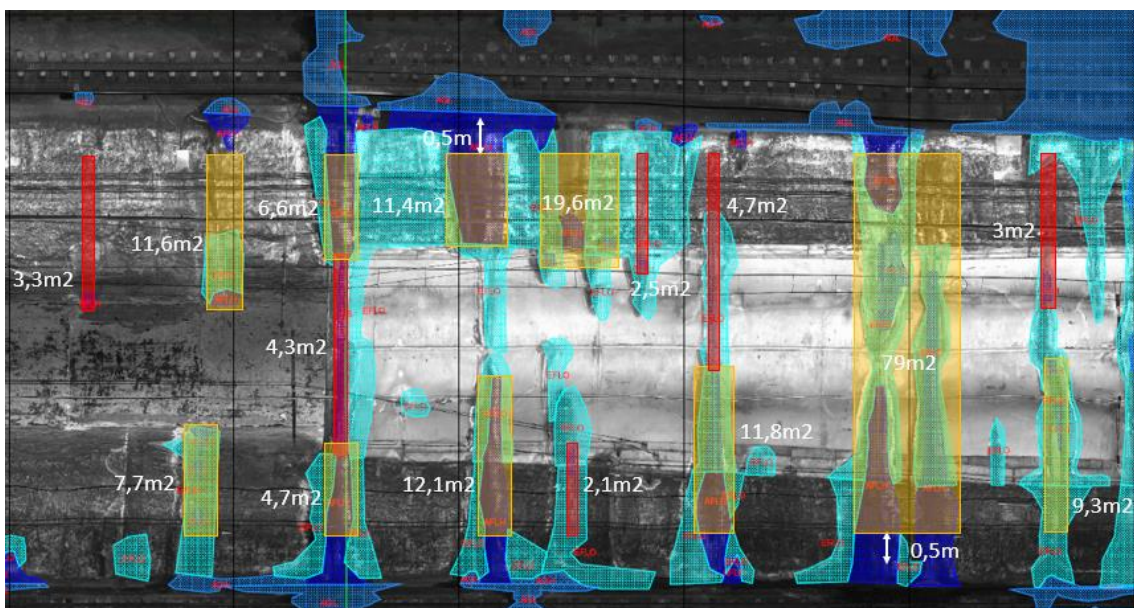


Fig. 170 Representación de las lamas tipo cazoleta y machihembradas sobre los resultados de las filtraciones P.K. 20+305 - 20+355. Fuente: Elaboración propia

**P.K. 20+305 - 20+355:**  $(3,3 + 4,3 + 2,1 + 2,5 + 4,7 + 3) \times 99,3\text{€} + (11,6 + 7,7 + 6,6 + 4,7 + 11,4 + 12,1 + 19,6 + 11,8 + 79 + 9,3) \times 110,82\text{€} = \mathbf{22.344,78\text{€}}$

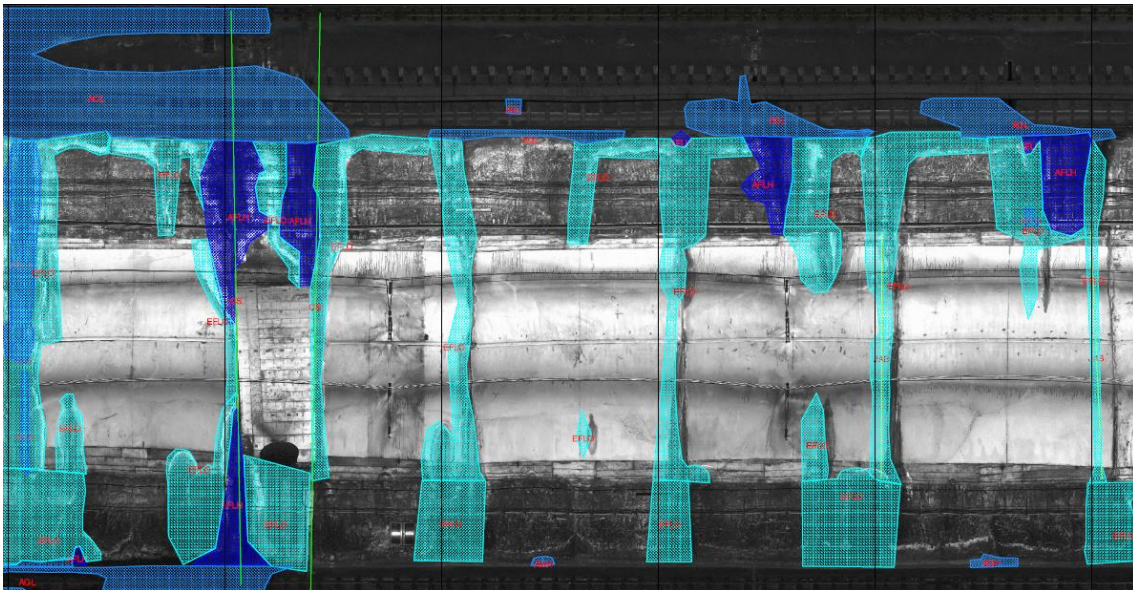


Fig. 171 Representación de los resultados de filtraciones por el láser escáner P.K. 20+355 – 20+405.  
Fuente: FGV

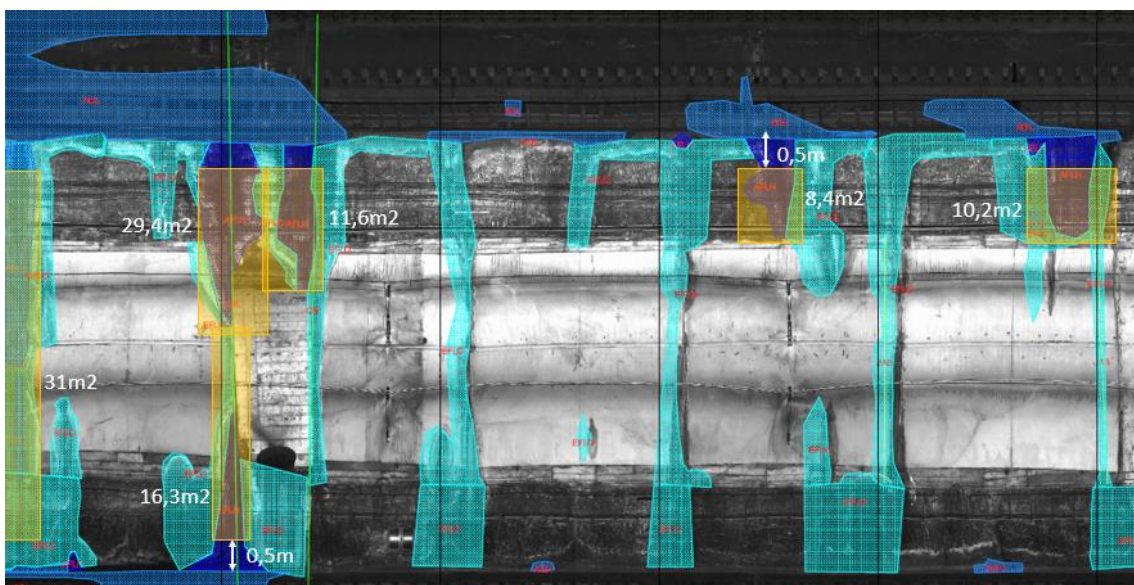


Fig. 172 Representación de las lamas tipo cazoleta y machihembradas sobre los resultados de las filtraciones P.K. 20+355 – 20+405. Fuente: Elaboración propia

$$\text{P.K. 20+355 - 20+405: } (31 + 29,4 + 11,6 + 16,3 + 8,4 + 10,2) \times 110,82\text{€} = \mathbf{11.846,65\text{€}}$$

Hasta este P.K., es donde se encuentra la zona más afectada por afloramientos hídricos, es por ello que se disponen las lamas de PRFV tipo cazoleta y machihembrada por ser más efectivas para la canalización del agua infiltrada hacia la cuneta de pie. Las zonas con humedades se tratarán conforme al apartado de "Sellado de las juntas".

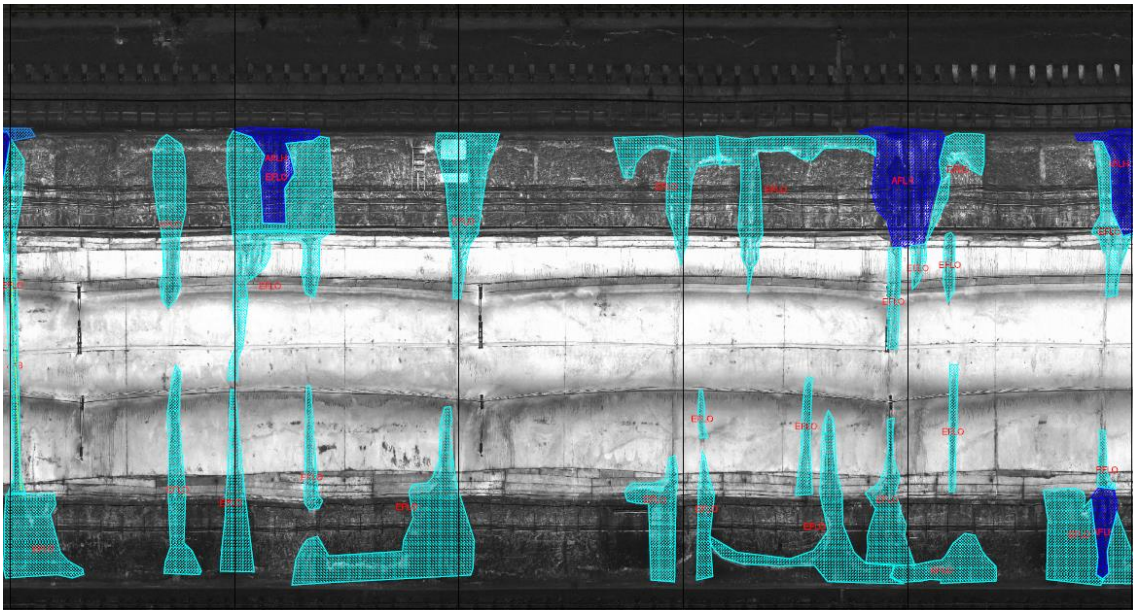


Fig. 173 Representación de los resultados de filtraciones por el láser escáner P.K. 20+405 - 20+455.  
Fuente: FGV

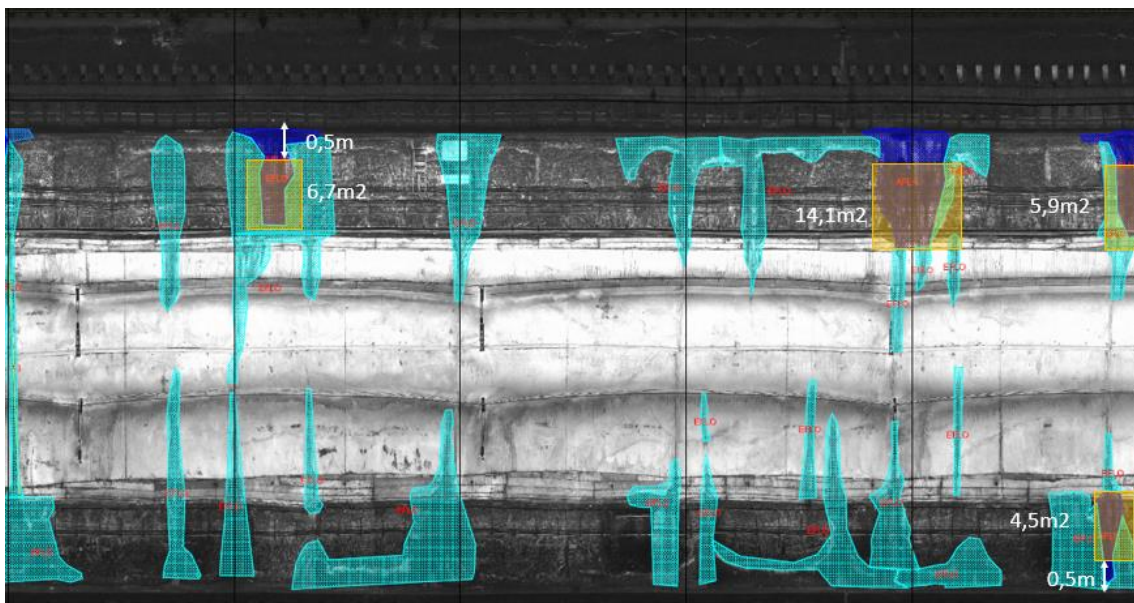


Fig. 174 Representación de las lamas tipo cazoleta y machihembradas sobre los resultados de las filtraciones P.K. 20+405 - 20+455. Fuente: Elaboración propia

**P.K. 20+405 - 20+455:**  $(6,7 + 14,1 + 5,9 + 4,5) \times 110,82\text{€} = 3.457,58\text{€}$

Las eflorescencias representan una patología leve según el nivel de criticidad determinado en el apartado 5.3.2 "Niveles de criticidad", por tanto, no es necesaria la instalación de lamas de PRFV de ningún tipo; se deberá tratar tal y como aparece desarrollado en el apartado 5.5.1.2.



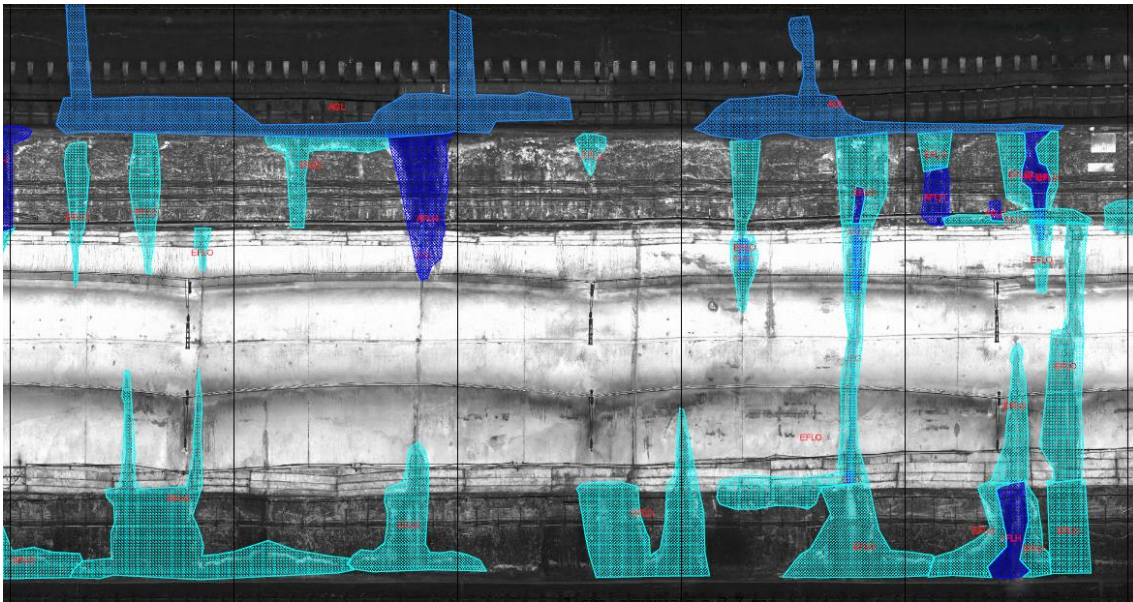


Fig. 175 Representación de los resultados de filtraciones por el láser escáner P.K. 20+455 - 20+505.  
Fuente: FGV

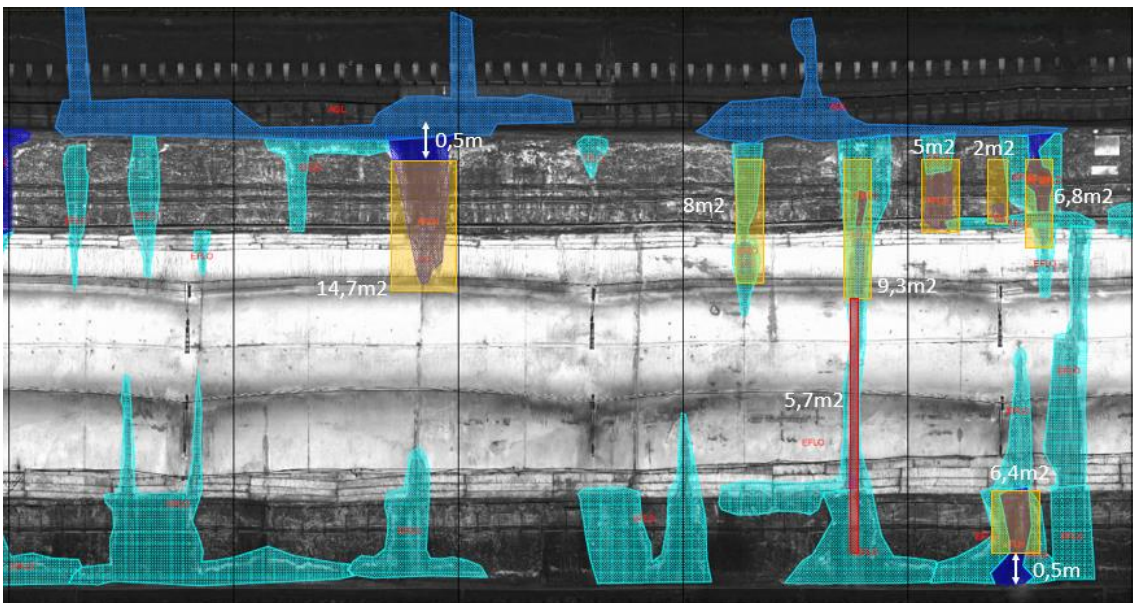


Fig. 176 Representación de las lamas tipo cazoleta y machihembradas sobre los resultados de las filtraciones P.K. 20+455 - 20+505. Fuente: Elaboración propia

**P.K. 20+455 - 20+505:**  $5,7 \times 99,3\text{€} + (14,7 + 8 + 9,3 + 5 + 2 + 6,8 + 6,4) \times 110,82\text{€} = \mathbf{6.350,81\text{€}}$

Al igual que ocurre en el tramo de 50m anterior, las partes de los hastiales con eflorescencias se deberán tratar según lo expuesto en el apartado 5.5.1.2.

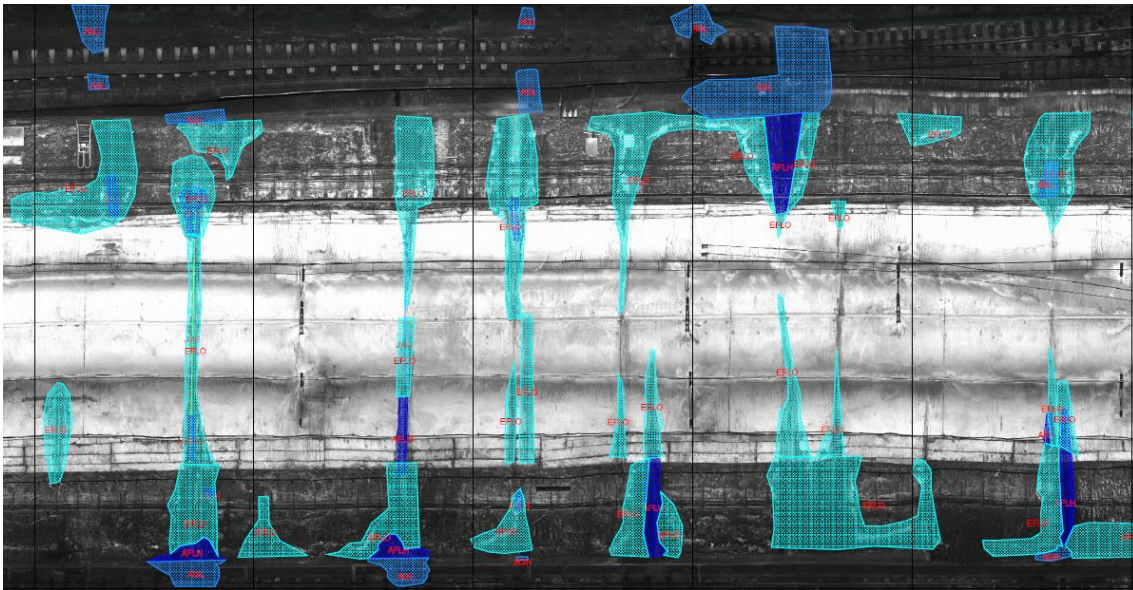


Fig. 177 Representación de los resultados de filtraciones por el láser escáner P.K. 20+505 – 20+555.  
Fuente: FGV

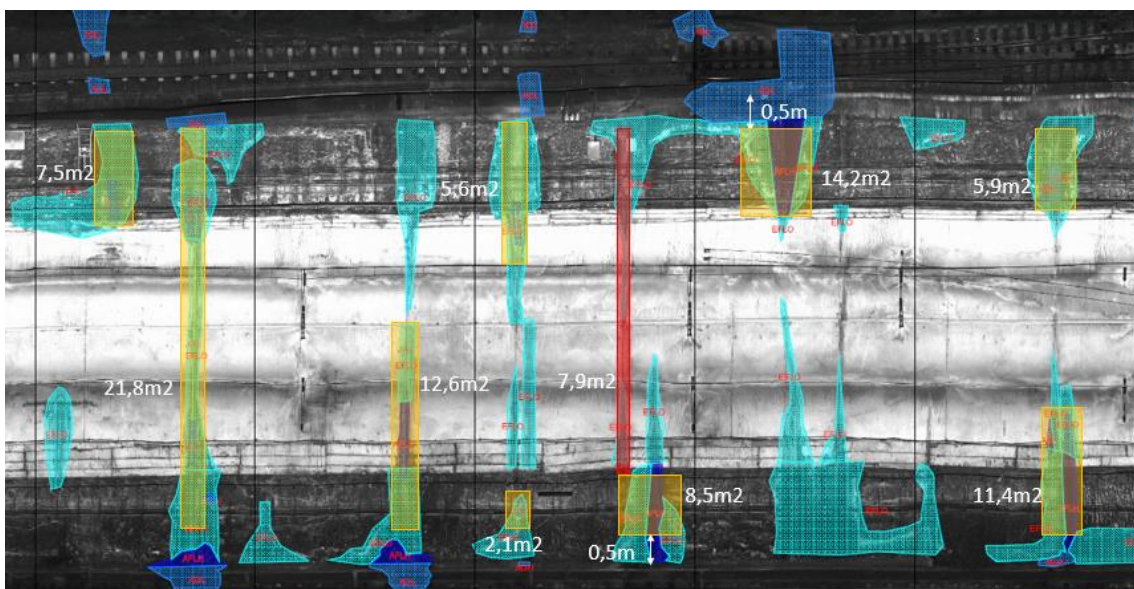


Fig. 178 Representación de las lamas tipo cazoleta y machihembradas sobre los resultados de las filtraciones P.K. 20+505 – 20+555. Fuente: Elaboración propia

**P.K. 20+505 - 20+555:**  $7,9 \times 99,3\text{€} + (7,5 + 21,8 + 12,6 + 2,1 + 5,6 + 8,5 + 14,2 + 11,4 + 5,9) \times 110,82\text{€} = \mathbf{10.713,94\text{€}}$

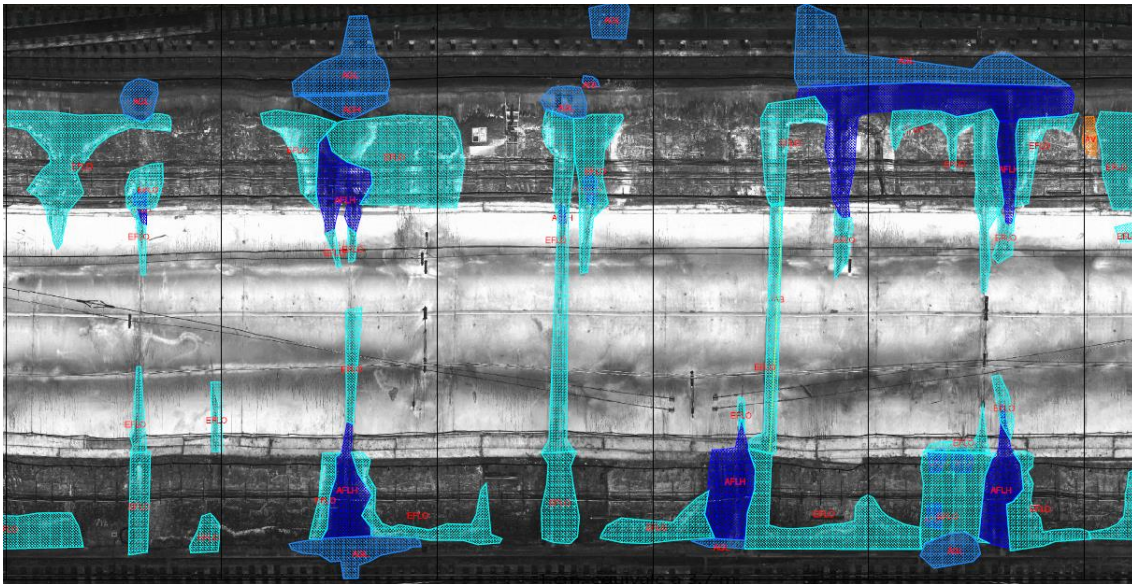


Fig. 179 Representación de los resultados de filtraciones por el láser escáner P.K. 20+555 – 20+605.  
Fuente: FGV

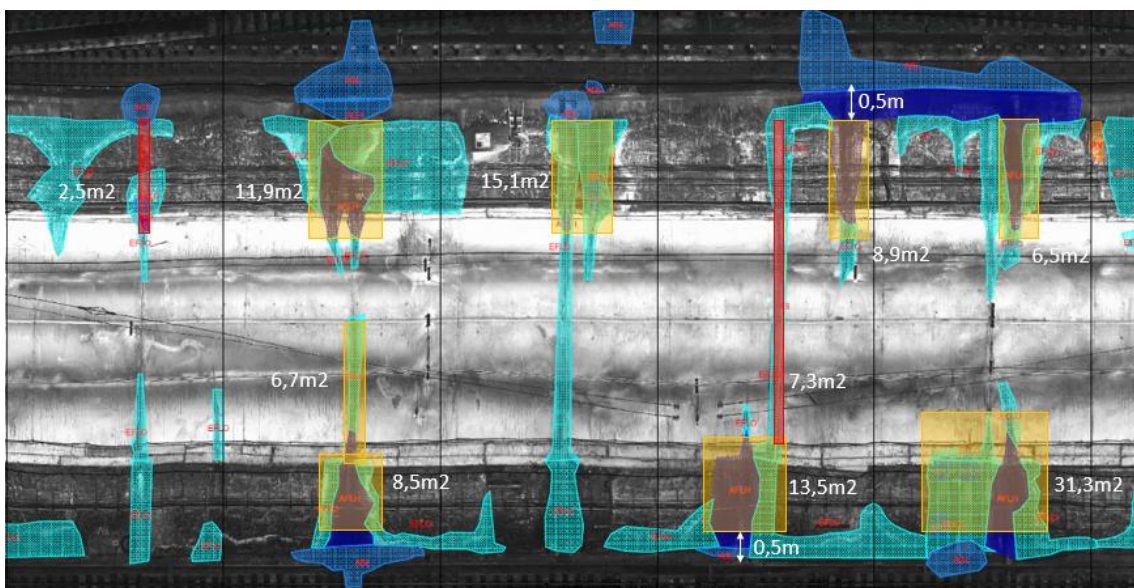


Fig. 180 Representación de las lamas tipo cazoleta y machihembradas sobre los resultados de las filtraciones P.K. 20+555 – 20+605. Fuente: Elaboración propia

$$\text{P.K. 20+555 - 20+605: } (2,5 + 7,3) \times 99,3\text{€} + (11,9 + 6,7 + 8,5 + 15,1 + 13,5 + 8,9 + 6,5 + 31,3) \times 110,82\text{€} = \mathbf{12.321,10\text{€}}$$

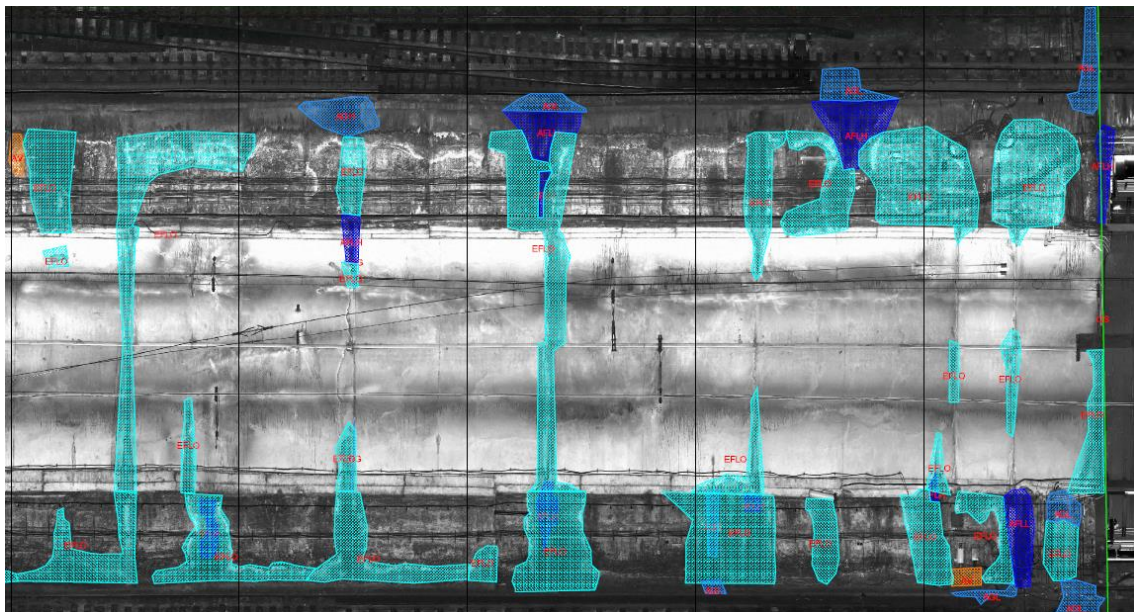


Fig. 181 Representación de los resultados de filtraciones por el láser escáner P.K. 20+605 - 20+653.  
Fuente: FGV

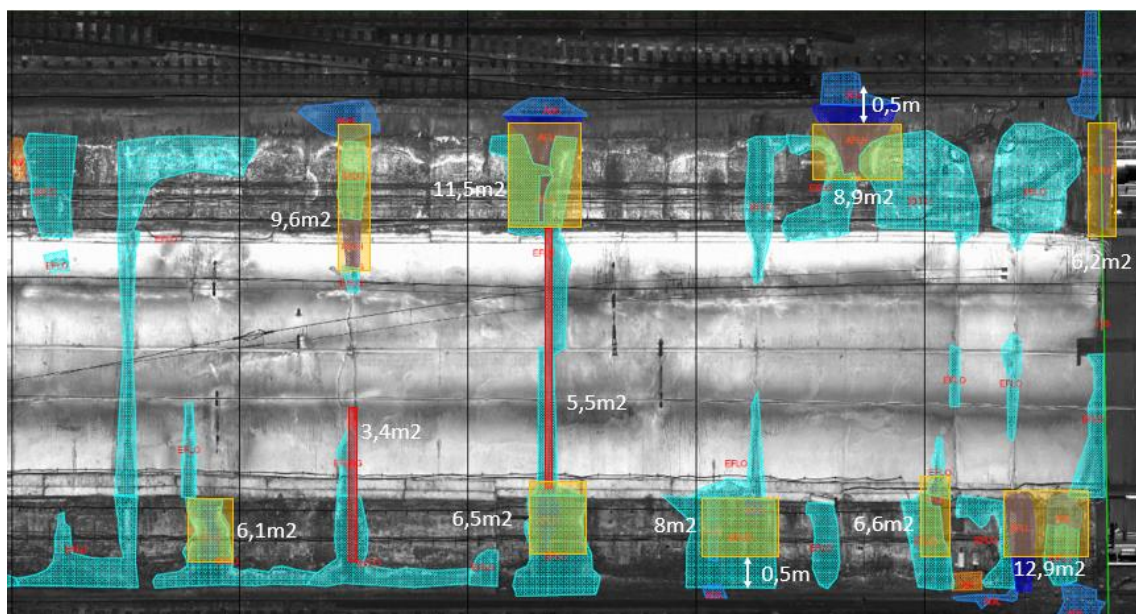


Fig. 182 Representación de las lamas tipo cazoleta y machihembradas sobre los resultados de las filtraciones P.K. 20+605 - 20+653. Fuente: Elaboración propia

$$\text{P.K. 20+605 - 20+655: } (3,4 + 5,5) \times 99,3\text{€} + (6,1 + 6,5 + 6,6 + 12,9 + 6,2 + 8,9 + 11,5 + 9,6) \times 110,82\text{€} = \mathbf{9.425,91\text{€}}$$

A continuación, se va a construir una tabla resumen con el coste total de instalación de las lamas de PRFV a lo largo de los 540m de túnel entre las estaciones de Jesús y Patraix:

P.K. INICIO	P.K. FINAL	LONGITUD TRAMO (m)	SUBTOTAL (€)
20+115	20+155	40	16.461,93 €
20+155	20+205	50	29.388,97 €
20+205	20+255	50	28.040,86 €
20+255	20+305	50	28.358,07 €
20+305	20+355	50	22.344,78 €
20+355	20+405	50	11.846,65 €
20+405	20+455	50	3.457,58 €
20+455	20+505	50	6.350,81 €
20+505	20+555	50	10.713,94 €
20+555	20+605	50	12.321,10 €
20+605	20+655	50	9.425,91 €
<b>TOTAL</b>		<b>540</b>	<b>178.710,60 €</b>

Tabla 18 Costes de instalación de lamas de PRFV por P.K. Fuente: Elaboración propia

### 5.5.3 Propuestas de medidas de seguimiento

Una vez realizadas las medidas expuestas para reparar las patologías aparecidas en el subtramo de túnel (lamas de PRFV y tratamientos con mortero), se deberá realizar una inspección básica de carácter visual cada 6 meses para comprobar, por una parte, que las medidas establecidas con el fin de canalizar las filtraciones en las juntas y el tratamiento en eflorescencias son las correctas, y, por otro lado, observar si han aparecido nuevas patologías y estudiar cómo tratarlas.

Esta medida de realizar una inspección preventiva a pie con los resultados de las termografías, es económica y permite determinar multitud de resultados, por ejemplo, donde se encontraban los problemas de agua y si se han solventado con las medidas realizadas o la evolución que ha tenido en 6 meses y la línea en la que puede evolucionar a priori la patología.

Al tratarse de problemas relacionados con el nivel freático, sería interesante considerar las inspecciones en dos periodos meteorológicos distintos, un periodo donde hay época de aguas y donde más caudales se pueden recoger y más filtraciones pueden aparecer, y otro periodo opuesto donde es un clima más seco y existen más épocas de fenómenos tormentosos, para observar cómo se comportan los puntos más críticos. En este aspecto, sería interesante colocar piezómetro para observar como varía el nivel freático para correlacionarlos con el periodo de realización de inspección realizada.

Para el caso de las fisuras, lo mejor es realizar una toma de datos y numerarlos, y durante la inspección, con fisurómetros medir cuanto se ha abierto la fisura. A partir de aquí, existen unos valores límite de la fisura en los cuales aparecen por fenómenos de la retracción o de un exceso de carga, pero hasta cierto valor no requieren tratamiento. Si el fisurómetro determina que supera el valor tolerable, habrá que realizar una campaña de sellado de este para que no implique ningún riesgo estructural.

En el caso de las lamas de PRFV, al ser un material plástico, el mantenimiento será mínimo ya que la afección que generará el agua a estas será prácticamente cero.

Una vez transcurrido un largo periodo de tiempo como puede ser 2 años, en el que se puedan determinar si han servido las medidas aplicadas a las patologías, sería recomendable realizar una segunda auscultación con el láser escáner, la termografía y el georradar.

## 5.7 Conclusiones

A través de los resultados expuestos en el apartado anterior se puede determinar las siguientes conclusiones para el subtramo de túnel estudiado entre las estaciones de Jesús y Patraix:

- ✓ Se requiere de la realización de una gran inversión económica de cerca de 180.000€ para tratar los problemas derivados por el agua. A esta inversión, se le deberá añadir la del tratamiento de las eflorescencias y humedades con morteros bi-componente que se usarán de igual forma en el tratamiento de juntas secas o sellables.
- ✓ La problemática principal que aparece entre estas dos estaciones es la relacionada con elevada presencia agua. Se observa que esta tiende a filtrarse a través de los puntos débiles de la estructura como pueden ser fisuras, juntas y planos de contacto entre capas, deteriorando la calidad de los elementos en estas.
- ✓ En la mayoría de los casos, el agua que se infiltra a través de las juntas y las fisuras, es canalizada a través de las lamas de PRFV de diferente tipología instaladas y que a su vez canalizan el agua a las cunetas de pie existentes en los laterales de la plataforma de hormigón. Existen casos aislados en donde el agua se acumula en la plataforma pudiendo deteriorar la plataforma de hormigón, esto necesita tratamiento especial con mortero de hormigón bi-componente. En el caso que la plataforma presente fisuras, ante la acumulación de agua, esta se filtrará y se quedará estancada bajo la losa, tal y como determina el georradar (PP.KK. 20+215 – 20+525 y 20+350).



- ✓ Ante la oxidación de las armaduras, estas tienden a aumentar su volumen rompiendo el recubrimiento existente y dejándolas desprotegidas frente a agentes externos. En el caso que la armadura tenga un estado de oxidación avanzado, esta perderá su funcionalidad y por tanto la utilidad para la que había sido diseñada, afectando a la resistencia estructural.
- ✓ Se recomienda en este subtramo, la actuación prioritaria respecto del resto de tramos, debido al estado que presentan de las patologías existentes.
- ✓ En el listado de patologías prioritarias de actuación se encuentran:
  68. Canalización de filtraciones con lamas de PRFV de los puntos de entrada de agua (afloramientos) y tratamiento de las eflorescencias o puntos húmedos.
  69. Reparación de los elementos metálicos con síntomas de corrosión y degradación (armaduras y puntales)
  70. Sellado de las fisuras y juntas en la losa de hormigón
- ✓ Realizar una inspección periódica del estado de las cunetas de drenaje de agua existentes en los laterales de la vía sobre plataforma de hormigón para evitar puntos donde se acumule el agua y dejar la sección libre para que esta circule.
- ✓ Llevar a cabo campañas de inspección básicas para determinar si las medidas de mitigación de las patologías han funcionado y poder determinar cómo pueden evolucionar en el futuro. A los 2 años, sería recomendable una inspección con láser escáner + termografía y georradar para evaluar la efectividad de las medidas propuestas y la detección de las nuevas que puedan aparecer.

## 6. BIBLIOGRAFIA

- Alcaide González, R. (1 de Agosto de 2000). *El trenet de Valencia (1888-2000): La dimensión histórica y tecnológica de un transporte público*.
- AutoCAD. (2014). *Autodesk*.
- Civil Engineering. (1 de Febrero de 2015). *Plaxis 2D tutorial Lesson Dry Excavation & Tie back wall*.
- CSIC. (2013). *Código técnico de la edificación (CTE)*. Madrid: CSIC.
- Cuenca Asensio, E. (Noviembre de 2008). *Análisis y formulación de cálculo a cortante*.
- Drizoro. (2018). Obtenido de Reparación y restauración de estructuras de hormigón.
- Gonzalo, E. (1985). Túnel Empalme-Safranar, en calle San Vicente. *Suburbanos de Valencia*, 10-12.
- Hilti. (Septiembre de 2014). Obtenido de Technical datasheet for IDP insulation fastener IGME. (1972). Obtenido de Mapa geológico de España nº722.
- Institut Cartogràfic Valencià. (2019). Obtenido de Visor GVA.
- Ministerio de Fomento. (2008). *Instrucción de hormigón estructural (EHE-08)*. Madrid: Ministerio de Fomento.
- Ministerio de Obras Públicas. (1979). *Modificado Nº1 del proyecto de infraestructura de penetración sur del suburbano. Tramo Soriano – Renfe*. Madrid: Ministerio de Obras Públicas.
- Muzás Labad, F., & Martín González, F. (1989). Trabajos llevados a cabo en la estación de Giorgeta del suburbano de Valencia. *Simposio sobre El Agua y el Terreno en las Infraestructuras Viarias*, (pág. 292).
- Olaizola, J. (8 de Octubre de 2013). *Historia del tren*. Obtenido de 25 años del metro de Valencia.
- PLAXIS. (2018). *(Versión 8.5)*. Plaxis Inc.
- Puertos del Estado. (2005). *Recomendaciones geotécnicas para el proyecto de obras marítimas y portuarias (ROM 0.5)*. Madrid: Puertos del Estado.





- Rodríguez Ortiz, J., Serra Gesta, J., & Oteo Mazo, C. (1989). *Curso aplicado de cimentaciones*. Madrid: Colegio oficial de arquitectos de Madrid (COAM).
- Serón Gáñez, J. B. (2016). *Apuntes ingeniería geotécnica MICCP UPV*. Valencia.
- Tecnalia. (2018). Obtenido de Lama túnel 487mm y Lama estación 490mm.
- Torrijo, J., & Franch, J. (31 de Diciembre de 2012). *Descriptorios geotécnicos (2): densidad, humedad y parámetros de estado*.
- Valiente Sanz, R., & de Andrés Berlato, S. (2018). *Informe de constol de asientos. Edificio de viviendas c/Uruguay esquina con carretera escrivá. Valencia*. Valencia.
- Wikipedia. (17 de Febrero de 2019). Obtenido de Metro (sistema de transporte).
- Wikipedia. (3 de Febrero de 2019). *Ensayo de penetración Estándar*.
- Wikipedia. (2019). *Modulo de Young o módulo de elasticidad longitudinal*.
- Yepes, V., Martí, J., González, J., & Alcalá, J. (2012). *Técnicas de voladuras y excavación en túneles*. Valencia: Apuntes de la Universitat Politècnica de València.



JUNIO 2019

FDO. CÉSAR GARCÍA AZNAR