



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos,
Canales y Puertos

Diseño geotécnico de túnel ferroviario para vía mango de
maniobra de la línea 3 de Metrovalencia en Alboraya
(Valencia)

Trabajo Fin de Máster

Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

AUTOR/A: Cocco, Lucas Alejandro

Tutor/a: Martínez Ibáñez, Víctor

Cotutor/a: Cuesta García, César

CURSO ACADÉMICO: 2025/2026

Resumen ejecutivo

El presente Trabajo Final de Máster desarrolla el diseño geotécnico de un túnel ferroviario para la vía de mango de maniobras de la Línea 3 de Metrovalencia, en el municipio de Alboraya (Valencia), con el objeto de dotar a la red de una instalación estratégica para el estacionamiento y cambio de sentido de los trenes, permitiendo así aumentar o reducir la frecuencia del tráfico ferroviario.

A partir de la caracterización geológica y geotécnica del terreno, se ha definido un modelo estratigráfico sobre materiales cuaternarios, condicionado de forma determinante por la presencia de un nivel freático elevado. La escasa montera disponible descartó cualquier método de excavación en mina, adoptándose el método *cut and cover bottom-up*. Tras evaluar tres alternativas constructivas mediante el método AHP, la solución inicialmente mejor valorada, consistente en la ejecución mediante tablestacas, fue descartada por inviabilidad técnica derivada de la longitud excesiva requerida de las mismas, adoptándose finalmente la ejecución mediante muros pantalla de hormigón armado.

La viabilidad de la solución fue verificada tanto analíticamente como mediante modelización numérica con PLAXIS 2D, confirmándose el cumplimiento de los estados límite frente a empujes horizontales y levantamiento de fondo en todas las secciones analizadas.

En la página siguiente (Anexo I) se incluye un cuadro donde se identifican los condicionantes del problema y sus respectivas soluciones.

Executive summary

This Master's Thesis develops the geotechnical design of a railway tunnel for the manoeuvring siding of Line 3 of Metrovalencia, in the municipality of Alboraya (Valencia), with the aim of providing the network with a strategic facility for train stabling and reversing.

From the geological and geotechnical characterisation of the ground, a stratigraphic model has been defined over Quaternary materials, critically conditioned by the presence of a high groundwater table. The limited overburden ruled out any underground excavation method, leading to the adoption of the bottom-up cut-and-cover method. After evaluating three construction alternatives using the AHP method, the initially best-rated solution, consisting of execution using sheet piles, was discarded due to technical infeasibility derived from the excessive length required, finally adopting execution using reinforced concrete walls.

The viability of the solution was verified both analytically and through numerical modelling with PLAXIS 2D, confirming compliance with limit states against lateral earth pressure and hydraulic base heave across all analysed sections.

On the following page (Annex I), a table is included identifying the problem constraints and their respective solutions.

ANEXO I: Resumen ejecutivo

	CONCEPTO	Desarrollo en castellano/valenciano	CONCEPT	Desarrollo en inglés	¿Dónde? (páginas) Where? (pages)
1.	IDENTIFICAR:		IDENTIFY:		
1.1.	Planteamiento del problema y oportunidad	La Línea 3 de Metrovalencia carece de vías de mango de maniobras, lo que genera ineficiencias operativas al obligar a los trenes a desplazarse a instalaciones alejadas. Se plantea el diseño geotécnico de un túnel ferroviario que mejore la gestión y frecuencia del servicio.	Problem statement and opportunity	Line 3 of Metrovalencia lacks manoeuvring sidings, causing operational inefficiencies by forcing trains to travel to remote facilities. The geotechnical design of a railway tunnel is proposed to improve service management and frequency.	Páginas 1 y 2 Pages 1 and 2
1.2.	Restricciones (normas, códigos, necesidades, requisitos y especificaciones)	Las principales restricciones del diseño se centran en la presencia del Nivel Freático y la cercanía a edificaciones existentes. En cuanto a normativas, se ha hecho uso del NCSE-02, Código Estructural, DB-SE-C, GCOC y la EAE.	Constraints (standards, codes, needs, requirements and specifications)	The main design constraints focus on the presence of the groundwater table and proximity to existing buildings. The applicable standards include NCSE-02, Structural Code, DB-SE-C, GCOC and EAE.	Páginas 2 a 8 Pages 2 to 8
1.3.	Establecimiento de objetivos	Se busca realizar el diseño geotécnico de un túnel ferroviario para vía mango de maniobras de la Línea 3 de Metrovalencia. Para ello se plantea caracterizar el terreno, seleccionar el método constructivo más adecuado, dimensionar el sistema de contención y verificar su estabilidad frente a los estados límite relevantes además de la valoración de obra.	Setting of goals	This thesis aims to geotechnically design a railway tunnel for the Line 3 Metrovalencia manoeuvring siding, covering soil characterisation, construction method selection, retaining system sizing and limit state verification and a cost estimate produced.	Páginas 2 a 28 Pages 2 to 28
2.	FORMULAR:		FORMULATE:		
2.1.	Generación de soluciones creativas (análisis)	Se plantean tres alternativas cut and cover: (1) excavación en talud sin contención (mayor volumen de tierras); (2) tablestacas de acero hincadas; (3) muros pantalla de hormigón armado. Cada alternativa se analiza técnica, económica y medioambientalmente.	Creative solution generation (analysis)	Three cut-and-cover alternatives are proposed: open-cut slope excavation, driven steel sheet piles and reinforced concrete diaphragm walls, each assessed technically, economically and environmentally.	Páginas 8 a 13 Pages 8 to 13
2.2.	Evaluación de múltiples soluciones y toma de decisiones (síntesis)	Las alternativas se evalúan mediante el Método AHP con siete criterios ponderados. Pese a que el AHP selecciona inicialmente las tablestacas, los cálculos revelan longitudes de empotramiento superiores al límite operativo, adoptándose definitivamente los muros pantalla de hormigón armado.	Evaluation of multiple solutions and decision-making (synthesis)	Alternatives are assessed using the AHP method with seven weighted criteria. Although AHP initially selects sheet piles, calculations reveal embedment depths exceeding the operational limit, leading to the definitive adoption of reinforced concrete diaphragm walls.	Páginas 8 a 18 Pages 8 to 18
3.	RESOLVER:		SOLVE:		
3.1.	Cumplimiento de objetivos	Las verificaciones manuales (Rankine) y analíticas (PLAXIS 2D, modelo Hardening Soil) confirman la estabilidad frente a empujes y levantamiento de fondo en las tres secciones representativas, con factores de seguridad superiores a 1,50. Y la realización de la valoración de obra.	Fulfilment of goals	Manual (Rankine) and analytical (PLAXIS 2D, Hardening Soil model) verifications confirm stability against lateral earth pressure and hydraulic base heave across the three representative cross-sections, with safety factors exceeding 1.50. And the cost estimate produced.	Páginas 18 a 28 Pages 18 to 28
3.2.	Impacto global y alcance (contribuciones y recomendaciones prácticas)	La línea de maniobras mejorará la operatividad de la Línea 3 al permitir ajustar la frecuencia del servicio. Los muros pantalla garantizan estanqueidad y control del nivel freático. Se recomienda ampliar la campaña geotécnica y complementar el proyecto con diseño estructural, drenaje y superestructura de vía.	Overall impact and significance (contributions and practical recommendations)	The manoeuvring siding will improve Line 3 operability by allowing service frequency adjustments. Diaphragm walls ensure watertightness and groundwater control. Further geotechnical investigation and complementary studies covering structural design, drainage and track superstructure are recommended.	Página 28 Page 28

MEMORIA

Índice

1.	Objeto.....	1
2.	Situación.....	1
3.	Antecedentes y documentación de partida.....	2
4.	Estudios previos.....	2
4.1.	Geología y geotecnia.....	2
4.1.1.	Encuadre geológico y geotécnico.....	2
4.1.2.	Campaña geotécnica.....	3
4.1.3.	Ensayos de laboratorio y parametrización del suelo.....	5
4.1.4.	Hidrogeología.....	5
4.1.5.	Análisis crítico de la campaña geotécnica.....	6
4.2.	Topografía y cartografía.....	6
4.3.	Sismología.....	6
4.4.	Agresividad del medio.....	8
5.	Condicionantes técnicos y estudio de alternativas.....	8
5.1.	Condicionantes técnicos.....	8
5.1.1.	Método de excavación.....	9
5.1.2.	Afección al tráfico rodado.....	9
5.1.3.	Afección al tráfico ferroviario.....	9
5.1.4.	Trazado.....	9
5.1.5.	Nivel freático.....	9
5.2.	Estudio de alternativas y solución adoptada.....	10
5.2.1.	Alternativas planteadas.....	10
5.2.2.	Criterios de valoración y solución adoptada.....	12
6.	Diseño geotécnico del túnel.....	15
6.1.	Introducción y geometría.....	15
6.2.	Secciones de cálculo.....	16
6.3.	Cálculos manuales.....	17
6.3.1.	Dimensionamiento del sistema de contención.....	17
6.3.2.	Comprobación frente a levantamiento de fondo.....	18
6.4.	Cálculos analíticos.....	19
6.4.1.	Fundamentos teóricos PLAXIS 2D.....	19
6.4.2.	Análisis de tensiones y esfuerzos.....	20
6.4.3.	Deformaciones.....	22

6.4.4.	Comprobaciones estructurales complementarias	22
6.4.5.	Verificación de espesores.....	23
7.	Proceso constructivo	23
8.	Resumen valoración de obras	27
9.	Conclusiones.....	28

1. Objeto

El presente documento plantea todos los temas vinculantes al diseño geotécnico del túnel ferroviario para vía mango de maniobras de la línea 3 de Metrovalencia (Valencia).

La red de Metrovalencia precisa de infraestructuras operativas que optimicen la gestión de su material móvil. En este contexto, surge la necesidad de ejecutar una nueva línea de maniobras que sirva como punto estratégico para el estacionamiento, apartadero y cambio de sentido de los coches. La construcción de este tramo permitirá mejorar el servicio, pudiendo aumentar o reducir las frecuencias de la parte subterránea de la línea 3 de Metro.

Es importante destacar que el presente Trabajo Fin de Máster (TFM de ahora en adelante) se centra en el diseño y definición geotécnica del túnel ferroviario, dejando fuera del alcance de este TFM el desarrollo de estudios estructurales (como cálculo y despiece de armado entre otros), diseño de la superestructura de la vía, sistemas de auscultación, electrificación sistemas de drenaje, etc.

Además, se analizará el proceso constructivo del túnel ferroviario. Esta secuencia se ilustrará de forma detallada mediante el módulo 'Staged Construction' del software PLAXIS 2D, lo que permite simular gráficamente cada fase de la obra, haciendo especial hincapié en las etapas críticas de excavación y contención del terreno, así como regulación del NF.

2. Situación

La zona de actuación se desarrolla en su mayor parte al oeste del núcleo urbano de Alboraya, finalizando su trazado al este del municipio de Tabernes Blanques (provincia de Valencia). El trazado de la nueva infraestructura se ubica entre las estaciones de *Alboraia-Peris Aragó* y *Almàssera*. Cabe destacar que el emplazamiento dista a 300 metros del cauce del Barranco del Carraixet, lo que asegura la presencia de un nivel freático elevado, un factor crítico que condicionará el diseño y la estabilidad de las cimentaciones.



Figura 1. Localización del ámbito de actuación (Fuente: Google Earth).

3. Antecedentes y documentación de partida

La Línea 3 de Metrovalencia, conecta Rafelbunyol con el Aeropuerto de Valencia pasando por el término municipal de Alboraya. En la actualidad, esta línea no dispone de vías mango de maniobras, lo que obliga a los trenes que finalizan su servicio en esta zona (como por ejemplo la línea 9) a desplazarse a instalaciones alejadas para estacionar. Esta situación provoca un problema logístico innecesario reduciendo la capacidad para gestionar incidencias y reorganizar el servicio.

Con el objeto de solventar esta carencia, se plantea el diseño geotécnico de un túnel ferroviario para vía mango ubicado entre Alboraya y Almácer que permita el estacionamiento simultáneo de cuatro trenes por vía garantizando las condiciones de seguridad y accesibilidad mediante pasillos laterales de evacuación a lo largo del trazado y una salida de emergencia ubicada en el extremo final.

En cuanto a la documentación de partida para la realización del trabajo, se ha recurrido fundamentalmente a la información facilitada por el Visor Cartográfico de la GVA, a través del cual se ha podido definir el perfil estratigráfico del terreno a lo largo del trazado.

4. Estudios previos

4.1. Geología y geotecnia

4.1.1. Encuadre geológico y geotécnico

En este subapartado se busca definir la geología y geotecnia del terreno en la zona de actuación.

En cuanto a la geología, para para caracterizar el terreno de cimentación de la infraestructura. El análisis se fundamenta en la información obtenida del Instituto Geológico y Minero de España (IGME), concretamente en la Hoja 696 (29-27) de Burjasot del Mapa Geológico de España a escala 1:50.000 (2ª Serie)

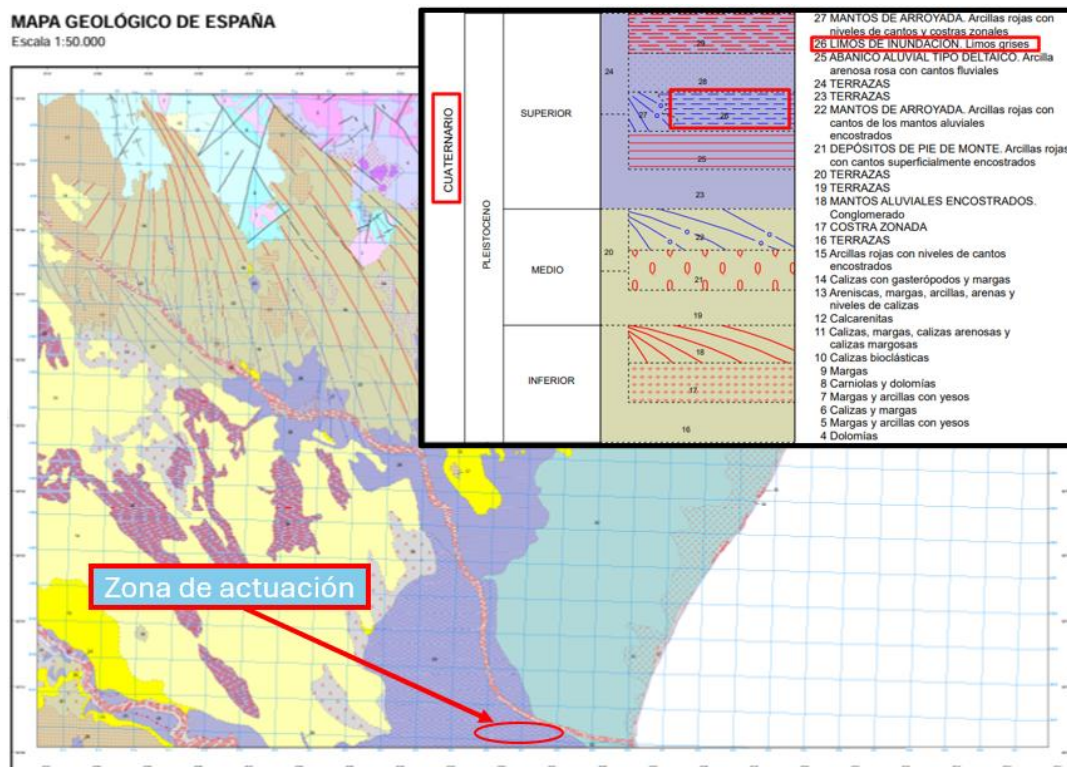


Figura 2. Mapa geológico y leyenda. Hoja 696 (Fuente: IGME. Modificado).

Tal y como se visualiza en la Figura 2, la zona de actuación se localiza cerca del sector costero donde predominan depósitos cuaternarios fundamentalmente. En este caso, tal y como se puede comprobar

en la *Figura 2* la línea de maniobras se construirá sobre terreno perteneciente al Cuaternario, más concretamente a la época del Pleistoceno Superior, por lo que se puede concluir que se trata de un terreno de Limos de Inundación. Limos grises.

En cuanto a la geotecnia, según el Mapa geotécnico general de España. Escala 1:200 000. Hoja 56 (8-7) Valencia y Castellón, la zona de actuación se define como una región de “Recintos Hundidos” con “Formas de Relieve Suaves”.



Figura 3. Mapa geotécnico general. Hoja 56 (Fuente: IGME. Modificado).

CRITERIOS DE CLASIFICACION										
CONDICIONES CONSTRUCTIVAS		PROBLEMAS "TIPO" EXISTENTES	CONCURRENCIA DE 2 PROBLEMAS "TIPO"			CONCURRENCIA DE 3 PROBLEMAS "TIPO"	CONCURRENCIA DE 4 PROBLEMAS "TIPO"		PROBLEMAS GEOTECNICOS	NOTACION
Muy favorables		Litológicos 	Litológicos y Geomorfológicos 	Geomorfológicos e Hidrológicos 	Litológicos, Geomorfológicos e Hidrológicos 		Litológicos, Geomorfológicos, Hidrológicos y Geotécnicos (p.d.) 	De Capacidad de carga 	Yesos 	
Favorables		Geomorfológicos 	Litológicos e Hidrológicos 	Geomorfológicos y Geotécnicos 	Litológicos, Geomorfológicos y Geotécnicos (p.d.) 			De Asientos 		
Acceptables		Hidrológicos 	Litológicos y Geotécnicos (p.d.) 	Hidrológicos y Geotécnicos (p.d.) 	Litológicos, Hidrológicos y Geotécnicos (p.d.) 				Geotécnicos Varios 	
Desfavorables		Geotécnicos (p.d.) 	Litológicos y Geotécnicos (p.d.) 	Hidrológicos y Geotécnicos (p.d.) 	Geomorfológicos, Hidrológicos y Geotécnicos (p.d.) 					
Muy Desfavorables										

Figura 4. Leyenda mapa geotécnico general. Hoja 56 (Fuente: IGME)

4.1.2. Campaña geotécnica

Por otra parte, se cuenta con una campaña geotécnica obtenida con ayuda del Visor Cartográfico de la GVA. Dicha campaña está compuesta por ensayos de campo, así como ensayos de laboratorio, los cuales se pueden ver más detallados en la tabla 1 del Anexo 2. Geología y geotecnia.

A continuación, se expone una tabla con las coordenadas que representan la localización de los trabajos de campo.

CÓDIGO	COORDENADA X (m)	COORDENADA Y (m)	COTA ALTIMÉTRICA (m)
SR 1	726.961,94	4.376.253,12	11,86
SR 9	726.997,95	4.376.244,05	11,63
SR 7	727.036,95	4.376.213,01	11,27
SR 2	727.089,91	4.376.193,99	11,07

CÓDIGO	COORDENADA X (m)	COORDENADA Y (m)	COTA ALTIMÉTRICA (m)
SR 8	727.107,02	4.376.184,95	10,91
SR 6	727.167,85	4.376.167,19	10,6
SR 3	727.238,95	4.376.131,91	10,35
SR 5	727.383,94	4.376.059,05	9.59
SR 4	727.521,77	4.376.002,04	8,27

Tabla 1. Coordenadas de los trabajos de campo. (Fuente: Visor Cartográfico GVA).

En la siguiente figura se puede ver tanto la localización de los trabajos de campo que conforman la campaña geotécnica como el ámbito de actuación.

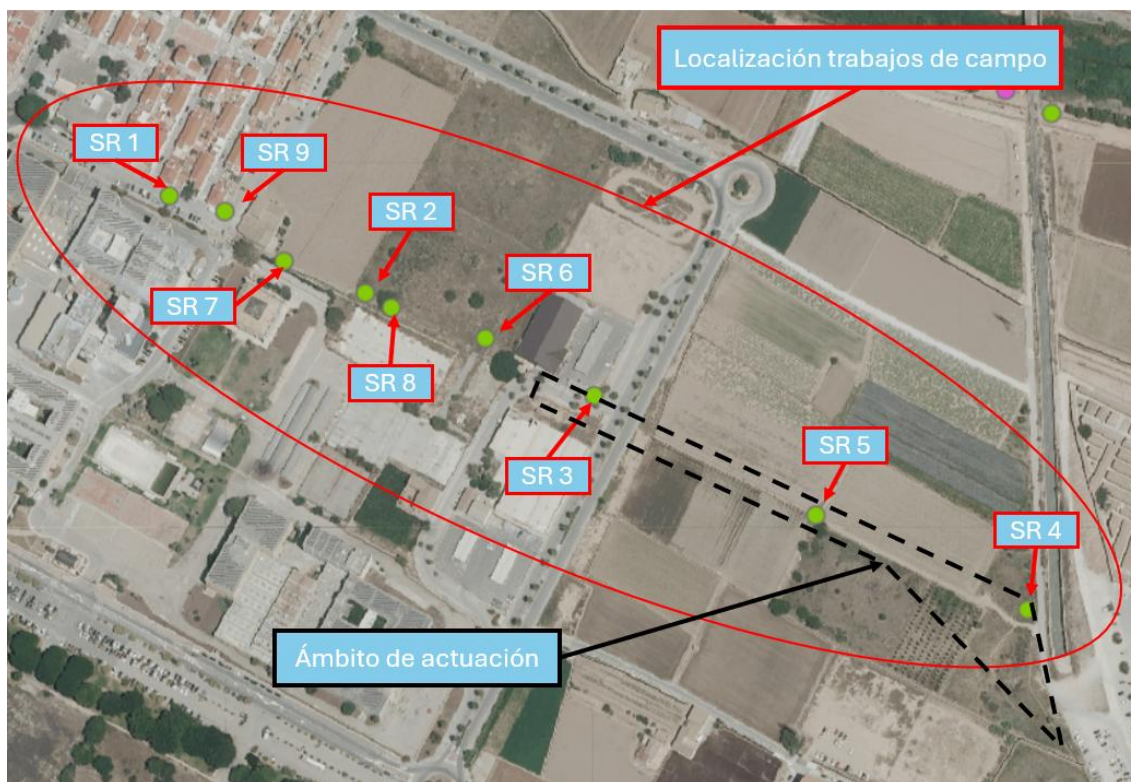


Figura 5. Localización trabajos de campo y ámbito de actuación (Fuente: Visor Cartográfico GVA. Modificado).

Como se puede apreciar, pese a que algunos ensayos de campo se encuentran fuera del ámbito inmediato de actuación, se ha tenido en cuenta igualmente para el análisis de la continuidad de las litologías presentes y la variabilidad de sus parámetros geotécnicos.

A partir de los resultados de los ensayos de campo y de laboratorio, se ha definido un perfil estratigráfico del terreno el cual se puede visualizar en la siguiente figura:

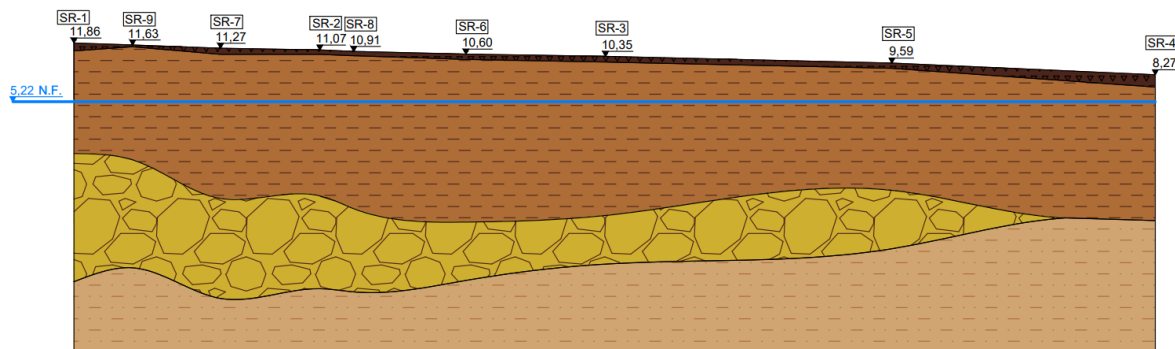


Figura 6. Perfil estratigráfico (Fuente: Elaboración propia).

Como se ha visto en el perfil estratigráfico, este está compuesto por cuatro niveles, los cuales se describen a continuación:

- **Estrato A. Rellenos.** Unidad superficial, con espesores variables entre 0,20 y 1,40 m según el sondeo. Está compuesta por materiales heterogéneos sin valor geotécnico portante. Este estrato será retirado íntegramente durante la fase de excavación, por lo que su caracterización se orienta exclusivamente a evaluar su comportamiento como material de excavación y el empuje que ejerce sobre las estructuras de contención.
- **Estrato B. Arcillas limosas.** Es el estrato de mayor potencia con espesores comprendidos entre 11,60 y 18,40 m. Está formado por arcillas de coloración marrón oscura a ocre, de consistencia media a floja. Es el único estrato para el que se dispone de caracterización mecánica directa mediante ensayos de laboratorio, siendo los valores de cohesión efectiva y ángulo de rozamiento los parámetros más relevantes para el diseño.
- **Estrato C. Gravitas y gravillas.** Posee espesores variables entre 5,50 y 14,50 m. Es el estrato más permeable de los cuatro condicionando de forma determinante el diseño del sistema de impermeabilización.
- **Estrato D. Arcillas con nódulos.** Unidad más profunda, con potencias variables entre 6,34 y 15,14 m. Se trata de arcillas de coloración marrón ocre con nódulos, que actúa como barrera de permeabilidad inferior, con valores de permeabilidad del orden de 10^{-8} a 10^{-9} m/s.

4.1.3. Ensayos de laboratorio y parametrización del suelo

Dado que únicamente se dispone de ensayos de laboratorio para el Estrato B, la caracterización geomecánica del resto de unidades estratigráficas se ha llevado a cabo mediante métodos indirectos. Para ello, se han estimado los parámetros mecánicos empleando correlaciones empíricas basadas en el número de golpes del ensayo SPT (N_{SPT}), utilizando como fuentes el CTE DB-SE-C y el libro “Ingeniería Geológica” de González de Vallejo. En la siguiente tabla se refleja el resumen de los parámetros obtenidos mediante correlaciones (Estratos A, C y D) así como ensayos de laboratorio (Estrato B).

Suelo	ϕ' (°)	c' (KPa)	W (%)	γ_d (kN/m ³)	γ_{ap} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	e	q_u (KPa)	S_u (KPa)	E (MPa)	ν
A	28,00	2,00	14,00	15,00	17,10	17,10	0,70	35,00	17,50	0,30	0,30
B	27,00	20,00	17,90	17,10	21,00	21,50	0,57	230,00	115,00	40,00	0,30
C	40,00	0,00	12,00	18,50	20,70	22,00	0,40	250,00	125,00	70,00	0,30
D	28,00	10,00	18,00	17,00	20,00	21,00	0,60	270,00	135,00	90,00	0,30

Tabla 2. Resumen parámetros geotécnicos (Fuente: Elaboración propia).

4.1.4. Hidrogeología

Por otra parte, en lo que respecta al N.F., se han detectado incongruencias en cuanto a los ensayos de permeabilidad (Lefranc), puesto que la profundidad del N.F. es variable en cada ensayo, lo que hace que existan picos de profundidad en el N.F. lo cual es imposible.

Tras hacer un análisis del terreno en el visor cartográfico, se ha optado por adoptar como referencia el sondeo SR1, por encontrarse en un entorno urbano consolidado sin variaciones topográficas apreciables desde tiempo antes de la fecha de realización de los ensayos.

Por ello se decide adoptar un N.F. utilizando como datos la cota altimétrica del ensayo R1 y la profundidad del N.F. facilitada por el ensayo de permeabilidad, por lo que el N.F. se encontrará a la cota de 5,52 m sobre el nivel del mar. En cuanto a la profundidad del nivel freático desde la superficie, esta es variable a lo largo del trazado debido a la irregularidad del perfil estratigráfico del terreno. En la tabla siguiente se recogen las profundidades correspondientes a cada uno de los sondeos:

	SR-4	SR-5	SR-3	SR-6	SR-8	SR-2	SR-7	SR-9	SR-1
Profundidad N.F. (m)	3,05	4,37	5,13	5,38	5,69	5,85	6,05	6,41	6,64

Tabla 3. Profundidad del N.F. en cada sondeo (Fuente: Elaboración propia).

4.1.5. Análisis crítico de la campaña geotécnica

La adecuación de la campaña geotécnica se ha evaluado conforme a los criterios de la Guía de Cimentaciones de Obras de Carretera (GCOC), clasificándose la intensidad de reconocimiento requerida como "Normal", al tratarse de un terreno de variabilidad normal y condiciones de cimentación calificadas como normales.

No obstante, la campaña disponible se considera insuficiente, ya que únicamente el Estrato B cuenta con caracterización mecánica directa mediante ensayos de laboratorio, habiendo sido necesario recurrir a correlaciones empíricas a partir del SPT y a valores orientativos del CTE DB SE-C para la parametrización del resto de estratos.

En la siguiente tabla, en verde se muestran aquellos parámetros obtenidos a partir de ensayos de laboratorio y en naranja aquellos obtenidos a partir de correlaciones.

Suelo	ϕ' (°)	c' (KPa)	W (%)	γ_d (kN/m³)	γ_{ap} (kN/m³)	γ_{sat} (kN/m³)	e	E (MPa)	ν
A	28,00	2,00	14,00	15,00	17,10	17,10	0,70	0,30	0,30
B	27,00	20,00	17,90	17,10	21,00	21,50	0,57	40,00	0,30
C	40,00	0,00	12,00	18,50	20,70	22,00	0,40	70,00	0,30
D	28,00	10,00	18,00	17,00	20,00	21,00	0,60	90,00	0,30

Tabla 4. Parámetros geotécnicos facilitados (Fuente: Elaboración propia).

Con el fin de subsanar estas carencias, se propone la ampliación de la campaña mediante:

- Ensayo de corte directo consolidado drenado (CD), para determinar ϕ' , c' , W, γ_d , γ_{ap} , γ_{sat} y de los estratos A, C y D.
- Ensayo de Lambe para determinar la expansividad y colapso en terrenos cohesivos como los estratos B y D.
- Ensayo presiométrico de Ménard (UNE-EN ISO 22476-4:2016) para una mayor precisión en la obtención de parámetros de elasticidad como E y ν .

4.2. Topografía y cartografía

Para definir la geometría del túnel, se ha utilizado el levantamiento taquimétrico facilitado por el Visor Cartográfico de la GVA. El taquimétrico está referido al Sistema de Referencia Geodésico ETRS89 (European Terrestrial Reference System 1989).

Por otra parte, la zona de actuación es mayoritariamente llana ya que se encuentra próxima a núcleo urbano, encontrándose a una altura sobre el nivel del mar de entre 8 y 10 metros.

4.3. Sismología

Para determinar la sismicidad de la zona, se ha aplicado "Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación" (NCSE-02).

Según el Mapa de Peligrosidad Sísmica (Figura 7), la aceleración sísmica básica en la zona de actuación tiene un valor comprendido entre 0,04 g. y 0,08g, por lo que, siguiendo el anejo 1 de la presente norma se adopta un valor de 0,06g (siendo $g=9,81 \text{ m/s}^2$).

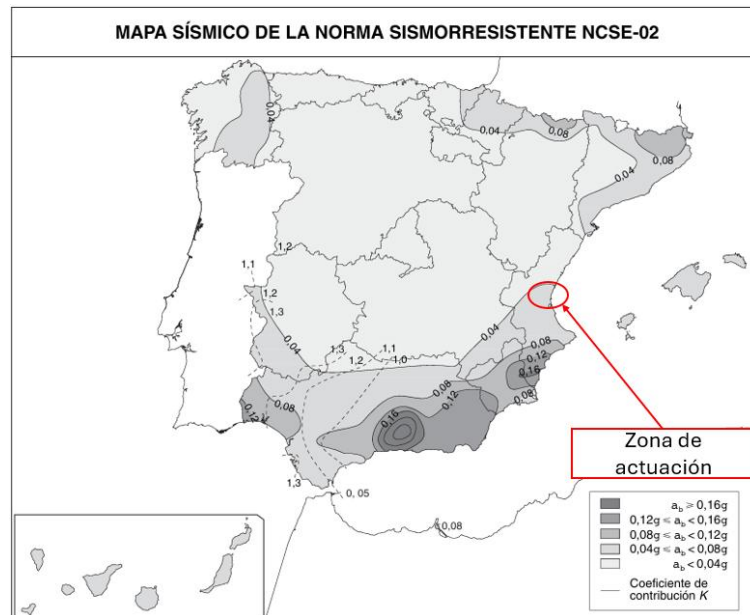


Figura 7. Mapa sísmico indicando zona de estudio (Fuente: Norma NCSE-02. Modificado).

A continuación, se realiza el cálculo de la aceleración sísmica de cálculo, con el fin de determinar si es necesario considerar las acciones sísmicas en el diseño de la estructura y en el cálculo de la cimentación.

Para ello, se emplea la siguiente fórmula:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

Donde:

- a_b =Aceleración sísmica básica ($a_b=0,06g$)
- ρ = "Coeficiente adimensional de riesgo, función de la probabilidad aceptable de que se exceda a_c en el periodo de vida para la que se proyecta la construcción". En este caso, se entiende que se trata de una construcción de importancia normal, por lo que se adopta un valor de $\rho=1,0$.
- S = "Coeficiente de amplificación del terreno". Al cumplirse que:

$$\rho \cdot a_b = 0,06g \leq 0,1g \rightarrow S = \frac{C}{1,25}$$

De acuerdo con el punto "2.4. Clasificación del terreno. Coeficiente del terreno" de la NCSE-02 (Figura 25), los terrenos se dividen en cuatro tipos. Considerando las especificaciones indicadas en el apartado "2.1. Geología y Geotecnia" relativas a las características del suelo, en este caso el terreno se clasifica como:

Tipo III: "Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $400 \text{ m/s} \geq v_s \geq 200 \text{ m/s}$.

En consecuencia, el coeficiente C adopta un valor de 1,6.

Tipo de terreno	Coeficiente C
I	1,0
II	1,3
III	1,6
IV	2,0

Figura 8. Coeficientes del terreno (Fuente: Norma NCSE-02).

Por lo tanto, S tendrá un valor de 1,28:

$$S = \frac{C}{1,25} = \frac{1,6}{1,25} = 1,28$$

Operando, se obtiene el resultado de la aceleración sísmica de cálculo (a_c) como:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b = 1,28 \cdot 1 \cdot 0,06g = 0,0768g$$

Como conclusión, al tener un por encima de 0,06g como estipula la NCSE-02, se deberían tener en cuenta las acciones sísmicas en el diseño estructural y el cálculo de la cimentación.

4.4. Agresividad del medio

Antes de proceder con el diseño del paso inferior, es necesario comprobar que la concentración de sulfatos en el terreno no sea lo suficientemente elevada como para afectar al hormigón.

Según los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio, se ha adoptado una media para el contenido de sulfatos en el suelo, siendo este de 358 mg/kg.

De acuerdo con el artículo 43.3.4.1 *Resistencia del hormigón frente al ataque por sulfatos* del Código Estructural, se consideran condiciones agresivas cuando:

- En aguas: concentración de iones sulfato ≥ 600 mg/l.
- En suelos: concentración de iones sulfato ≥ 3.000 mg/kg.

En este caso, el valor obtenido de 358 mg/kg no alcanza el umbral para clasificarse como un suelo agresivo ni en suelos ni en aguas.

5. Condicionantes técnicos y estudio de alternativas

En este apartado se exponen tres alternativas que tiene relación con los procesos constructivos posibles en el entorno existente, los condicionantes técnicos que los engloba y los criterios que han conducido a la selección de la alternativa constructiva adoptada, así como los criterios que influyen en la elección de la mejor alternativa aplicando el método denominado AHP (Proceso Analítico Jerárquico).

En el Anexo 3. Condicionantes técnicos y estudio de alternativas se puede visualizar más detenidamente el desarrollo completo de los análisis cuantitativos, la justificación de los rendimientos de obra, las simulaciones de estabilidad de taludes y la totalidad de las matrices del método AHP.

5.1. Condicionantes técnicos

Antes de plantear las alternativas del proceso constructivo, es necesario describir brevemente los condicionantes técnicos que influirán en la ejecución del túnel reduciendo drásticamente las alternativas para su ejecución.

5.1.1. Método de excavación

Dentro de los condicionantes técnicos, el más determinante para la elección del método constructivo es la escasa montera existente a lo largo del trazado, con un valor mínimo de 2,24 m entre la clave del túnel y la superficie. Esta situación obliga a descartar cualquier técnica de excavación en mina (método austriaco, belga, etc.) ya que no se puede garantizar la estabilidad del terreno en coronación y más teniendo en cuenta el terreno de estudio es mayoritariamente blando. Por lo tanto, el único método de excavación factible es el denominado falso túnel o *cut and cover*.

Dentro de este método se distinguen dos variantes en función del proceso constructivo empleado:

- Método *bottom-up*: excavación completa del volumen previsto, con o sin sistema de contención, seguido de la construcción de la estructura del túnel desde la cota de cimentación hacia la superficie.
- Método *top-down*: ejecución previa de la losa de cubrición apoyada sobre los elementos de contención, seguida de la excavación interior, lo que permite restituir la superficie con mayor celeridad.

Tras analizar los dos métodos, se concluye que el método *bottom-up* es el más adecuado ante la posibilidad de establecer itinerarios alternativos para el tráfico rodado de la calle Plaça San Vicent. Al no ser necesario mantener la operatividad de la vía en superficie durante los trabajos, se posibilita la ocupación temporal de la misma, simplificando significativamente la logística y la complejidad constructiva de la obra.

5.1.2. Afección al tráfico rodado

La afección al tráfico de vehículos es mínima, dado que el trazado discurre mayoritariamente a través de suelo de huerta. La única interferencia significativa con la red viaria se produce en el cruce con la calle *Plaça Sant Vicent*, vía de escaso tráfico que conecta la *Avenida del Rei* en *Jaume con el Carrer Dr. Barraquer* (término municipal de Alboraya). Por lo tanto, se contempla un corte provisional de la calzada compatible con el acceso a los establecimientos colindantes no afectados por las obras.

5.1.3. Afección al tráfico ferroviario

El tráfico ferroviario tan solo se verá afectado a la hora de realizar el entronque entre la línea de maniobras con la línea existente, por lo que se proponen controles exhaustivos como la auscultación periódica de carriles, nivelación balasto y traviesas si fuese necesario y la revisión de aparatos de vía para garantizar la seguridad y menores molestias posibles al tráfico ferroviario. No obstante, en este TFM no se considera de estudio el entronque entre la línea 3 y la línea de maniobras porque involucra aspectos de diseño estructural, trazado, aparatos de vía, instalaciones, señalización y balizamiento.

5.1.4. Trazado

La rasante de la nueva línea de maniobras coincide con la rasante de la Línea 3, situado a la cota -1,48 metros sobre el nivel del mar, lo que implica una profundidad de excavación máxima de 10,19 m en entronque. A medida que avanza el P.K. respecto al entronque, la altitud del perfil del terreno va en aumento, de modo que la profundidad de excavación es variable a lo largo del trazado.

En cuanto a la longitud del túnel, se precisa una longitud mínima de 340 metros. Sin embargo, los 340 m de trazado coinciden en mitad de la calle Plaça San Vicent, por lo que prolonga el túnel al otro lado de la calle.

5.1.5. Nivel freático

Tal y como se ha mencionado en el punto 4.1.4., el N.F. se encuentra a la cota 5,52 m sobre el nivel del mar, situándose 7,00 m por encima de la cota de cimentación del túnel. Este condicionante hidráulico

resulta determinante tanto en el diseño geotécnico de los sistemas de contención como en la elección de la alternativa constructiva, al exigir medidas específicas de control del agua durante la excavación (agotamiento, estanqueidad o ambas).

5.2. Estudio de alternativas y solución adoptada

En el presente apartado se describen las distintas alternativas consideradas para el diseño del túnel ferroviario. Posteriormente, se ha llevado a cabo un análisis multicriterio mediante el método AHP (Proceso Analítico Jerárquico) con el objetivo de seleccionar la opción que mejor se adapte a los condicionantes técnicos establecidos, así como a otros factores relevantes que puedan influir en la viabilidad y optimización de la solución final.

5.2.1. Alternativas planteadas

Una vez descartada la excavación en mina por los motivos expuestos en el apartado anterior, el estudio de alternativas se centra en la comparación de tres soluciones *cut and cover* que se diferencian por el sistema de contención empleado durante la excavación. Las tres alternativas comparten el mismo trazado en planta y en alzado, así como la longitud total del tramo.

- **Alternativa 1. Excavación en talud.** Se plantea la ejecución de la excavación sin ningún elemento de contención perimetral, con taludes de pendiente 1H:1V, necesaria para alcanzar un factor de seguridad mínimo de 1,30 (para situaciones casi permanente según la Guía de Cimentaciones de Obras de Carreteras). La estructura del túnel se construye mediante muros convencionales en el interior de la excavación, con rebaje previo del nivel freático. Esta alternativa genera el mayor volumen de excavación del conjunto (96.058,81 m³) y el menor presupuesto de ejecución material, con un PEM de 4.725.548,72 €, con una duración estimada de 78 semanas (1 año y 6 meses).

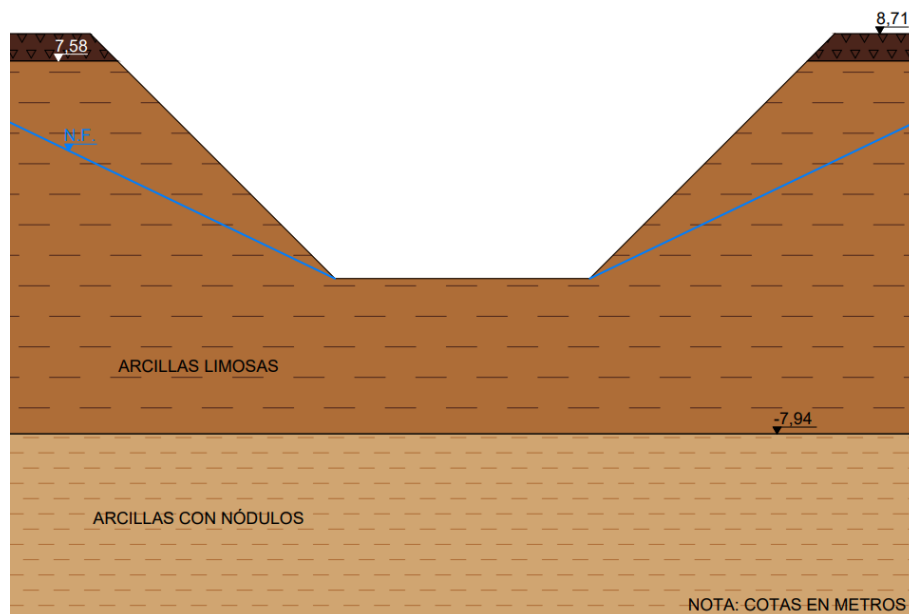


Figura 9. Sección representativa Alternativa 1. Excavación en talud (Fuente: Elaboración propia).

	Volumen de excavación (m³) (€)	Duración de las obras (meses)	PEM (€)
A1. Ejecución mediante excavación en talud	96.058,81	18	4.725.548,72
A2. Ejecución mediante tablestacas	43.345,80	21	8.340.482,94
A3. Ejecución mediante muros pantalla	49.664,27	33	11.560.939,64

Tabla 5. Resumen comparativo (Fuente: Elaboración propia).

5.2.2. Criterios de valoración y solución adoptada

Con el objetivo de seleccionar la alternativa óptima, se ha definido un conjunto de criterios de evaluación que permiten analizar y comparar de forma objetiva el grado de idoneidad de cada una de las soluciones propuestas. Los criterios son los siguientes:

- C1. Volumen de excavación
- C2. Duración de las obras
- C3. Presupuesto
- C4. Afección al tráfico rodado
- C5. Afección al tráfico ferroviario
- C6. Viabilidad
- C7. Medioambiente

La selección de la alternativa óptima se ha llevado a cabo mediante el Método de Análisis Jerárquico (AHP) de Saaty, que permite comparar de forma estructurada un conjunto de alternativas a partir de criterios ponderados según su importancia relativa. El procedimiento se articula en comparaciones por pares entre criterios y entre alternativas, representadas en matrices de decisión cuadradas que deben satisfacer las propiedades de reciprocidad, homogeneidad y consistencia interna.

La validez de cada matriz se verifica mediante el Ratio de Consistencia (CR), calculado a partir del autovalor máximo de la matriz ($\lambda_{\max}$) y su dimensión (n). El análisis se considera aceptable cuando CR no supera el umbral del 10 % para matrices de orden 5 o superior (Saaty, 1980).

La comparación por pares de los siete criterios definidos se recoge en la siguiente matriz de decisión:

VALOR	DEFINICIÓN	COMENTARIOS
1	Igual importancia	El criterio A es igual de importante que el criterio B
3	Importancia moderada	La experiencia y el juicio favorecen ligeramente al criterio A sobre el B
5	Importancia grande	La experiencia y el juicio favorecen fuertemente el criterio A sobre el B
7	Importancia muy grande	El criterio A es mucho más importante que el B
9	Importancia extrema	La mayor importancia del criterio A sobre el B está fuera de toda duda
2,4,6 y 8	Valores intermedios entre los anteriores, cuando es necesario matizar	

Figura 12. Escala fundamental de comparación por pares (Fuente: Saaty, 1980).

A partir de su normalización, se obtienen los pesos relativos (W_i) de cada criterio, siendo la viabilidad el factor dominante con un 41 % de ponderación, seguido del presupuesto (21 %) y el impacto medioambiental (13 %). El CR resultante es del 5,5 %, inferior al límite establecido, por lo que la matriz se considera consistente y los pesos son válidos para el análisis. Todos estos cálculos se reflejan de forma más detallada en el Anexo 3.

MATRIZ NORMALIZADA DE CRITERIOS								ΣC_i	PONDERACION (W_i)	%
CRITERIOS	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7			
C1. VOLUMEN DE EXCAVACIÓN	0,03	0,02	0,03	0,04	0,02	0,05	0,02	0,21	0,03	3%
C2. DURACIÓN DE LAS OBRAS	0,15	0,08	0,06	0,13	0,07	0,09	0,06	0,65	0,09	9%
C3. PRESUPUESTO	0,21	0,24	0,18	0,22	0,22	0,15	0,23	1,46	0,21	21%
C4. AFECCIÓN AL TRÁFICO RODADO	0,06	0,03	0,04	0,04	0,02	0,06	0,04	0,30	0,04	4%
C5. AFECCIÓN AL TRÁFICO FERROVIARIO	0,12	0,08	0,06	0,13	0,07	0,08	0,06	0,60	0,09	9%
C6. VIABILIDAD TÉCNICA	0,27	0,40	0,54	0,30	0,44	0,45	0,47	2,88	0,41	41%
C7. MEDIOAMBIENTE	0,15	0,16	0,09	0,13	0,15	0,11	0,12	0,91	0,13	13%
ΣC_j	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	7,00	1,00	100%

Tabla 6. Matriz normalizada y ponderaciones de criterios (Fuente: Elaboración propia).

Como se puede ver en la tabla superior, la viabilidad técnica resulta el criterio dominante (41 %), seguido por el presupuesto (21 %) y el impacto medioambiental (13 %).

Ahora, se repite el proceso que se ha llevado a cabo para la ponderación de los criterios con las alternativas, para ello, se hará una matriz normalizada por cada criterio comparando las tres alternativas para ver cuál es más favorable según un criterio en concreto, de esta manera se puede certificar que alternativa es mejor en cada criterio.

C1. VOLUMEN DE EXCAVACIÓN	MATRIZ DE COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS				MATRIZ NORMALIZADA			Σ Ai	PONDERACIÓN VOLUMEN EXCAVACIÓN (Wi)
	ALTERNATIVAS	A1	A2	A3					
	A1. EJECUCIÓN MEDIANTE EXCAVACIÓN EN TALUD	1,00	0,11	0,20	0,07	0,08	0,05	0,19	0,06
	A2. EJECUCIÓN MEDIANTE TABLESTACAS	9,00	1,00	3,00	0,60	0,69	0,71	2,01	0,67
	A3. EJECUCIÓN MEDIANTE MUROS PANTALLA	5,00	0,33	1,00	0,33	0,23	0,24	0,80	0,27
	Σ Cj	9,00	1,53	4,33	1,00	1,00	1,00	3,00	1,00

Tabla 7. Ponderación de alternativas según criterio de volumen de excavación (Fuente: Elaboración Propia).

C2. DURACIÓN DE LAS OBRAS	MATRIZ DE COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS				MATRIZ NORMALIZADA			Σ Ai	PONDERACIÓN DURACIÓN DE LAS OBRAS (Wi)
	ALTERNATIVAS	A1	A2	A3					
	A1. EJECUCIÓN MEDIANTE EXCAVACIÓN EN TALUD	1,00	2,00	4,00	0,57	0,60	0,50	1,67	0,56
	A2. EJECUCIÓN MEDIANTE TABLESTACAS	0,50	1,00	3,00	0,29	0,30	0,38	0,96	0,32
	A3. EJECUCIÓN MEDIANTE MUROS PANTALLA	0,25	0,33	1,00	0,14	0,10	0,13	0,37	0,12
	Σ Cj	1,75	3,33	8,00	1,00	1,00	1,00	3,00	1,00

Tabla 8. Ponderación de alternativas según criterio de duración de las obras (Fuente: Elaboración Propia).

C3. PRESUPUESTO	MATRIZ DE COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS				MATRIZ NORMALIZADA			Σ Ai	PONDERACIÓN PRESUPUESTO (Wi)
	ALTERNATIVAS	A1	A2	A3					
	A1. EJECUCIÓN MEDIANTE EXCAVACIÓN EN TALUD	1,00	3,00	5,00	0,65	0,69	0,56	1,90	0,63
	A2. EJECUCIÓN MEDIANTE TABLESTACAS	0,33	1,00	3,00	0,22	0,23	0,33	0,78	0,26
	A3. EJECUCIÓN MEDIANTE MUROS PANTALLA	0,20	0,00	1,00	0,13	0,08	0,11	0,32	0,11
	Σ Cj	1,53	4,33	9,00	1,00	1,00	1,00	3,00	1,00

Tabla 9. Ponderación de alternativas según criterio de presupuesto (Fuente: Elaboración Propia).

C4. AFECCIÓN TRÁFICO RODADO	MATRIZ DE COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS				MATRIZ NORMALIZADA			ΣA_i	PONDERACIÓN AFECCIÓN TRÁFICO RODADO (W_i)
	ALTERNATIVAS	A1	A2	A3					
	A1. EJECUCIÓN MEDIANTE EXCAVACIÓN EN TALUD	1	0,20	0,20	0,09	0,09	0,09	0,27	0,09
	A2. EJECUCIÓN MEDIANTE TABLESTACAS	5,00	1,00	1,00	0,45	0,45	0,45	1,36	0,45
	A3. EJECUCIÓN MEDIANTE MUROS PANTALLA	5,00	1,00	1,00	0,45	0,45	0,45	1,36	0,45
	ΣC_j	7,00	2,33	2,33	1,00	1,00	1,00	3,00	1,00

Tabla 10. Ponderación de alternativas según criterio de afección a tráfico rodado (Fuente: Elaboración Propia).

C5. AFECCIÓN TRÁFICO FERROVIARIO	MATRIZ DE COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS				MATRIZ NORMALIZADA			ΣA_i	PONDERACIÓN AFECCIÓN TRÁFICO FERROVIARIO (W_i)
	ALTERNATIVAS	A1	A2	A3					
	A1. EJECUCIÓN MEDIANTE EXCAVACIÓN EN TALUD	1	0,20	0,20	0,09	0,09	0,09	0,27	0,09
	A2. EJECUCIÓN MEDIANTE TABLESTACAS	5,00	1,00	1,00	0,45	0,45	0,45	1,36	0,45
	A3. EJECUCIÓN MEDIANTE MUROS PANTALLA	5,00	1,00	1,00	0,45	0,45	0,45	1,36	0,45
	ΣC_j	7,00	2,33	2,33	1,00	1,00	1,00	3,00	1,00

Tabla 11. Ponderación de alternativas según criterio de afección a tráfico ferroviario (Fuente: Elaboración Propia).

C6. VIABILIDAD	MATRIZ DE COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS				MATRIZ NORMALIZADA			ΣA_i	PONDERACIÓN AFECCIÓN TRÁFICO FERROVIARIO (W_i)
	ALTERNATIVAS	A1	A2	A3					
	A1. EJECUCIÓN MEDIANTE EXCAVACIÓN EN TALUD	1,00	0,20	0,20	0,09	0,09	0,09	0,27	0,09
	A2. EJECUCIÓN MEDIANTE TABLESTACAS	5,00	1,00	1,00	0,45	0,45	0,45	1,36	0,45
	A3. EJECUCIÓN MEDIANTE MUROS PANTALLA	5,00	1,00	1,00	0,45	0,45	0,45	1,36	0,45
	ΣC_j	7,00	2,33	2,33	1,00	1,00	1,00	3,00	1,00

Tabla 12. Ponderación de alternativas según criterio de viabilidad (Fuente: Elaboración Propia).

C7. MEDIO AMBIENTE	MATRIZ DE COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS				MATRIZ NORMALIZADA			ΣA_i	PONDERACIÓN MEDIO AMBIENTE (W_i)
	ALTERNATIVAS	A1	A2	A3					
	A1. EJECUCIÓN MEDIANTE EXCAVACIÓN EN TALUD	1,00	0,20	1,00	0,14	0,13	0,20	0,47	0,16
	A2. EJECUCIÓN MEDIANTE TABLESTACAS	5,00	1,00	3,00	0,71	0,65	0,60	1,97	0,66
	A3. EJECUCIÓN MEDIANTE MUROS PANTALLA	1,00	0,33	1,00	0,14	0,22	0,20	0,56	0,19
	ΣC_j	7,00	1,53	5,00	1,00	1,00	1,00	3,00	1,00

Tabla 13. Ponderación de alternativas según criterio medioambiental (Fuente: Elaboración Propia).

El análisis de las alternativas bajo los criterios anteriores arroja los siguientes resultados de priorización global:

CRITERIOS	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	PRIORIZACIÓN	%
ALTERNATIVAS									
A 1. EJECUCIÓN MEDIANTE EXCAVACIÓN EN TALUD	0,06	0,56	0,63	0,09	0,09	0,09	0,16	0,25	25%
A 2. EJECUCIÓN MEDIANTE TABLESTACAS	0,67	0,32	0,26	0,45	0,45	0,45	0,66	0,43	43%
A 3. EJECUCIÓN MEDIANTE MUROS PANTALLA	0,27	0,12	0,11	0,45	0,45	0,45	0,19	0,31	31%
W_i	0,03	0,09	0,21	0,04	0,09	0,41	0,13	1,00	100%

Tabla 14. Porcentaje de priorización de las alternativas (Fuente: Elaboración propia).

La Alternativa 1 queda penalizada fundamentalmente por su escasa viabilidad refiriéndose a la invasión de edificaciones cercanas, además, al no existir un sistema de contención los bombeos necesarios para el control del nivel freático pueden inducir asentamientos diferenciales en la plataforma ferroviaria existente y también en las edificaciones adyacentes porque afecta al N.F. de sus respectivas cimentaciones. Desde el punto de vista ambiental, la gran extensión de terreno afectado implica, además, una mayor emisión de polvo y un elevado volumen de transporte de tierras.

La Alternativa 3, aunque ofrece la mayor estanqueidad y el mejor control hidráulico, presenta un coste de ejecución aproximadamente 2,6 veces superior al de la Alternativa 1 y una duración de obra de dos años y nueve meses, lo que penaliza la adopción de la alternativa 3. Adicionalmente, el empleo de lodos tixotrópicos en una zona de huerta con acuífero somero representa un riesgo ambiental significativo.

Por lo tanto, se concluye que la alternativa más favorable siguiendo el método AHP es la alternativa 2 (ejecución mediante tablestacas).

6. Diseño geotécnico del túnel

6.1. Introducción y geometría

En este apartado se describen los procedimientos y cálculos realizados para el diseño geotécnico del túnel ferroviario, por una parte, mediante cálculos manuales mediante la teoría de Rankine y por otra mediante cálculos analíticos obteniendo los resultados a través de PLAXIS 2D. El desarrollo completo, de cálculos, tablas y diagramas de tensiones/esfuerzos se encuentra en el *Anexo 4. Comprobaciones geotécnicas de la solución adoptada*.

De cara a la geometría del túnel, se ha planteado la ejecución de 0,15 m de espesor de hormigón de limpieza sobre la que apoya a la losa de cimentación de 1 m de espesor del lado de la seguridad frente a un posible levantamiento de fondo, contando con unos muros y losa de cubrición de 0,8 m de espesor, ejecutándose la losa de cubrición con geometría plana ya que las cargas horizontales transmitidas sobre los muros son superiores a las cargas verticales producidas tras el relleno y compactación sobre la losa de cubrición, por lo que si ejecutase una losa curva facilitaría los desplazamientos verticales en la clave del túnel. En cuanto al entronque adoptará una losa de cubrición de un metro de espesor ante el aumento de la luz.

La sección representativa del túnel es la siguiente.

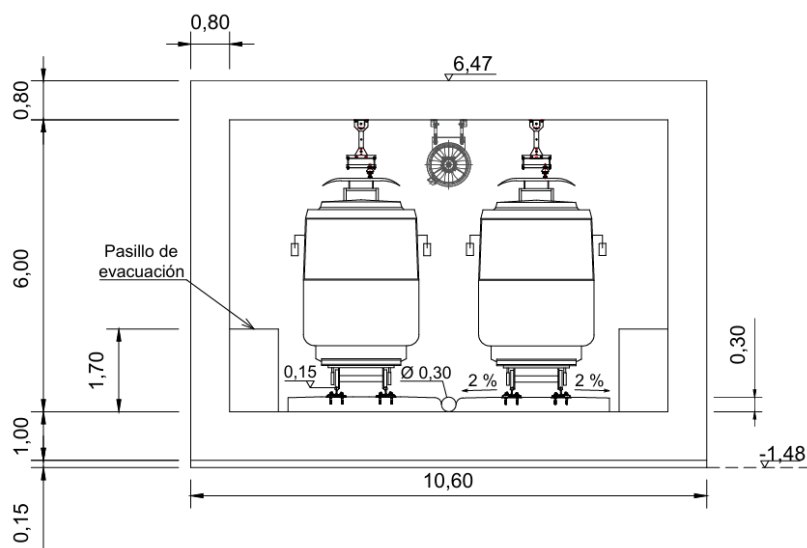


Figura 13. Detalles de la sección transversal propuesta acotado en metros (Fuente: Elaboración propia).

Como se ha mencionado en el apartado 5.1.4. Trazado de la presente memoria, la cota de cimentación sobre el nivel del mar es de -1,48 m. Por lo que la profundidad de excavación será variable a lo largo del trazado siendo de 10,19 m en la sección 1 (P.K. 0+080) y 12,02 m al final del túnel (P.K. 401,35).

6.2. Secciones de cálculo

Tras visualizar el perfil geotécnico del terreno se han tomado tres secciones representativas, las cuales son las siguientes:

- Sección 1. P.K. 0+080. Se escoge esta sección al no tener estrato de gravas y gravillas.
- Sección 2. P.K. 0+205. Sección que posee el mayor canto de estrato de gravas y gravillas.
- Sección 3. P.K. 0+401,35 (final del túnel). Es la sección más desfavorable puesto que es la que mayor cantidad de material posee por encima del túnel.



Figura 14. Sección representativa 1 para comprobaciones (Fuente: Elaboración propia).

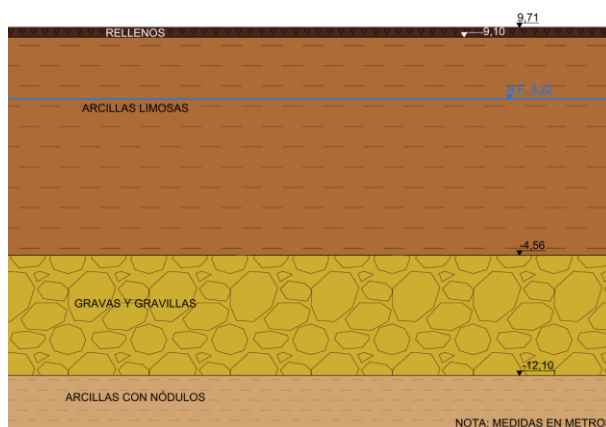


Figura 15. Sección representativa 2 para comprobaciones (Fuente: Elaboración propia).

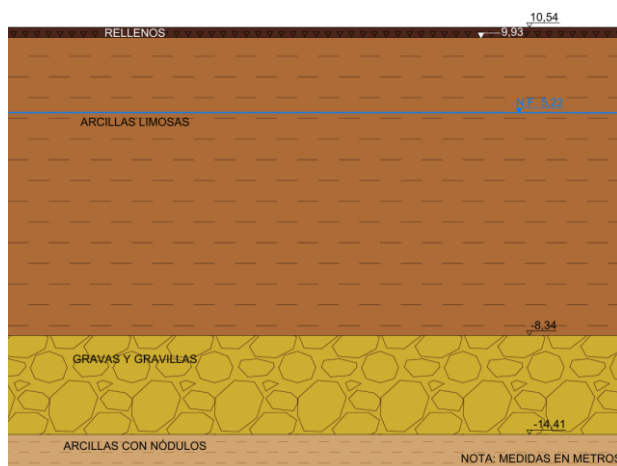


Figura 16. Sección representativa 3 para comprobaciones (Fuente: Elaboración propia).

6.3. Cálculos manuales

6.3.1. Dimensionamiento del sistema de contención

Como se ha determinado en el estudio de alternativas, la ejecución del túnel se lleva a cabo mediante tablestacas. Se plantea el uso de tablestacas de acero ya que genera menos vibraciones en la hinca que otros materiales como el hormigón.

Para la obtención de la longitud de las tablestacas, se ha recurrido a la teoría de Rankine. Con los parámetros del terreno definidos según el estudio geotécnico del terreno y los coeficientes de empuje activo (K_a) y pasivo (K_p), calculados en el Anexo N°4, se obtienen los empujes activos y pasivos sobre la tablestaca, además del empuje hidrostático del agua, los cuales se encuentran en función de la profundidad de empotramiento 'd'.

Además, teniendo en cuenta la altura libre de excavación se requiere la instalación de dos niveles de arriostramiento provisional separados entre sí a una distancia de 5 m, lo que implica dos incógnitas más P_1 y P_2 .

El problema es estáticamente indeterminado con tres incógnitas (profundidad de empotramiento d, fuerza P_1 y fuerza P_2), por lo que se aplica el método de equilibrio límite igualando a cero el sumatorio de fuerzas horizontales y el de momentos flectores respecto a la base de la tablestaca:

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma M_o = 0$$

Al disponer de dos ecuaciones y tres incógnitas, se adopta un valor prefijado para ' P_1 ' por metro lineal en cada sección, resolviéndose el sistema para obtener 'd' y ' P_2 '. En la siguiente figura (correspondiente a la sección 3) se representa un esquema del perfil estratigráfico en función de las tres incógnitas descritas.

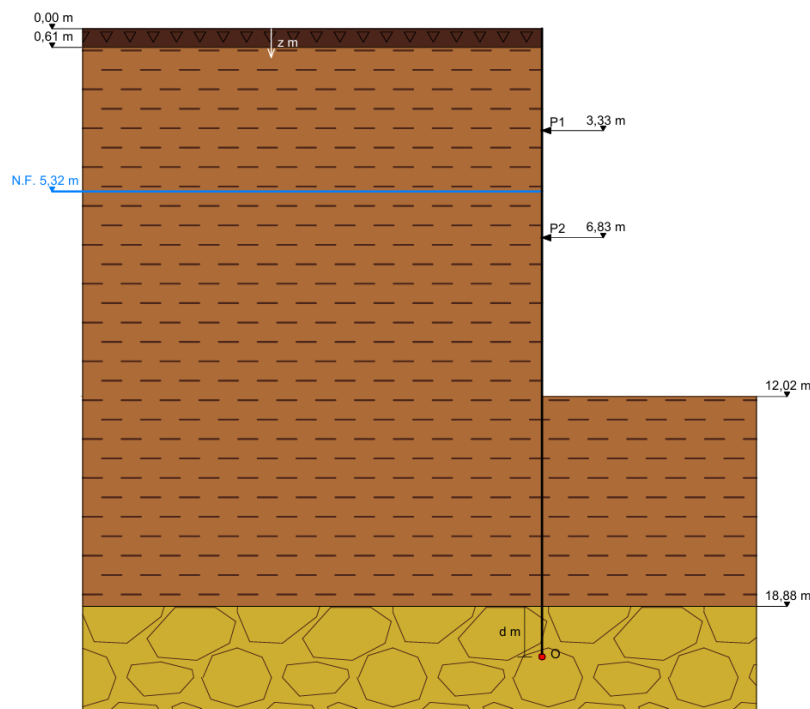


Figura 17. Perfil estratigráfico con tablestaca hincada en función de 'd' ' P_1 ' y ' P_2 ' en sección 3 (Fuente: elaboración propia).

Tras realizarse los cálculos pertinentes en las tres secciones, considerando el incremento de un 20 % sobre la profundidad de empotramiento calculada por el lado de la seguridad como menciona el CTE y 0,5 m para facilitar la retirada de las tablestacas, los resultados son los siguientes:

	d (m)	P1 (kN/m)	P2 (kN/m)	L tablestaca
Sección 1	4,58	150,00	217,78	24,00
Sección 2	4,54	150,00	242,46	21,00
Sección 3	1,64	250,00	311,09	23,00

Tabla 15. Longitudes de tablestaca de cálculo (Fuente: elaboración propia).

Teniendo en cuenta que la profundidad alcanzada por las tablestacas en las secciones 2 y 3 se encuentra en el estrato C (que posee una alta permeabilidad), se decide prolongar las tablestacas como mínimo medio metro por debajo del techo del estrato D que posee una baja permeabilidad dificultando así lo máximo posible el flujo de agua por debajo de las tablestacas, por lo tanto, las longitudes finales de las tablestacas serán las siguientes:

- Sección 1. $L_{\text{Tablestaca}}=24,00$ m
- Sección 2. $L_{\text{Tablestaca}}=23,00$ m
- Sección 3. $L_{\text{Tablestaca}}=26,00$ m

En todas las secciones se precisa de una longitud de tablestaca superior a los 20 m. Con el objeto de comprobar la posibilidad de ejecutar el túnel mediante este sistema de contención se consultó a la empresa especialista ISCHEBECK TITAN, confirmándose que la longitud máxima operativa habitual para tablestacas temporales es de 19 m, condicionada por la altura de los mástiles de las máquinas hincadoras. Por lo que la alternativa de tablestacas recuperables queda descartada desde un punto de vista técnico y se adopta la alternativa 3, ejecución mediante muros pantalla de hormigón armado ejecutados in situ, con longitud constante de 25,50 m en paneles de 5,00 m de ancho por simplicidad constructiva.

6.3.2. Comprobación frente a levantamiento de fondo

El levantamiento de fondo o taponazo es un mecanismo de inestabilidad hidráulica que se produce cuando las presiones intersticiales ascendentes bajo el fondo de excavación superan el peso del estrato impermeable que actúa de tapón. Es especialmente crítico en suelos cohesivos con nivel freático elevado, como ocurre en este caso de estudio.

La comprobación se establece mediante la relación entre fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras, exigiéndose un factor de seguridad mínimo de 1,50:

$$Si \rightarrow \frac{\text{Fuerzas estabilizadoras} = \sigma}{\text{Fuerzas desestabilizadoras} = u} \geq 1,50 \rightarrow CUMPLE$$

La fuerza desestabilizadora es la supresión hidrostática actuando sobre la cara inferior del estrato impermeable tapón. Donde h_w es la altura de agua desde el nivel freático natural hasta la base del estrato tapón.

$$u = \gamma_w \cdot h_w$$

Por otra parte, para el cálculo de fuerzas estabilizadoras se han tenido en cuenta 4 escenarios que harán que éstas vayan aumentando. Dichos escenarios se exponen a continuación:

- Escenario 1 (E1). Excavación hasta cota de cimentación. solo actúa el peso del estrato tapón.

$$\sigma = \gamma_{\text{Terreno}} \cdot Z$$

- Escenario 2 (E2). Se añade la losa de cimentación y el hormigón de limpieza, lo que implica un $\Delta\sigma=28,45 \text{ kN/m}^2$.
- Escenario 3 (E3). Se añade la losa de cubrición lo que implica un $\Delta\sigma = 20,00 \text{ kN/m}^2$.
- Escenario 4 (E4). Se añade el relleno de la montera con material de la traza, aplicando en este caso el peso específico aparente ya que se encuentra por encima del N.F.

La Sección 1 es un caso particular, ya que al no existir el estrato C permeable, los estratos B y D actúan conjuntamente como tapón, sumando un espesor resistente considerablemente mayor que en las secciones 2 y 3, donde el tapón es únicamente el estrato B, que actúa como barrera impermeable frente al estrato C permeable.

	Factor de Seguridad			
	E1	E2	E3	E4
Sección 1	1,48	1,60	-	-
Sección 2	0,68	0,97	1,17	1,52
Sección 3	1,09	1,30	1,44	2,06

Tabla 16. Factor de seguridad frente a levantamiento de fondo por escenario y sección (Fuente: elaboración propia).

El Escenario 1 resulta crítico en las tres secciones, confirmando que la excavación hasta cota de cimentación con solo los muros pantalla es la fase más crítica frente a levantamiento de fondo. El sistema de bombeo mediante pozos drenantes debe mantenerse activo hasta la finalización del relleno en las Secciones 2 y 3. Por otra parte, la Sección 2 es la más desfavorable por el reducido espesor del estrato B que actúa de tapón.

6.4. Cálculos analíticos

6.4.1. Fundamentos teóricos PLAXIS 2D

6.4.1.1. Método de elementos finitos

PLAXIS 2D resuelve los problemas geotécnicos mediante el Método de Elementos Finitos (MEF), dividiendo el dominio en una malla de elementos triangulares de 15 nodos bajo la hipótesis de deformación plana ($\epsilon_z=0$). Los desplazamientos en cada punto interior se obtienen a partir de los desplazamientos nodales mediante las funciones de forma **[N]**:

$$\{\Delta d\} = [N] \cdot \{\Delta d\}_N$$

Las deformaciones se obtienen derivando los desplazamientos con la matriz cinemática **[B]**, y las tensiones a partir de las deformaciones mediante la matriz constitutiva **[D]**:

$$\{\Delta \epsilon\} = [B] \cdot \{\Delta d\}_n$$

$$\{\Delta \sigma\} = [D] \cdot \{\Delta \epsilon\}$$

El sistema global de ecuaciones de equilibrio es:

$$\{K_G\} \cdot \{\Delta d\}_{NG} = \{\Delta R_G\}$$

Siendo **[K_G]** la matriz de rigidez global, ensamblada a partir de las matrices de rigidez elementales:

$$\int_{V_{ol}} [B]^T \cdot [D] \cdot [B] dV_{ol}$$

Al adoptar el modelo Hardening Soil, la matriz **[D]** depende del estado tensional y la trayectoria de esfuerzos, haciendo el problema no lineal. El programa lo resuelve aplicando la carga en incrementos sucesivos y corrigiendo los desequilibrios residuales en cada incremento mediante el método iterativo de Newton-Raphson.

6.4.1.2. Modelo constitutivo

Se ha adoptado el modelo constitutivo Hardening Soil (HS) en lugar del más sencillo Mohr-Coulomb por su mayor capacidad para reproducir el comportamiento real del terreno en excavaciones.

Las diferencias entre ambos modelos constitutivos residen en la superficie de fluencia y la dependencia tensional de rigidez.

En cuanto a la superficie de fluencia el modelo de Mohr-Coulomb dispone de una única superficie de fluencia por corte fija e invariable, de modo que al alcanzarla se produce la rotura plástica instantánea, mientras que el modelo HS incorpora dos superficies que actúan simultáneamente, la de corte (shear hardening), que controla las deformaciones plásticas por carga desviadora, y la de tapa (cap hardening), que cierra el dominio elástico en trayectorias de compresión mediante una función elíptica en el plano p' - q . Ambas superficies se expanden con la deformación, reproduciendo el endurecimiento isótropo del suelo antes de la rotura.

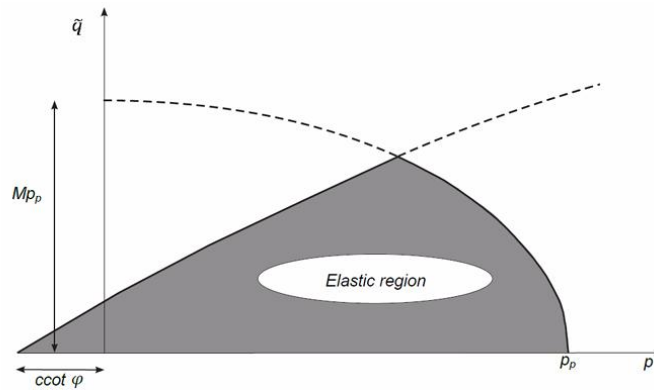


Figura 18. Superficie de fluencia del modelo Hardening Soil en el espacio de tensiones p - q (Fuente: Manual Plaxis 2D).

En cuanto a la dependencia tensional de la rigidez: en Mohr-Coulomb la rigidez es constante, mientras que en Hardening Soil es variable con el confinamiento según la ley potencial de Janbu:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c' \cdot \cos\varphi' - \sigma'_3 \cdot \sin\varphi'}{c' \cdot \cos\varphi' + \rho^{ref} \cdot \sin\varphi'} \right)^m$$

Esta formulación se aplica a los tres módulos del modelo

- Módulo secante de carga primaria E_{50}
- Módulo edométrico E_{oed} (de igual valor a E_{50})
- Módulo de descarga-recarga $E_{ur} \approx 3 \cdot E_{50}$.

La distinción entre E_{50} y E_{ur} es especialmente relevante en excavaciones, ya que el terreno del trasdós se descarga al reducirse el confinamiento horizontal y trabaja con el módulo de descarga-recarga, mientras que el del intradós se carga con el empuje pasivo y trabaja con el módulo secante de carga primaria. Esta asimetría, que el modelo de Mohr-Coulomb no puede reproducir, permite a PLAXIS obtener desplazamientos más ajustados a la realidad.

6.4.2. Análisis de tensiones y esfuerzos

Los empujes obtenidos en PLAXIS 2D son superiores a los calculados por la teoría de Rankine en todas las secciones. Estos resultados tienen sentido puesto que al encontrarse arriostrados los muros se impiden las deformaciones necesarias para que el terreno alcance el empuje activo y pasivo que asume Rankine. PLAXIS parte del estado geostático K_0 y sigue la trayectoria tensional real fase a fase, permaneciendo las presiones en un estado intermedio entre K_0 y K_a en el trasdós, así como entre K_0 y K_p en el intradós de los muros.

En las siguientes tablas se muestran las comparativas entre empujes activos y en reposo, así como entre pasivos y en reposo junto con los empujes obtenidos en PLAXIS 2D donde se puede verificar que no se alcanza tanto el empuje activo como el pasivo en los muros, pero que tampoco permanecen inmóviles, es decir, sí que se produce movilización de los muros, pero no la suficiente para alcanzar los empujes basados en la teoría de Rankine.

	z (m)	e' _a (kN/m ²)	Empujes trasdós PLAXIS 2D (kN/m ²)	e' _o (kN/m ²)
ESTRATO A	0	4,82	8,57	10,61
	0,61	8,58	9,19	16,14
ESTRATO B	0,61	-13,08	0,49	16,62
	18,88	82,62	140,90	155,77
ESTRATO C	18,88	62,03	94,39	101,91
	24,95	77,87	123,20	127,93
ESTRATO D	24,95	117,28	172,40	189,99
	25,50	119,46	176,10	193,20

Tabla 17. Comparativa de empujes entre Rankine y PLAXIS 2D en trasdós (Fuente: elaboración propia).

	z (m)	e' _p (kN/m ²)	Empujes intradós PLAXIS 2D (kN/m ²)	e' _o (kN/m ²)
ESTRATO B	12,02	39,16	46,88	0,00
	18,88	165,21	145,80	43,07
ESTRATO C	18,88	217,68	139,90	28,18
	24,95	418,68	181,40	54,20
ESTRATO D	24,95	272,13	166,60	80,50
	25,50	282,19	176,70	83,71

Tabla 18. Comparativa de empujes entre Rankine y PLAXIS 2D en intradós (Fuente: elaboración propia).

En cuanto a los elementos estructurales, los esfuerzos axiles y cortantes máximos se encuentran en los muros pantalla, especialmente en la zona correspondiente a la sección del túnel donde la interacción entre el empuje del terreno, la subpresión hidrostática y las reacciones transmitidas por las losas genera las sollicitaciones más elevadas de toda la estructura.

En cuanto a las losas, los esfuerzos flectores máximos se alcanzan en la losa de cubrición siendo superiores a los de la losa de cimentación, lo cual se debe a la diferencia en las cargas que actúan sobre cada una de ellas, siendo superior el peso del terreno y la compactación a la subpresión del agua.

La fase más desfavorable de todo el proceso constructivo corresponde a la de relleno y compactación del terreno sobre la losa de cubrición. En este momento se obtienen los esfuerzos máximos en valor absoluto en todos los elementos estructurales, ya que la compactación introduce una sobrecarga dinámica concentrada que, sumada al peso propio del relleno y a la subpresión bajo la cimentación, representa la situación de máxima sollicitación simultánea del conjunto estructural del túnel.

Todos y cada uno de los diagramas de tensiones, así como esfuerzos se muestra en el Anexo 4.

A continuación, se muestra una tabla resumen con los esfuerzos máximos de cada elemento estructural.

	N _{máx} (kN/m)	V _{máx} (kN/m)	M _{máx} (kN·m/m)
Muros pantalla	890,90	417,40	686,20
Losa de cubrición	462,10	538,50	715,90
Losa de cimentación	284,70	158,50	322,40

Tabla 19. Esfuerzos máximos en elementos estructurales (Fuente: elaboración propia).

Los esfuerzos flectores máximos se producen en la losa de cubrición (715,90 kN·m/m), donde actúan simultáneamente el peso del relleno de tierras y las sobrecargas de compactación. La losa de cimentación, solicitada principalmente por la subpresión hidrostática, registra menores esfuerzos flectores.

6.4.3. Deformaciones

Tras analizar las deformaciones a lo largo del proceso constructivo, se ha determinado que las dos fases críticas del proceso constructivo se producen en la retirada del segundo nivel de arriostramiento (P_2), tras la cual es el primer nivel el que absorbe toda la tensión y tras el relleno y compactación sobre la losa de cubrición.

A continuación, se muestran las deformaciones en las fases críticas mencionadas de la obra:

	Ux (mm)		Uy (mm)	
	Ux,min (mm)	Ux,max (mm)	Uy,min (mm)	Uy,max (mm)
Retirada de segundo nivel de arriostramiento	-10,00	10,00	-16,90	11,00
Relleno y compactación por encima de losa de cimentación	-9,30	9,30	-22,00	9,70

Tabla 20. Deformaciones máximas (Fuente: elaboración propia).

Como se puede apreciar, los desplazamientos horizontales son superiores tras la retirada del segundo nivel de arriostramiento que, tras rellenar y compactar, la razón de ello es porque la losa de cubrición actúa como arriostramiento definitivo y limita un poco los desplazamientos.

En cuanto a los desplazamientos verticales, presentan un comportamiento coherente con las fases constructivas descritas. Durante la excavación, se produce un hinchamiento del fondo de excavación como consecuencia del desconfinamiento del terreno. Posteriormente, al rellenar y compactar por encima de la losa de cubrición, se reducen los desplazamientos verticales positivos.

En cuanto a los desplazamientos verticales negativos, estos se generan en la superficie del terreno a ambos lados de la excavación. El desplazamiento máximo negativo se produce tras el relleno y compactación en el propio terreno compactado, debido a la subpresión ejercida por el nivel freático sobre la losa de cimentación.

Al tratarse de deformaciones tan pequeñas, se consideran admisibles.

6.4.4. Comprobaciones estructurales complementarias

A diferencia de los elementos a flexión, los elementos esbeltos a compresión pueden colapsar por inestabilidad para cargas muy inferiores a la resistencia plástica de la sección, lo que hace imprescindible la comprobación frente a pandeo.

Los puntales se han modelizado en PLAXIS 2D como elementos node-to-node anchor con una separación longitudinal de 5 m, obteniéndose los axiles de cálculo a partir de las envolventes de esfuerzos de la Sección 3, que resulta la más desfavorable. Los valores obtenidos son:

- $P_1 = 2.144,35 \text{ kN}$
- $P_2 = 2.235,30 \text{ kN}$

Para realizar el dimensionamiento se ha recurrido a los artículos 35.1.1, 35.1.2 y 35.1.3 de la Instrucción de Acero Estructural (EAE), verificando para cada puntal que el axil de compresión de cálculo no supera la resistencia de cálculo a pandeo ($N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$).

Según la EAE, la fórmula de $N_{b,Rd}$ es la siguiente:

- Puntales $P_1 = d \geq 323,56 \text{ mm}$
- Puntales $P_2 = d \geq 327,27 \text{ mm}$

Por lo tanto, se puede adoptar puntales de 330 mm de diámetro para que no existan problemas frente a pandeo, quedando el $N_{b,Rd} = 2.304,55 \text{ kN}$, siendo así mayor que los dos axiles de cálculo en los puntales.

6.4.5. Verificación de espesores

Se aplica el punto *HM.1 Muro de sótano* porque tiene similitudes con el caso de estudio ya que el muro se encuentra arriostrado, por lo tanto, el espesor de los muros tendrá un valor similar al cociente entre la altura libre dividido quince. En este caso aplicaremos la altura libre de la sección 3 (12,02 m) ya que es la más desfavorable.

$$h = \frac{H}{15} = \frac{12,02}{15} \simeq 0,80 \text{ m}$$

Por lo tanto, se considera aceptable el espesor de 0,80 m para los muros pantalla, de hecho, es incluso conservador porque existen arriostramientos intermedios que hace que se requiera un espesor mínimo menor.

En cuanto al espesor de la losa de cimentación y de cubrición, el libro no especifica ningún espesor en función de la luz, pero teniendo en cuenta la anterior condición del espesor del muro se puede considerar también aceptable el espesor de 0,80 m de la losa de cubrición y más la losa de cimentación que tiene un espesor de 1 m.

7. Proceso constructivo

Antes de comenzar con la descripción del proceso constructivo, Dado que las tres secciones de estudio presentan cotas de superficie diferentes referidas al nivel del mar (8,71 m, 9,71 m y 10,54 m respectivamente), el proceso constructivo se describe en el sistema de cotas absolutas para facilitar la comprensión de la secuencia de excavación. Las figuras que acompañan la descripción corresponden a la Sección 2.

En una primera fase se llevan a cabo los trabajos previos necesarios para habilitar la zona de actuación, procediéndose a la demolición y fresado del firme existente y al desbroce y limpieza general del ámbito de obras. Una vez despejada la zona, se posiciona la maquinaria pesada y se inicia la ejecución de los muros pantalla de hormigón armado mediante excavación bajo lodo bentonítico, procedimiento que garantiza la estabilidad de las paredes de la excavación durante el proceso de vaciado y hormigonado. Los paneles se ejecutan con una anchura de 5 m y una longitud constante de 25,50 m, dimensión que garantiza el empotramiento en el Estrato D tanto por criterio estructural como por criterio de estanqueidad hidráulica. Durante esta fase se considera una carga lineal de 20 kN/m sobre el terreno simulando el efecto de la maquinaria pesada.

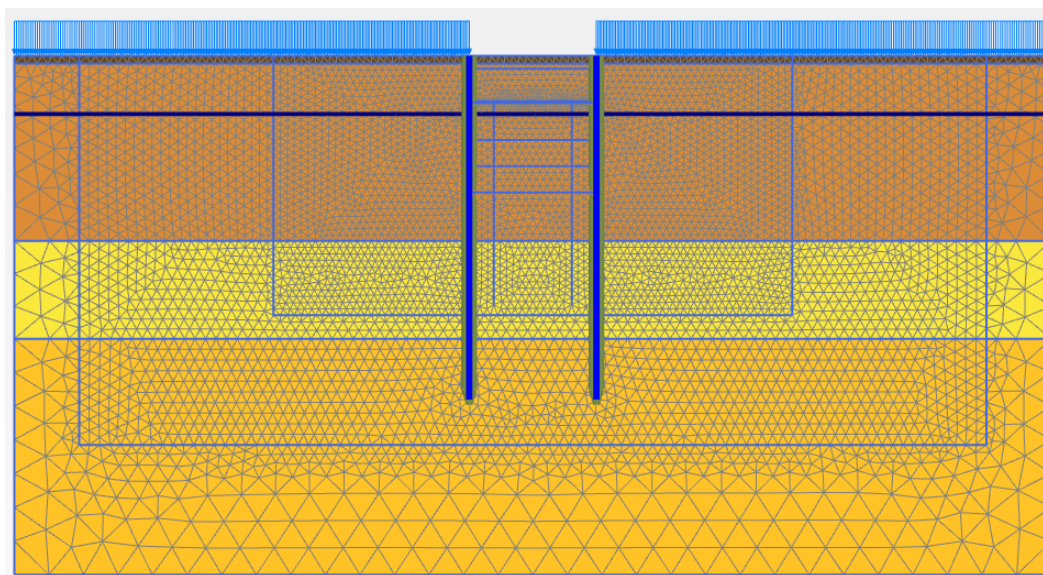


Figura 19. Estado del modelo inicial (sección 2). Generación de muros pantalla (Fuente: Elaboración propia).

Una vez ejecutados los muros pantalla, se inicia la secuencia de excavaciones escalonadas que constituye el núcleo del proceso constructivo. En primer lugar, se homogeneiza la plataforma de trabajo excavando hasta la cota 8,71 m a lo largo de todo el trazado, operación que no requiere rebajamiento del nivel freático al desarrollarse íntegramente por encima del mismo. A continuación, se profundiza 2,50 m adicionales hasta alcanzar la cota 6,21 m, manteniéndose igualmente por encima del nivel freático. Alcanzada esta cota, se instala el primer nivel de acodalamiento (P1) a la cota 7,21 m, mediante puntales metálicos de sección circular dispuestos transversalmente entre los muros pantalla con una separación longitudinal de 5 m, garantizando la estabilidad de las pantallas para las fases de mayor profundidad de vaciado.

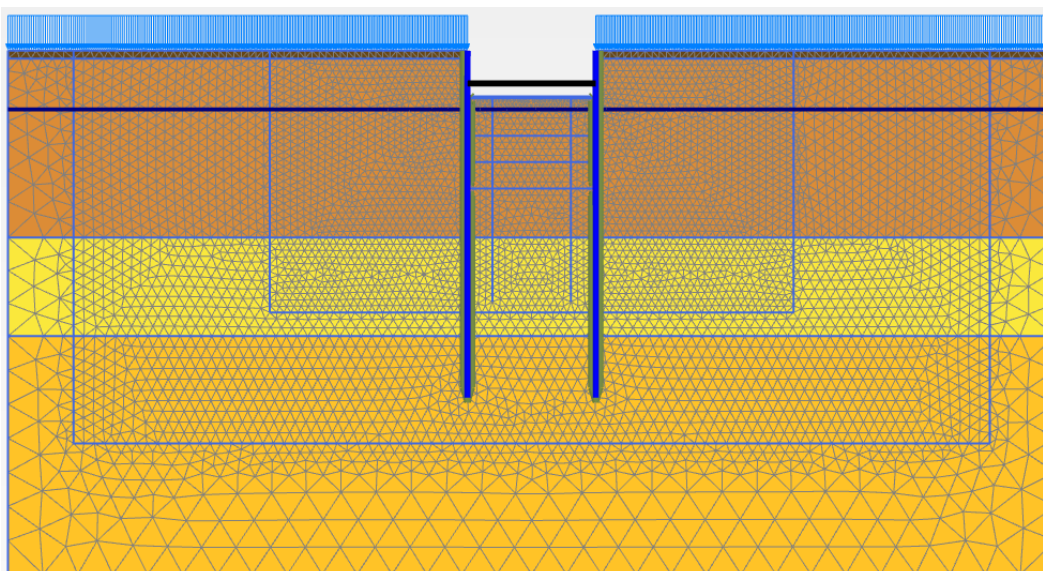


Figura 20. Segundo nivel de excavación hasta la cota 6,21 m y colocación del primer nivel de acodalamiento (Fuente: Elaboración propia).

Con el primer nivel de acodalamiento instalado, se inicia el primer ciclo de rebajamiento del nivel freático mediante pozos drenantes, descendiendo desde su cota natural de 5,52 m hasta la cota 3,21 m. Una vez verificado el descenso, se ejecuta la siguiente fase de excavación profundizando 3,00 m hasta alcanzar dicha cota, instalándose seguidamente el segundo nivel de acodalamiento (P2) a la cota 3,71 m y completando así el sistema de arriostramiento provisional. Posteriormente se llevan a cabo un segundo y tercer ciclo de rebajamiento, descendiendo progresivamente el nivel freático hasta la

cota 1,21 m y finalmente hasta la cota -2,00 m, coordinados respectivamente con una cuarta fase de excavación hasta la cota 1,21 m y con la quinta y última fase de excavación hasta la cota de cimentación de -1,48 m. Este último rebajamiento sitúa el nivel freático por debajo de la cota de trabajo, eliminando la presión intersticial actuante sobre el fondo de la excavación y garantizando las condiciones necesarias para el hormigonado de la losa de cimentación.

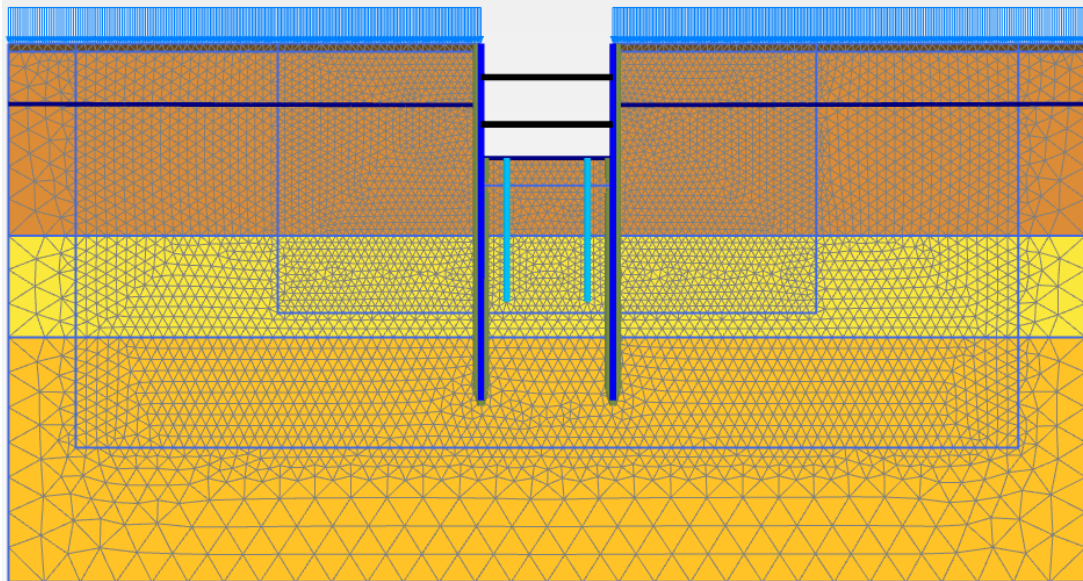


Figura 21. Cuarto nivel de excavación hasta la cota 1,21 m (Fuente: Elaboración propia).

La fase de excavación hasta la cota -1,48 m materializa la condición más desfavorable del proceso constructivo, concentrando simultáneamente los máximos empujes sobre los muros pantalla, la mayor subpresión hidrostática potencial y el mayor riesgo de levantamiento del fondo de excavación, siendo este el escenario crítico verificado en las comprobaciones geotécnicas del presente trabajo.

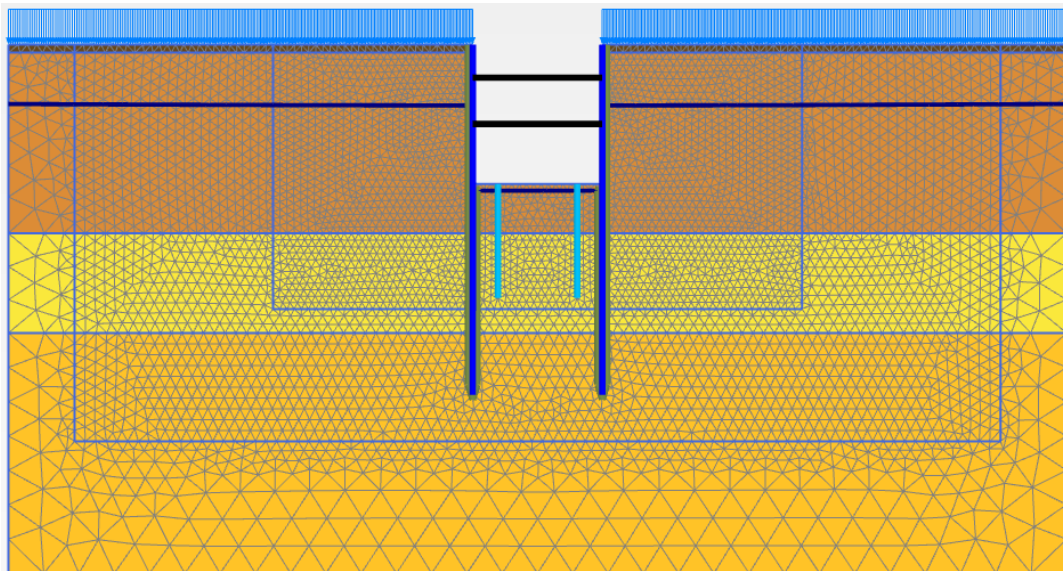


Figura 22. Último nivel de excavación hasta la cota -1,48 m (Fuente: Elaboración propia).

Alcanzada y estabilizada la cota de cimentación, se ejecuta en primer lugar una capa de hormigón de limpieza de 15 cm de espesor que regulariza el fondo de excavación y proporciona una superficie de trabajo adecuada para el replanteo y la colocación de armaduras. A continuación, se hormigona la losa de cimentación de 1,00 m de espesor, que actúa simultáneamente como elemento resistente del fondo del túnel y como elemento estabilizador frente a la subpresión hidrostática una vez recuperado el nivel freático.

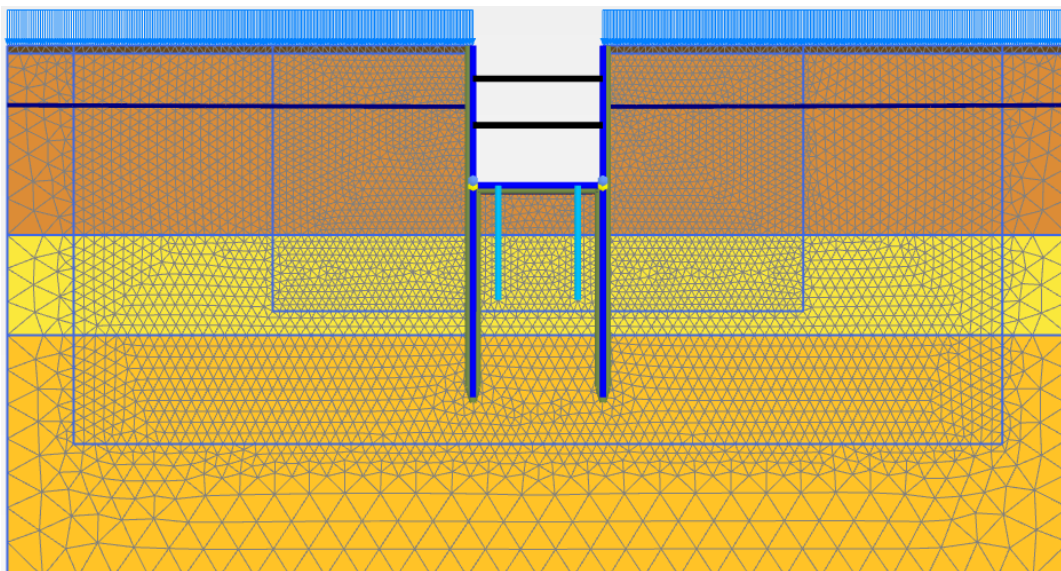


Figura 23. Ejecución de la losa de cimentación (Fuente: Elaboración propia).

Una vez que la losa de cimentación ha alcanzado la resistencia de proyecto, se procede a la retirada del segundo nivel de acodamiento (P_2) y se hormigona la losa de cubrición de 0,80 m de espesor, cerrando la sección transversal del túnel que pasa a funcionar como un cajón de hormigón armado. Ejecutada la losa de cubrición, se retira el primer nivel de acodamiento (P_1) y se procede al relleno y compactación del trasdós por encima de la misma por tongadas de 0,30 m de espesor, con material procedente de la propia excavación, hasta recuperar la cota superficial original.

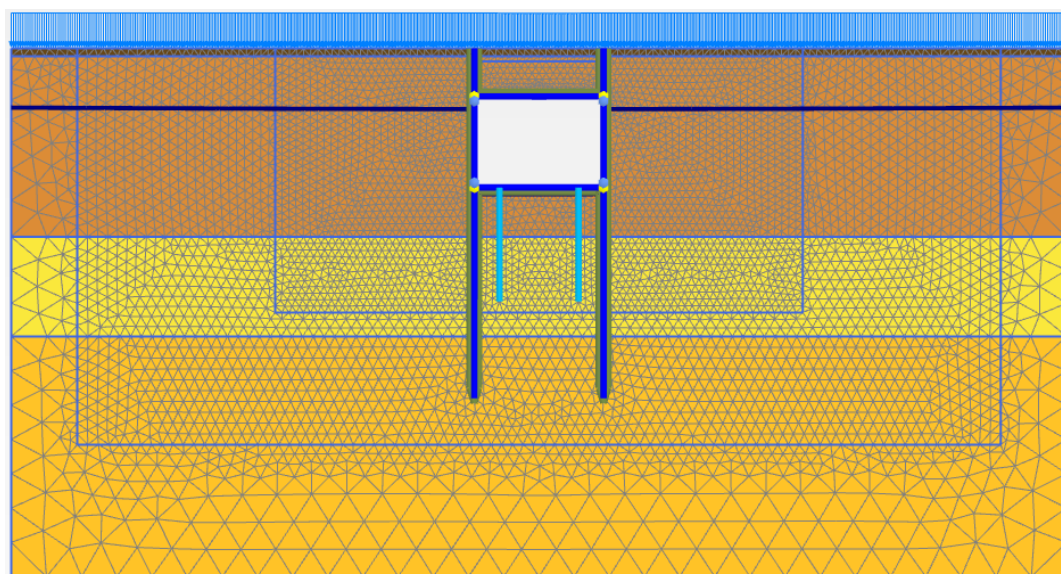


Figura 24. Retirada del primer nivel de acodamiento más relleno y compactación por encima de la losa de cubrición (Fuente: Elaboración propia).

Una vez alcanzado el nivel de relleno definitivo y comprobada la estabilidad estructural del conjunto, se desactivan los pozos drenantes permitiendo la recuperación gradual del nivel freático hasta su cota original. Esta operación se lleva a cabo de forma controlada para evitar incrementos bruscos de la subpresión hidrostática sobre la losa de cimentación, garantizando en todo momento que el factor de seguridad frente al levantamiento del conjunto estructural se mantiene por encima del valor mínimo exigido de $FS = 1,50$, tal y como se ha verificado en las comprobaciones geotécnicas correspondientes.

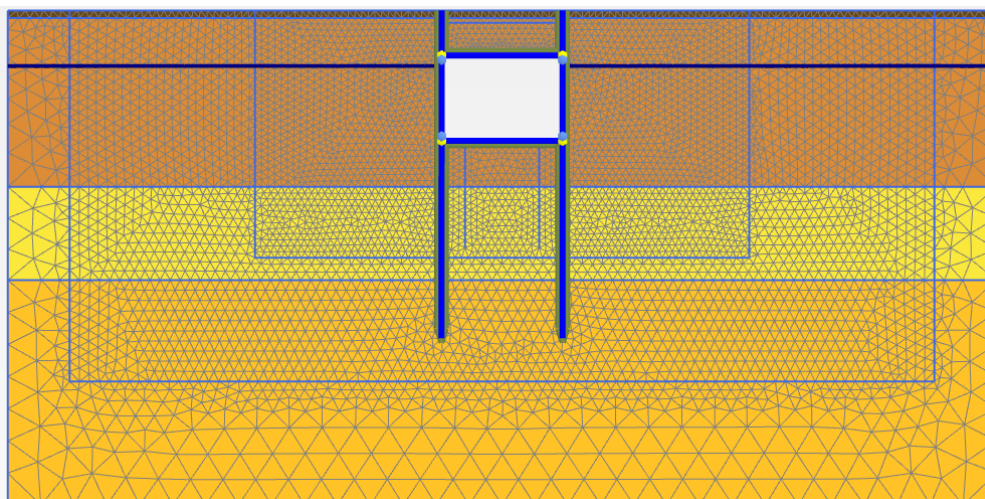


Figura 25. Desactivación de pozos drenantes y vuelta al N.F. Finalización de las obras (Fuente: Elaboración propia).

8. Resumen valoración de obras

En el presente apartado se expone un resumen de los resultados obtenidos en el Anexo N°6. Valoración económica, donde se especificarán aquellas unidades de obra que suponen la gran parte del presupuesto de la ejecución del túnel.

Para la redacción de la valoración económica se ha establecido que la construcción del túnel la llevará a cabo una empresa especialista en geotecnia y estructuras, por lo que, de cara a los capítulos correspondientes, se han excluido capítulos complementarios como firmes y pavimentos, por lo tanto, el presupuesto final no será el Presupuesto Base de Licitación, sino el Presupuesto por Contrata con IVA incluido, puesto que otras partes de la obra serán encargadas a otras empresas constructoras. Los 4 capítulos correspondientes son los siguientes:

- Capítulo 1. Demoliciones y trabajos previos
- Capítulo 2. Movimiento de tierras
- Capítulo 3. Estructuras
- Capítulo 4. Otros

Cabe destacar que para la obtención de la valoración económica se han estimado las unidades de obra a partir del “Generador de precios de la construcción. España. Desarrollado por CYPE Ingenieros, S.A.”

Entre los diversos capítulos, cabe destacar el Capítulo 3. Estructuras ocupando más de un 90% del PEM, donde predomina la partida N°2 (muros pantalla) teniendo un precio de 8.381.089,62 €, lo que refleja que gran parte del presupuesto va destinado a la ejecución de los muros pantalla. Por otra parte, le sigue el Capítulo 2. Movimiento de tierras ocupando poco más del 7 % del PEM, donde predominan partidas como la N°1 y N°7 (excavación y transporte de tierras) del mismo capítulo teniendo un precio de 466.834,27 € y 183.912,71 €.

Según los resultados obtenidos en el Anejo N°6, se obtiene un valor de Presupuesto de Ejecución Material de 11.560.939,64 €. A continuación, se muestra el resumen del presupuesto general por contrata.

Presupuesto de Ejecución Material (PEM).....	11.560.939,64 €
16% GASTOS GENERALES (s/PEM).....	1.849.750,34 €
6% BENEFICIO INDUSTRIAL (s/PEM).....	693.656,38 €

TOTAL14.104.346,36 €

I.V.A.: 21% (s/PEM+GG+BI).....2.961.912,74 €

TOTAL17.066.259,09 €

Asciende el Presupuesto DE EJECUCIÓN POR CONTRATA CON IVA a la expresada cantidad de DIECISIETE MILLONES SESENTA Y SEIS MIL DOSCIENTOS CINCUENTA Y NUEVE EUROS CON NUEVE CÉNTIMOS (17.066.259,09 €).

9. Conclusiones

En el presente Trabajo Final de Máster se ha llevado a cabo el diseño geotécnico del túnel ferroviario para la vía de mango de maniobra de la Línea 3 de Metrovalencia en Alboraya (Valencia).

Para su realización se ha partido de la caracterización geológica y geotécnica del ámbito de actuación, basada en la información extraída del IGME y de una campaña geotécnica disponible en el Visor Cartográfico de la GVA, compuesta por nueve sondeos mecánicos, ensayos SPT, ensayos de permeabilidad Lefranc y una gran cantidad de ensayos de laboratorio. De dicha campaña se ha obtenido un modelo estratigráfico formado por cuatro unidades: Rellenos, Arcillas limosas, Gravas y gravillas y Arcillas con nódulos. Asimismo, se ha constatado la presencia del nivel freático a la cota 5,52 m sobre el nivel del mar, situado aproximadamente 7 m por encima de la cota de cimentación, condicionante determinante en todas las fases del diseño.

Tras analizar los condicionantes técnicos del entorno, se ha concluido que la reducida montera disponible (2,24 m como mínimo) descarta cualquier método de excavación en mina, siendo el método *cut and cover* el único viable, escogiéndose por facilidad constructiva el método bottom up. Seguidamente, se han planteado y comparado tres alternativas constructivas mediante el método AHP a través del cual la ejecución mediante tablestacas pese a obtener la mejor puntuación, fue descartada en la fase de cálculos manuales al comprobarse que las profundidades de empotramiento necesarias superan los 20 m en todas las secciones, límite operativo para la utilización de tablestacas. En consecuencia, se ha adoptado la ejecución mediante muros pantalla de hormigón armado de 80 cm de espesor como solución definitiva.

Una vez definida la solución, se ha procedido a su verificación geotécnica a través de comprobaciones manuales basadas en la teoría de Rankine y de cálculos numéricos mediante el software PLAXIS 2D con el modelo constitutivo Hardening Soil. Los modelos han convergido sin errores en las tres secciones representativas analizadas, confirmando la viabilidad de la solución frente a los empujes horizontales del terreno como al levantamiento de fondo. Adicionalmente, se ha dimensionado el arriostramiento provisional, obteniéndose puntales de 330 mm de diámetro frente a pandeo y se han validado los espesores adoptados para muros y losas (0,80 m y 1,00 m respectivamente).

Por último, se ha realizado una valoración económica de lo que supondría la ejecución del túnel ferroviario.

En definitiva, puede afirmarse que en el presente TFM se ha abordado la totalidad de las actuaciones previstas, cubriéndose el diseño geotécnico del túnel frente a las situaciones límite a las que estará expuesto, como el empuje del terreno, el levantamiento de fondo y las deformaciones inducidas en superficie, entendiéndose así que la solución propuesta es técnica y económicamente viable para las exigentes condiciones del terreno de Alboraya.

Valencia, junio de 2026

ANEXOS

Anexo N°1: Reconocimiento Fotográfica

Índice

1. Objeto.....	1
2. Documentación fotográfica.....	1
3. Plano de situación	7

1. Objeto

Este anexo tiene como objetivo ofrecer una breve descripción de la zona de actuación, apoyándose en un reportaje fotográfico previamente realizado. Con ello, se pretende ilustrar de forma más precisa los aspectos que conforman dicha área.

2. Documentación fotográfica

A continuación, se presentan una serie de fotografías representativas tomadas en las inmediaciones de la zona de actuación, con el propósito expuesto en el apartado anterior.



Figura 1. Zona inicio de obras



Figura 2. Salida de la línea de metro a superficie. Dirección Norte

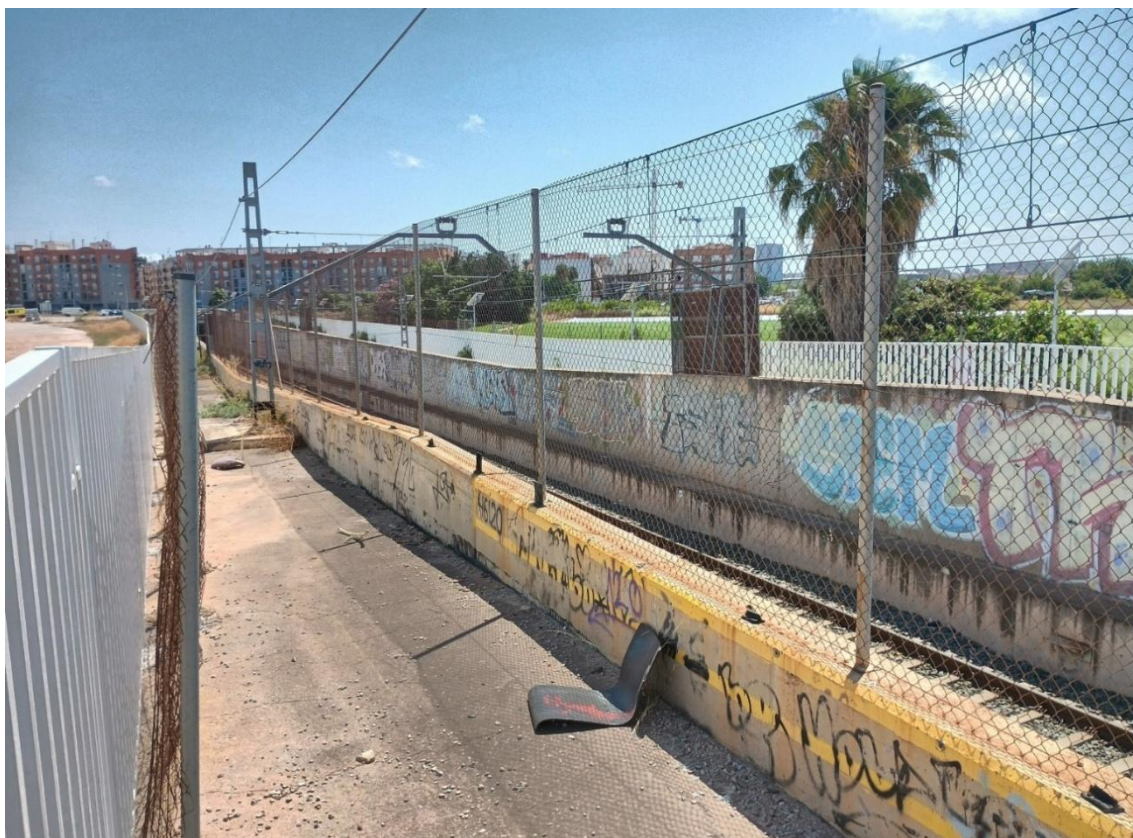


Figura 3. Entrada de la línea de metro al túnel. Dirección Sur



Figura 4. Vegetación existente



Figura 5. Trazado por donde pasará el túnel. Dirección Oeste



Figura 6. Trazado por donde pasará el túnel. Dirección Este



Figura 7. Zonas de cultivo



Figura 8. Huerta cercana al trazado del túnel



Figura 9. Acequia existente. Dirección Oeste



Figura 10. Acequia existente. Dirección Este



Figura 11. Conexión carretera con la huerta



Figura 12. Vista del trazado del túnel desde la calle Plaça Sant Vicent



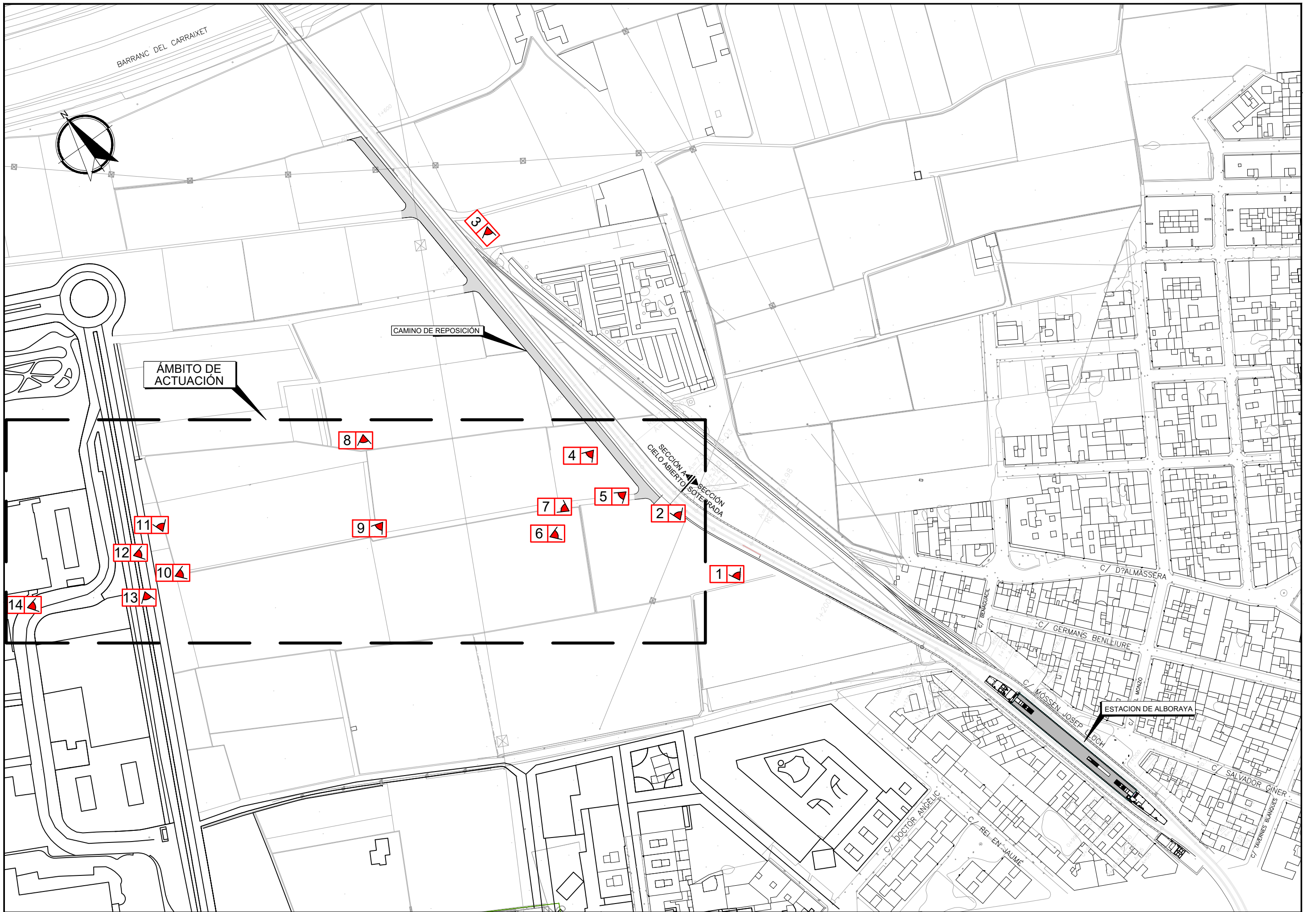
Figura 13. Calle Plaça Sant Vicent



Figura 14. Zona prevista para salida de líneas de maniobra

3. Plano de situación

A continuación, se incluye un plano de situación en el que se identifican los puntos de toma de las fotografías, con el fin de facilitar su localización espacial sobre la planta.



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA
E.T.S.I. CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



MÁSTER EN INGENIERÍA EN
CAMINOS, CANALES Y
PUERTOS

TRABAJO FINAL DE
MÁSTER

AUTOR DEL PROYECTO:

LUCAS ALEJANDRO COCCO

ESCALAS:

1:2.000

TAMAÑO:

A 3

TÍTULO DEL PROYECTO FINAL DE GRADO:

DISEÑO GEOTÉCNICO DE TÚNEL FERROVIARIO PARA
MANIOBRAS DE LA LÍNEA 3 DE FGV EN ALBORAYA

FECHA:

MAYO
2026

RECONOCIMIENTO FOTOGRÁFICO

NÚM.:

1

Anexo Nº2: Geología y Geotecnia

Índice

1.	Introducción	1
2.	Geología.....	1
3.	Geotecnia	2
3.1.	Encuadre geotécnico.....	2
3.2.	Campaña geotécnica.....	2
3.2.1.	Ensayos de campo	3
3.2.2.	Ensayos de laboratorio.....	4
3.3.	Parametrización del suelo.....	6
3.3.1.	Identificación y descripción.....	6
3.3.2.	Hidrogeología	7
3.3.3.	Parámetros geotécnicos.....	7
3.3.4.	Análisis crítico de la campaña geotécnica.....	18
3.3.5.	Sismología	19
3.3.6.	Agresividad del medio	21
	Apéndice. Registros de campo de SR y DPSH.....	22

1. Introducción

El presente anexo tiene por objeto describir y analizar las características geológicas y geotécnicas del ámbito de actuación, a partir de documentación de referencia como la elaborada por el Instituto Geológico y Minero de España (IGME) y de la información procedente de campañas geotécnicas disponibles en el Visor Cartográfico de la Generalitat Valenciana (GVA), en relación con el entorno del túnel ferroviario objeto de diseño. A partir de dichos datos se lleva a cabo su análisis, interpretación y procesamiento, seleccionando los más adecuados para la definición de un modelo del terreno a utilizar en el diseño geotécnico.

2. Geología

En el presente apartado se detallan las condiciones geológicas del área de emplazamiento, con el fin de caracterizar la naturaleza y las propiedades del terreno sobre el cual se cimentará la infraestructura proyectada. La información geológica se ha obtenido a partir del Instituto Geológico y Minero de España (IGME), mediante la inclusión del mapa geológico de la zona objeto de estudio. Para realizar dicho análisis se recurre a la Hoja de Burjasot 696 (29-27) del Mapa Geológico de España a escala 1:50.000 (2ªSerie) obtenida a través del Instituto Geológico y Minero de España (IGME).

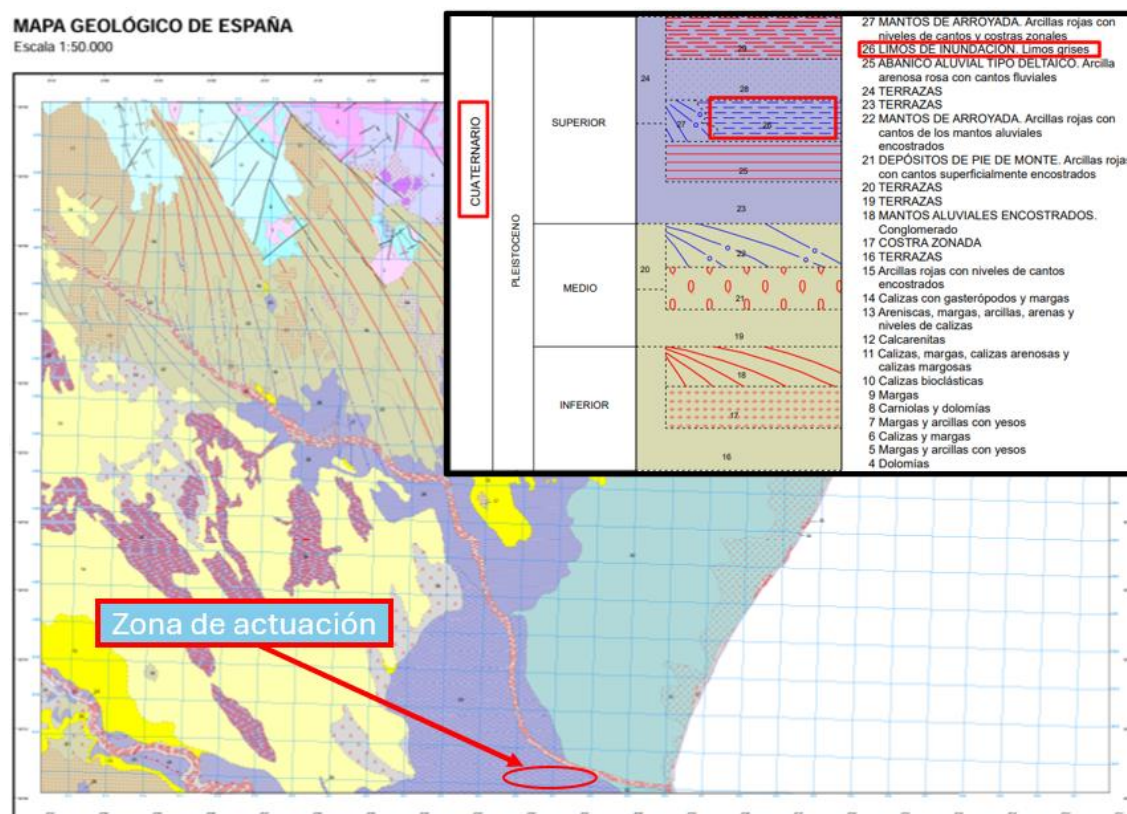


Figura 1. Mapa geológico y leyenda. Hoja 696 (Fuente: IGME. Modificado).

Tal y como se visualiza en la Figura 1, la zona de actuación se localiza cerca del sector costero donde predominan depósitos cuaternarios fundamentalmente. En este caso, tal y como se puede comprobar en la Figura 2 la línea de maniobras se construirá sobre terreno perteneciente al Cuaternario, más concretamente a la época del Pleistoceno Superior, por lo que se puede concluir que se trata de un terreno de Limos de Inundación. Limos grises.

3. Geotecnia

3.1. Encuadre geotécnico

En cuanto al encuadre geotécnico, analizamos el Mapa geotécnico general de España. Escala 1:200 000. Hoja 56 (8-7) Valencia y Castellón. Según el mapa, la zona de actuación se define como una región de “Recintos Hundidos” con “Formas de Relieve Suaves”. Por otra parte, la considera con condiciones aceptables para construir e indica que puede llegar a presentar problemas hidrológicos y geotécnicos.



Figura 2. Mapa geotécnico general. Hoja 56 (Fuente: IGME. Modificado).

CRITERIOS DE CLASIFICACION																
CONDICIONES CONSTRUCTIVAS		PROBLEMAS "TIPO" EXISTENTES		CONCURRENCIA DE 2 PROBLEMAS "TIPO"				CONCURRENCIA DE 3 PROBLEMAS "TIPO"		CONCURRENCIA DE 4 PROBLEMAS "TIPO"		PROBLEMAS GEOTECNICOS		NOTACION		
Muy favorables		Litológicos		Litológicos y Geomorfológicos		Geomorfológicos e Hidrológicos		Litológicos, Geomorfológicos e Hidrológicos					De Capacidad de carga		Yesos	Y
Favorables		Geomorfológicos						Litológicos, Geomorfológicos y Geotécnicos (p.d.)								
Aceptables				Litológicos e Hidrológicos		Geomorfológicos y Geotécnicos		Litológicos, Geomorfológicos y Geotécnicos (p.d.)		Litológicos, Geomorfológicos, Hidrológicos y Geotécnicos (p.d.)			De Asientos			
Desfavorables		Hidrológicos						Litológicos, Hidrológicos y Geotécnicos (p.d.)								
Muy Desfavorables		Geotécnicos (p.d.)		Litológicos y Geotécnicos (p.d.)		Hidrológicos y Geotécnicos (p.d.)		Geomorfológicos, Hidrológicos y Geotécnicos (p.d.)					Geotécnicos Varios			

Figura 3. Leyenda mapa geotécnico general. Hoja 56 (Fuente: IGME)

3.2. Campaña geotécnica

Para caracterizar el terreno del ámbito de actuación de una manera más exhaustiva, se cuenta con una campaña geotécnica obtenida con ayuda del Visor Cartográfico de la GVA, la cual fue realizada por las empresas GEOSCAN INGENIERÍA S.L.P. y PRODEIN, PROYECTOS DE INGENIERÍA S.L para la ejecución de un ramal de metro en Tavernes Blanques. Dicha campaña está compuesta por ensayos de campo, así como ensayos de laboratorio, los cuales se describen en la siguiente tabla, indicando el número y tipo de ensayo.

UNIDADES	DESIGNACIÓN
9	Sondeos mecánicos mediante perforación a rotación
65	Ensayos de penetración estándar (SPT)
7	Ensayo de permeabilidad Lefranc con carga constante según NF P 94-132
13	Ensayo de permeabilidad Lefranc con carga variable según NF P 94-132
11	Corte directo consolidado y drenado. UNE 103-401-98
51	Límites de Atterberg. UNE 103-103-94, UNE 103-104-93
5	Contenido en sulfatos en suelo. Anejo 5 de la EHE
1	Valor del pH. Anejo 5 de la EHE
1	Residuo seco a 110°C. Anejo 5 de la EHE
1	Contenido de magnesio. Anejo 5 de la EHE
1	Dióxido de Carbono libre CO ₂ . Anejo 5 de la EHE
1	Contenido de amonio NH ₄ . Anejo 5 de la EHE
5	Ensayo rotura a compresión simple en probetas de suelo. UNE 103-400-93
23	Granulometría de suelos por tamizado. UNE 103-101-95

Tabla 1. Ensayos de campo y laboratorio realizados (Fuente: Campaña geotécnica).

3.2.1. Ensayos de campo

A continuación, se expone una tabla con las coordenadas que representan la localización de los trabajos de campo.

CÓDIGO	COORDENADA X (m)	COORDENADA Y (m)	COTA ALTIMÉTRICA (m)
SR 1	726.961,94	4.376.253,12	11,86
SR 9	726.997,95	4.376.244,05	11,63
SR 7	727.036,95	4.376.213,01	11,27
SR 2	727.089,91	4.376.193,99	11,07
SR 8	727.107,02	4.376.184,95	10,91
SR 6	727.167,85	4.376.167,19	10,6
SR 3	727.238,95	4.376.131,91	10,35
SR 5	727.383,94	4.376.059,05	9,59
SR 4	727.521,77	4.376.002,04	8,27

Tabla 2. Coordenadas de los trabajos de campo. (Fuente: Visor Cartográfico GVA).

En la siguiente figura se puede ver tanto la localización de los trabajos de campo que conforman la campaña geotécnica como el ámbito de actuación.

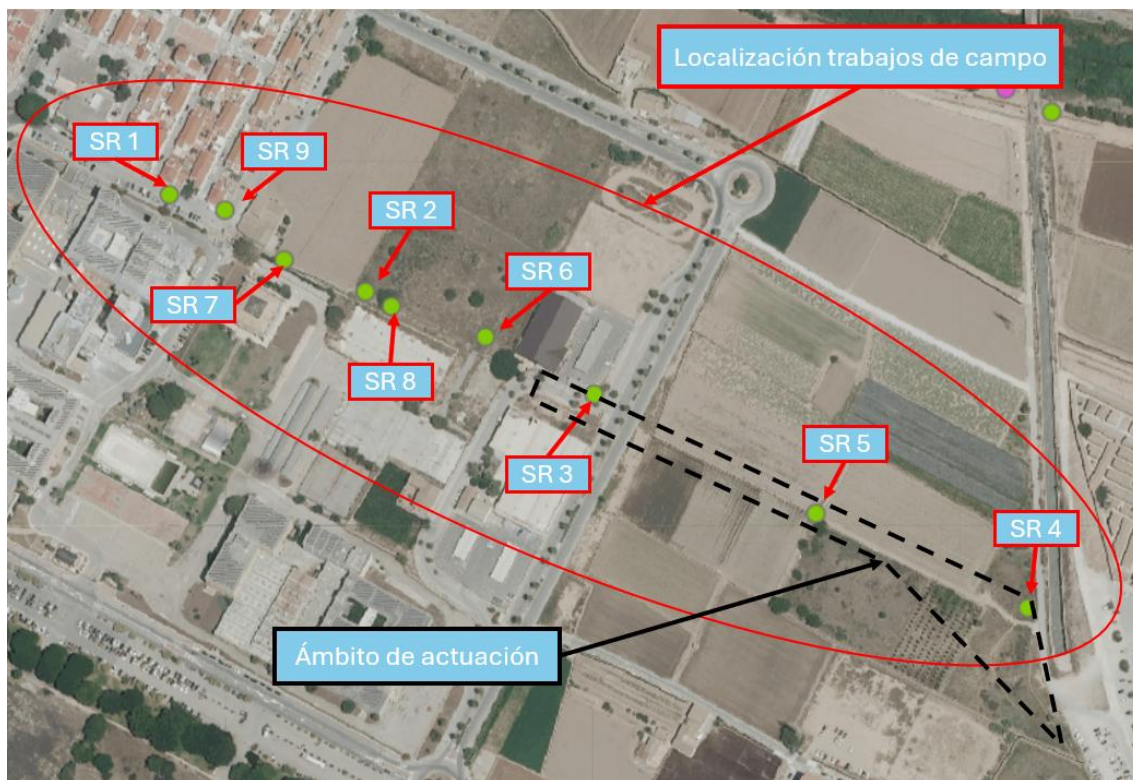


Figura 4. Localización trabajos de campo y ámbito de actuación (Fuente: Visor Cartográfico GVA. Modificado).

Tal y como se puede ver en la figura superior, pese a que algunos ensayos de campo se encuentran fuera del ámbito inmediato de actuación, se tendrán en cuenta igualmente para el análisis de la continuidad de las litologías presentes y la variabilidad de sus parámetros geotécnicos.

3.2.2. Ensayos de laboratorio

En el laboratorio se han ejecutado diversos ensayos de caracterización con el fin de identificar las propiedades específicas de cada uno de los materiales recuperados en los sondeos, lo que permite establecer criterios para la definición del tipo de obra más adecuado.

Debido al elevado número de ensayos de laboratorio realizados, se adjunta un enlace de acceso en el que se encuentran recopiladas las actas de ensayo, con el fin de evitar la inclusión de un volumen excesivo de documentación en el presente anexo.

[Ensayos de laboratorio.pdf](#)

Por otra parte, en la siguiente hoja se muestra el resultado de los ensayos de laboratorio en cada uno de los sondeos. Como se puede ver en ella, los sondeos no se encuentran ordenados correlativamente, la razón de ello es porque se han colocado por orden de localización en el mapa, siendo SR1 y SR4 las localizaciones de los ensayos de campo que más al oeste y este se encuentran respectivamente pudiendo facilitar el entendimiento y elaboración de la tabla se encuentra y SR4 la localización que más al este se encuentra. Además, cabe indicar que la enumeración de los ensayos dada es en función de la profundidad del estrato con el cual se ha llevado a cabo el ensayo de laboratorio.

Sondeo	Ensayo	Tipo	Estrato	Cota inicial (m)	Cota final (m)	Permeabilidad K(m/s)	LL	LP	IP	W (%)	e	n	Sr (%)	c' (kPa)	φ (°)	ys (g/cm²)	yd (g/cm³)	γ (g/cm³)	SF (mg/kg)
SR 1	1	LA	B	2,0	2,5	-	23,40	18,80	4,60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 1	2	CDC	B	4,0	4,5	-	-	-	-	29,58	0,47	0,32	100,00	23,17	27,00	2,54	1,73	2,22	-
SR 1	3	LA	B	4,0	4,5	-	35,00	19,50	15,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 1	4	SULF	B	4,0	4,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	281,25
SR 1	5	LA	B	6,0	6,5	-	24,50	17,00	7,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 1	6	ERCS	B	8,0	8,5	-	-	-	-	16,27	-	-	-	-	-	-	2,31	2,68	-
SR 1	7	LA	B	10,0	10,5	-	24,90	15,80	9,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 1	8	CDC	B	12,0	12,5	-	-	-	-	19,92	0,55	0,35	99,46	14,97	28,00	2,75	1,77	2,11	-
SR 1	9	LCC	C	15,0	16,0	2,7E-04	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 9	1	LCV	C	23,5	24,0	9,5E-06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 9	2	LCV	D	26,5	27,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 9	3	LA	D	34,0	34,4	-	16,70	13,80	2,90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 7	1	LCC	C	21,0	22,0	2,7E-04	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 2	1	LA	B	2,0	2,5	-	26,90	19,30	7,60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 2	2	CDC	B	4,0	4,5	-	-	-	-	30,04	0,66	0,40	100,00	15,80	28,00	2,45	1,48	1,92	-
SR 2	3	LA	B	4,0	4,5	-	48,60	22,90	25,70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 2	4	LA	B	6,0	6,5	-	38,30	15,80	22,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 2	5	LA	B	8,0	8,5	-	24,90	16,80	8,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 2	6	CDC	B	8,0	8,5	-	-	-	-	20,53	0,59	0,37	98,72	26,80	27,00	2,84	1,78	2,11	-
SR 2	7	LA	B	10,0	10,5	-	39,10	17,60	21,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 2	8	CDC	B	12,0	12,5	-	-	-	-	18,92	0,39	0,28	100,00	37,33	31,00	2,62	1,88	2,20	-
SR 2	9	LA	B	12,0	12,5	-	33,40	16,70	16,70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 2	10	LA	B	14,0	14,5	-	17,50	16,90	0,60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 2	11	LCC	C	15,0	16,0	2,7E-04	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 2	12	LA	B	16,0	16,5	-	22,80	17,00	5,80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 2	13	LCV	C	17,5	18,0	6,5E-08	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 2	14	LCC	C	21,0	25,0	9,7E-05	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 2	15	LA	D	34,0	34,4	-	16,70	13,80	2,90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 8	1	LCV	C	20,0	21,0	5,9E-06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 8	2	LA	D	28,0	28,5	-	25,70	15,10	10,60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 8	3	LCV	D	28,0	29,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 8	4	LA	D	30,0	30,6	-	27,10	16,70	10,40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 8	5	LA	D	31,0	31,5	-	21,70	14,40	7,30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 8	6	LA	D	34,0	34,5	-	33,20	19,10	14,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 6	1	LA	B	2,0	2,6	-	24,60	19,60	5,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 6	2	LA	B	4,2	4,8	-	24,70	17,30	7,40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 6	3	CDC	B	4,2	4,8	-	-	-	-	21,55	0,50	0,33	100,00	20,40	25,00	2,71	1,80	2,16	-
SR 6	4	LA	B	6,0	6,6	-	24,10	15,80	8,30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 6	5	LCC	C	21,0	21,5	4,1E-05	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 6	6	LCC	C	25,0	25,5	1,2E-05	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 6	7	LCV	D	26,0	26,5	1,6E-07	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 6	8	LA	D	27,0	27,6	-	17,50	13,40	4,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 3	1	LA	B	4,0	4,5	-	53,10	20,80	32,30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 3	2	CDC	B	4,0	4,5	-	-	-	-	30,55	0,94	0,48	95,78	18,60	28,00	2,95	1,52	1,94	-
SR 3	3	LA	B	6,0	6,5	-	22,00	16,30	5,70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 3	4	LA	B	8,0	8,5	-	27,00	14,40	12,60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 3	5	CDC	B	8,0	8,5	-	-	-	-	18,72	0,52	0,34	100,00	40,80	29,00	2,79	1,83	2,13	-
SR 3	6	LA	B	10,0	10,5	-	23,20	14,00	9,20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 3	7	ERCS	B	12,0	12,5	-	-	-	-	14,89	-	-	-	-	-	-	1,94	2,23	-
SR 3	8	LA	B	14,0	14,5	-	20,40	13,90	6,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 3	9	LA	B	16,0	16,5	-	20,20	14,20	6,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 3	10	LCV	B	16,5	17,0	1,3E-09	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 3	11	LCV	B	19,5	20,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 3	12	LCC	C	21,0	21,5	4,1E-04	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 3	13	LCV	D	24,0	25,0	3,7E-09	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 5	1	LA	B	2,0	2,6	-	33,30	23,20	10,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 5	2	LA	B	4,2	4,8	-	22,60	17,20	5,40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 5	3	ERCS	B	4,2	4,8	-	-	-	-	18,99	-	-	-	-	-	-	1,85	2,20	-
SR 5	4	CDC	B	4,2	4,8	-	-	-	-	18,99	0,44	0,31	100,00	25,07	26,00	2,70	1,88	2,20	-
SR 5	5	LA	B	7,8	8,4	-	33,70	20,50	13,20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 5	6	ERCS	B	7,8	8,4	-	-	-	-	20,07	-	-	-	-	-	-	1,83	2,20	-
SR 5	7	CDC	B	7,8	8,4	-	-	-	-	20,08	0,46	0,32	100,00	20,03	21,00	2,68	1,83	2,20	-
SR 5	8	LCV	B	13,0	13,6	7,5E-08	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 5	9	LCV	C	16,5	17,5	3,3E-07	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 5	10	LA	D	22,5	23,1	-	25,60	16,20	9,40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 5	11	LA	D	27,0	27,6	-	22,50	14,10	8,40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 4	1	CDC	B	4,0	4,5	-	-	-	-	29,10	0,73	0,42	99,14	12,93	26,00	2,49	1,44	1,86	-
SR 4	2	LA	B	4,0	4,5	-	48,40	23,20	25,20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 4	3	LA	B	6,0	6,5	-	34,10	17,90	16,20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 4	4	ERCS	B	8,0	8,5	-	-	-	-	16,74	-	-	-	-	-	-	1,87	2,18	-
SR 4	5	LA	B	10,0	10,5	-	23,50	14,60	8,90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 4	6	CDC	B	12,0	12,5	-	-	-	-	22,69	0,52	0,34	100,00	26,07	30,00	2,66	1,75	2,10	-
SR 4	7	LA	B	12,0	12,5	-	30,80	17,20	13,60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 4	8	LA	B	16,0	16,5	-	27,60	18,60	9,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 4	9	LA	D	18,0	18,5	-	37,00	17,80	19,20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 4	10	LCV	D	19,5	20,0	2,3E-08	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 4	11	LA	D	22,0	22,5	-	23,00	15,90	7,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 4	12	LA	D	24,0	24,5	-	25,90	15,90	10,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 4	13	LA	D	26,0	26,5	-	44,90	19,50	25,40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SR 4	14	LA	D	28,0	28,5	-	30,90	14,50	16,40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

A=Rellenos
B=Arcillas limosas
C=Gravas y gravillas
D=Arcillas con nódulos

LA=Límites de Atterberg
CDC=Corte directo consolidado y drenado
LCC=Lefranc con carga constante
LCV=Lefranc con carga variable
ERCS=Ensayo rotura a compresión simple

Tabla 3. Resultados ensayos de laboratorio (Fuente: Elaboración propia).

3.3. Parametrización del suelo

3.3.1. Identificación y descripción

A partir de los resultados obtenidos en los ensayos de campo y ensayos de laboratorio, se han definido cuatro estratos diferenciados principalmente, cada una con características propias de interés para el diseño y la construcción, los cuales son:

- Estrato A. Rellenos
- Estrato B. Arcillas limosas
- Estrato C. Gravas y gravillas
- Estrato D. Arcillas con nódulos

En la tabla siguiente se presenta la distribución de los niveles identificados en cada estrato.

SONDEO	ESTRATO	PROFUNDIDAD (m)	ESPESOR (m)
SR 1	A	0-0,9	0,9
	B	0,9-12,5	11,6
	C	12,5-27	14,5
	D	27-35,2	8,2
SR 9	A	0-0,2	0,2
	B	0,2-13	12,8
	C	13-25,2	12,2
	D	25,2-35	9,8
SR 7	A	0-0,7	0,7
	B	0,7-17	16,3
	C	17-28,3	11,3
	D	28,3-34,64	6,34
SR 2	A	0-0,5	0,5
	B	0,5-16,5	16
	C	16,5-27	10,5
	D	27-34,44	7,44
SR 8	A	0-0,5	0,5
	B	0,5-17,8	17,3
	C	17,8-27,2	9,4
	D	27,2-34,28	7,08
SR 6	A	0-0,6	0,6
	B	0,6-19	18,4
	C	19-25,6	6,6
	D	25,6-33,97	8,37
SR 3	A	0-0,65	0,65
	B	0,65-18	17,35
	C	18-23,5	5,5
	D	23,5-33,72	10,22
SR 5	A	0-0,6	0,6
	B	0,6-14,4	13,8
	C	14,4-21	6,6
	D	21-32,96	11,96
SR 4	A	0-1,4	1,4
	B	1,4-16,5	15,1
	C	-	-

SONDEO	ESTRATO	PROFUNDIDAD (m)	ESPESOR (m)
	D	16,5-31,64	15,14

Tabla 4. Distribución de estratos (Fuente: Elaboración propia).

Con la información que proporciona la tabla 3 se ha elaborado un perfil estratigráfico del terreno, el cual se puede visualizar en el *Anexo nº5. Planos*.

3.3.2. Hidrogeología

En cuanto a la hidrogeología del terreno, se ha detectado ciertas incongruencias en cuanto a lo que se refiere a la profundidad del N.F. Según los registros de campo de SR y DPSH el N.F. se encuentra a 7,25 m de profundidad en todos y cada uno de los registros, lo cual es imposible puesto que existe una variación de altitud entre cada ensayo, encontrándose a 11,86 m el ensayo situado más al oeste y 8,27 el situado más al este, es decir, una diferencia de altitud de 3,59 m, lo que hace imposible que sea cierta la profundidad de 7,25 m en todos los ensayos.

También se han detectado incongruencias en cuanto a los ensayos de permeabilidad (Lefranc), puesto que la profundidad del N.F. es variable en cada ensayo, lo que hace que existan picos de profundidad en el N.F. lo cual es imposible.

Finalmente, tras hacer un análisis del terreno en el visor cartográfico, se ha optado por analizar la zona de estudio en el año 2000 para comprobar que ensayos se han realizado en zonas la cuales no hayan variado en absoluto, por ejemplo, una zona de huerta puede haber variado su altitud con el paso de los años, pero si nos referimos a un ensayo en mitad de pueblo como es el caso del ensayo R1, se puede apreciar que no hay ninguna variación.

Por ello se decide adoptar un N.F. utilizando como datos la cota altimétrica del ensayo R1 y la profundidad del N.F. facilitada por el ensayo de permeabilidad, por lo que el N.F. se encontrará a 11,86-6,34=5,52 m. La cota de 5,52 m se refiere a la cota sobre el nivel del mar.

3.3.3. Parámetros geotécnicos

A la hora de designar los parámetros geotécnicos uno de los inconvenientes existentes es que se dispone de la caracterización mecánica mediante ensayos de laboratorio tan solo del estrato de arcillas limosas (B). Para la determinación de las propiedades resistentes del resto de los estratos se trabajará con correlaciones a partir de los resultados de los ensayos SPT.

Para otros parámetros de los que no se dispone información procedente de ensayos, se utilizarán parámetros habituales obtenidos a partir de publicaciones de referencia

Para realizar las correlaciones mencionadas anteriormente se recurre a las siguientes fuentes:

- CTE DB SE C. Seguridad Estructural Cimientos
- Ingeniería Geológica (Luis I. González de Vallejo)

A) RELLENOS

Este tipo de terrenos no debe considerarse nunca como materiales adecuados para establecer cimentaciones. Por lo tanto, este material será retirado durante las obras y una vez finalizadas las obras se repondrá la cobertura vegetal. La determinación de sus propiedades geotécnicas se justifica para evaluar su estabilidad al ser excavados y el empuje que ejercerán sobre las estructuras de contención.

Tras no visualizarse ningún tipo de golpeo en el ensayo SPT en el primer estrato se interpreta del lado de la seguridad un NSPT por debajo de 4 golpes, por lo que siguiendo el "*Cuadro 2.5 Correlación entre el SPT y el ángulo de rozamiento interno de suelos granulares*" se adopta un valor de $\phi' = 28^\circ$ considerándose un suelo de compacidad "Muy floja".

CUADRO 2.5

Correlación entre el SPT y el ángulo de rozamiento interno de suelos granulares

N(SPT)	Compacidad	$\phi(^{\circ})$
0-4	Muy floja	28
4-10	Floja	28-30
10-30	Medianamente densa	30-36
30-50	Densa	36-41
> 50	Muy densa	> 41

Figura 6. Correlación entre SPT y ángulo de rozamiento interno de suelos granulares (Fuente: "Ingeniería Geológica" de Luis González I de Vallejo).

Los rellenos se asimilan como suelo granular, pero sin llegar a tener las mismas características, por lo que se adopta un valor mínimo de cohesión efectiva $c'=2$ KPa.

Al tratarse de un terreno "Flojo", siguiendo el "Cuadro 2.1. Propiedades de estado de suelos granulares" del libro de "Ingeniería Geológica" de Luis González I de Vallejo se adoptan los siguientes valores:

- $D_r=50\%$
- $\gamma_d=15 \text{ kN/m}^3$
- $W=14\%$
- $\gamma_{ap} = \gamma_{sat} = 15 \cdot 1,14 = 17,1 \text{ kN/m}^3$
- $e=0,7$

CUADRO 2.1

Propiedades de estado de suelos de grano grueso

Suelos de grano grueso	Densidad relativa D_r (%)	Densidad seca γ_d (kN/m^3)	Humedad W (%)	Índice de huecos e
Muy flojos	0-40	< 14,0	> 16	> 0,9
Flojos	40-60	14,0-16,0	12-16	0,65-0,9
Medianamente densos	60-80	16,0-17,5	8-12	0,55-0,65
Densos	80-90	17,5-18,5	6-8	0,4-0,55
Muy densos	90-100	> 18,5	< 6	< 0,4

Figura 7. Propiedades de estados de suelos de grano grueso (Fuente: "Ingeniería Geológica" de Luis González I de Vallejo).

Para la obtención de la resistencia a compresión simple, así como el módulo de elasticidad se recurre a la "Tabla D.23. Valores orientativos del NSPT, resistencia a compresión simple y módulo de elasticidad de suelos".

Tabla D.23. Valores orientativos de N_{SPT} , resistencia a compresión simple y módulo de elasticidad de suelos

Tipo de suelo	N_{SPT}	q_u (kN/m ²)	E (MN/m ²)
Suelos muy flojos o muy blandos	< 10	0 - 80	< 8
Suelos flojos o blandos	10 - 25	80 - 150	8 - 40
Suelos medios	25 - 50	150 - 300	40 - 100
Suelos compactos o duros	50 - Rechazo	300 - 500	100 - 500
Rocas blandas	Rechazo	500 - 5.000	500 - 8.000
Rocas duras	Rechazo	5.000 - 40.000	8.000 - 15.000
Rocas muy duras	Rechazo	> 40.000	>15.000

Figura 8. Valores orientativos de N_{SPT} , resistencia a compresión simple y módulo de elasticidad de suelos (Fuente: Tabla D.23. del CTE DB SE C. Seguridad Estructural Cimientos).

Por lo tanto, se adopta:

- $q_u=35$ KPa
- $E=0,3$ MPa

Siguiendo la “Tabla D.24. Valores orientativos del coeficiente de Poisson” del CTE se adopta un coeficiente de poisson $\nu=0,3$

Tabla D.24. Valores orientativos del coeficiente de Poisson

Tipo de suelo	Coeficiente de Poisson
Arcillas blandas normalmente consolidadas	0,40
Arcillas medias	0,30
Arcillas duras preconsolidadas	0,15
Arenas y suelos granulares	0,30

Figura 9. Valores orientativos del coeficiente de Poisson (Fuente: Tabla D.24. del CTE DB SE C. Seguridad Estructural Cimientos).

A continuación, se muestra una tabla resumen con las características mecánicas del estrato A:

ϕ' (°)	c' (KPa)	W (%)	γ_d (kN/m ³)	γ_{ap} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	e	q_u (KPa)	S_u (KPa)	E (MPa)	ν
28,00	2,00	14,00	15,00	17,10	17,10	0,70	35,00	17,50	3,00	0,30

Tabla 5. Resumen parámetros geotécnicos del Estrato A (Fuente. Elaboración propia).

B) ARCILLAS LIMOSAS

Se cuenta con valores procedentes de ensayo para muchas de las propiedades geotécnicas de este estrato. Cuyas características mecánicas se pueden visualizar en la tabla 6.

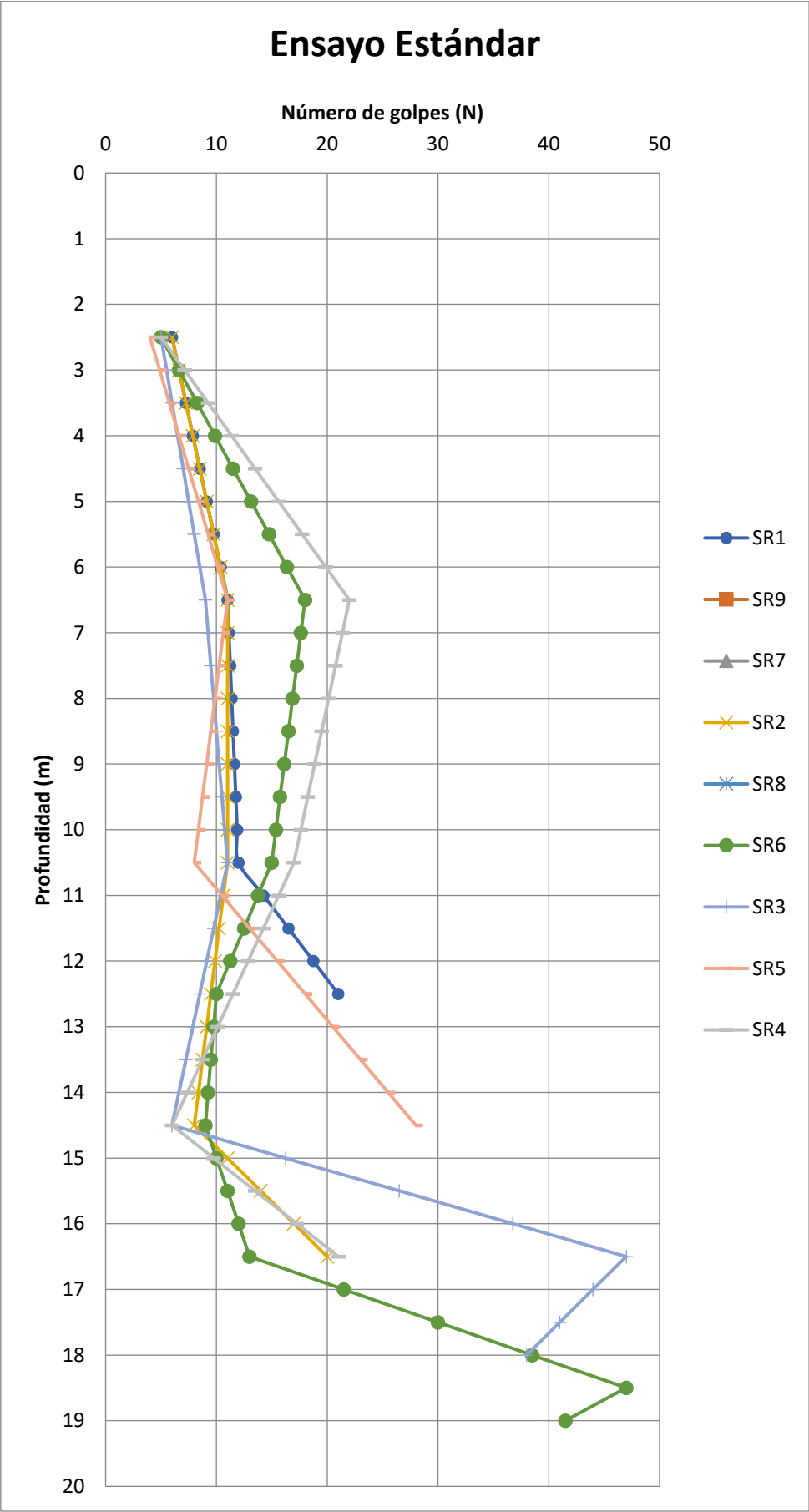
En la siguiente gráfica 1 se puede visualizar los números de golpes SPT en cada sondeo a lo largo del estrato B.

En este caso, al contar con los ensayos de rotura a compresión simple y tener el valor de resistencia a compresión simple (se ha adoptado una media de 230 kPa) se adopta un módulo de elasticidad $E=40$ MPa.

Tabla D.23. Valores orientativos de N_{SPT} , resistencia a compresión simple y módulo de elasticidad de suelos

Tipo de suelo	N_{SPT}	q_u (kN/m ²)	E (MN/m ²)
Suelos muy flojos o muy blandos	< 10	0 - 80	< 8
Suelos flojos o blandos	10 - 25	80 - 150	8 - 40
Suelos medios	25 - 50	150 - 300	40 - 100
Suelos compactos o duros	50 - Rechazo	300 - 500	100 - 500
Rocas blandas	Rechazo	500 - 5.000	500 - 8.000
Rocas duras	Rechazo	5.000 - 40.000	8.000 - 15.000
Rocas muy duras	Rechazo	> 40.000	>15.000

Figura 10. Valores orientativos de N_{SPT} , resistencia a compresión simple y módulo de elasticidad de suelos (Fuente: Tabla D.23. del CTE DB SE C. Seguridad Estructural Cimientos).



Gráfica 1. Resultados ensayos SPT en estrato B (Fuente: Elaboración propia).

Por otra parte, considerando que se trata de unas arcillas medias se adopta una v de 0,3.

Tabla D.24. Valores orientativos del coeficiente de Poisson

Tipo de suelo	Coeficiente de Poisson
Arcillas blandas normalmente consolidadas	0,40
Arcillas medias	0,30
Arcillas duras preconsolidadas	0,15
Arenas y suelos granulares	0,30

Figura 11. Valores orientativos del coeficiente de Poisson (Fuente: Tabla D.24. del CTE DB SE C. Seguridad Estructural Cimientos).

ϕ' (°)	c' (KPa)	W (%)	γ_d (kN/m ³)	γ_{ap} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	e	q_u (KPa)	S_u (KPa)	E (MPa)	ν
27	20	17,9	17,1	21	21,5	0,57	230	115	16,5	0,3

Tabla 6. Resumen parámetros geotécnicos Arcillas limosas (Fuente. Elaboración propia).

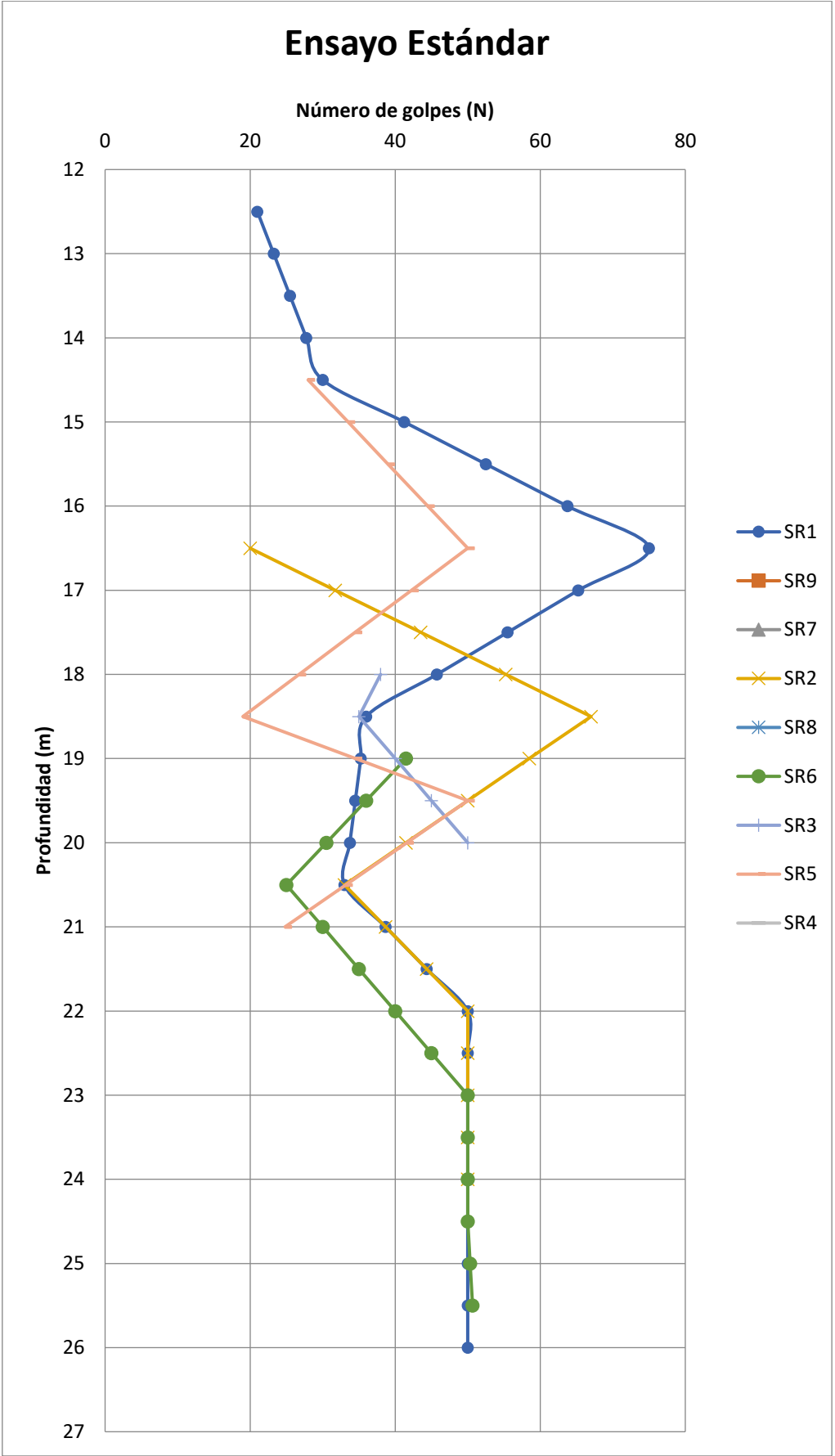
C) GRAVAS Y GRAVILLAS

Tal y como puede verse en la gráfica 2, a efectos de establecer correlaciones con otros parámetros resistentes, se adoptará el valor $N=50$ para todos aquellos puntos en que el ensayo haya alcanzado el rechazo a lo largo del estrato C.

Siguiendo los datos facilitados en la gráfica previa, se muestra la tabla 7 que representa el cálculo de una media de golpes por sondeo y una media total, siendo la media aproximada de golpes en este estrato de 43.

	Media NSPT	Media NSPT estrato C
SR 1	43,13	43,00
SR 9	-	
SR 7	-	
SR 2	44,00	
SR 8	-	
SR 6	46,80	
SR 3	42,50	
SR 5	37,40	
SR 4	-	

Tabla 7. Media aproximada de golpes según ensayo SPT en estrato C (Fuente: Elaboración propia).



Gráfica 2. Resultados ensayos SPT en estrato C (Fuente: Elaboración propia).

Por consiguiente, siguiendo las recomendaciones mencionadas previamente, es estima un ángulo de rozamiento de 40º.

CUADRO 2.5

Correlación entre el SPT y el ángulo de rozamiento interno de suelos granulares

N(SPT)	Compacidad	$\phi(^{\circ})$
0-4	Muy floja	28
4-10	Floja	28-30
10-30	Medianamente densa	30-36
30-50	Densa	36-41
> 50	Muy densa	> 41

Figura 12. Correlación entre SPT y ángulo de rozamiento interno de suelos granulares (Fuente: "Ingeniería Geológica" de Luis González I de Vallejo").

Al entenderse como suelo granular carece de cohesión, por lo que $c'=0$ KPa

Al tratarse de un terreno "Densa", siguiendo el "Cuadro 2.1. Propiedades de estado de suelos granulares" se adoptan los siguientes valores:

- $D_r=80\%$
- $\gamma_d=18,5$ kN/m³
- $W=12\%$
- $\gamma_{ap}=18,5 \cdot 1,12=20,7$ kN/m³
- $\gamma_{sat}=22$ kN/m³
- $e=0,4$

No obstante, considerando la humedad presente en el estrato B (arcillas limosas), debida a que parte del mismo se encuentra en estado saturado como consecuencia de la presencia del nivel freático a la cota 5,52 m (tal y como se indica en el apartado 3.3.2. Hidrogeología), se ha optado por adoptar un valor más elevado, a pesar de las recomendaciones iniciales.

CUADRO 2.1

Propiedades de estado de suelos de grano grueso

Suelos de grano grueso	Densidad relativa D_r (%)	Densidad seca γ_d (kN/m ³)	Humedad W (%)	Índice de huecos e
Muy flojos	0-40	< 14,0	> 16	> 0,9
Flojos	40-60	14,0-16,0	12-16	0,65-0,9
Medianamente densos	60-80	16,0-17,5	8-12	0,55-0,65
Densos	80-90	17,5-18,5	6-8	0,4-0,55
Muy densos	90-100	> 18,5	< 6	< 0,4

Figura 13. Propiedades de estados de suelos de grano grueso (Fuente: "Ingeniería Geológica" de Luis González I de Vallejo).

Y para la densidad saturada se adopta un valor de 22 kN/m³ conforme a la tabla D.26 del CTE DB SE C.

Tabla D.26. Valores orientativos de densidades de suelos

Tipo de suelo	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
Grava	20 – 22	15 – 17
Arena	18 – 20	13 – 16
Limo	18 – 20	14 – 18
Arcilla	16 – 22	14 – 21

Figura 14. Valores orientativos de densidades de suelos (Fuente: Tabla D.26. del CTE DB SE C. Seguridad Estructural Cimientos).

Para la obtención de la resistencia a compresión simple se recurre a la "Tabla D.23. Valores orientativos del NSPT, resistencia a compresión simple y módulo de elasticidad de suelos".

Tabla D.23. Valores orientativos de N_{SPT} , resistencia a compresión simple y módulo de elasticidad de suelos

Tipo de suelo	N_{SPT}	q_u (kN/m ²)	E (MN/m ²)
Suelos muy flojos o muy blandos	< 10	0 - 80	< 8
Suelos flojos o blandos	10 - 25	80 - 150	8 - 40
Suelos medios	25 - 50	150 - 300	40 - 100
Suelos compactos o duros	50 - Rechazo	300 - 500	100 - 500
Rocas blandas	Rechazo	500 - 5.000	500 - 8.000
Rocas duras	Rechazo	5.000 - 40.000	8.000 - 15.000
Rocas muy duras	Rechazo	> 40.000	>15.000

Figura 15. Valores orientativos de N_{SPT} , resistencia a compresión simple y módulo de elasticidad de suelos (Fuente: Tabla D.23. del CTE DB SE C. Seguridad Estructural Cimientos).

Por lo tanto, se adopta:

- $q_u=250$ KPa
- $E=70$ MPa

Por otra parte, considerando que se trata de unas gravas se adopta un v de 0,3.

Tabla D.24. Valores orientativos del coeficiente de Poisson

Tipo de suelo	Coeficiente de Poisson
Arcillas blandas normalmente consolidadas	0,40
Arcillas medias	0,30
Arcillas duras preconsolidadas	0,15
Arenas y suelos granulares	0,30

Figura 16. Valores orientativos del coeficiente de Poisson (Fuente: Tabla D.24. del CTE DB SE C. Seguridad Estructural Cimientos).

Según lo descrito, muestra una tabla resumen con las características mecánicas de las gravas y gravillas:

ϕ' (°)	c' (KPa)	W (%)	γ_d (kN/m ³)	γ_{ap} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	e	q_u (KPa)	S_u (KPa)	E (MPa)	v
40,00	0,00	12,00	18,50	20,70	22,00	0,40	250,00	125,00	70,00	0,30

Tabla 8. Resumen parámetros geotécnicos Gravas y gravillas (Fuente: Elaboración propia).

D) ARCILLAS CON NÓDULOS

Se muestra en la tabla 9 el cálculo de una media de golpes por sondeo y una media total, siendo la media aproximada de golpes en el estrato D de 45.

	Media NSPT	Media NSPT estrato D
SR 1	-	45,00
SR 9	34,67	
SR 7	50,00	
SR 2	-	
SR 8	57,50	
SR 6	61,00	
SR 3	-	
SR 5	44,50	
SR 4	23,14	

Tabla 9. Media aproximada de golpes según ensayo SPT en estrato D (Fuente: Elaboración propia).

Al tratarse de un suelo cohesivo, el recuadro 2.1 correspondiente al libro “Ingeniería Geológica” de Luis I González de Vallejo que se utilizaba anteriormente para obtener el valor del ángulo de rozamiento ya no es válido, puesto que aplicaba a suelos granulares.

Por lo tanto se hace uso de la “Tabla D.27. Propiedades básicas de los suelos” del CTE DB SE C.

Por lo que adopta un ángulo de rozamiento de **28°**.

Tabla D.27. Propiedades básicas de los suelos

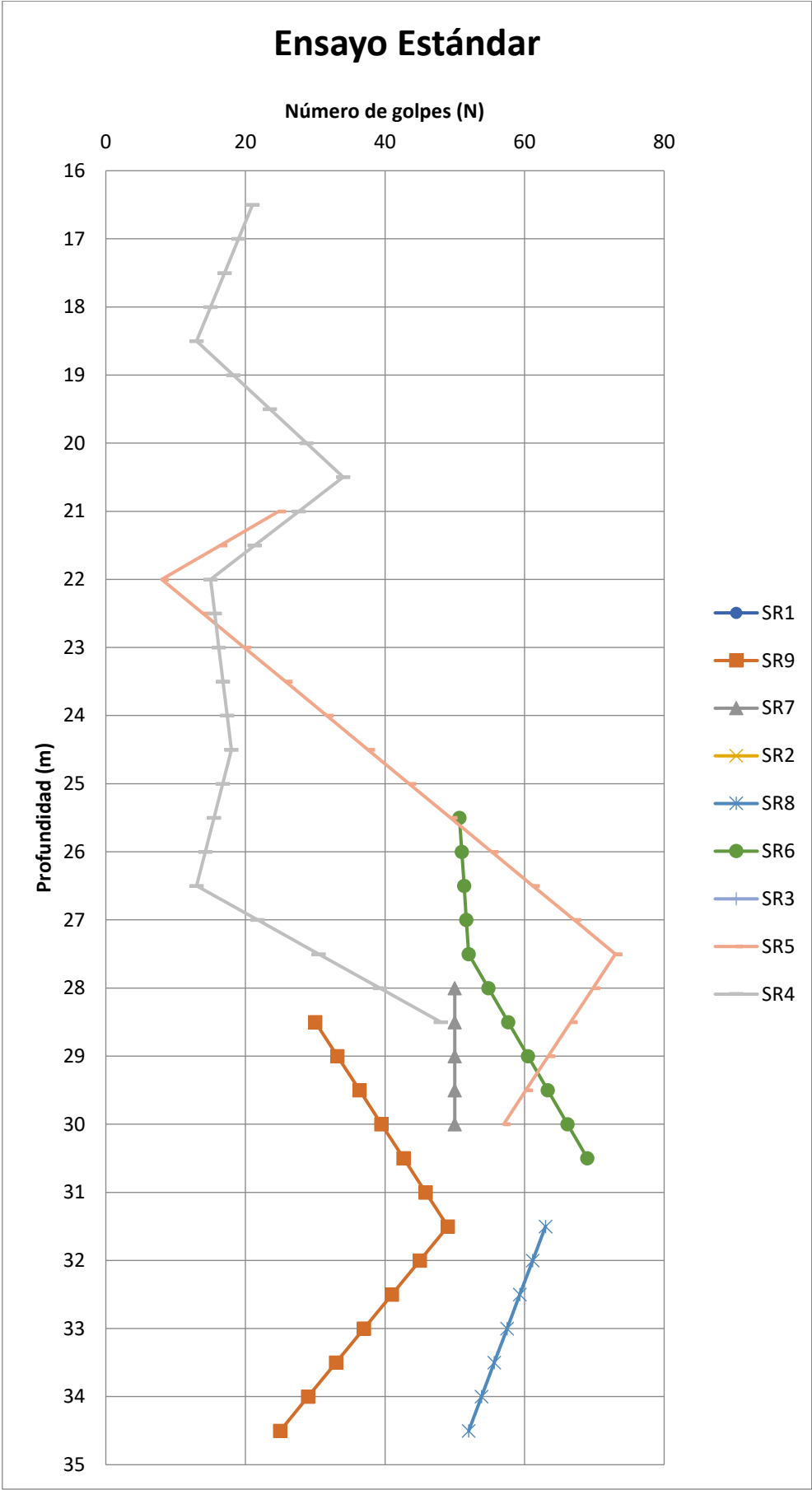
Clase de suelo		Peso específico aparente (kN/m ³)	Ángulo de rozamiento interno
Terreno natural	Grava	19 – 22	34° - 45°
	Arena	17 – 20	30° - 36°
	Limo	17 – 20	25 – 32°
	Arcilla	15 – 22	16° – 28°
Rellenos	Tierra vegetal	17	25°
	Terraplén	17	30°
	Pedraplén	18	40°

Figura 17. Propiedades básicas de los suelos (Fuente: Tabla D.27. del CTE DB SE C. Seguridad Estructural Cimientos).

Tabla D.26. Valores orientativos de densidades de suelos

Tipo de suelo	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
Grava	20 – 22	15 – 17
Arena	18 – 20	13 – 16
Limo	18 – 20	14 – 18
Arcilla	16 – 22	14 – 21

Figura 18. Valores orientativos de densidades de suelos (Fuente: Tabla D.26. del CTE DB SE C. Seguridad Estructural Cimientos).



Gráfica 3. Resultados ensayos SPT en estrato D (Fuente: Elaboración propia).

Propiedades de estado de suelos finos				
Suelos finos	Índice de fluidez, I_L	Densidad seca γ_d (kN/m ³)	Humedad W (%)	Índice de huecos e
Muy blandos	1,00-0,80	< 1,40	> 55	> 1,30
Blandos	0,80-0,65	1,40-1,55	40-55	1,0-1,3
Consistencia media	0,65-0,40	1,55-1,70	25-40	0,7-1,0
Duros	0,40-0,25	1,70-1,80	15-25	0,5-0,7
Muy duros	< 0,25	> 1,80	< 15	< 0,5

Figura 19. Propiedades de estado de suelos finos (Fuente: "Ingeniería Geológica" de Luis González I de Vallejo).

Siguiendo las figuras previas, se adoptan los siguientes parámetros geotécnicos:

- $\gamma_d=17 \text{ kN/m}^3$
- $W=18\%$
- $\gamma_{ap}=17 \cdot 1,18=20 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_{sat}=21 \text{ kN/m}^3$
- $e=0,6$

Siguiendo la tabla D.23 del CTE DB SE C se adopta una cohesión de **10 KPa**.

Tabla D.23. Valores orientativos de N_{SPT} , resistencia a compresión simple y módulo de elasticidad de suelos

Tipo de suelo	N_{SPT}	q_u (kN/m ²)	E (MN/m ²)
Suelos muy flojos o muy blandos	< 10	0 - 80	< 8
Suelos flojos o blandos	10 - 25	80 - 150	8 - 40
Suelos medios	25 - 50	150 - 300	40 - 100
Suelos compactos o duros	50 - Rechazo	300 - 500	100 - 500
Rocas blandas	Rechazo	500 - 5.000	500 - 8.000
Rocas duras	Rechazo	5.000 - 40.000	8.000 - 15.000
Rocas muy duras	Rechazo	> 40.000	>15.000

Figura 20. Valores orientativos de N_{SPT} , resistencia a compresión simple y módulo de elasticidad de suelos (Fuente: Tabla D.23. del CTE DB SE C. Seguridad Estructural Cimientos).

Siguiendo la tabla D.24 del CTE DB SE C se adopta una resistencia a compresión simple de **270 KPa** y un módulo de elasticidad de **90 MPa**.

Tabla D.24. Valores orientativos del coeficiente de Poisson

Tipo de suelo	Coeficiente de Poisson
Arcillas blandas normalmente consolidadas	0,40
Arcillas medias	0,30
Arcillas duras preconsolidadas	0,15
Arenas y suelos granulares	0,30

Figura 21. Valores orientativos del coeficiente de Poisson (Fuente: Tabla D.24. del CTE DB SE C. Seguridad Estructural Cimientos).

Por otra parte, considerando que se trata de unas gravas se adopta una v de 0,3.

ϕ' (°)	c' (KPa)	W (%)	γ_d (kN/m ³)	γ_{ap} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	e	q_u (KPa)	S_u (KPa)	E (MPa)	v
28,00	10,00	18,00	17,00	20,00	21,00	0,60	27,00	135,00	90,00	0,30

Tabla 10. Resumen parámetros geotécnicos Arcillas con nódulos (Fuente. Elaboración propia).

Tras exponer las justificaciones de la parametrización de las características mecánicas de los distintos suelos existentes esta es la tabla final que recoge todos los parámetros de interés para el dimensionamiento geotécnico del túnel.

Suelo	ϕ' (°)	c' (KPa)	W (%)	γ_d (kN/m³)	γ_{ap} (kN/m³)	γ_{sat} (kN/m³)	e	q_u (KPa)	S_u (KPa)	E (MPa)	ν
A	28,00	2,00	14,00	15,00	17,10	17,10	0,70	35,00	17,50	3,00	0,30
B	27,00	20,00	17,90	17,10	21,00	21,50	0,57	230,00	115,00	40,00	0,30
C	40,00	0,00	12,00	18,50	20,70	22,00	0,40	250,00	125,00	70,00	0,30
D	28,00	10,00	18,00	17,00	20,00	21,00	0,60	270,00	135,00	90,00	0,30

Tabla 11. Resumen parámetros geotécnicos (Fuente: Elaboración propia).

3.3.4. Análisis crítico de la campaña geotécnica

Con el objetivo de evaluar la adecuación de la campaña geotécnica, se han consultado dos documentos de referencia: la Guía de Cimentaciones de Obras de Carretera (GCOC) y la Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Obras Subterráneas para el Transporte Terrestre (IOS-98). Esta última, pese a encontrarse obsoleta por normativas como la “Norma ADIF Plataforma (NAP) 2-3-1.0+M1” de 2018, resulta de utilidad como marco comparativo en el presente análisis.

La GCOC establece que la intensidad de los reconocimientos geotécnicos depende de dos factores principales:

- Variabilidad del terreno: contando con los sondeos existentes y sabiendo que mediante interpolación puede estimarse razonablemente las características geotécnicas en la vertical de cada punto, puede considerarse normal.
- Condiciones de cimentación: se califican como normales, puesto que la cimentación se encuentra en terreno arcillosos y ante la presencia del N.F., en caso de que se tratase de arcillas expansivas podría considerarse del lado de la seguridad condiciones adversas.

En consecuencia, y atendiendo a la Tabla 3.5. Clases de reconocimiento de la GCOC, la intensidad de los reconocimientos requerida para este proyecto se clasifica como “Normal”.

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

Figura 22. Tabla 3.5. Clases de reconocimiento (Fuente: Guía de Cimentaciones de Obra de Carretera).

Para los reconocimientos de clase “normal”, la cantidad de sondeos y ensayos debe ser superior de manera que se garantice una mayor fiabilidad en los datos empleados en el cálculo geotécnico.

Por otro lado, la IOS 98 establece que “se realizarán los reconocimientos y estudios geológicos y geotécnicos adecuados para obtener un conocimiento suficiente de los terrenos que serán afectados directa o indirectamente por la construcción y explotación de una obra subterránea y de sus zonas de acceso y emboquille” Asimismo, señala que los métodos de prospección y ensayos deben adaptarse a las características, profundidad e importancia de la obra.

Los objetivos principales de la campaña deben orientarse a:

- Determinar el perfil geológico del túnel.
- Obtener la caracterización cuantitativa de los terrenos, incluyendo parámetros de resistencia, deformabilidad, permeabilidad, alterabilidad, expansividad, erosionabilidad, así como su comportamiento geológico general y la susceptibilidad a fenómenos de licuefacción por acción sísmica.

Con base en estas recomendaciones, y considerando el informe geotécnico existente en las inmediaciones del trazado, se concluye que la campaña ejecutada resulta insuficiente, debido a que no cuenta con ensayos para la caracterización de las propiedades mecánicas de la totalidad de los estratos, lo cual obliga a hacer uso de las normativas mencionadas previamente en el apartado 2.1.3.2. para adoptar unos parámetros estimados a través de los números de golpes (SPT).

A continuación, se puede visualizar una tabla que refleja aquellos parámetros de interés para los cálculos geotécnicos en cada estrato, marcados en verde con los que se cuenta y naranja con los que no.

Suelo	ϕ' (°)	c' (KPa)	W (%)	γ_d (kN/m³)	γ_{ap} (kN/m³)	γ_{sat} (kN/m³)	e	E (MPa)	ν
A	28,00	2,00	14,00	15,00	17,10	17,10	0,70	3,00	0,30
B	27,00	20,00	17,90	17,10	21,00	21,50	0,57	40,00	0,30
C	40,00	0,00	12,00	18,50	20,70	22,00	0,40	70,00	0,30
D	28,00	10,00	18,00	17,00	20,00	21,00	0,60	90,00	0,30

Tabla 12. Parámetros geotécnicos facilitados (Fuente: Elaboración propia).

En consecuencia, se propone la ampliación de la campaña geotécnica, incluyendo la realización de ensayos de laboratorio complementarios, entre los que se incluyen:

- Ensayo de corte directo consolidado drenado (CD), para determinar ϕ' , c' , W, γ_d , γ_{ap} , γ_{sat} y de los estratos A, C y D.
- Ensayo de Lambe para determinar la expansividad y colapso en terrenos cohesivos como los estratos B y D.
- Ensayo presiométrico de Ménard (UNE-EN ISO 22476-4:2016) para una mayor precisión en la obtención de parámetros de elasticidad como E y ν .

3.3.5. Sismología

Es necesario determinar la sismicidad de la zona, para ello se aplicará la nueva “Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación” (NCSE-02).

Según el Mapa de Peligrosidad Sísmica (Figura 24), la aceleración sísmica básica en el lugar donde se encuentra el túnel ferroviario, es decir, en el municipio de Alboraya, tiene un valor comprendido entre 0,04 g. y 0,08g, por lo que, siguiendo el anejo 1 de la presente norma se adopta un valor de 0,06g (siendo $g=9,81 \text{ m/s}^2$).

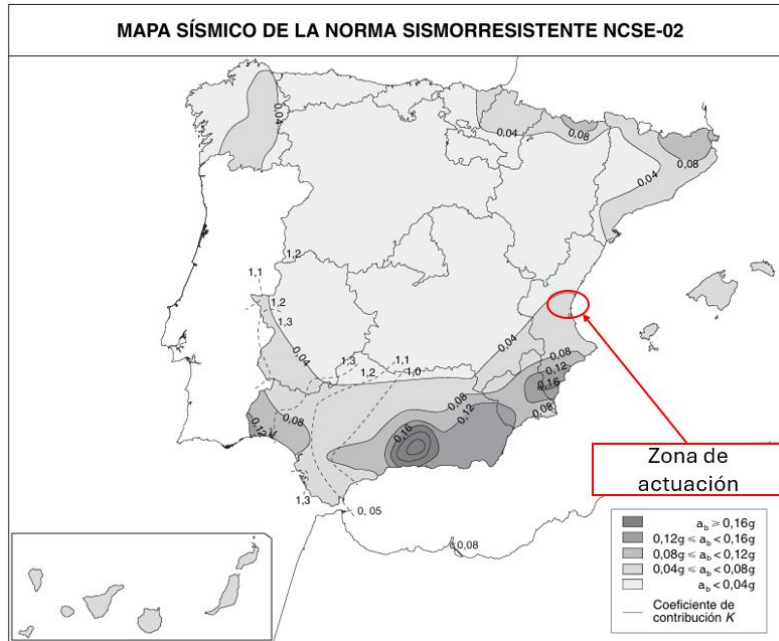


Figura 23. Mapa sísmico indicando zona de estudio (Fuente: Norma NCSE-02. Modificado).

A continuación, se realiza el cálculo de la aceleración sísmica de cálculo, con el fin de determinar si es necesario considerar las acciones sísmicas en el diseño de la estructura y en el cálculo de la cimentación.

Para ello, se emplea la siguiente fórmula:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

Donde:

- a_b =Aceleración sísmica básica ($a_b=0,06g$)
- ρ = "Coeficiente adimensional de riesgo, función de la probabilidad aceptable de que se exceda a_c en el periodo de vida para la que se proyecta la construcción". En este caso, se entiende que se trata de una construcción de importancia normal, por lo que se adopta un valor de $\rho=1,0$.
- S = "Coeficiente de amplificación del terreno". Al cumplirse que:

$$\rho \cdot a_b = 0,06g \leq 0,1g \rightarrow S = \frac{C}{1,25}$$

De acuerdo con el punto "2.4. Clasificación del terreno. Coeficiente del terreno" de la NCSE-02 (Figura 25), los terrenos se dividen en cuatro tipos. Considerando las especificaciones indicadas en el apartado "2.1. Geología y Geotecnia" relativas a las características del suelo, en este caso el terreno se clasifica como:

Tipo III: "Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $400 \text{ m/s} \geq v_s \geq 200 \text{ m/s}$.

En consecuencia, el coeficiente C adopta un valor de 1,6.

Tipo de terreno	Coeficiente C
I	1,0
II	1,3
III	1,6
IV	2,0

Figura 24. Coeficientes del terreno (Fuente: Norma NCSE-02).

Por lo tanto, S tendrá un valor de 1,28:

$$S = \frac{C}{1,25} = \frac{1,6}{1,25} = 1,28$$

Operando, se obtiene el resultado de la aceleración sísmica de cálculo (a_c) como:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b = 1,28 \cdot 1 \cdot 0,06g = 0,0768g$$

Como conclusión, al tener un por encima de 0,06g como estipula la NCSE-02, se deberían tener en cuenta las acciones sísmicas en el diseño estructural y el cálculo de la cimentación.

3.3.6. Agresividad del medio

Antes de proceder con el diseño del paso inferior, es necesario comprobar que la concentración de sulfatos en el terreno no sea lo suficientemente elevada como para afectar al hormigón.

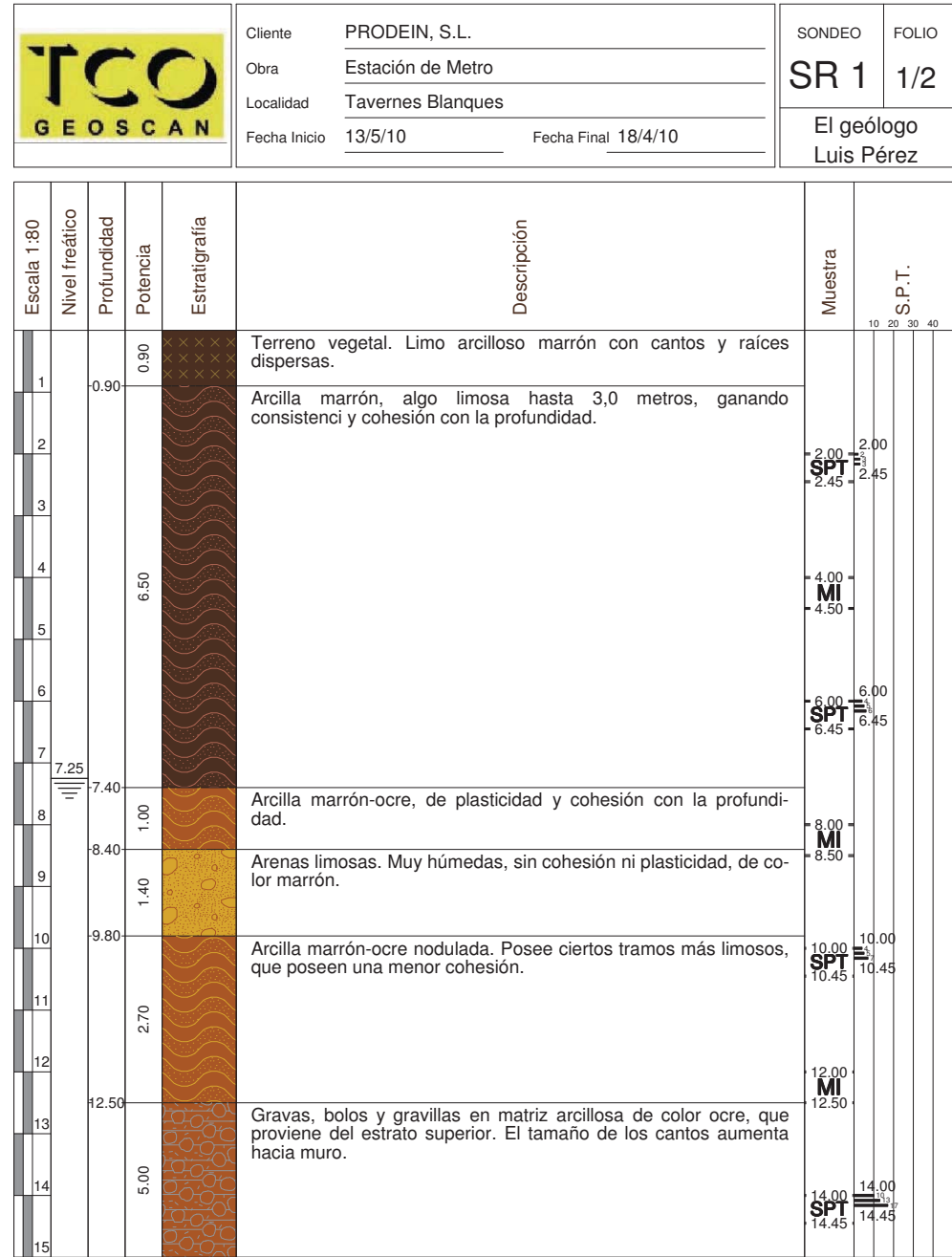
Según los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio, se ha adoptado una media para el contenido de sulfatos en el suelo, siendo este de 358 mg/kg.

De acuerdo con el artículo 43.3.4.1 del Código Técnico, se consideran condiciones agresivas cuando:

- En aguas: concentración de iones sulfato ≥ 600 mg/l.
- En suelos: concentración de iones sulfato ≥ 3.000 mg/kg.

En este caso, el valor obtenido de 358 mg/kg no alcanza el umbral para clasificarse como un suelo agresivo ni en suelos ni en aguas.

Apéndice. Registros de campo de SR y DPSH





Cliente PRODEIN, S.L.

Obra	Estación de Metro
------	-------------------

Localidad Tavernes Blanques

Fecha Inicio 13/5/10

Fecha Final 18/4/10

SONDEO

FOLIO

SR 1

2/2

El geólogo

Luis Pérez

[illegible]

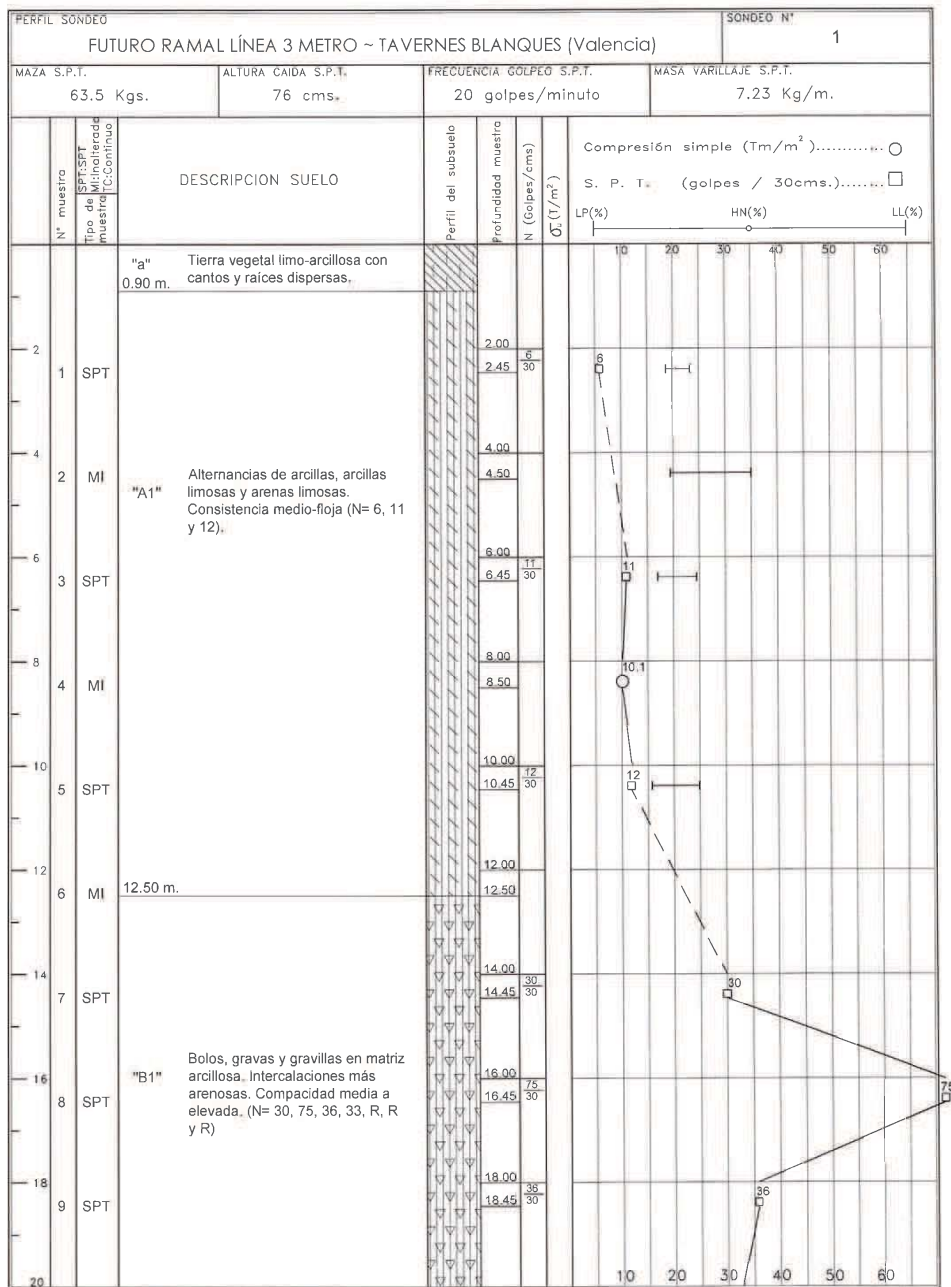


Fig. 2

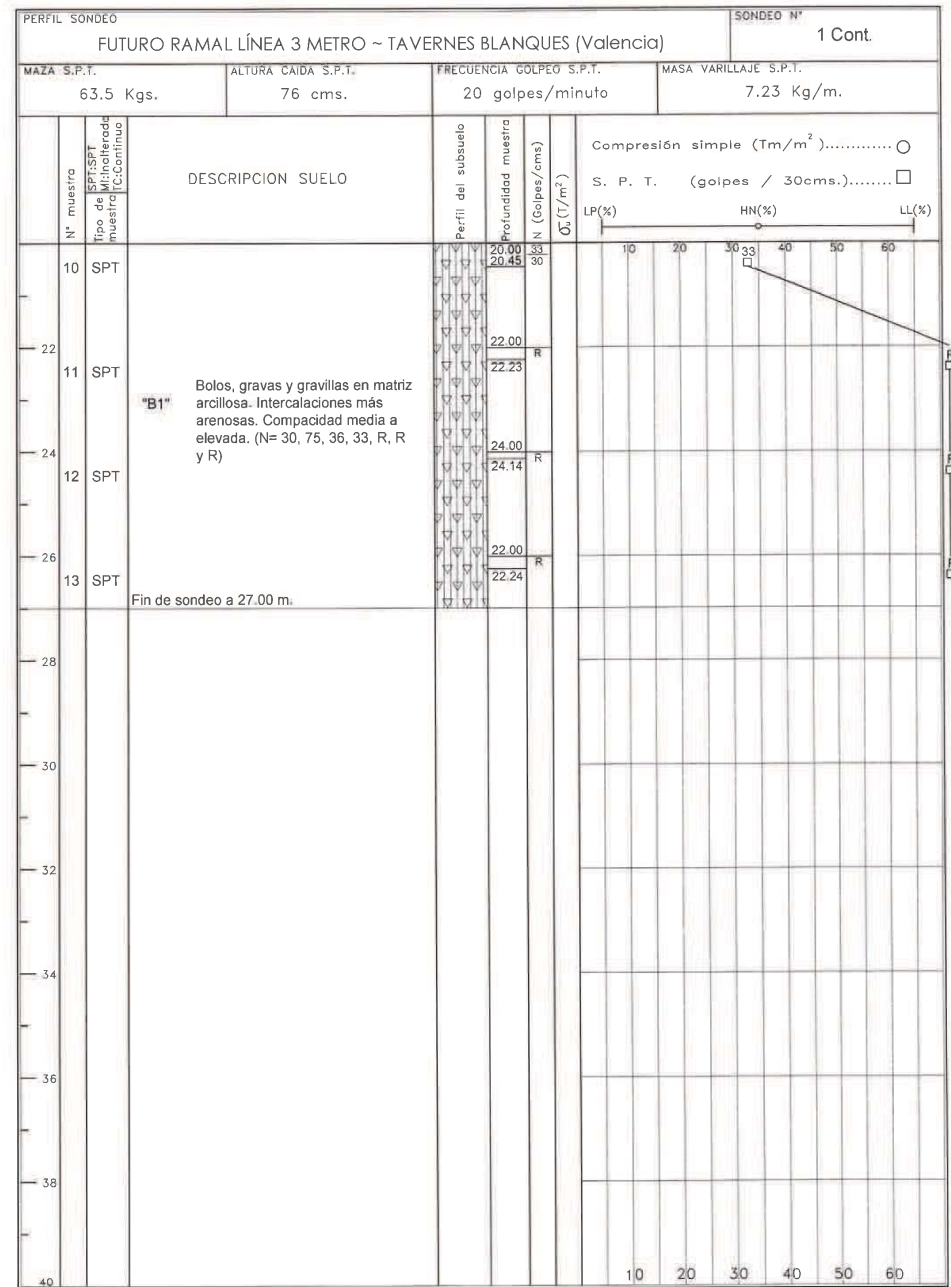
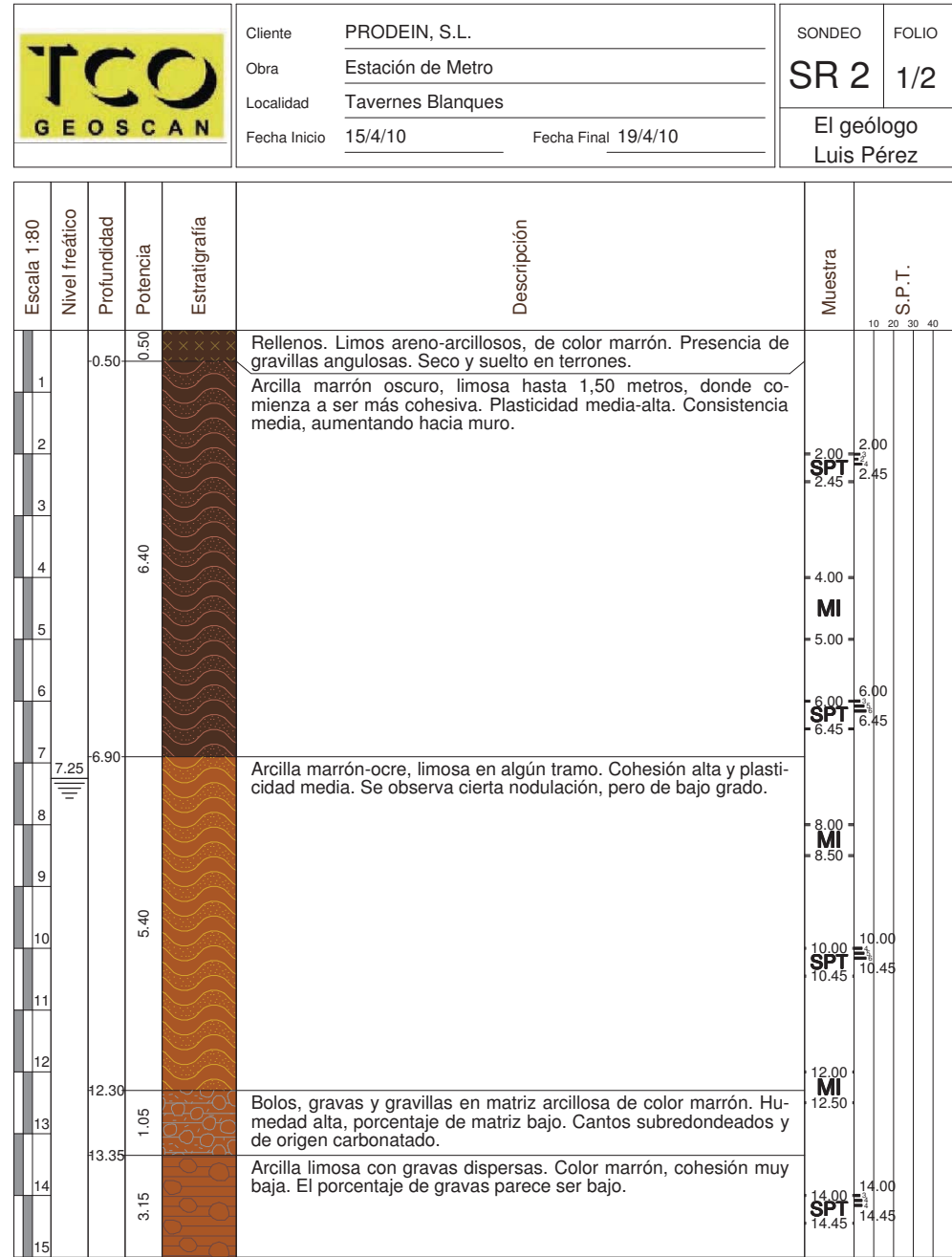


Fig. 2 cont.





Cliete PRODEIN, S.L.
Obra Estación de Metro
Localidad Tavernes Blanques
Fecha Inicio 15/4/10 Fecha Final 19/4/10

SONDEO FOLIO
SR 2 2/2
El geólogo
Luis Pérez

Escala 1:80	Nivel freático	Profundidad	Potencia	Estratigrafía	Descripción	Muestra	S.P.T.
16		3.15			Arcilla limosa con gravas dispersas. Color marrón, cohesión muy baja. El porcentaje de gravas parece ser bajo.	16.00 SPT 16.45	16.00 16.45
17		16.50			Bolos, gravas y gravillas en matriz limosa. La matriz es bastante escasa. Cantos subredondeados, de origen carbonatado, y de granulometría continua.	18.00 SPT 18.45	18.00 18.45
18							
19							
20							
21		8.50				20.00 SPT 20.45	20.00 20.45
22							
23							
24							
25		25.00					
26							
27							
28							
29							
30							

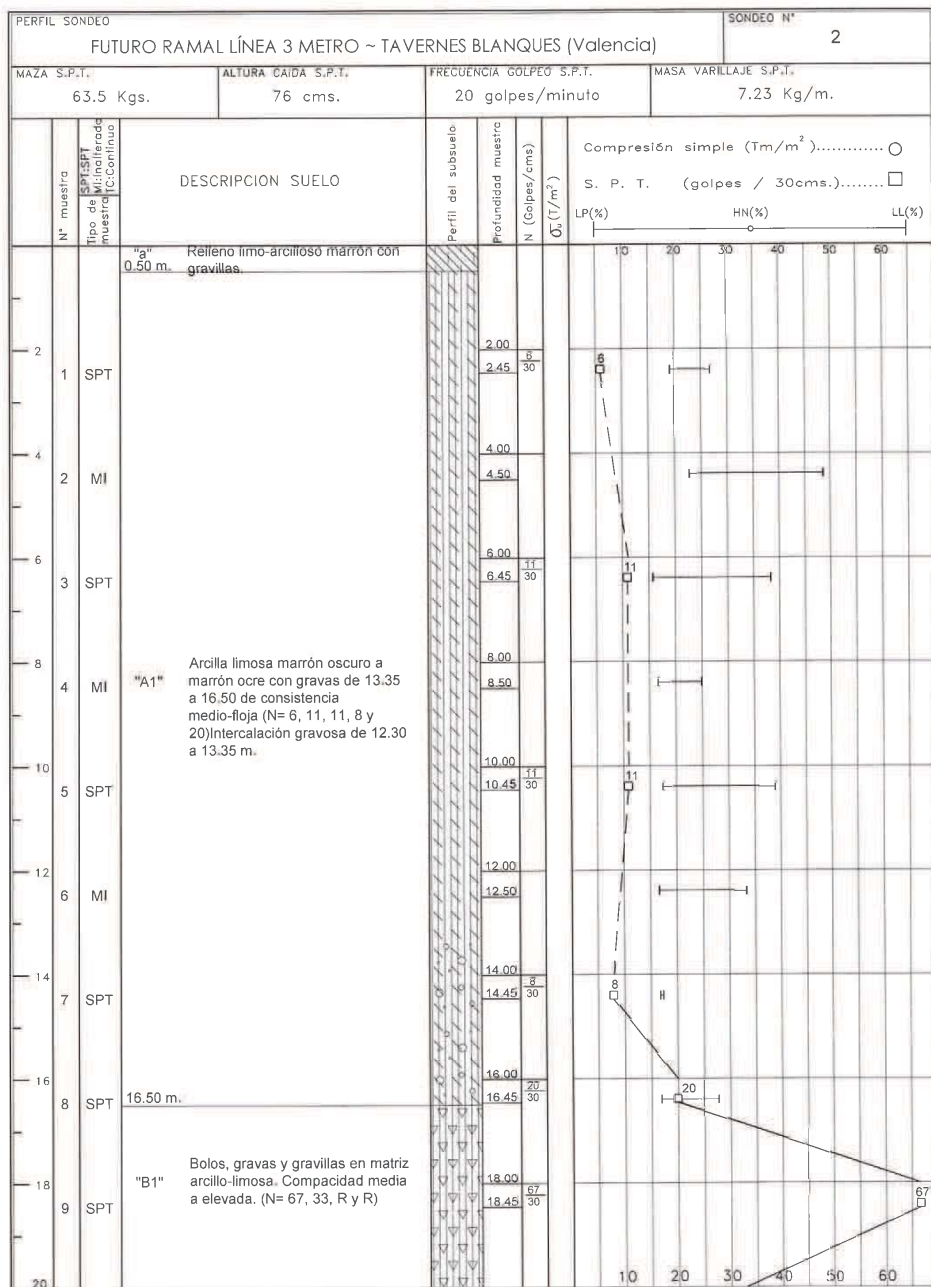


Fig. 3

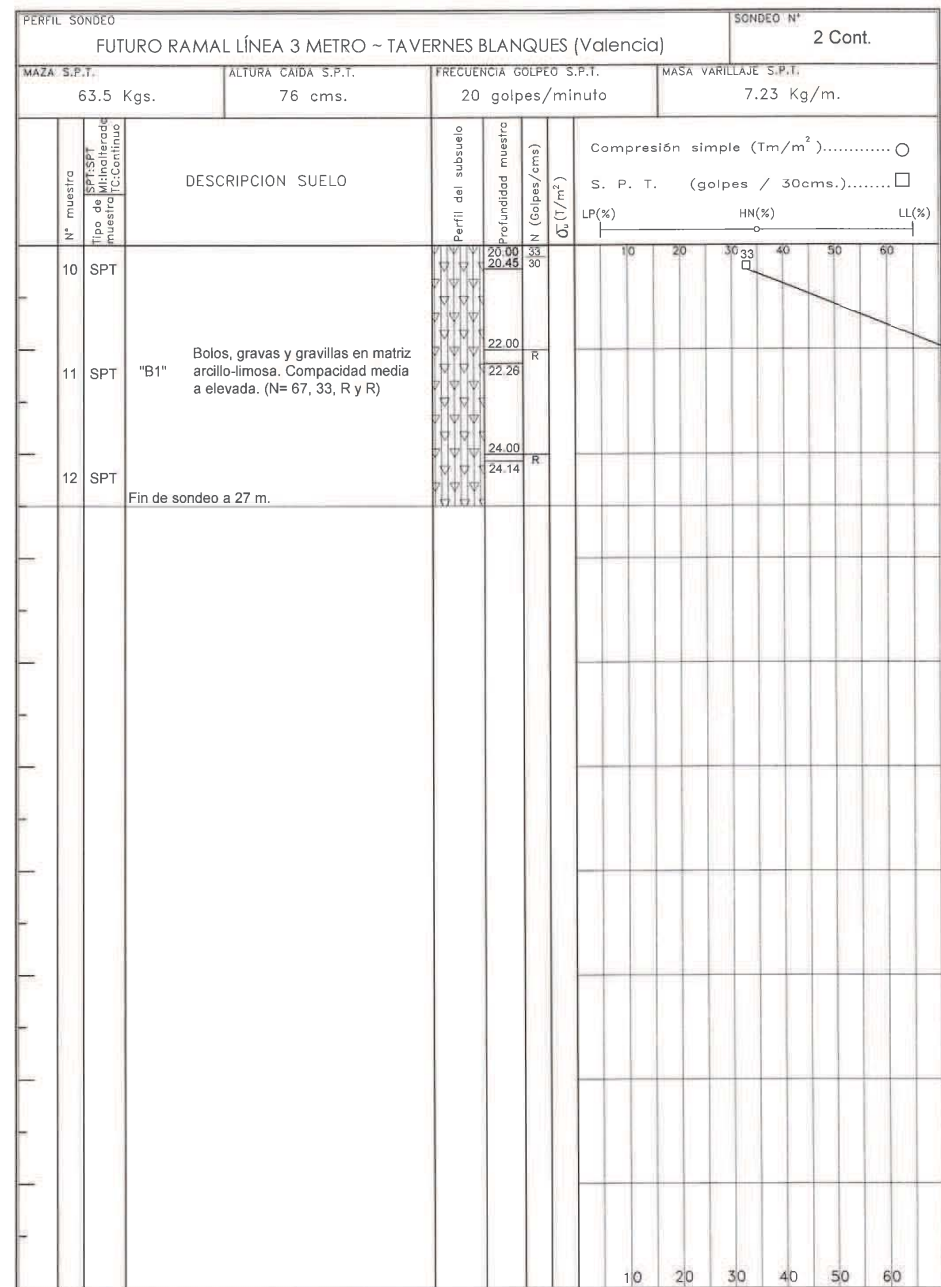


Fig. 3 cont.



Cliente	PRODEIN, S.L.	
Obra	Estación de Metro	
Localidad	Tavernes Blanques	
Fecha Inicio	5/5/10	Fecha Final 7/4/10

SONDEO	FOLIO
SR 3	1/2
El geólogo Luis Pérez	

Escala 1:80	Nivel freático	Profundidad	Potencia	Estratigrafía	Descripción	Muestra	S.P.T.			
							10	20	30	40
1		0.65	0.65		Terreno vegetal. Limo arcilloso marrón con restos vegetales. Cohesión y plasticidad bajas.					
2					Arcillas limosas de color marrón oscuro. Posee un mayor contenido limoso en sus primeros metros, hasta 1,60 m, restándole cohesión al testigo. Con la profundidad parece ganar consistencia y cohesión.	SPT	2.00			
3						2.45	2.45			
4			5.45							
5						MI	4.00			
6						4.50				
7		6.10			Arcillas de color marrón-ocre, con intercalaciones arcillo-limosas. Presenta un cierto grado de nodulación, de bajo grado.	SPT	6.00			
8						6.45	6.45			
9										
10						MI	8.00			
11						8.50				
12										
13			11.90			SPT	10.00			
14						10.45	10.45			
15										
						MI	12.00			
						12.50				
						SPT	14.00			
						14.45	14.45			

	Cliente	PRODEIN, S.L.		SONDEO	FOLIO
	Obra	Estación de Metro		SR 3	2/2
	Localidad	Tavernes Blanques		El geólogo	
	Fecha Inicio	5/5/10	Fecha Final	7/4/10	Luis Pérez

Escala 1:80	Nivel freático	Profundidad	Potencia	Estratigrafía	Descripción	Muestra	S.P.T.
16					Arcillas de color marrón-ocre, con intercalaciones arcillo-limosas. Presenta un cierto grado de nodulación, de bajo grado.	16.00 16.45	16.00 16.45
17			11.90				
18		18.00				18.00 18.45	18.00 18.45
19					Bolos, gravas y gravillas con arena dispersa. La matriz es muy escasa y está húmeda. Los cantos son subredondeados, y de origen carbonatado.		
20			5.20				
21							
22							
23		23.20					
24					Arcillas algo margosas, localmente noduladas. Humedad media-alta, de color gris-marrón-ocre según zonas. El carácter margo-so parece acentuarse hacia muro, al igual que ocurre en estratos superiores, existen horizontes más arcillo-limosos, donde la cohesión del testigo disminuye.		
25			4.80				
26							
27							
28		28.00					
29							
30							

	Cliente	PRODEIN, S.L.		SONDEO	FOLIO
	Obra	Estación de Metro		SR 4	1/2
	Localidad	Tavernes Blanques		El geólogo	
	Fecha Inicio	10/5/10	Fecha Final	12/5/10	Luis Pérez

Escala 1:80	Nivel freático	Profundidad	Potencia	Estratigrafía	Descripción	Muestra	S.P.T.
1					Terreno vegetal. Limo arenoso marrón con gravas y restos de raíces. A partir de 0,90 m. se observan bolos calcáreos.		
2		1.40			Arcilla marrón oscuro, de cohesión y plasticidad medias. Nivel muy homogéneo.	2.00 2.45	2.00 2.45
3			3.60				
4						4.00 4.50	
5		5.00					
6					Arcillas con intercalaciones arcillo-limosas, de color marrón claro-ocre, de cohesión y plasticidad variable, en función del contenido limoso.	6.00 6.45	6.00 6.45
7		7.25					
8						8.00 8.50	
9							
10			11.50			10.00 10.45	10.00 10.45
11							
12						12.00 12.50	
13							
14						14.00 14.45	14.00 14.45
15							

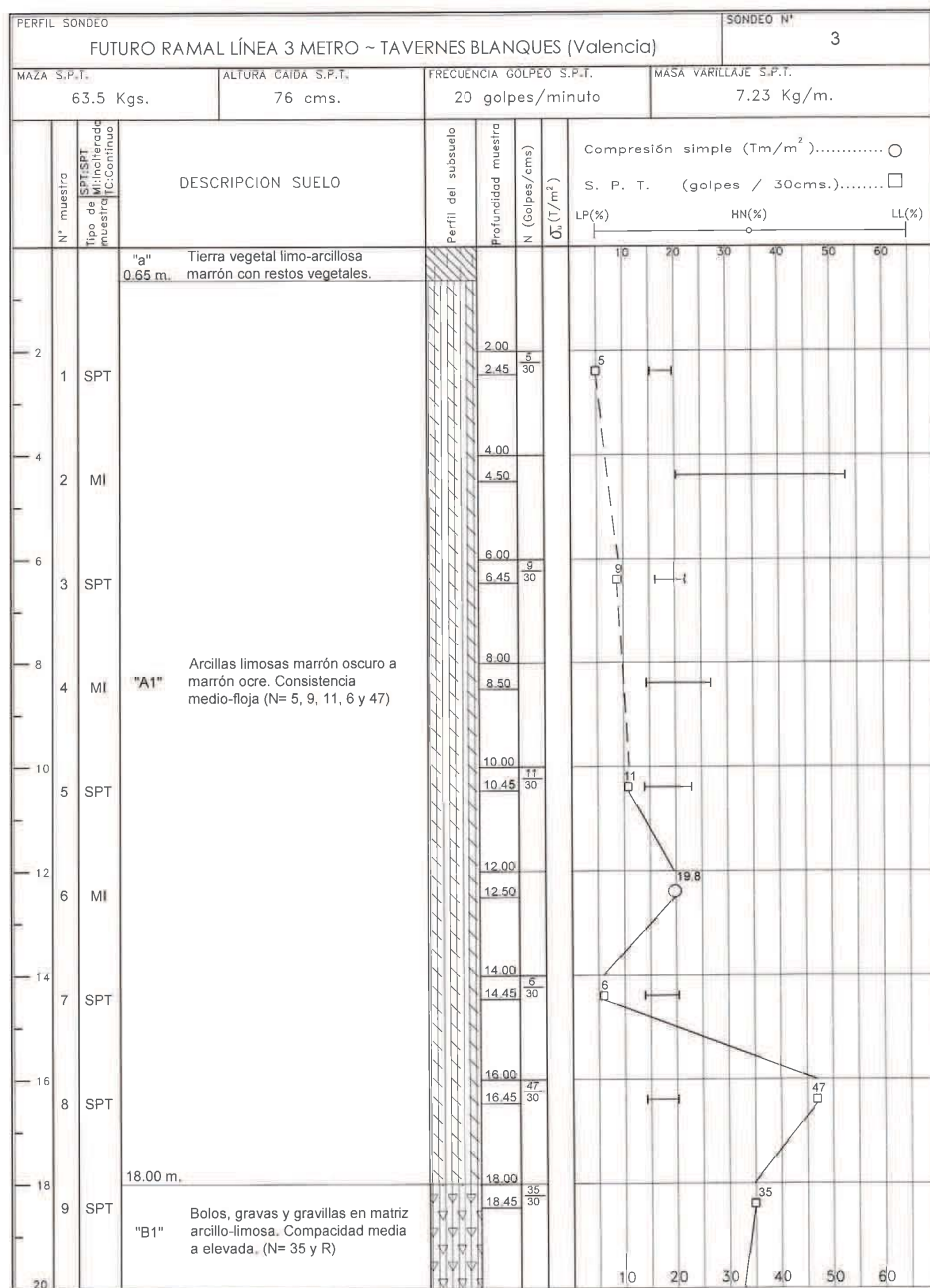


Fig. 4

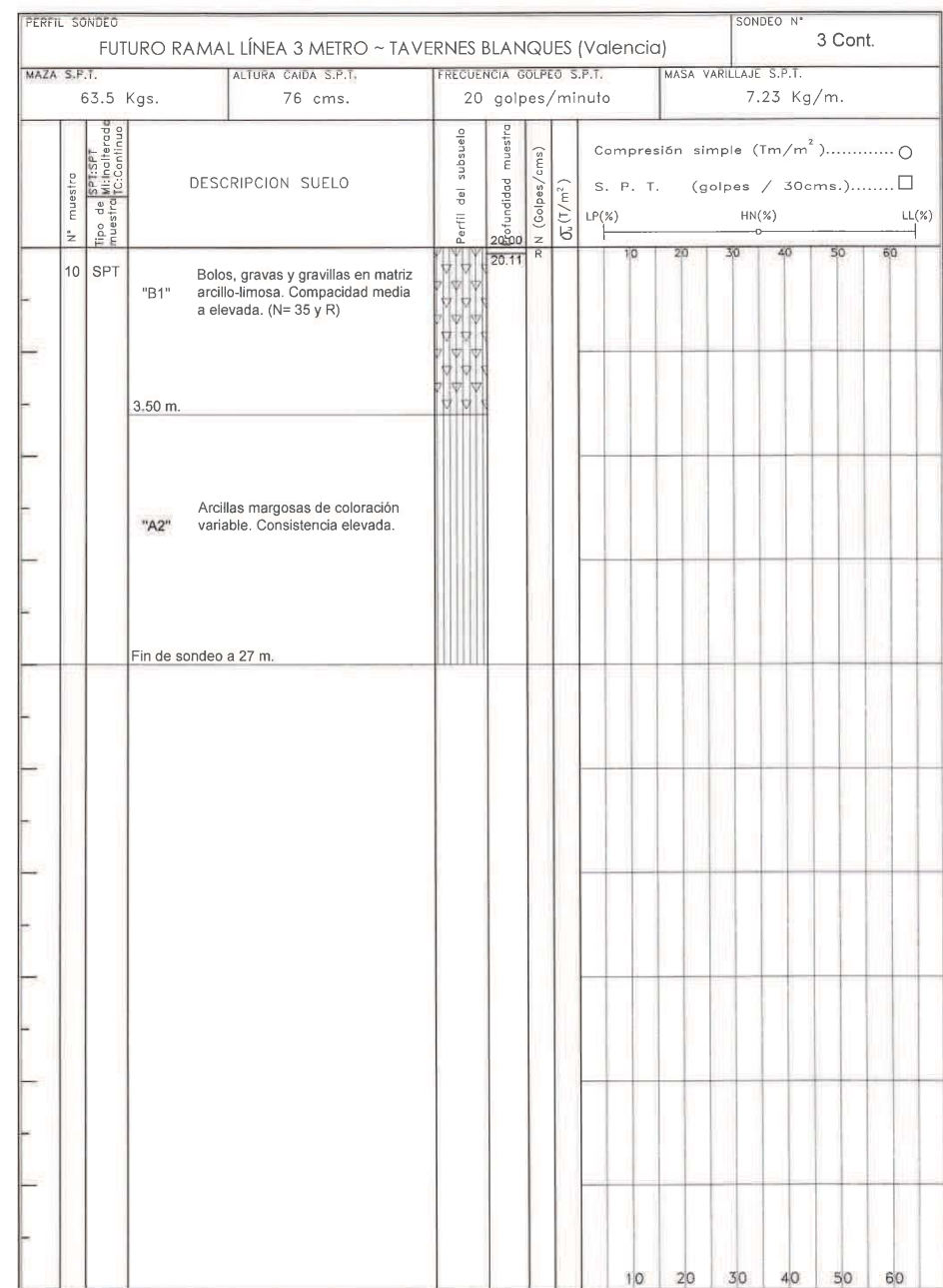
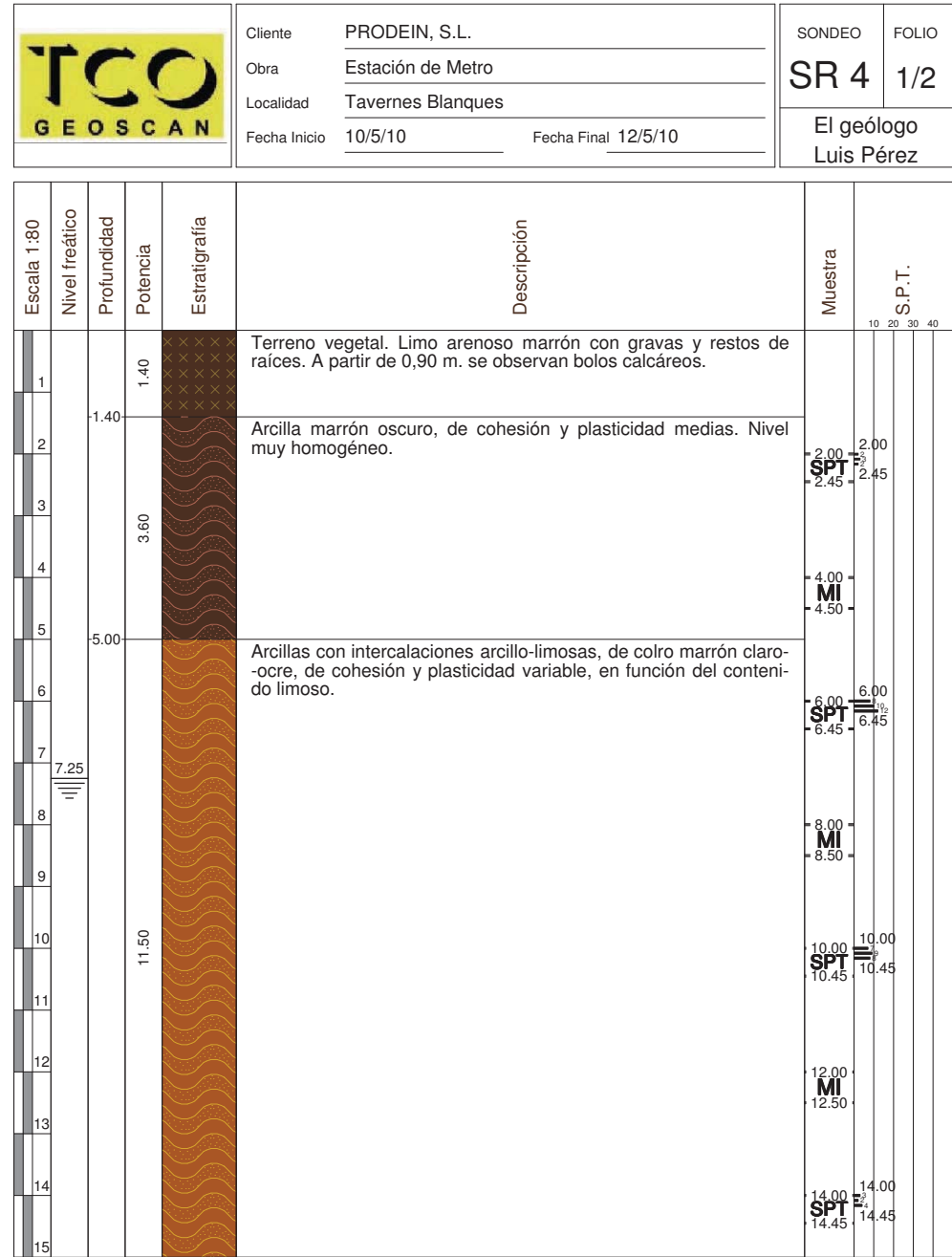


Fig. 4 cont.



	Cliente	PRODEIN, S.L.	
	Obra	Estación de Metro	
	Localidad	Tavernes Blanques	
	Fecha Inicio	10/5/10	Fecha Final

SONDEO	FOLIO
SR 4	2/2
El geólogo Luis Pérez	

Escala 1:80	Nivel freático	Profundidad	Potencia	Estratigrafía	Descripción	Muestra	S.P.T.
							10 20 30 40
16		16.50	11.50		Arcillas con intercalaciones arcillo-limosas, de color marrón claro-ocre, de cohesión y plasticidad variable, en función del contenido limoso.	16.00 SPT 16.45	16.00 16.45
17		17.70	1.20		Arenas limosas de color marrón. Muy húmedas, de cohesión y plasticidad nulas.		
18					Arcillas limosas de color marrón-ocre. Cohesión y plasticidad medias, la nodulación es de bajo grado y resulta muy dispersa.	18.00 SPT 18.45	18.00 18.45
19			2.50				
20		20.20	0.30		Arenas de color gris claro, suelta en terrones.	20.00 SPT 20.45	20.00 20.45
21		20.50			Se observan de nuevo las arcillas limosas de color marrón-ocre.		
22			2.00				
23		22.50	0.30		Arena marrón suelta.	22.00 SPT 22.45	22.00 22.45
24		22.80			Arcilla marrón claro, ciertas tonalidades ocreas en algunas zonas. Consistencia y plasticidad medias.	24.00 SPT 24.45	24.00 24.45
25							
26			7.20			26.00 SPT 26.45	26.00 26.45
27							
28						28.00 SPT 28.46	28.00 28.45
29							
30		30.00					

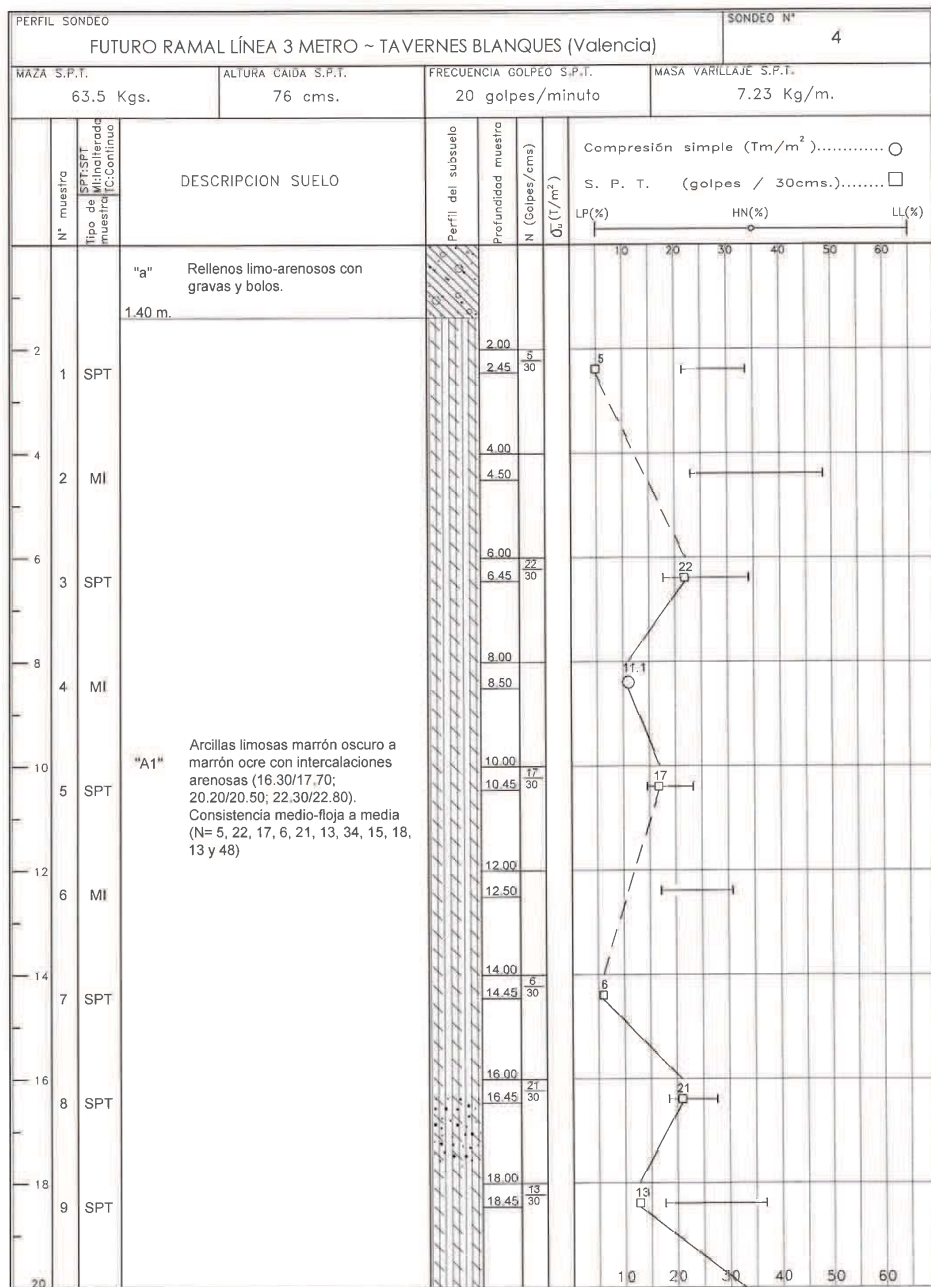


Fig. 5

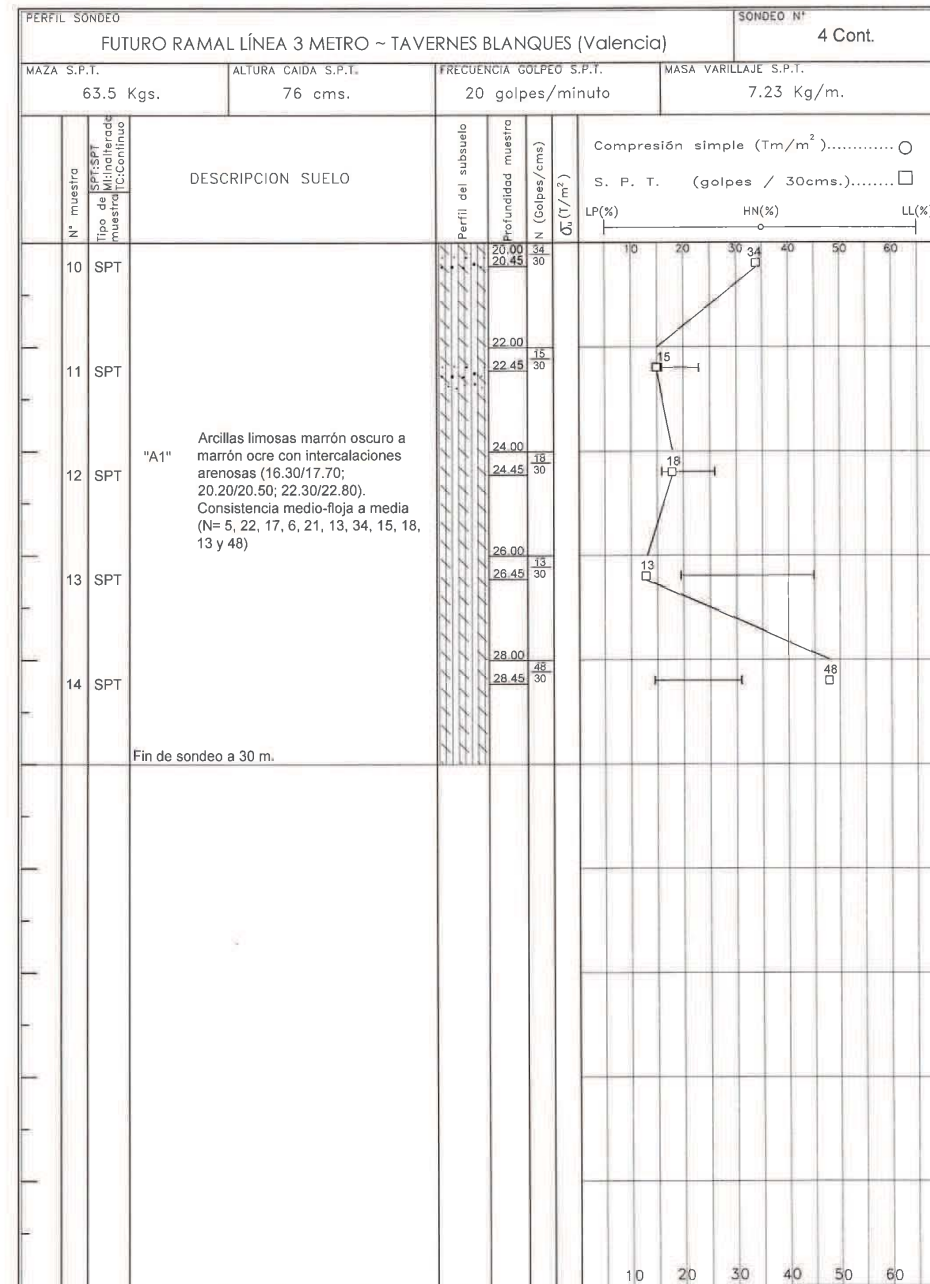


Fig. 5 cont.



Ciente PRODEIN, S.L.
Obra Estación de Metro
Localidad Tavernes Blanques
Fecha Inicio 25/6/10 Fecha Final 29/6/10

SONDEO FOLIO
SR 5 1/2
El geólogo
Luis Pérez

Escala 1:90	Nivel freático	Profundidad	Potencia	Estratigrafía	Descripción	Muestra	S.P.T.
							10 20 30 40
1		0.60	0.60		Rellenos. Arcillas arenosas con cantos y restos cerámicos, de color marrón oscuro.		
2						2.00	2.00
3			3.75		Arcillas limosaas de color marrón oscuro. Cohesivas y de plasticidad media. Consistencia blanda-muy blanda, como indican los golpes.	SPT 2.60	2.60
4							
5		4.35			Limos arcillosos color marrón rojizo, de plasticidad y consistencia medias.	4.20 MRG 4.80	4.20 4.80
6			1.45				
7		5.80			Limos arcillosos ocre-verdosos y algo rojizos en algunas zonas. Presentan mayor consistencia que el nivel superior.	6.00 SPT 6.60	6.00 6.60
8	7.25					7.80 MRG 8.40	7.80 8.40
9			6.50				
10						9.80 SPT 10.40	9.80 10.40
11							
12						12.00 MRG 12.60	12.00 12.60
13		12.30			Arenas limosas de color marrón claro-ocre con gravillas dispersas.		
14			3.30			14.00 SPT 14.60	14.00 14.60
15							
16		15.60	6.60		Gravas y gravillas calcáreas en matriz areno-limosa color ocre-marrón.		



Cliente PRODEIN, S.L.
Obra Estación de Metro
Localidad Tavernes Blanques
Fecha Inicio 25/6/10 Fecha Final 29/6/10

SONDEO FOLIO
SR 5 2/2
El geólogo
Luis Pérez

Escala 1:90	Nivel freático	Profundidad	Potencia	Estratigrafía	Descripción	Muestra	S.P.T.
17			6.60		Gravas y gravillas calcáreas en matriz areno-limosa color ocre-marrón.	16.40 SPT 16.82	16.40 16.82
18							
19						18.00 SPT 18.60	18.00 18.60
20							
21						20.00 SPT 20.06	20.00 20.06
22							
23		22.20	2.90		Limos arcillosos color ocre-verdoso, de consistencia blanda. Plasticidad baja-nula, y humedad media.	22.50 SPT 23.10	22.50 23.10
24							
25		25.10	1.30		Arcillas negras muy plásticas y blandas, con alto contenido en materia orgánica.		
26		26.40			Arcillas limosas color marrón claro, de plasticidad media y cohesión alta.	27.00 SPT 27.60	27.00 27.60
27			4.20				
28							
29							
30						30.00 SPT 30.60	30.00 30.60
31		30.60					
32							

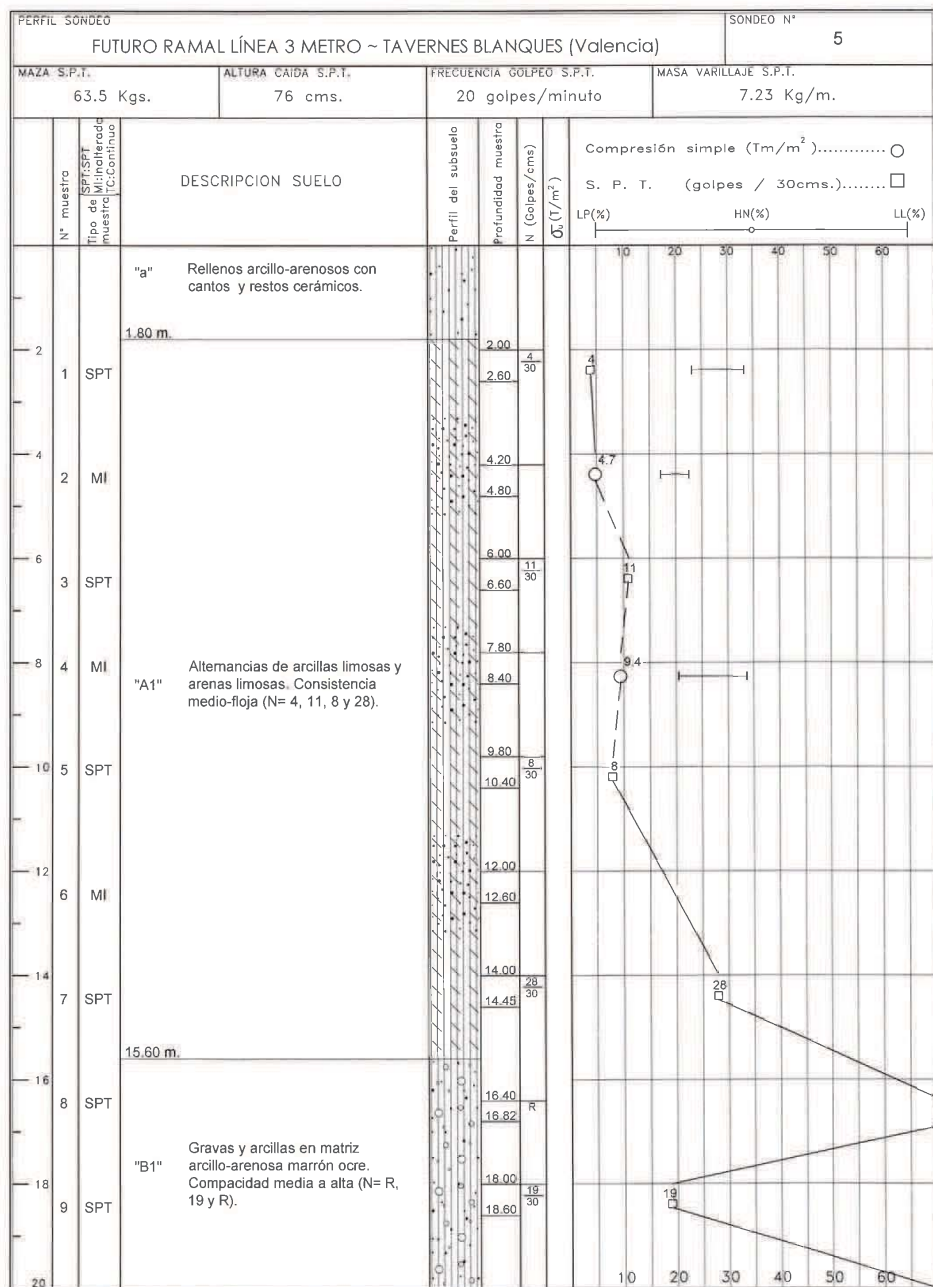


Fig. 6

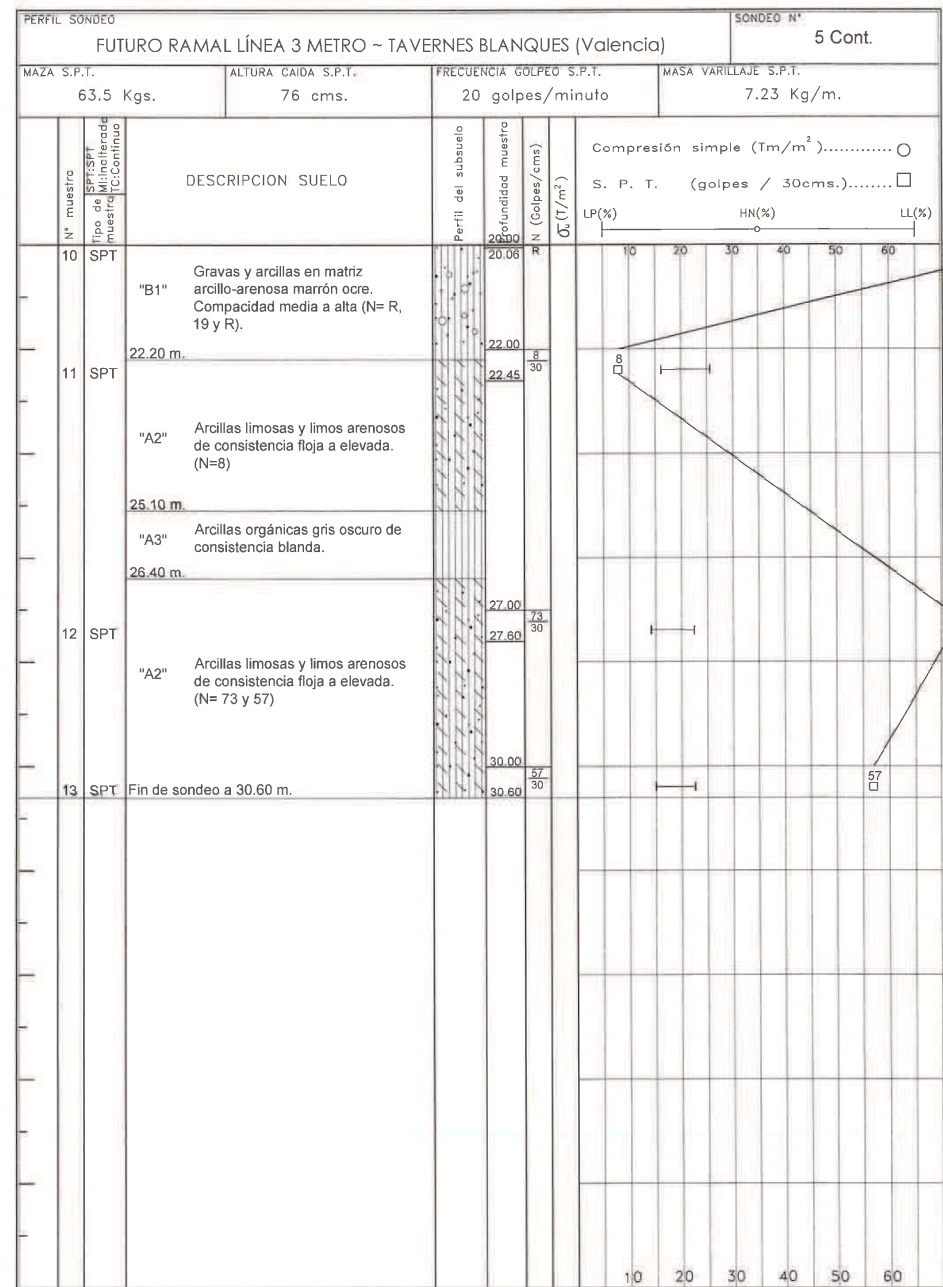
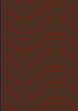
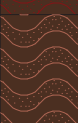
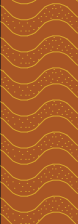
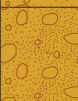


Fig. 6 cont.



Cliente	PRODEIN, S.L.		
Obra	Estación de Metro		
Localidad	Tavernes Blanques		
Fecha Inicio	16/6/10	Fecha Final	16/6/10

SONDEO	FOLIO
SR 6	1/2
El geólogo Luis Pérez	

Escala 1:90	Nivel freático	Profundidad	Potencia	Estratigrafía	Descripción	Muestra	S.P.T.
1		0.60	0.60		Terreno vegetal. Limos arcillosos de color marrón oscuro, de humedad y plasticidad bajas.		10
2		2.00	2.00		Arcillas limo-arenosas, de color marrón rojizo. Consistencia blanda, plasticidad media.	2.00 SPT = 2.60	20
3		2.60	1.00		Arcillas limosas de color marrón oscuro, de consistencia blanda-media.		26
4		3.60	1.20		Arcillas limosas de color marrón rojizo, consistencia blanda.	4.20 MRG = 4.80	30
5		4.80	1.90		Arcillas limosas de color marrón oscuro. Consistencia y plasticidad medias.	6.00 SPT = 6.60	36
6	7.25	6.70			Arcillas limosas-arenosas, de color marrón ocre, con algún canto disperso.	6.60	36
7							
8						7.80 MRG = 8.40	38
9			4.80				
10						10.00 SPT = 10.60	40
11							
12		11.50	0.90		Arena limo-arcillosa, de color ocre-marrón.	12.00 SPR = 12.60	42
13		12.40	1.10		Gravas y gravillas en matriz areno-arcillosa de color ocre. Cantos redondeados de naturaleza calcárea. El tamaño de los cantos parece aumentar hacia muro.		
14		13.50			Arenas limosas-arcillosas de color marrón claro con gravilla dispersa.	14.50 SPT = 15.10	44
15			4.80				
16							



Cliete PRODEIN, S.L.
Obra Estación de Metro
Localidad Tavernes Blanques
Fecha Inicio 16/6/10 Fecha Final 16/6/10

SONDEO FOLIO
SR 6 2/2
El geólogo
Luis Pérez

Escala 1:90	Nivel freático	Profundidad	Potencia	Estratigrafía	Descripción	Muestra	S.P.T.
17			4.80		Arenas limosas-arcillosas de color marrón claro con gravilla dispersa.	16.50 SPT 17.10	16.50 17.10
18							
19		18.30	0.70		Limos arcillosos de color marrón claro.	18.50 SPT 19.10	18.50 19.10
20		19.00			Gravas y gravillas calcáreas en matriz areno-limosa, de color marrón-ocre.		
21						20.40 SPT 21.00	20.40 21.00
22			6.60				
23						22.50 SPT 22.14	22.50 22.94
24							
25						24.50 SPT 24.70	24.50 24.70
26		25.60	1.70		Arcillas orgánicas, de color gris oscuro, y consistencia blanda-medía. Alto contenido en materia orgánica. Cohesión y plasticidad medias.		
27		27.30				27.00 SPT 27.60	27.00 27.60
28					Arcillas limosas ocre con cantos dispersos. Hacia muro adquiere una tonalidad marrón rojizo.		
29			3.30				
30						30.00 SPT 30.60	30.00 30.60
31		30.60					
32							

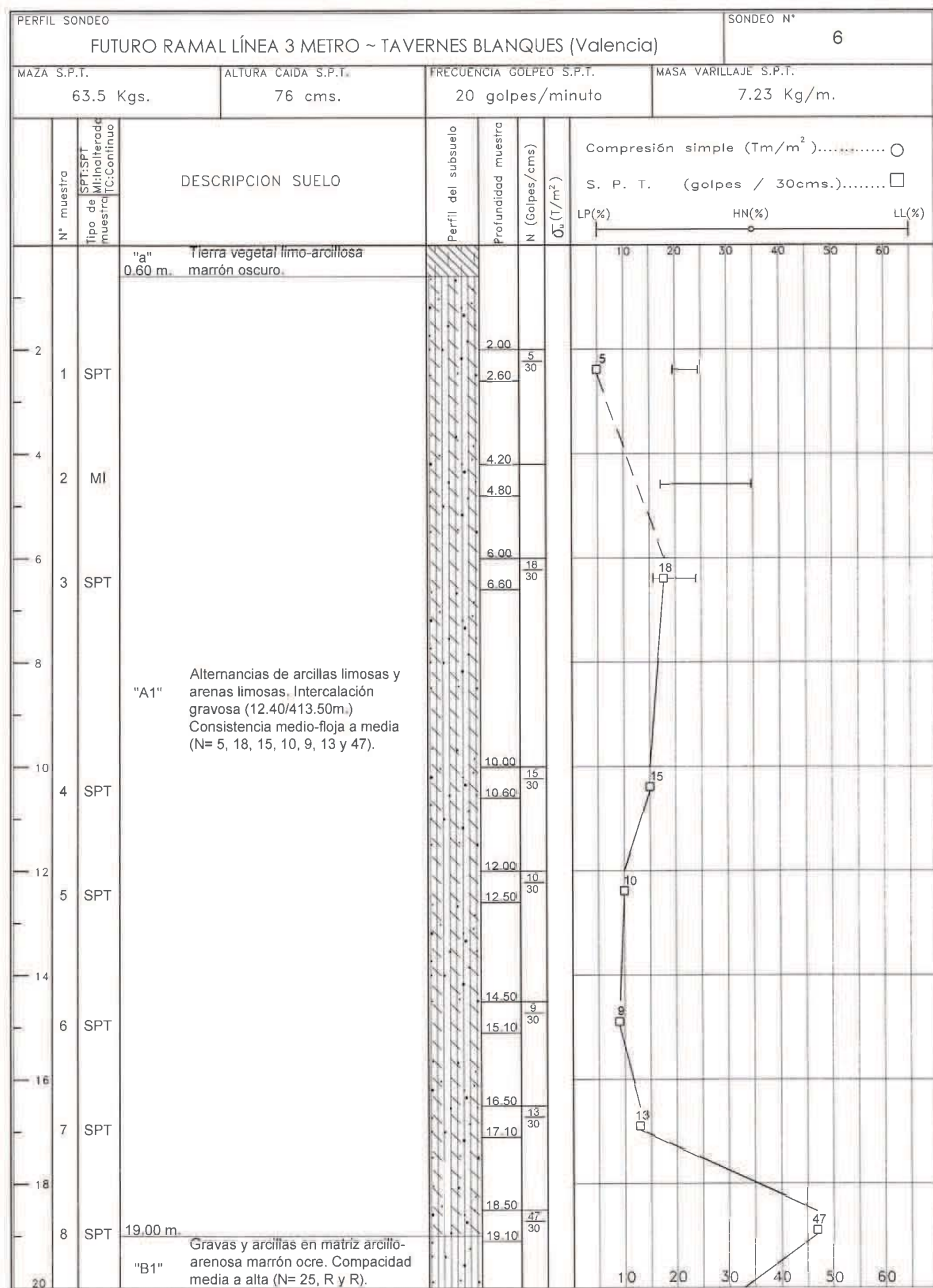


Fig. 7

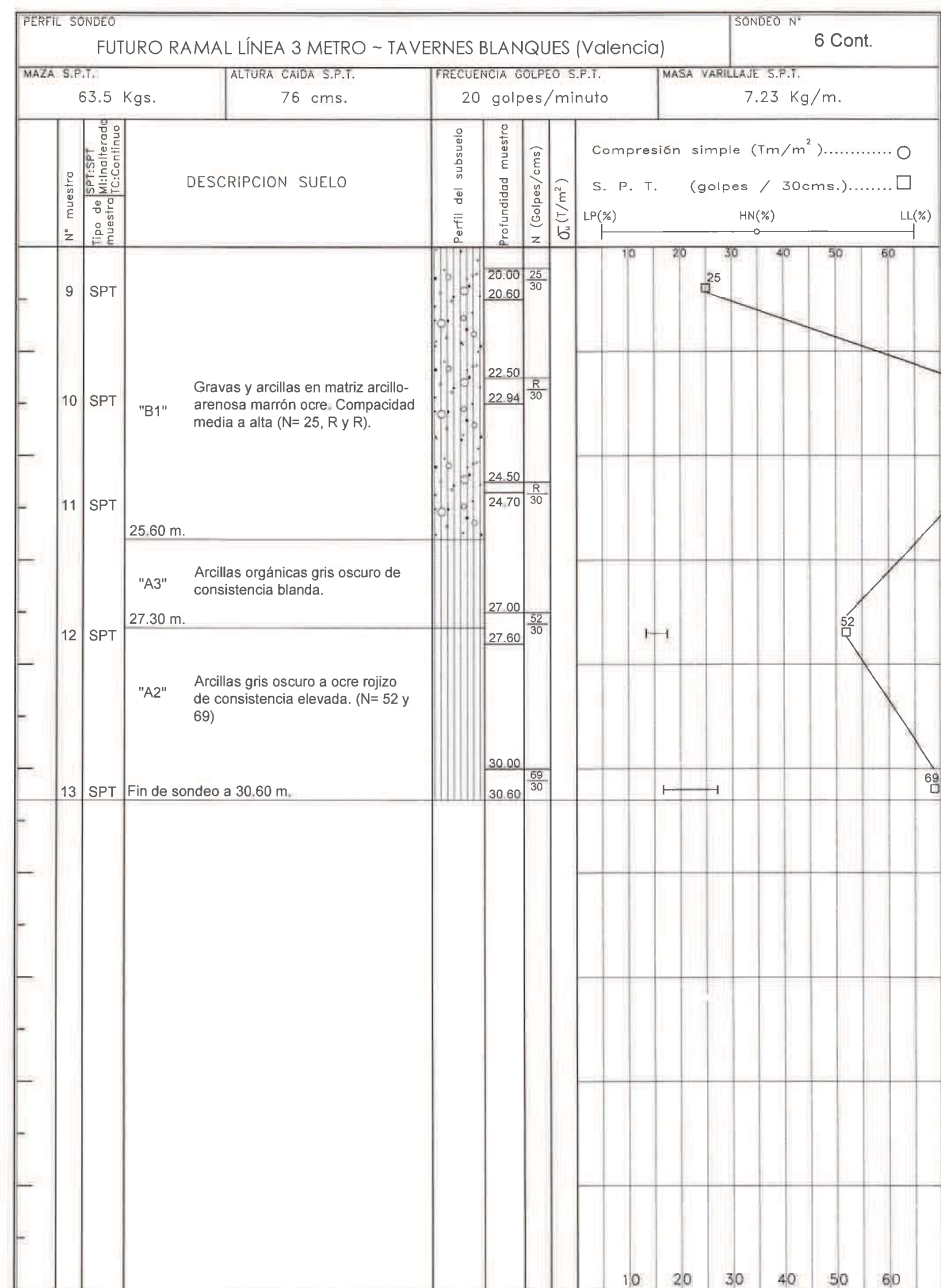


Fig. 7 cont.



Cliente PRODEIN, S.L.
Obra Estación de Metro
Localidad Tavernes Blanques
Fecha Inicio 7/7/10 Fecha Final 16/7/10

SONDEO FOLIO
SR 7 1/2
El geólogo
Luis Pérez

Escala 1:90	Nivel freático	Profundidad	Potencia	Estratigrafía	Descripción	Muestra	S.P.T.
							10 20 30 40
1		0.70	0.70		Asfalto y rellenos. Hasta 0,50 m, asfalto y relleno granular, a partir de ahí, limos arenosos.		
2					Arcillas limosas de color marrón oscuro de consistencia blanda, algo mayor en profundidad. Cohesión y plasticidad medias, humedad baja.		
3							
4			7.00				
5							
6							
7							
8		7.70					
9			2.20		Arcillas limosas noduladas de color marrón claro-ocre con intercalaciones areno-limosas. Entre 9,90 y 12,60 metros, se observan varias intercalaciones arenosas.		
10		9.90					
11			2.70				
12							
13		12.60					
14							
15			4.70				
16							
17							
18		17.30	11.30		Bolos, gravas y gravillas en matriz arcillosa. Los cantos son de naturaleza carbonatada y morfología subredondeada.		



Ciente PRODEIN, S.L.
Obra Estación de Metro
Localidad Tavernes Blanques
Fecha Inicio 7/7/10 Fecha Final 16/7/10

SONDEO FOLIO
SR 7 2/2
El geólogo
Luis Pérez

Escala 1:90	Nivel freático	Profundidad	Potencia	Estratigrafía	Descripción	Muestra	S.P.T.
19					Bolos, gravas y gravillas en matriz arcillosa. Los cantos son de naturaleza carbonatada y morfología subredondeada.		10 20 30 40
20							
21							
22							
23							
24							
25							
26							
27							
28							
29		28.60			Arcillas limosas de color marrón.		
30		29.40	0.80		Gravas y gravillas en matriz arcillosa.		
31							
32							
33							
34							
35		34.50	5.10				
36							

[illegible]

pág. 33

PERFIL SONDEO				SONDEO N°			
FUTURO RAMAL LÍNEA 3 METRO ~ TAVERNES BLANQUES (Valencia)				7 Cont.			
MAZA S.P.T.		ALTURA CAÍDA S.P.T.		FRECUENCIA GOLPEO S.P.T.		MASA VARILLAJE S.P.T.	
63.5 Kgs.		76 cms.		20 golpes/minuto		7.23 Kg/m.	
N° muestra	SPT: SPT Tipo de muestra C: Continuo	DESCRIPCION SUELO	Perfil del subsuelo	Profundidad muestra	N (Golpes/cms)	Compresión simple (T_m/m^2)..... ☐ S. P. T. (golpes / 30cms.)..... ☐ LP(%) HN(%) LL(%)	
1	SPT	"B1" Gravas, bolos y gravillas con arcilla limosa. Compacidad elevada. (N=R) 28.60 m. "A2" Arcillas limosa marrón. 29.40 m.		28.00 28.23	R		
2	SPT	"B2" Gravas en matriz arcillosa. Compacidad elevada. (N=R) Fin de sondeo a 34.50 m.		30.00 30.25	R		

păg. 34



Cliente	PRODEIN, S.L.	
Obra	Estación de Metro	
Localidad	Tavernes Blanques	
Fecha Inicio	25/6/10	Fecha Final 30/6/10

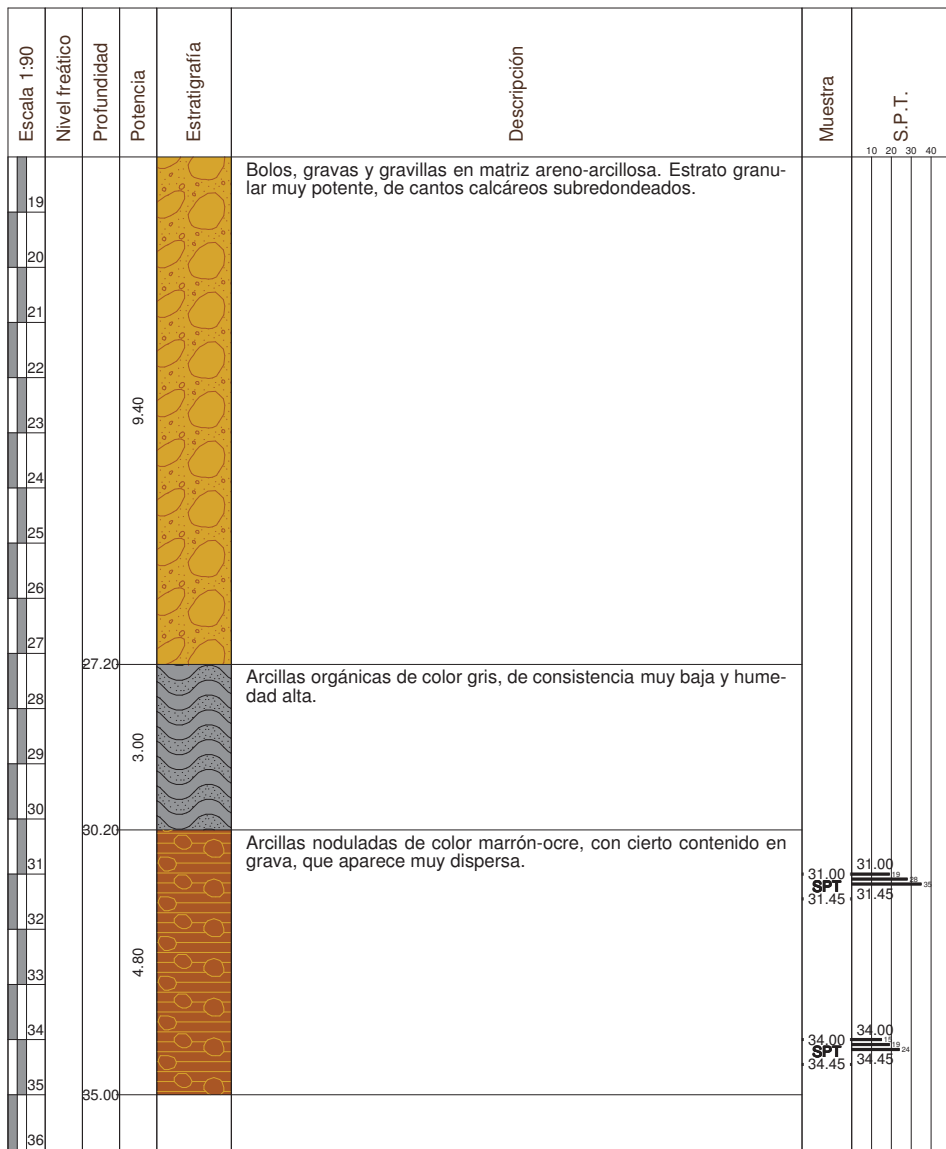
SONDEO	FOLIO
SR 8	1/2
El geólogo Luis Pérez	

Escala 1:90	Nivel freático	Profundidad	Potencia	Estratigrafía	Descripción	Muestra	S.P.T.			
			0.50				10	20	30	40
1		0.50			Terreno vegetal y rellenos. Hasta 0,15 metros, limos con gravas. A partir de ahí, limos arenosos de color marrón oscuro.					
2					Arcillas y arcillas limosas, de color marrón oscuro y consistencia blanda.					
3			4.30							
4										
5		4.80	0.60		Arcillas de color marrón oscuro con ciertos tonos grisáceos. Cohesión y plasticidad medias-altas.					
6		5.40	1.40		Arcillas limosas de color marrón.					
7		6.80								
8					Arcillas, algo limosas, de color marrón claro-beige, con tonos verdosos y rojizos en el interior del testigo. Presenta cierta nodulación, de baja intensidad.					
9			5.40							
10										
11										
12										
13		12.20	2.00		Gravas y gravillas en matriz arcillo-arenosa, de cohesión muy baja humedad alta. Gravas calcáreas subredondeadas.					
14										
15		14.20			Arcillas noduladas de color marrón-ocre, algo limosas en algunas zonas, donde pierden cohesión.					
16			3.60							
17										
18		17.80	9.40		Bolos, gravas y gravillas en matriz areno-arcillosa. Estrato granular muy potente, de cantos calcáreos subredondeados.					



Ciente PRODEIN, S.L.
Obra Estación de Metro
Localidad Tavernes Blanques
Fecha Inicio 25/6/10 Fecha Final 30/6/10

SONDEO FOLIO
SR 8 2/2
El geólogo
Luis Pérez



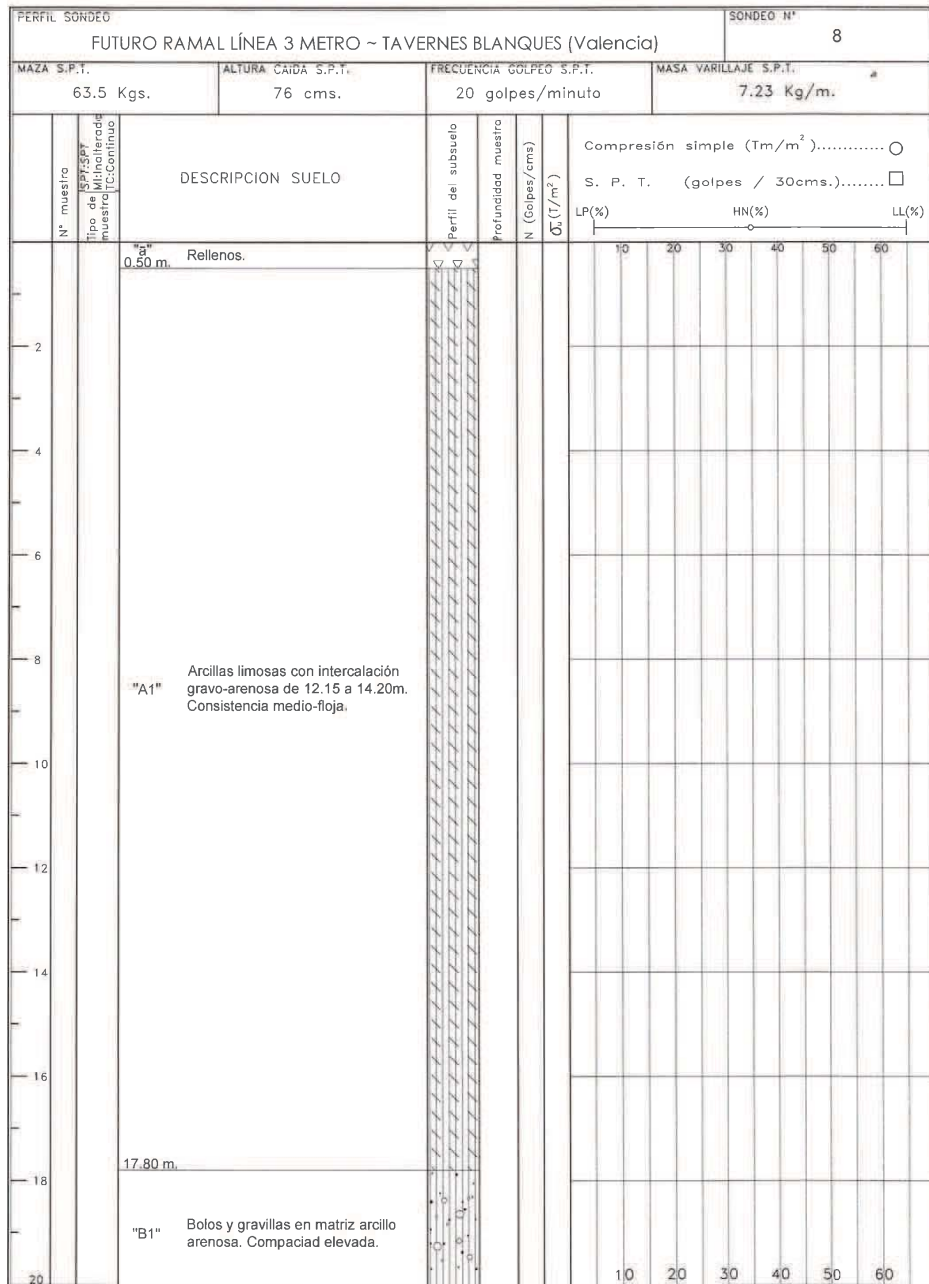


Fig. 9

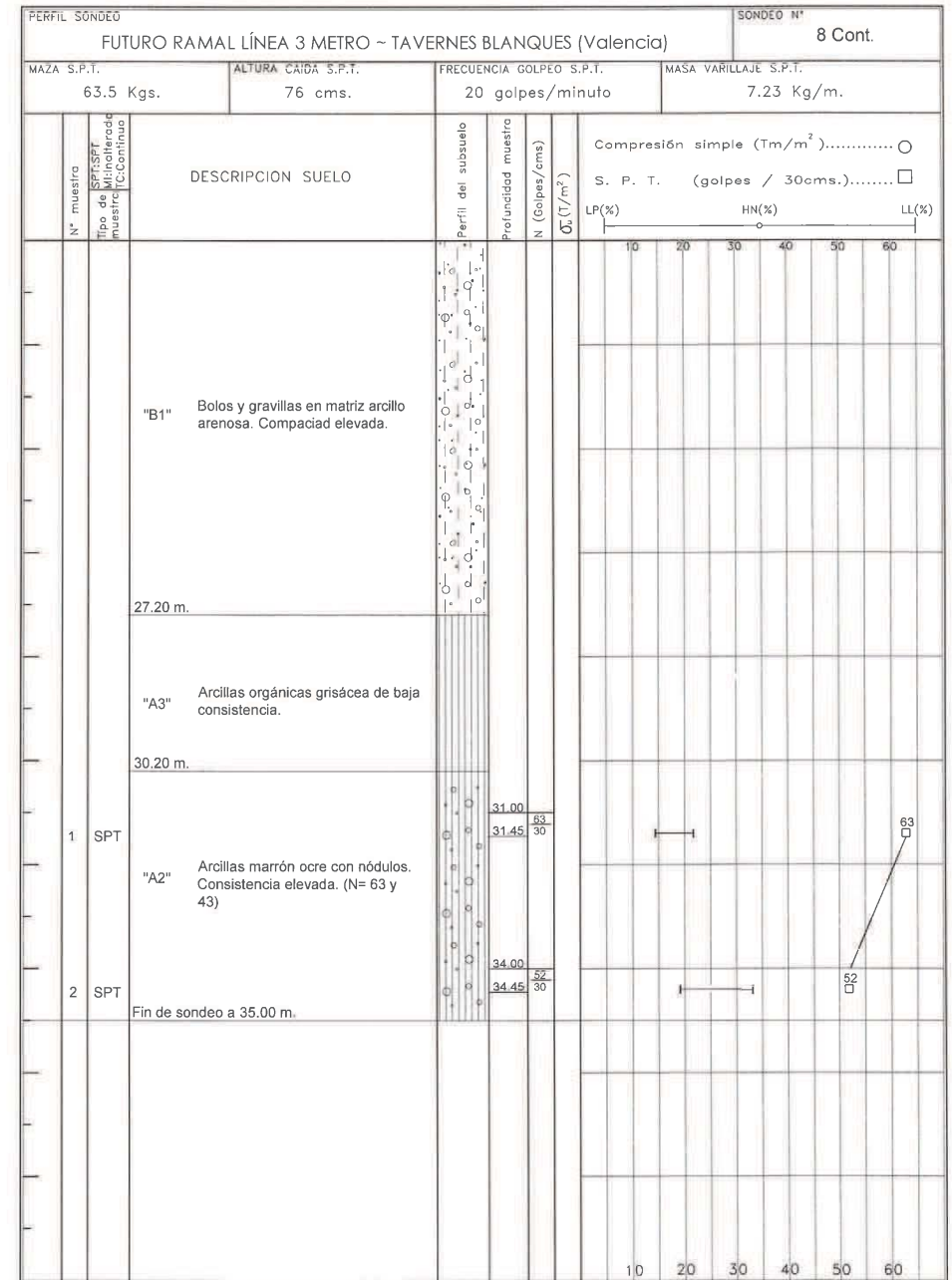


Fig. 9 cont.



Cliente PRODEIN, S.L.
Obra Estación de Metro
Localidad Tavernes Blanques
Fecha Inicio 1/7/10 Fecha Final 6/7/10

SONDEO FOLIO
SR 9 1/2

El geólogo
Luis Pérez

Escala 1:90	Nivel freático	Profundidad	Potencia	Estratigrafía	Descripción	Muestra	S.P.T.
		0.20	0.20				10 20 30 40
1					Rellenos. Limos arenosos con gravas.		
2					Arcillas limosas de color marrón oscuro, de consistencia blanda. Cohesión y plasticidad medias, humedad baja.		
3							
4			7.20				
5							
6							
7							
8		7.40			Arcillas limosas de color marrón claro-ocre, con nodulación de bajo grado en el interior del testigo.		
9							
10			5.60				
11							
12							
13		13.00					
14					Bolos, gravas y gravillas en matriz arcillo-arenosa. Cantos de origen carbonatado, de morfología subredondeada. Se observa un lentejón arenoso de 17.35 a 18.00 m.		
15							
16			12.20				
17							
18							



Ciente PRODEIN, S.L.
Obra Estación de Metro
Localidad Tavernes Blanques
Fecha Inicio 1/7/10 Fecha Final 6/7/10

SONDEO FOLIO
SR 9 2/2
El geólogo
Luis Pérez

Escala 1:90	Nivel freático	Profundidad	Potencia	Estratigrafía	Descripción	Muestra	S.P.T.
19							10 20 30 40
20							
21							
22							
23							
24							
25							
26		25.20					
27			1.50				
28		26.70					
29							
30							
31							
32							
33							
34							
35		35.00					
36							

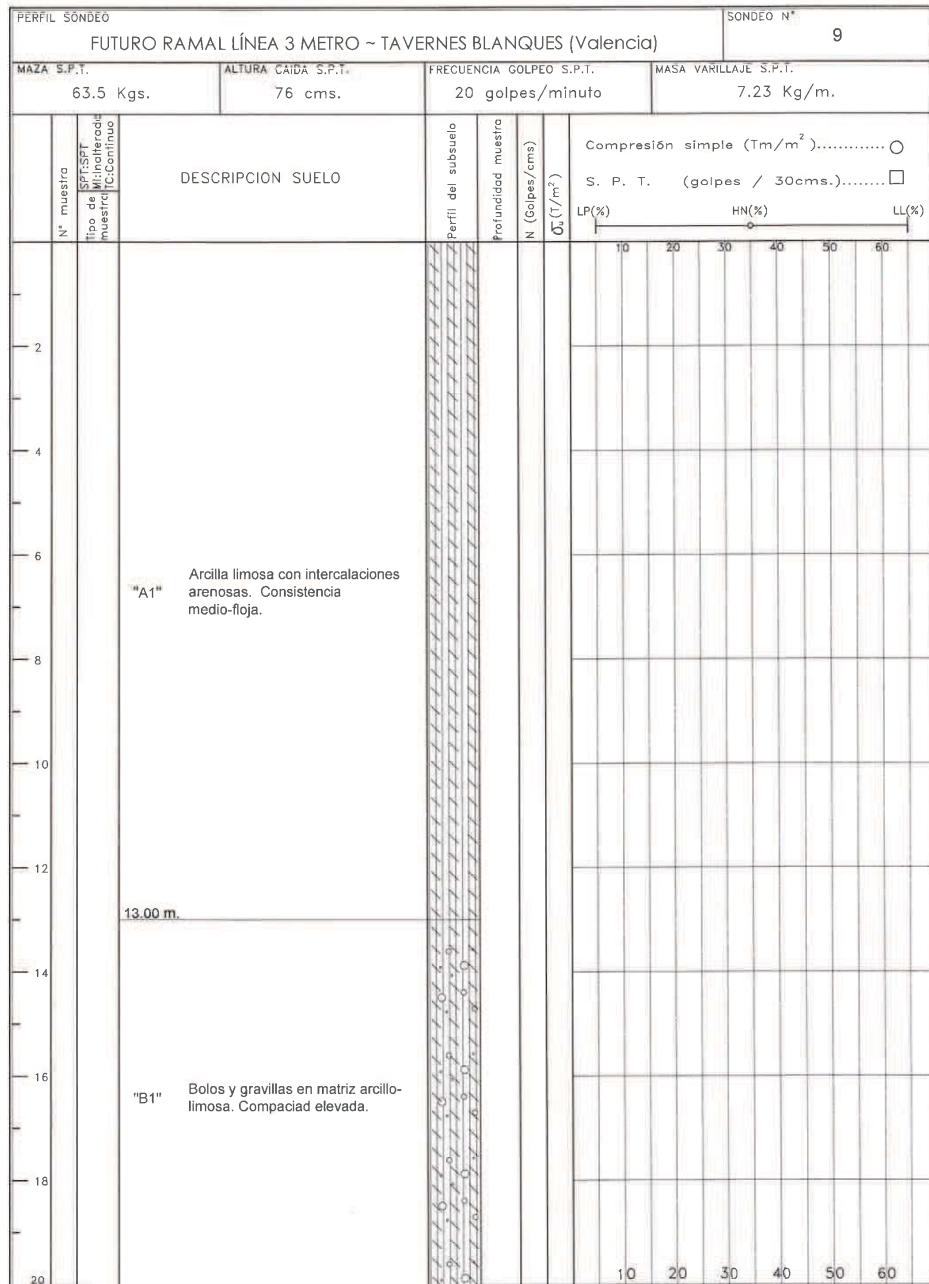


Fig. 10

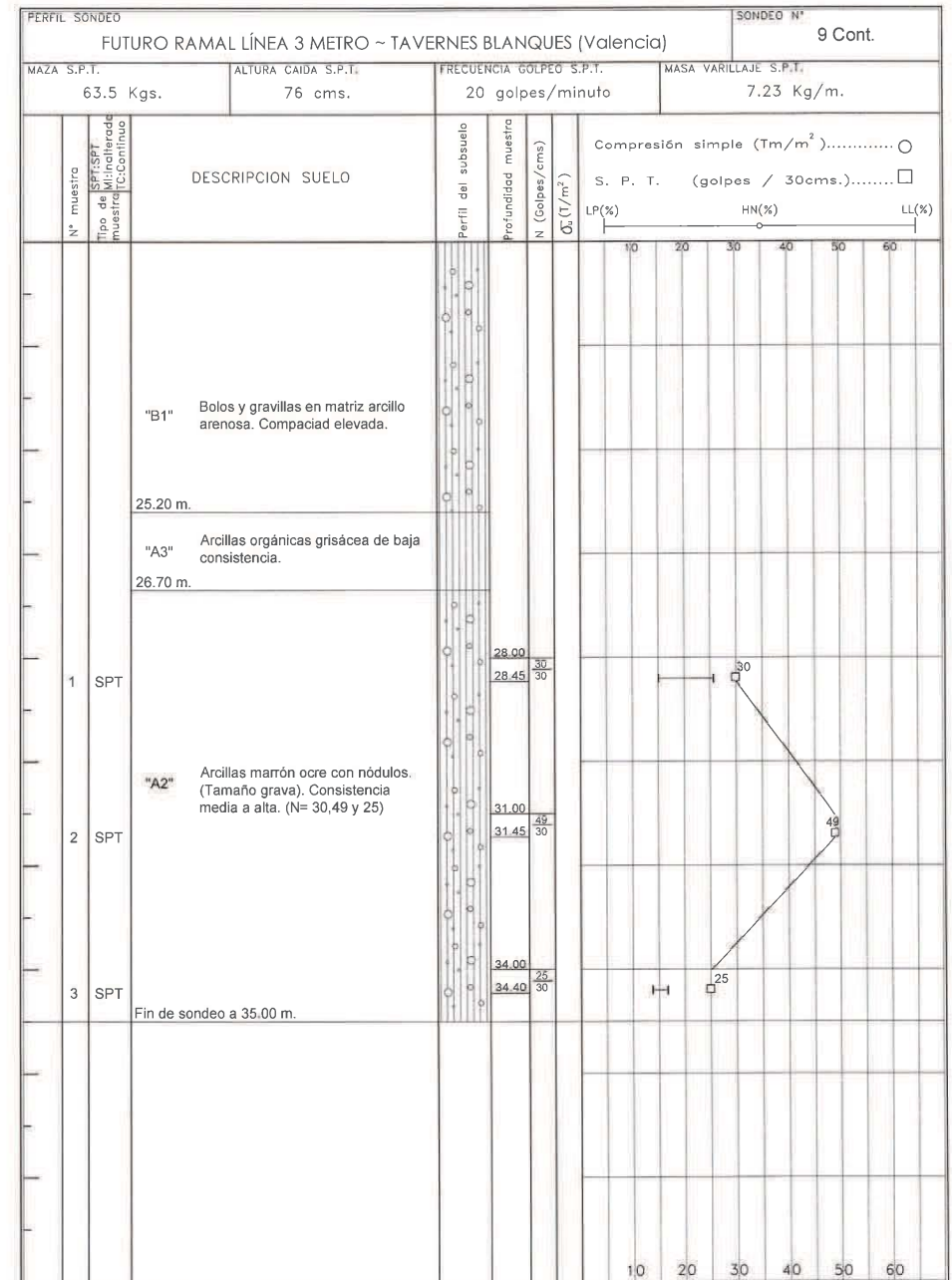


Fig. 10 cont.

Anexo N°3: Condicionantes técnicos y estudio de alternativas

Índice

1.	Introducción	1
2.	Condicionantes técnicos	1
2.1.	Método de excavación.....	1
2.2.	Afección al tráfico rodado.....	3
2.3.	Afección al tráfico ferroviario	3
2.4.	Trazado	3
2.5.	Nivel Freático	3
3.	Estudio de alternativas.....	3
3.1.	Definición de las alternativas.....	4
3.1.1.	Alternativa 1. Ejecución mediante excavación en talud	4
3.1.2.	Alternativa 2. Ejecución mediante tablestacas.....	6
3.1.3.	Alternativa 3. Ejecución mediante muros pantalla.....	6
3.2.	Definición de los criterios	7
3.2.1.	C1. Volumen de excavación	7
3.2.2.	C2. Duración de las obras.....	8
3.2.3.	C3. Presupuesto	11
3.2.4.	C4. Afección al tráfico rodado.....	13
3.2.5.	C5. Afección al tráfico ferroviario	13
3.2.6.	C6. Viabilidad.....	13
3.2.7.	C7. Medioambiente.....	14
3.3.	Método AHP y solución adoptada	14
	Apéndice 1. Análisis de la estabilidad de excavaciones	20
	Apéndice 2. Planificación de las obras	27

1. Introducción

En el siguiente anexo tiene como objeto explicar los procesos constructivos posibles en el entorno existente, las diferentes alternativas para llevar a cabo la construcción del túnel en cuestión, así como los criterios que influyen en la elección de la mejor alternativa aplicando el método denominado AHP (Proceso Analítico Jerárquico).

2. Condicionantes técnicos

En el presente anexo se expone de manera detallada cada uno de los condicionantes técnicos identificados como relevantes para la definición de las distintas alternativas, su análisis comparativo y la selección de la opción más adecuada.

2.1. Método de excavación

Para poder describir los métodos de excavación posibles es importante primero destacar la escasa montera con la que se cuenta, que, en este caso, la montera mínima que es la importante mencionar es de 2,24 m de longitud. Por lo tanto, se puede descartar cualquier tipo de excavación en mina directamente debido a la escasa montera mencionada, haciendo imposible la estabilidad del terreno, por otra parte, estos métodos de excavación suelen ser más habituales en terrenos con roca, que no es el caso.

Teniendo en cuenta lo descrito en el párrafo anterior, tan solo se podrá ejecutar el túnel mediante métodos de excavación a cielo abierto, los cuales se describen más en profundidad a continuación.

Técnica de falso túnel (cut and cover). Este método es aplicable principalmente en túneles superficiales o con poca profundidad, y exige la disposición de un sistema de sostenimiento robusto durante la fase de excavación, con el objetivo de garantizar la estabilidad de los taludes o pantallas y soportar las cargas del terreno y del tráfico que posteriormente cubrirán el túnel.

Puede llevarse a cabo ya sea mediante excavación a cielo abierto sin ningún tipo de contención del terreno y ejecución de muros convencionales o excavación con sistemas de contención provisionales como pueden ser las tablestacas y muros convencionales o sino también una solución más directa el uso de muros pantalla o pantallas de pilotes que actúan como sistemas de contención y también como muros definitivos.

Existen dos variantes principales del método cut and cover, diferenciadas por la secuencia constructiva empleada:

Método "bottom-up". Consiste en la excavación completa del volumen que ocupará el túnel, utilizando los métodos de contención necesarios, ya sean provisionales como tablestacas, fijos como muros pantalla o pantalla de pilotes o directamente sin ningún tipo de contención realizando la excavación en talud y posteriormente la construcción del túnel en su interior mediante muros convencionales.

En este método, en caso de existir sistemas de contención ya sean provisionales o definitivos como los mencionados en el párrafo anterior se ha de colocar puntales provisionales distanciados cinco metros entre si para evitar flexiones y desplazamientos excesivos en los sistemas de contención, estos se colocarán a medida que se vaya excavando, es decir, por niveles.

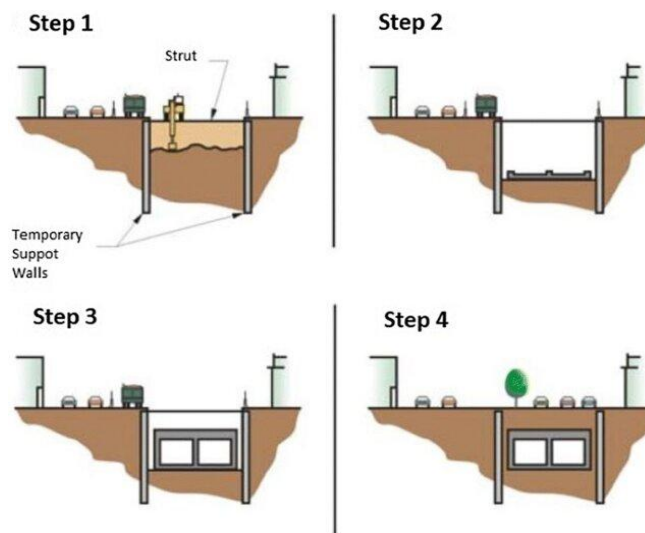


Figura 5. Método bottom up (Fuente: researchgate).

Método "top-down". De uso creciente en entornos urbanos este método permite minimizar el impacto superficial y mantener la funcionalidad del entorno durante las obras.

En este método se procede a la construcción de la losa de cubierta superior, la cual se apoya directamente sobre los muros pantalla o pantalla de pilotes ejecutados. Para ello, se excava únicamente el volumen necesario para alojar la losa, que se hormigona utilizando el propio terreno como elemento de apoyo lateral temporal.

Una vez completada la losa superior y garantizada su capacidad estructural, es posible restituir la superficie urbana (vialidades, aceras u otros usos), permitiendo la continuidad de los trabajos en el interior del túnel sin interferir con la actividad superficial.

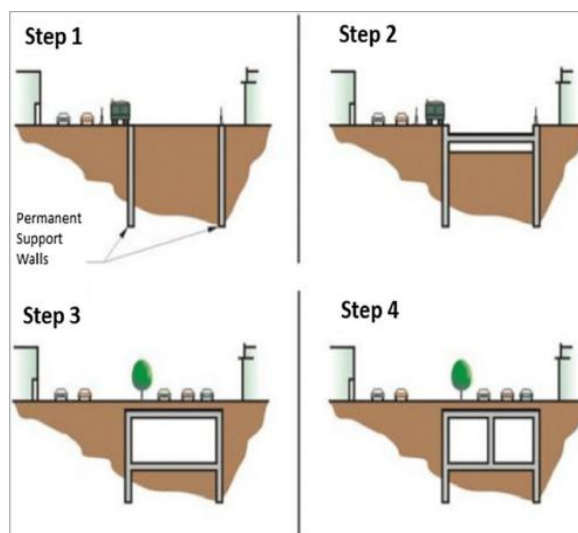


Figura 6. Método top down (Fuente: researchgate).

Tras analizar los dos métodos, se concluye que el método *bottom-up* es el más adecuado por la viabilidad de establecer itinerarios alternativos para el tráfico rodado de la calle Plaça San Vicent. Al no ser necesario mantener la operatividad de la vía en superficie durante los trabajos, se posibilita la ocupación temporal de la misma, simplificando significativamente la logística y la complejidad constructiva de la obra.

2.2. Afección al tráfico rodado

En este aspecto, la afección al tráfico de vehículos es mínima, puesto que la gran parte del trazado del túnel pasa por la huerta y tan solo a penas afectaría la calle *Plaça Sant Vicent* que conecta la *Avenida del Rei en Jaume* con *Carrer Dr. Barraquer*, todas ellas en el término municipal de Alboraya.

Teniendo en cuenta que se va a realizar el método *cut and cover*, podría considerarse realizar la excavación a cielo abierto, puesto que, al no tratarse de una calle de gran importancia, podría hacerse un corte provisional de la calle *Plaça Sant Vicent* limitándose el paso tan solo a comercios existentes que no se ven afectados.

2.3. Afección al tráfico ferroviario

El tráfico ferroviario tan solo se verá afectado a la hora de realizar el entronque entre la línea de maniobras con la línea existente, por lo que se proponen controles exhaustivos como la auscultación periódica de carriles, nivelación balasto y traviesas si fuese necesario y la revisión de aparatos de vía para garantizar la seguridad y menores molestias posibles al tráfico ferroviario. No obstante, en este TFM no se considera de estudio el entronque entre la línea 3 y la línea de maniobras porque involucra aspectos de diseño estructural, trazado, aparatos de vía, instalaciones, señalización y balizamiento.

2.4. Trazado

En relación al trazado, es importante mencionar que la rasante del túnel para la nueva línea de maniobras coincide con el punto de entronque con la de la infraestructura ferroviaria existente, por lo tanto, se deberá excavar hasta la cota -1,48 m sobre el nivel del mar, es decir, 10,19 m de profundidad en el punto de entronque. No obstante, debido a la variación longitudinal del perfil terreno, la profundidad a excavar será variable, siendo mínima en el punto de entronque ya que a medida que avanza la línea de maniobras crece la altitud del perfil de terreno.

En cuanto a la longitud del túnel, se precisa una longitud mínima de 340 metros. Esta dimensión geométrica viene justificada por los siguientes requerimientos de explotación y seguridad:

- Zona de estacionamiento (320 m): Calculada para permitir el almacenamiento de 4 unidades de tren por vía. Se asume un módulo de 80 m entre piquetes para cada composición (formada por 5 coches y con una longitud física de 76,5 m).
- Zona de instalaciones y seguridad (20 m): Prolongación final del trazado requerida para alojar los elementos de fin de vía (toperas), así como el aljibe de recogida y bombeo de aguas de infiltración y el pozo de evacuación para la salida de emergencia.

Sin embargo, los 340 m de trazado coinciden en mitad de la calle *Plaça San Vicent*, por lo que prolonga el túnel al otro lado de la calle.

2.5. Nivel Freático

Por otra parte, se ha de mencionar la presencia del Nivel Freático a la cota 5,52 m sobre el nivel del mar, por consiguiente, tanto la elección de la alternativa como el diseño geotécnico del túnel se verán afectados por este hecho ya que se encuentra 7,00 m por encima de la cota de cimentación.

3. Estudio de alternativas

En el presente apartado se procede a la identificación y descripción de las distintas alternativas consideradas para el diseño del túnel ferroviario. Posteriormente, se llevará a cabo un análisis multicriterio con el objetivo de seleccionar la opción que mejor se adapte a los condicionantes técnicos

establecidos, así como a otros factores relevantes que puedan influir en la viabilidad y optimización de la solución final.

Antes de todo hay que considerar qué tipo de excavación se realizará, o bien en mina o bien a cielo abierto. En este caso en concreto la única posibilidad es a través de excavación a cielo abierto debido a que la montera (espesor entre la clave y la superficie) es muy reducida teniendo espesores mínimos de 1,5 m por lo que una excavación en mina supone un riesgo de inestabilidad y afecciones en la superficie significativas.

Ahora que se sabe cuál es el método de excavación que se llevará a cabo se analiza su ejecución óptima aplicando un análisis multicriterio que tendrá en cuenta una serie de criterios de interés, los cuales se describen en el siguiente subapartado.

3.1. Definición de las alternativas

Se han evaluado tres alternativas de actuación como soluciones al problema identificado, en función de las particularidades del proceso constructivo y método de excavación.

Las tres alternativas consideran el mismo trazado en planta y en alzado, así como la longitud total del tramo.

3.1.1. Alternativa 1. Ejecución mediante excavación en talud

La primera alternativa planteada consiste en realizar el túnel mediante una excavación en talud de entre 10,19 m y 12,02 m de profundidad, y la posterior construcción de la estructura mediante muros convencionales, reduciendo durante la ejecución de la obra el N.F. hasta que la estructura se haya ejecutado completamente.

Es necesario verificar la estabilidad del terreno frente a posibles deslizamientos durante la excavación, considerando taludes 1H:2V y 1H:1V.

La estabilidad de un talud se evalúa a partir del factor de seguridad (FS), definido como el cociente entre la resistencia al corte disponible a lo largo de la superficie potencial de deslizamiento y la resistencia al corte requerida para mantener el equilibrio de la superficie deslizante.

Siguiendo la tabla 4.1 de la GCOC (Guía de Cimentaciones de Obras de Carretera) se adopta un factor de seguridad reducido mayor o igual a 1,3 ya que se considera una obra provisional con acciones casi permanentes.

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE NORMAL	COEFICIENTE REDUCIDO
Casi permanente (*)	$F_1 \geq 1,50$	$F_{1,red} \geq 1,30$
Característica	$F_2 \geq 1,30$	$F_{2,red} \geq 1,20$
Accidental	$F_3 \geq 1,10$	$F_{3,red} \geq 1,05$

Figura 7. Estabilidad global: Coeficientes de seguridad (Fuente: Tabla 4.1. de la GCOC).

Para determinar la superficie de rotura se realiza mediante un proceso iterativo, evaluando el factor de seguridad para distintas geometrías potenciales de deslizamiento. La superficie crítica corresponde a aquella que presenta el factor de seguridad mínimo, el cual define el estado más desfavorable para la estabilidad del talud.

Para la verificación de la estabilidad se ha empleado el software Slide 2 (Rocscience), el cual implementa la metodología de análisis mediante dovelas (métodos de equilibrio límite). En este caso, el cálculo se ha realizado utilizando el método simplificado de Bishop, ampliamente aceptado para la evaluación de taludes en condiciones de rotura circular.

En la figura 8 se muestran las fuerzas que actúan sobre una capa vertical.

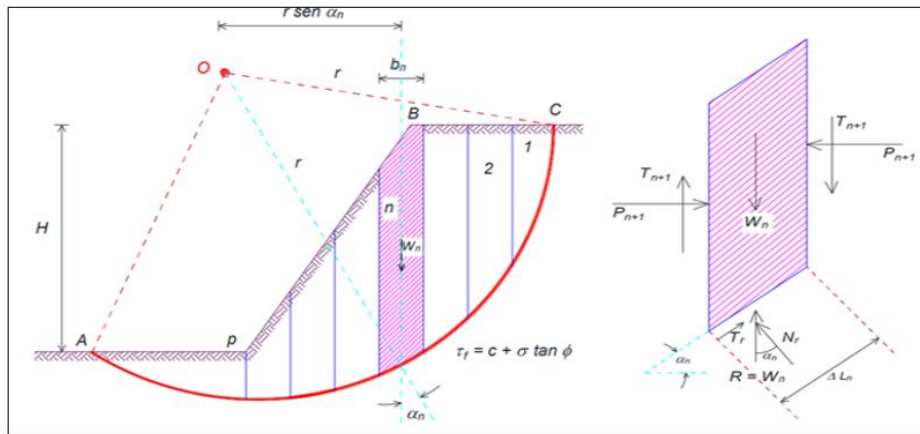


Figura 8. Esquema fuerzas actuantes. Método Bishop (Fuente: MIDAS Civil).

En todas las simulaciones se ha considerado una sobrecarga uniforme en coronación del talud de 20 kN/m², representativa de las acciones transmitidas por el tránsito de la maquinaria de obra en el entorno inmediato de la excavación. Dicha sobrecarga se incluye por tratarse de una condición de carga imprescindible y permanente durante la construcción.

Tal y como se puede ver en el apéndice del presente anexo, el talud correspondiente que cumple con un factor de seguridad mayor o igual a 1,3 es el talud 1H:1V, la razón de ello es la gran profundidad a la que hay que excavar lo cual dificulta considerablemente la estabilidad del talud con taludes más exigentes como el 1H:2V.

Por lo tanto, el proceso consistiría en rebajar el nivel freático un metro por debajo de la cota de cimentación para después excavar hasta dicha cota, ejecutar la estructura, rellenar y compactar el trasdós y sobre la losa de cubierta. El agotamiento del N.F. se detendrá una vez se haya ejecutado el relleno del trasdós.

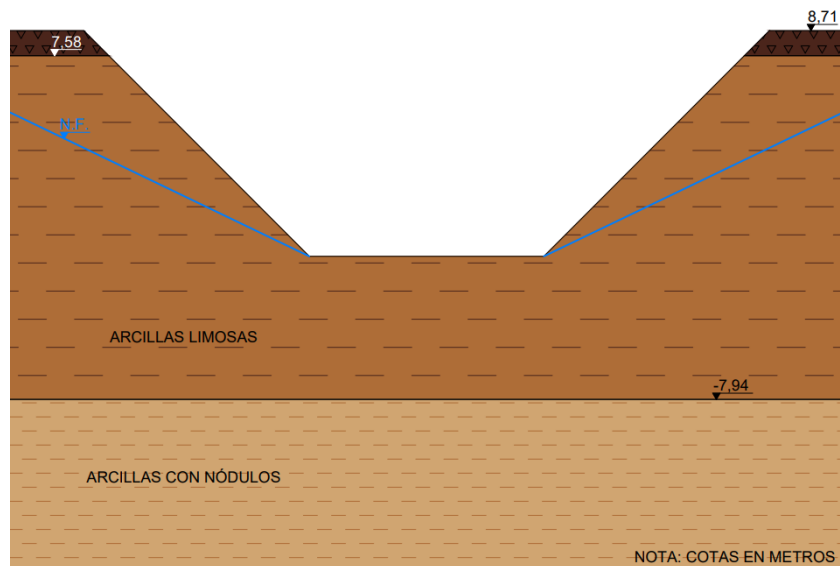


Figura 9. Sección representativa Alternativa 1. Excavación en talud (Fuente: Elaboración propia).

No obstante, tiene dos inconvenientes principalmente, uno es la cantidad de volumen que se precisa excavar siendo un total de 96.058,81 m³, refiriéndose al volumen excavado hasta llegar a cota de cimentación. Por lo tanto, la excavación a cielo abierto afecta a una gran superficie de zonas pavimentadas y a áreas edificadas. Además, el agotamiento del nivel freático puede provocar asientos en las edificaciones colindantes al no tener sistema de contención.

3.1.2. Alternativa 2. Ejecución mediante tablestacas

Esta alternativa consiste en la ejecución del túnel mediante la hincada de tablestacas de forma que sirven como sistemas de contención provisional arriostradas con puntales por niveles a medida que se va excavando para garantizar la contención de terreno con su correspondiente agotamiento del N.F. y la posterior ejecución de la estructura del túnel mediante muros convencionales.

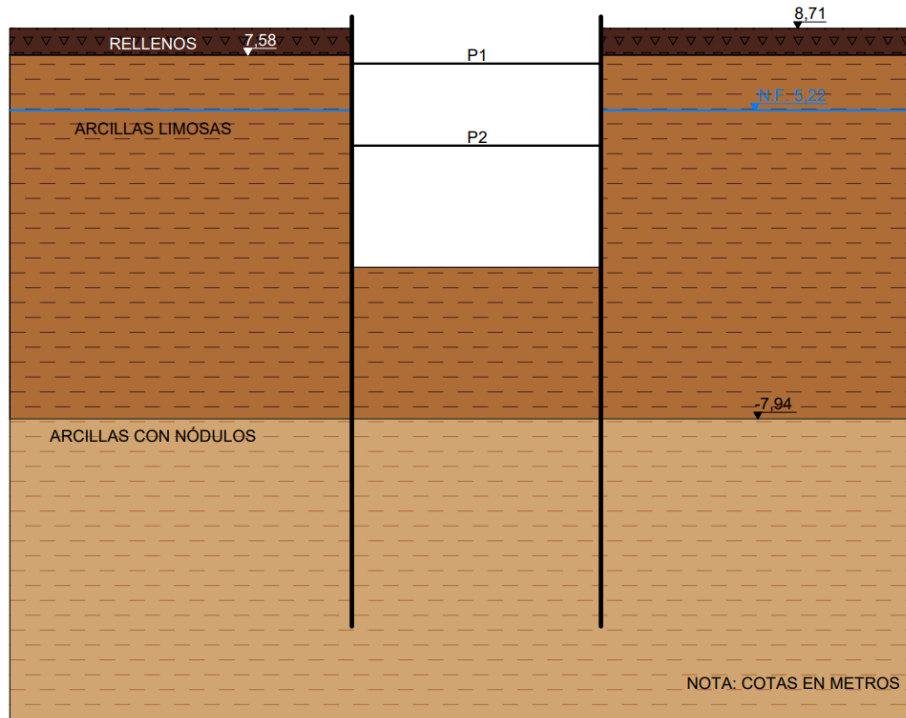


Figura 10. Sección representativa Alternativa 2. Ejecución mediante tablestacas (Fuente: Elaboración propia).

Esta alternativa ofrece un bajo costo inicial y plazos de ejecución rápidos, sin embargo, la hincada de tablestacas genera vibraciones que pueden afectar edificaciones cercanas. Además, exige alta estanqueidad, lo que implica alcanzar estratos impermeables con tablestacas profundas, dificultando el control de deformaciones y pudiendo resultar insuficiente la rigidez.

3.1.3. Alternativa 3. Ejecución mediante muros pantalla

Esta alternativa plantea la ejecución del túnel a través de muros pantalla, comenzando con la ejecución de muretes guía (elementos ejecutados con hormigón armado que aseguran que los futuros muros pantalla estén alineados correctamente) y posteriormente se procede a la excavación mediante cuchara bivalva con lodos tixotrópicos para compensar los empujes del terreno y el posterior hormigonado de los muros pantalla. En cuanto el método de excavación será similar a la alternativa 2 mediante el uso de puntales por niveles como sistemas de arriostramiento provisional.

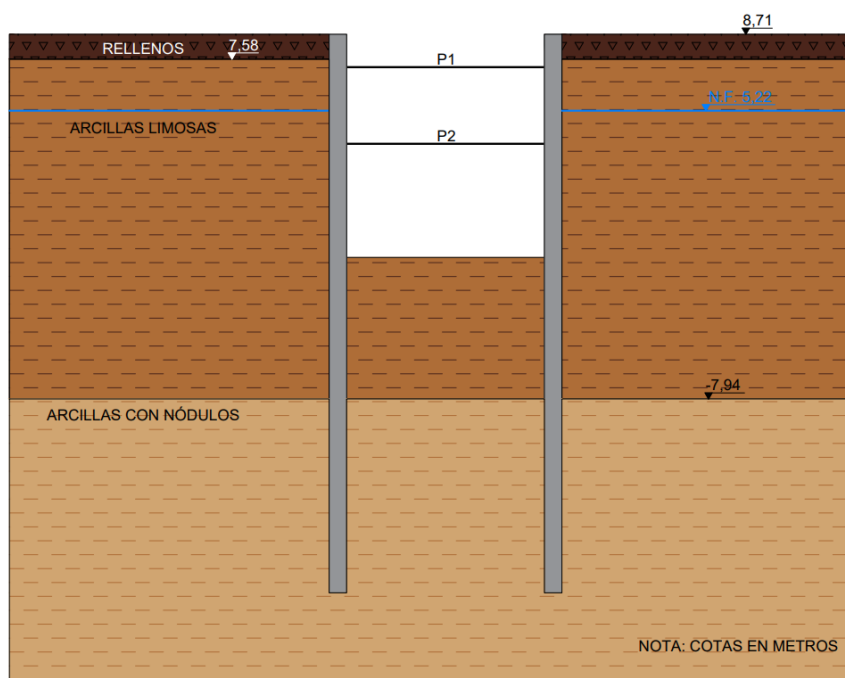


Figura 11. Sección representativa Alternativa 3. Ejecución mediante muros pantalla (Fuente: Elaboración propia).

Esta alternativa requiere un alto coste de inversión, además de que puede ser muy perjudicial medioambientalmente porque la zona de actuación se encuentra en huerta y los lodos tixotrópicos puede generar problemas severos en las aguas subterráneas.

3.2. Definición de los criterios

Para el diseño de la infraestructura ferroviaria se tendrá en cuenta los siguientes indicadores:

- C1. Volumen de excavación
- C2. Duración de las obras
- C3. Presupuesto
- C4. Afección al tráfico rodado
- C5. Afección al tráfico ferroviario
- C6. Viabilidad
- C7. Medioambiente

3.2.1. C1. Volumen de excavación

Se determinan los siguientes volúmenes de excavación según alternativa.

	C1. VOLUMEN DE EXCAVACIÓN (m³)
A1. Ejecución mediante excavación en talud	96.058,81
A2. Ejecución mediante tablestacas	43.345,80
A3. Ejecución mediante muros pantalla	49.664,27

Tabla 1. Volúmenes de excavación en función de la alternativa (Fuente: Elaboración propia).

Como se puede apreciar en la tabla superior, el volumen de excavación de la alternativa 1 es más del doble que la alternativa 2 y prácticamente el doble que la alternativa 3.

La alternativa 2 presenta el menor volumen de excavación, ya que únicamente se consideran los m³ necesarios para el hueco del túnel. En cambio, la alternativa 3 incluye además el volumen de excavación adicional correspondiente a los muros pantalla, dado que estos se ejecutan a una

profundidad mayor que la cota de cimentación (debido a que también trabajan como sistemas de contención de tierras). En la alternativa 2, por el contrario, los muros alcanzan únicamente dicha cota.

3.2.2. C2. Duración de las obras

Para este criterio se ha elaborado una planificación de obra que puede visualizarse en el apéndice 2, donde se muestra la duración de las obras en función de cada alternativa.

3.2.2.1. Rendimientos de las alternativas

Con el fin de justificar los plazos de ejecución de cada alternativa, se presentan a continuación los rendimientos adoptados para las distintas unidades de obra consideradas basados en libros de la asignatura “Procedimientos de construcción”. Más adelante se calculará el tiempo que conlleva realizar estas actividades en función de las mediciones correspondientes.

	Rendimiento/hora	Rendimiento/día
CAPÍTULO 1. TRABAJOS PREVIOS		
Demolición de firme o pavimento existente	50,00 m ²	400,00 m ²
Fresado de pavimento bituminoso	400,00 m ²	3.200,00 m ²
Desbroce y limpieza del terreno	300,00	2.400,00
CAPÍTULO 2. MOVIMIENTO DE TIERRAS		
Excavación a cielo abierto	396,00 m ³	3.168,00 m ³
Relleno y compactación	150,00 m ³	1.200,00 m ³
Hinca de tablestacas	300,00 m ²	2.400,00 m ²
Excavación en zanja para murete guía	148,50 m ³	1.188,00 m ³
Rebaje del N.F.	-	-
CAPÍTULO 3. ESTRUCTURAS		
Hormigón de limpieza	75,00 m ³	600,00 m ³
Hormigón armado	5,00 m ³	40,00 m ³
Arriostramiento provisional	0,5 puntales	4 puntales
Doble murete guía	2,00 m	16,00 m
Muro pantalla	8,00 m ²	64,00 m ²
CAPÍTULO 4. OTROS		
Seguridad y Salud	-	-
Señalización provisional de obras	-	-
Gestión de Residuos	-	-
Sistemas de auscultación	-	-

Tabla 2. Rendimientos de unidades de obra contempladas en Anexo 6 (Fuente: Elaboración propia).

Capítulo 1. Trabajos previos.

Estos rendimientos se han deducido de libros de la asignatura “Procedimientos de construcción”.

Capítulo 2. Movimiento de tierras.

En cuanto a rendimientos de excavaciones se ha seguido la siguiente fórmula:

$$R = \frac{m^3}{ciclo} \cdot \frac{ciclos}{hora}$$

Para excavaciones a cielo abierto se decide trabajar con una retroexcavadora de 2 m³ de capacidad de cazo aplicando un factor de llenado de 1,1 ya que se trata de tierras.

$$\frac{m^3}{ciclo} = volumen\ cazo \cdot factor\ de\ llenado = 2 \cdot 1,1 = 2,2 \frac{m^3}{ciclo}$$

Se ha considerado una eficiencia del 75% por hora y 4 ciclos de excavación y descarga, dándose a entender que se trabaja en torno a 45 minutos cada hora

$$\frac{\text{ciclos}}{\text{hora}} = \frac{\text{ciclos}}{\text{minuto}} \cdot 60 \cdot \text{eficiencia} = 4 \cdot 60 \cdot 0,75 = 180 \frac{\text{ciclos}}{\text{hora}}$$
$$R = 2,2 \cdot 180 = 396 \frac{\text{m}^3}{\text{hora}} = 3.168,00 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

Mientras que para excavaciones en zanja para los muretes se decide trabajar con una pala frontal de 0,5 m³ de capacidad de cazo aplicando un factor de llenado de 1,1 igual que antes.

$$\frac{\text{m}^3}{\text{ciclo}} = \text{volumen cazo} \cdot \text{factor de llenado} = 0,5 \cdot 1,1 = 0,55 \frac{\text{m}^3}{\text{ciclo}}$$
$$\frac{\text{ciclos}}{\text{hora}} = \frac{\text{ciclos}}{\text{minuto}} \cdot 60 \cdot \text{eficiencia} = 6 \cdot 60 \cdot 0,75 = 270 \frac{\text{ciclos}}{\text{hora}}$$
$$R = 0,55 \cdot 270 = 148,5 \frac{\text{m}^3}{\text{hora}} = 1.188,00 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

En cuanto al rebaje del nivel freático estará en funcionamiento desde el momento que se alcance dicho nivel excavando hasta el momento que se finalice la estructura, por ello no se hace mención del rendimiento.

Capítulo 3. Estructuras.

Para obtener rendimientos del hormigón de limpieza como estructural se ha tenido en cuenta:

- Cada cuba posee 7,5 m³ de hormigón
- 8 cubas de hormigón por hora

$$R = \text{Volumen cuba} \cdot \frac{n^{\circ} \text{ cubas}}{\text{hora}} = 7,50 \cdot 8 = 60 \frac{\text{m}^3}{\text{hora}} = 480 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

Por otra parte, para el rendimiento de hormigonado hay que tener en cuenta que la unidad de obra que se contempla en el *Anexo 6. Valoración de Obra* incluye el ferrallado y el encofrado también, por lo que ha considerado un rendimiento de 7 m³/h, es decir, que cada día se ferrallará y encofrará la parte equivalente a 56 m³ de hormigón estructural, lo que se deberá tener en cuenta para los plazos de hormigonado.

En cuanto a los muros pantalla, la unidad de medición son m², por lo que se divide los 480 m³/día por el espesor de los muros (0,80 m), con un rendimiento diario de 600 m².

Capítulo 4. Otros.

En este capítulo hay unidades de obra básicas como Seguridad y Salud, Gestión de Residuos, Señalización provisional de Obras y Sistemas de auscultación, las cuales no se va a entrar a justificar su rendimiento puesto que son unidades de obra que se ejecutan a lo largo de la obra.

3.2.2.2. Duración actividades

Las siguientes tablas muestran la duración de todas las actividades principales dentro de cada alternativa. Para elaborarla se ha multiplicado el rendimiento diario por la medición obteniéndose el número de días necesario y luego se ha dividido entre 5, que son los días laborales de la semana redondeando al alza ante festivos o temporales que impidan trabajar.

		Rendimiento diario	Medición	Días necesarios	Semanas necesarias
CAPÍTULO 1	Demolición de firme	400,00 m ²	3.150,00 m ²	8,00	2,00
	Fresado de pavimento	3.200,00 m ²	3.150,00 m ²	1,00	1,00
	Desbroce	2.400,00 m ²	10.500,00 m ²	5,00	1,00
CAPÍTULO 2	Excavación a cielo abierto	3.168,00 m ³	96.058,81 m ³	31,00	7,00
	Relleno	1.200,00 m ³	66.692,03 m ³	56,00	12,00
	Rebaje N.F.	-	-	-	56,00
CAPÍTULO 3	Hormigón de limpieza	480,00 m ³	4.254,31 m ³	9,00	2,00
	Hormigón armado	480,00 m ³	11.437,71 m ³	24,00	5,00
	Ferrallado y encofrado	56,00 m ³	11.437,71 m ³	205,00	41,00
CAPÍTULO 4	Seguridad y Salud	1,00 Ud		78,00	
	Señalización provisional de obras	1,00 Ud		2,00	
	Gestión de Residuos	1,00 Ud		60,00	
	Sistemas de auscultación	1,00 Ud		65,00	

Tabla 3. Duración de actividades en alternativa 1 (Fuente: Elaboración propia).

		Rendimiento diario	Medición	Días necesarios	Semanas necesarias
CAPÍTULO 1	Demolición de firme	400,00 m ²	1.540,00 m ²	4,00	1,00
	Fresado de pavimento	3.200,00 m ²	1.540,00 m ²	1,00	1,00
	Desbroce	2.400,00 m ²	7.000,00 m ²	3,00	1,00
CAPÍTULO 2	Excavación a cielo abierto	3.168,00 m ³	43.345,80 m ³	14,00	3,00
	Relleno	1.200,00 m ³	13.979,02 m ³	12,00	3,00
	Rebaje N.F.	-	-	-	60,00
	Hinca tablestacas	2.400,00 m ²	19.451,21 m ²	9,00	2,00
CAPÍTULO 3	Hormigón de limpieza	480,00 m ³	4.254,31 m ³	9,00	2,00
	Hormigón armado	480,00 m ³	11.437,71 m ³	24,00	5,00
	Ferrallado y encofrado	56,00 m ³	11.437,71 m ³	205,00	41,00
	Arriostramiento provisional	4 puntales	160,00 puntales	40,00	8,00
CAPÍTULO 4	Seguridad y Salud	1,00 Ud		90,00	
	Señalización provisional de obras	1,00 Ud		2,00	
	Gestión de Residuos	1,00 Ud		69,00	
	Sistemas de auscultación	1,00 Ud		73,00	

Tabla 4. Duración de actividades en alternativa 2 (Fuente: Elaboración propia).

		Rendimiento diario	Medición	Días necesarios	Semanas necesarias
CAPÍTULO 1	Demolición de firme	400,00 m ²	1.540,00 m ²	8,00	2,00
	Fresado de pavimento	3.200,00 m ²	3.150,00 m ²	1,00	1,00
	Desbroce	2.400,00 m ²	10.500,00 m ²	5,00	1,00
CAPÍTULO 2	Excavación a cielo abierto	3.168,00 m ³	43.345,80 m ³	14,00	3,00
	Relleno	1.200,00 m ³	13.979,02 m ³	12,00	3,00
	Rebaje N.F.	-	-	-	56,00
	Excavación en zanja muretes	1.188,00 m ³	106,41 m ³	1,00	1,00
CAPÍTULO 3	Hormigón de limpieza	480,00 m ³	4.254,31 m ³	9,00	2,00
	Hormigón armado	480,00 m ³	7.224,30 m ³	15,00	3,00
	Ferrallado y encofrado	56,00 m ³	24.425,51 m ³	436,00	87,00
	Arriostramiento provisional	4 puntales	400,00 puntales	100,00	20,00
	Doble murete	16,00 m	886,74 m	56,00	12,00

		Rendimiento diario	Medición	Días necesarios	Semanas necesarias
	Muro pantalla	600,00 m ²	17.201,21 m ²	30,00	6,00
CAPÍTULO 4	Seguridad y Salud	1,00 Ud		142,00	
	Señalización provisional de obras	1,00 Ud		2,00	
	Gestión de Residuos	1,00 Ud		125,00	
	Sistemas de auscultación	1,00 Ud		120,00	

Tabla 5. Duración de actividades en alternativa 3 (Fuente: Elaboración propia).

Por lo tanto, teniendo en cuenta que la unidad de obra de Seguridad y Salud ha de estar presente a lo largo de toda la obra, la duración de las mismas será:

- Alternativa 1. 78 semanas (1 año y 6 meses)
- Alternativa 2. 91 semanas (1 año y 9 meses)
- Alternativa 3. 143 semanas (2 años y 9 meses)

3.2.3. C3. Presupuesto

Es necesario señalar que la ejecución será llevada a cabo por una empresa especializada en geotecnia y estructuras, por lo que no se contempla en el presupuesto capítulos como firmes, pavimentación o señalización, ya que dichos trabajos corresponderán a otras contratas. Por lo tanto, los presupuestos que muestran a continuación son el PEM por contrata ya que solo incluye capítulos directamente vinculados a la especialidad de la obra.

Para estimar los costes de ejecución se ha recurrido a las siguientes fuentes:

- Generador de precios de la construcción. España. CYPE Ingenieros (2025).
- Bases de precios de Referencia de la Dirección General de Carreteras. (2021). Desarrollado por el Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana.
- Generador de precios IVE.
- Libro titulado “Valoración de obras de Ingeniería Civil” desarrollado por Amalia Sanz Benlloch, Miguel Mondría García, Eugenio Pellicer Armiñana y Joaquín Catalá Alís. Editorial Univeritat Politècnica de València (2004).

A continuación, se muestra el desglose del presupuesto en función de la alternativa adoptada mostrándose como importe total el PEM.

CAPÍTULO	Medición	Ud.	Precio unitario (€)	Importe (€)	Importe total (€)
Demoliciones y trabajos previos					26.670,00
Demoliciones	3.150,00	m ²	3,88	12.222,00	
Fresado	3.150,00	m ²	0,52	1.638,00	
Desbroce	10.500,00	m ²	1,22	12.810,00	
Movimiento de tierras					1.780.493,35
Excavaciones	96.058,81	m ³	10,77	1.034.553,38	
Rellenos	66.692,03	m ³	7,32	488.185,66	
Rebaje N.F.	9.360,00	h	7,96	74.505,60	
Transporte de tierras	29.366,78	m ³	6,24	183.248,71	
Estructuras					2.836.385,37
Hormigón de limpieza	4.254,31	m ²	15,98	67.983,87	
Losa cimentación y cubrición	4.254,31	m ³	277,94	1.182.442,92	
Muros	4.256,35	m ³	372,61	1.585.958,57	
Otros					82.000,00
Seguridad y salud	1,00	Ud.	65.000,00	70.000,00	
Sistemas de auscultación	1,00	Ud.	10.000,00	10.000,00	

CAPÍTULO	Medición	Ud.	Precio unitario (€)	Importe (€)	Importe total (€)
Señalización provisional de obras	1,00	Ud.	2.000,00	2.000,00	
PEM TOTAL (€)					4.725.548,72

Tabla 6. PEM total de la alternativa 1 (Fuente: Elaboración propia).

CAPÍTULO	Medición	Ud.	Precio unitario (€)	Importe (€)	Importe total (€)
Demoliciones y trabajos previos					15.316,00
Demoliciones	1.540,00	m²	3,88	5.975,20	
Fresado	1.540,00	m²	0,52	800,80	
Desbroce	7.000,00	m²	1,22	8.540,00	
Movimiento de tierras					4.380.849,08
Excavaciones	43.345,80	m³	10,77	466.834,27	
Rellenos	16.464,18	m³	7,32	120.517,80	
Rebaje N.F.	10.080,00	h	7,96	80.236,80	
Transporte, puesta en obra y retirada de equipo de tablestacas	4,00	Ud.	11.017,71	44.070,84	
Pantalla de tablestacas	22.611,87	m²	154,85	3.501.448,07	
Transporte de tierras	26.881,62	m³	6,24	1.374.726,05	
Estructuras					3.808.772,72
Hormigón de limpieza	4.254,31	m²	15,98	67.983,87	
Losa cimentación y cubrición	7.465,11	m³	277,94	2.074.852,67	
Muros	4.256,35	m³	372,61	1.585.958,57	
Contención provisional	160,00	m	499,86	79.977,60	
Otros					82.000,00
Seguridad y salud	1,00	Ud.	70.000,00	70.000,00	
Sistemas de auscultación	1,00	Ud.	10.000,00	10.000,00	
Señalización provisional de obras	1,00	Ud.	2.000,00	2.000,00	
PEM TOTAL (€)					8.340.482,94

Tabla 7. PEM total de la alternativa 2 (Fuente: Elaboración propia).

CAPÍTULO	Medición	Ud.	Precio unitario (€)	Importe (€)	Importe total (€)
Demoliciones y trabajos previos					15.316,00
Demoliciones	1.540,00	m²	3,88	5.975,20	
Fresado	1.540,00	m²	0,52	800,80	
Desbroce	7.000,00	m²	1,22	8.540,00	
Movimiento de tierras					843.546,26
Excavaciones	43.345,80	m³	10,77	466.834,27	
Rellenos	13.979,02	m³	7,32	102.326,43	
Rebaje N.F.	9.360,00	h	7,96	74.505,60	
Excavación en zanja	106,41	m³	27,83	2.961,39	
Transporte, puesta en obra y retirada de equipo de lodos tixotrópicos	1,00	Ud.	3.088,24	3.088,24	
Transporte, puesta en obra y retirada de equipo de pantallas	1,00	Ud.	9.917,63	9.917,63	
Transporte de tierras	29.473,19	m³	6,24	183.912,71	
Estructuras					10.620.077,38
Doble murete guía	886,74	m	158,55	140.592,63	
Muro pantalla	22.611,87	m³	370,65	8.381.089,62	

CAPÍTULO	Medición	Ud.	Precio unitario (€)	Importe (€)	Importe total (€)
Encuentro muro pantalla y losa de cimentación y de cubrición	1.773,48	m ²	86,59	153.565,63	
Hormigón de limpieza	3.612,15	m ²	15,98	57.722,16	
Losa cimentación y cubrición	6.501,87	m ³	277,94	1.807.129,75	
Contención provisional	160,00	m ³	499,86	79.977,60	
Otros					82.000,00
Seguridad y salud	1,00	Ud.	70.000,00	70.000,00	
Sistemas de auscultación	1,00	Ud.	10.000,00	10.000,00	
Señalización provisional de obras	1,00	Ud.	2.000,00	2.000,00	
PEM TOTAL (€)					11.560.939,64

Tabla 8. PEM total de la alternativa 3 (Fuente: Elaboración propia).

En la siguiente tabla se adjunta una tabla resumen del PEM según alternativas:

	PEM (€)
A1. Ejecución mediante excavación en talud	4.725.548,72
A2. Ejecución mediante tablestacas	8.340.482,94
A3. Ejecución mediante muros pantalla	11.560.939,64

Tabla 9. Tabla resumen del PEM según alternativa (Fuente: Elaboración propia).

3.2.4. C4. Afección al tráfico rodado

En cuanto a la afección al tráfico rodado, las tres alternativas son malas puesto que se requiere cortar la calle Plaça San Vicent, no obstante, la alternativa 1, al requerir una mayor capacidad de espacio de excavación afecta en cuanto a lo que se refiere a reparaciones posteriores.

3.2.5. C5. Afección al tráfico ferroviario

Las tres alternativas afectan al tráfico ferroviario a la hora de hacer el entronque con la Línea 3. En cuanto a las alternativas 2 y 3, ambas requieren un alto nivel de precaución en los sistemas de contención del terreno, pero sobre todo del agua para evitar problemas en la cimentación del túnel existente.

La alternativa 1 (excavación en talud) es la menos aconsejable, puesto que requiere gran ocupación de superficie, además que al precisarse de bombeos intensos puede provocar asentamientos diferenciales en la plataforma ferroviaria.

3.2.6. C6. Viabilidad

En lo relativo a la viabilidad, la Alternativa 1 (excavación en talud) queda descartada de manera inmediata, ya que requiere una ocupación de superficie excesiva que afectaría directamente a comercios colindantes, lo cual resulta inaceptable desde el punto de vista funcional y de afección al entorno.

Respecto a la Alternativa 2 (tablestacas), aunque presenta un coste de ejecución inferior al de la Alternativa 3, plantea limitaciones significativas. La hinca de tablestacas genera vibraciones de elevada magnitud que, al producirse en proximidad de cimentaciones sensibles (como las de las edificaciones adyacentes o la propia Línea 3), pueden provocar daños estructurales o asentamientos diferenciales en la infraestructura ferroviaria.

En cuanto a la Alternativa 3 (muros pantalla) al situarse el nivel freático a escasa profundidad, los muros pantalla constituyen una solución muy recomendable al aportar una estanqueidad muy superior frente a filtraciones y un mejor control de las condiciones hidráulicas de la excavación.

3.2.7. C7. Medioambiente

Desde el punto de vista medioambiental, la Alternativa 1 resulta la más desfavorable fundamentalmente porque afecta a una mayor superficie de terrenos de alto valor agronómico, con el consiguiente incremento de emisiones difusas de polvo y partículas al ambiente, además de una mayor afección logística por transporte de tierras.

En cuanto a la Alternativa 2, presenta un impacto ambiental basado principalmente en las altas vibraciones derivadas de la hinca de tablestacas.

Por el contrario, la Alternativa 3 es muy desfavorable, ya que al utilizar lodos tixotrópicos para la estabilidad de tierras durante la excavación de los muros pantalla pueden afectar a las aguas subterráneas. Además de que, un mal control puede provocar derrame de estos lodos en superficie, en un entorno de campos de cultivo.

En consecuencia, la Alternativa 2 (ejecución mediante tablestacas) es la alternativa menos perjudicial en cuanto al punto de vista medioambiental.

3.3. Método AHP y solución adoptada

Para llevar a cabo la elección de la alternativa se va a recurrir al uso del método denominado AHP (Proceso Analítico Jerárquico), el cual permite comparar de manera estructurada distintas alternativas en función de criterios previamente definidos.

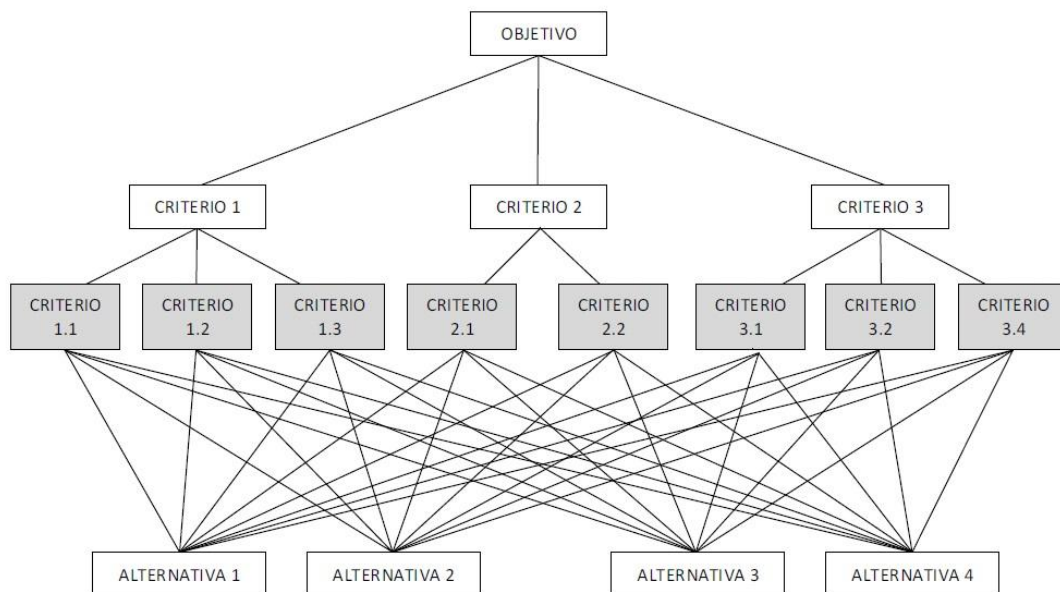


Figura 12. Ejemplo de estructura Jerárquica AHP (Fuente: Saaty, 1980).

El procedimiento se basa en la construcción de una jerarquía de objetivos y criterios, seguida de comparaciones por pares entre alternativas para cada criterio, asignando pesos relativos según su importancia. A partir de estas comparaciones, el método obtiene un valor global ponderado que facilita la selección de la alternativa más adecuada.

Para realizar dichas comparaciones, se aplica la Escala fundamental de comparación por pares de Saaty.

VALOR	DEFINICIÓN	COMENTARIOS
1	Igual importancia	El criterio A es igual de importante que el criterio B
3	Importancia moderada	La experiencia y el juicio favorecen ligeramente al criterio A sobre el B
5	Importancia grande	La experiencia y el juicio favorecen fuertemente el criterio A sobre el B
7	Importancia muy grande	El criterio A es mucho más importante que el B
9	Importancia extrema	La mayor importancia del criterio A sobre el B está fuera de toda duda
2,4,6 y 8	Valores intermedios entre los anteriores, cuando es necesario matizar	

Figura 13. Escala fundamental de comparación por pares (Fuente: Saaty, 1980).

La comparación de las alternativas respecto a los criterios del nivel inferior de la estructura jerárquica, así como la comparación de los distintos criterios de un mismo nivel, se representa en una matriz cuadrada denominada matriz de decisión. Esta matriz debe cumplir tres propiedades fundamentales:

- Reciprocidad: si $a_{ij}=x$, entonces $a_{ji}=1/x$.
- Homogeneidad: si los elementos i y j son igualmente importantes, entonces $a_{ij}=a_{ji}=1$ y además $a_{ii}=1$ para todo i .
- Consistencia: las valoraciones asignadas no deben contener contradicciones internas.

El grado de consistencia se evalúa mediante el Ratio de Consistencia (CR de ahora en adelante), definido a partir del mayor autovalor de la matriz (λ_{max}) y de su dimensión (n). Un Índice de Consistencia (CI de ahora en adelante) igual a 0 implica una consistencia completa.

A partir de este índice se calcula CR, que se considera aceptable siempre que no supere los valores de referencia establecidos (véase Tabla 9). En caso de excederse dicho límite, será necesario revisar las ponderaciones introducidas en la matriz.

CRITERIOS	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
C1. VOLUMEN DE EXCAVACIÓN	1,00	0,20	0,14	1,00	0,25	0,11	0,20
C2. DURACIÓN DE LAS OBRAS	5,00	1,00	0,33	3,00	1,00	0,20	0,50
C3. PRESUPUESTO	7,00	3,00	1,00	5,00	3,00	0,33	2,00
C4. AFECCIÓN AL TRÁFICO RODADO	2,00	0,33	0,20	1,00	0,33	0,14	0,33
C5. AFECCIÓN AL TRÁFICO FERROVIARIO	4,00	1,00	0,33	3,00	1,00	0,17	0,50
C6. VIABILIDAD	9,00	5,00	3,00	7,00	6,00	1,00	4,00
C7. MEDIOAMBIENTE	5,00	2,00	0,50	3,00	2,00	0,25	1,00
ΣC_j	33,00	12,53	5,51	23,00	13,58	2,20	8,53

Tabla 10. Matriz de comparación de criterios (Fuente: Elaboración propia).

Para obtener la matriz normalizada, el primer paso es obtener los valores normalizados de los criterios, que se calcula dividiendo los valores de la matriz de comparación de criterios entre el sumatorio respectivo de su columna de los valores de la propia matriz de comparaciones. Se muestra un ejemplo a continuación:

$$\frac{a_{34}}{\Sigma a_{i4}} = \frac{5}{23} = 0,22$$

Por otra parte, para obtener la ponderación de cada criterio (W_i) se realiza la división del sumatorio en filas de los valores correspondientes en la matriz normalizada entre el número total de criterios, que en este caso es 7, a continuación, se muestra un ejemplo.

$$W_i = \frac{\Sigma c_i}{7} \rightarrow W_1 = \frac{\Sigma c_1}{7} = \frac{0,21}{7} = 0,03 = 3,00\%$$

MATRIZ NORMALIZADA DE CRITERIOS								Σ Ci	PONDERACION (Wi)	%
CRITERIOS	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7			
C1. VOLUMEN DE EXCAVACIÓN	0,03	0,02	0,03	0,04	0,02	0,05	0,02	0,21	0,03	3%
C2. DURACIÓN DE LAS OBRAS	0,15	0,08	0,06	0,13	0,07	0,09	0,06	0,65	0,09	9%
C3. PRESUPUESTO	0,21	0,24	0,18	0,22	0,22	0,15	0,23	1,46	0,21	21%
C4. AFECCIÓN AL TRÁFICO RODADO	0,06	0,03	0,04	0,04	0,02	0,06	0,04	0,30	0,04	4%
C5. AFECCIÓN AL TRÁFICO FERROVIARIO	0,12	0,08	0,06	0,13	0,07	0,08	0,06	0,60	0,09	9%
C6. VIABILIDAD TÉCNICA	0,27	0,40	0,54	0,30	0,44	0,45	0,47	2,88	0,41	41%
C7. MEDIOAMBIENTE	0,15	0,16	0,09	0,13	0,15	0,11	0,12	0,91	0,13	13%
Σ Cj	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	7,00	1,00	100%

Tabla 11. Matriz normalizada y ponderaciones de criterios (Fuente: Elaboración propia).

Por lo tanto, como se puede ver en la tabla 7, la viabilidad técnica y el presupuesto son los criterios con mayor ponderación mientras que criterios como el volumen de excavación y la afección al tráfico rodado son los criterios con menor ponderación. No obstante, se ha de comprobar el CR, que al tratarse de una matriz 7x7 su valor deberá ser inferior al 10% tal y como refleja la tabla 9.

En primer lugar, se ha de calcular λ max, para después poder calcular CI y finalmente dividir el CI entre el Índice Aleatorio (RI de ahora en adelante), que, para este caso, tal y como refleja la tabla 8, el RI tiene un valor de 1,32.

Tamaño de la matriz	2	3	4	5	6	7	8	9	10
RI	0	0,58	0,9	1,12	1,24	1,32	1,41	1,45	1,49

Tabla 12. RI (Fuente: Saaty, 1980).

Tamaño de la matriz (n)	CR (%)
3	5%
4	9 %
5 o mayor	10 %

Tabla 13. Porcentajes máximos de CR (Fuente: Saaty, 1980).

$$\lambda \max = \Sigma(\Sigma c_j \cdot W_i)$$

$$CI = \frac{\lambda \max - n}{n-1} = \frac{7,43-7}{7-1} = 0,072$$

$$CR = \frac{CI}{RI} = 0,05 = 5,5\% < 10\% \rightarrow \text{ACEPTABLE}$$

n	7	
λ max	Σ (n*Wi)	7,434
CI	(λ max-n)/(n-1)	0,072
RI	según tabla	1,320
CR	CI/RI	0,055
Valido si	CR<0,10	ACEPTABLE

Tabla 14. CR existente en la ponderación de criterios (Fuente: Elaboración propia).

Por lo tanto, el CR es aceptable al ser menor del 10%.

Ahora, se repite el proceso que se ha llevado a cabo para la ponderación de los criterios con las alternativas, para ello, se hará una matriz normalizada por cada criterio comparando las tres alternativas para ver cuál es más favorable según un criterio en concreto.

Por otra parte, ahora al tratarse de matrices 3x3 el RI es 0,58 y el CR debe ser menor que el 5%.

C1. VOLUMEN DE EXCAVACIÓN	MATRIZ DE COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS				MATRIZ NORMALIZADA			ΣA_i	PONDERACIÓN VOLUMEN EXCAVACIÓN (W_i)
	ALTERNATIVAS	A1	A2	A3					
	A1. EJECUCIÓN MEDIANTE EXCAVACIÓN EN TALUD	1,00	0,11	0,20	0,07	0,08	0,05	0,19	0,06
	A2. EJECUCIÓN MEDIANTE TABLESTACAS	9,00	1,00	3,00	0,60	0,69	0,71	2,01	0,67
	A3. EJECUCIÓN MEDIANTE MUROS PANTALLA	5,00	0,33	1,00	0,33	0,23	0,24	0,80	0,27
	ΣC_j	9,00	1,53	4,33	1,00	1,00	1,00	3,00	1,00

Tabla 15. Ponderación de alternativas según criterio de volumen de excavación (Fuente: Elaboración Propia).

n	3	
$\lambda \max$	$\Sigma (n \cdot W_i)$	3,05
CI	$(\lambda \max - n) / (n - 1)$	0,02
RI	según tabla	0,58
CR	CI/RI	0,039
Valido si	CR < 0,05	ACEPTABLE

Tabla 16. CR en la ponderación de alternativas según criterio de volumen de excavación (Fuente: Elaboración propia).

C2. DURACIÓN DE LAS OBRAS	MATRIZ DE COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS				MATRIZ NORMALIZADA			ΣA_i	PONDERACIÓN DURACIÓN DE LAS OBRAS (W_i)
	ALTERNATIVAS	A1	A2	A3					
	A1. EJECUCIÓN MEDIANTE EXCAVACIÓN EN TALUD	1,00	2,00	4,00	0,57	0,60	0,50	1,67	0,56
	A2. EJECUCIÓN MEDIANTE TABLESTACAS	0,50	1,00	3,00	0,29	0,30	0,38	0,96	0,32
	A3. EJECUCIÓN MEDIANTE MUROS PANTALLA	0,25	0,33	1,00	0,14	0,10	0,13	0,37	0,12
	ΣC_j	1,75	3,33	8,00	1,00	1,00	1,00	3,00	1,00

Tabla 17. Ponderación de alternativas según criterio de duración de las obras (Fuente: Elaboración Propia).

n	3	
$\lambda \max$	$\Sigma (n \cdot W_i)$	3,023
CI	$(\lambda \max - n) / (n - 1)$	0,012
RI	según tabla	0,580
CR	CI/RI	0,020
Valido si	CR < 0,05	ACEPTABLE

Tabla 18. CR en la ponderación de alternativas según criterio de duración de las obras (Fuente: Elaboración propia).

C3. PRESUPUESTO	MATRIZ DE COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS				MATRIZ NORMALIZADA			ΣA_i	PONDERACIÓN PRESUPUESTO (W_i)
	ALTERNATIVAS	A1	A2	A3					
	A1. EJECUCIÓN MEDIANTE EXCAVACIÓN EN TALUD	1,00	3,00	5,00	0,65	0,69	0,56	1,90	0,63
	A2. EJECUCIÓN MEDIANTE TABLESTACAS	0,33	1,00	3,00	0,22	0,23	0,33	0,78	0,26
	A3. EJECUCIÓN MEDIANTE MUROS PANTALLA	0,20	0,00	1,00	0,13	0,08	0,11	0,32	0,11
	ΣC_j	1,53	4,33	9,00	1,00	1,00	1,00	3,00	1,00

Tabla 19. Ponderación de alternativas según criterio de presupuesto (Fuente: Elaboración Propia).

n	3	
$\lambda \max$	$\Sigma (n \cdot W_i)$	3,055
CI	$(\lambda \max - n)/(n-1)$	0,028
RI	según tabla	0,580
CR	CI/RI	0,048
Valido si	CR<0,05	ACEPTABLE

Tabla 20. CR en la ponderación de alternativas según criterio de presupuesto (Fuente: Elaboración propia).

C4. AFECCIÓN TRÁFICO RODADO	MATRIZ DE COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS				MATRIZ NORMALIZADA			ΣA_i	PONDERACIÓN AFECCIÓN TRÁFICO RODADO (W_i)
	ALTERNATIVAS	A1	A2	A3					
	A1. EJECUCIÓN MEDIANTE EXCAVACIÓN EN TALUD	1	0,20	0,20	0,09	0,09	0,09	0,27	0,09
	A2. EJECUCIÓN MEDIANTE TABLESTACAS	5,00	1,00	1,00	0,45	0,45	0,45	1,36	0,45
	A3. EJECUCIÓN MEDIANTE MUROS PANTALLA	5,00	1,00	1,00	0,45	0,45	0,45	1,36	0,45
	ΣC_j	7,00	2,33	2,33	1,00	1,00	1,00	3,00	1,00

Tabla 21. Ponderación de alternativas según criterio de afección a tráfico rodado (Fuente: Elaboración Propia).

n	3	
$\lambda \max$	$\Sigma (n \cdot W_i)$	3,000
CI	$(\lambda \max - n)/(n-1)$	0,000
RI	según tabla	0,580
CR	CI/RI	0,000
Valido si	CR<0,05	ACEPTABLE

Tabla 22. CR en la ponderación de alternativas según criterio de afección al tráfico rodado (Fuente: Elaboración propia).

C5. AFECCIÓN TRÁFICO FERROVIARIO	MATRIZ DE COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS				MATRIZ NORMALIZADA			ΣA_i	PONDERACIÓN AFECCIÓN TRÁFICO FERROVIARIO (W_i)
	ALTERNATIVAS	A1	A2	A3					
	A1. EJECUCIÓN MEDIANTE EXCAVACIÓN EN TALUD	1	0,20	0,20	0,09	0,09	0,09	0,27	0,09
	A2. EJECUCIÓN MEDIANTE TABLESTACAS	5,00	1,00	1,00	0,45	0,45	0,45	1,36	0,45
	A3. EJECUCIÓN MEDIANTE MUROS PANTALLA	5,00	1,00	1,00	0,45	0,45	0,45	1,36	0,45
	ΣC_j	7,00	2,33	2,33	1,00	1,00	1,00	3,00	1,00

Tabla 23. Ponderación de alternativas según criterio de afección a tráfico ferroviario (Fuente: Elaboración Propia).

n	3	
$\lambda \max$	$\Sigma (n \cdot W_i)$	3,000
CI	$(\lambda \max - n)/(n-1)$	0,000
RI	según tabla	0,580
CR	CI/RI	0,000
Valido si	CR<0,05	ACEPTABLE

Tabla 24. CR en la ponderación de alternativas según criterio de afección al tráfico ferroviario (Fuente: Elaboración propia).

C6. VIABILIDAD	MATRIZ DE COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS				MATRIZ NORMALIZADA			ΣA_i	PONDERACIÓN AFECCIÓN TRÁFICO FERROVIARIO (W_i)
	ALTERNATIVAS	A1	A2	A3					
	A1. EJECUCIÓN MEDIANTE EXCAVACIÓN EN TALUD	1,00	0,20	0,20	0,09	0,09	0,09	0,27	0,09
	A2. EJECUCIÓN MEDIANTE TABLESTACAS	5,00	1,00	1,00	0,45	0,45	0,45	1,36	0,45
	A3. EJECUCIÓN MEDIANTE MUROS PANTALLA	5,00	1,00	1,00	0,45	0,45	0,45	1,36	0,45
ΣC_j		7,00	2,33	2,33	1,00	1,00	1,00	3,00	1,00

Tabla 25. Ponderación de alternativas según criterio de viabilidad (Fuente: Elaboración Propia).

n	3	
$\lambda \max$	$\Sigma (n \cdot W_i)$	3,000
CI	$(\lambda \max - n)/(n-1)$	0,000
RI	según tabla	0,580
CR	CI/RI	0,000
Valido si	CR < 0,05	ACEPTABLE

Tabla 26. CR en la ponderación de alternativas según criterio de afección al tráfico ferroviario (Fuente: Elaboración propia).

C7. MEDIO AMBIENTE	MATRIZ DE COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS				MATRIZ NORMALIZADA			ΣA_i	PONDERACIÓN MEDIO AMBIENTE (W_i)
	ALTERNATIVAS	A1	A2	A3					
	A1. EJECUCIÓN MEDIANTE EXCAVACIÓN EN TALUD	1,00	0,20	1,00	0,14	0,13	0,20	0,47	0,16
	A2. EJECUCIÓN MEDIANTE TABLESTACAS	5,00	1,00	3,00	0,71	0,65	0,60	1,97	0,66
	A3. EJECUCIÓN MEDIANTE MUROS PANTALLA	1,00	0,33	1,00	0,14	0,22	0,20	0,56	0,19
ΣC_j		7,00	1,53	5,00	1,00	1,00	1,00	3,00	1,00

Tabla 27. Ponderación de alternativas según criterio medioambiental (Fuente: Elaboración Propia).

n	3	
$\lambda \max$	$\Sigma (n \cdot W_i)$	3,043
CI	$(\lambda \max - n)/(n-1)$	0,022
RI	según tabla	0,580
CR	CI/RI	0,037
Valido si	CR < 0,05	ACEPTABLE

Tabla 28. CR en la ponderación de alternativas según criterio de viabilidad técnica (Fuente: Elaboración propia).

Ahora que se cuenta tanto con las ponderaciones de cada criterio, así como la ponderación de cada alternativa con respecto a cada criterio ya se puede decir cuál es la alternativa a seleccionar. Para calcular la priorización se aplica la siguiente operación.

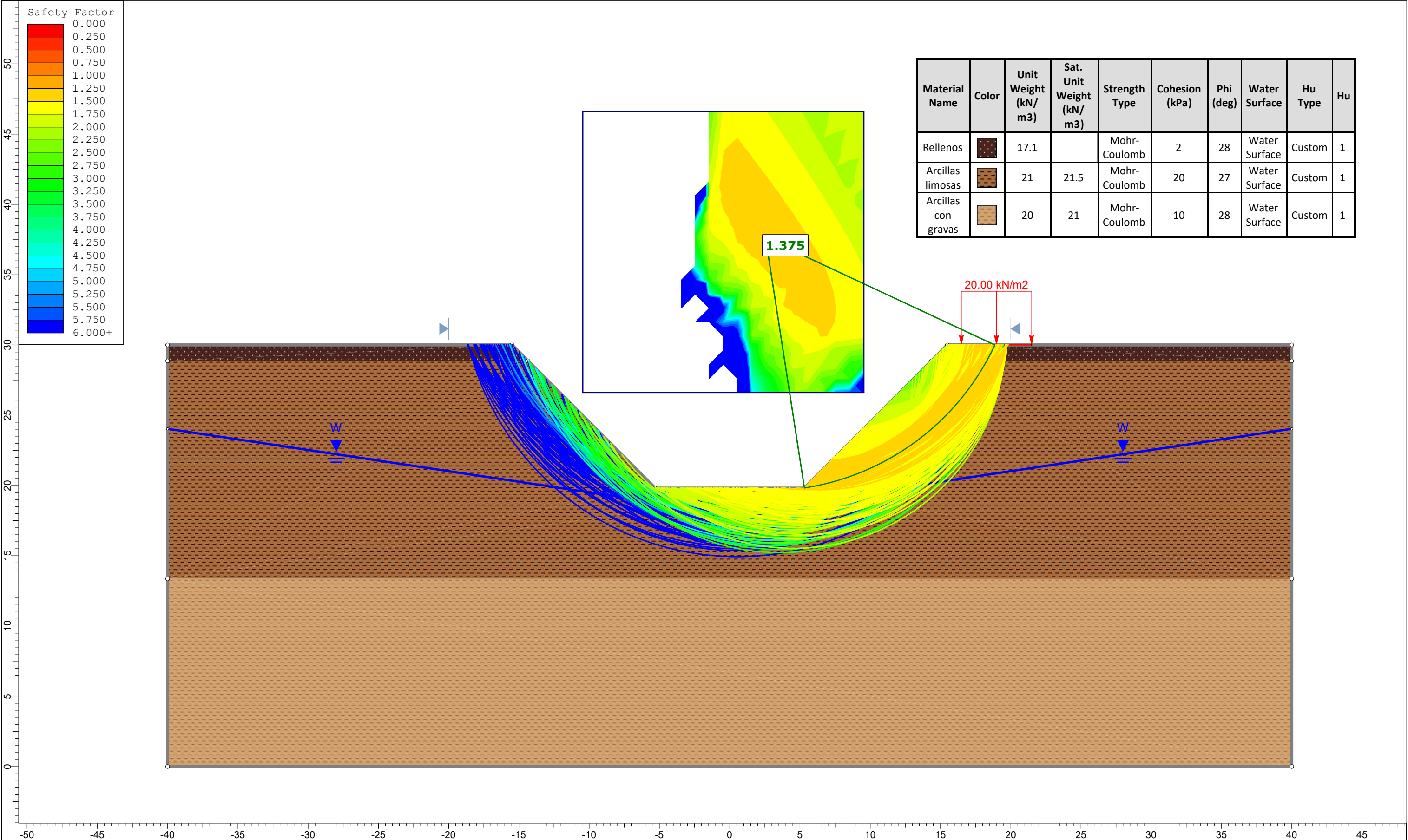
$$\text{Priorización} = \Sigma (AC_i \cdot W_i)$$

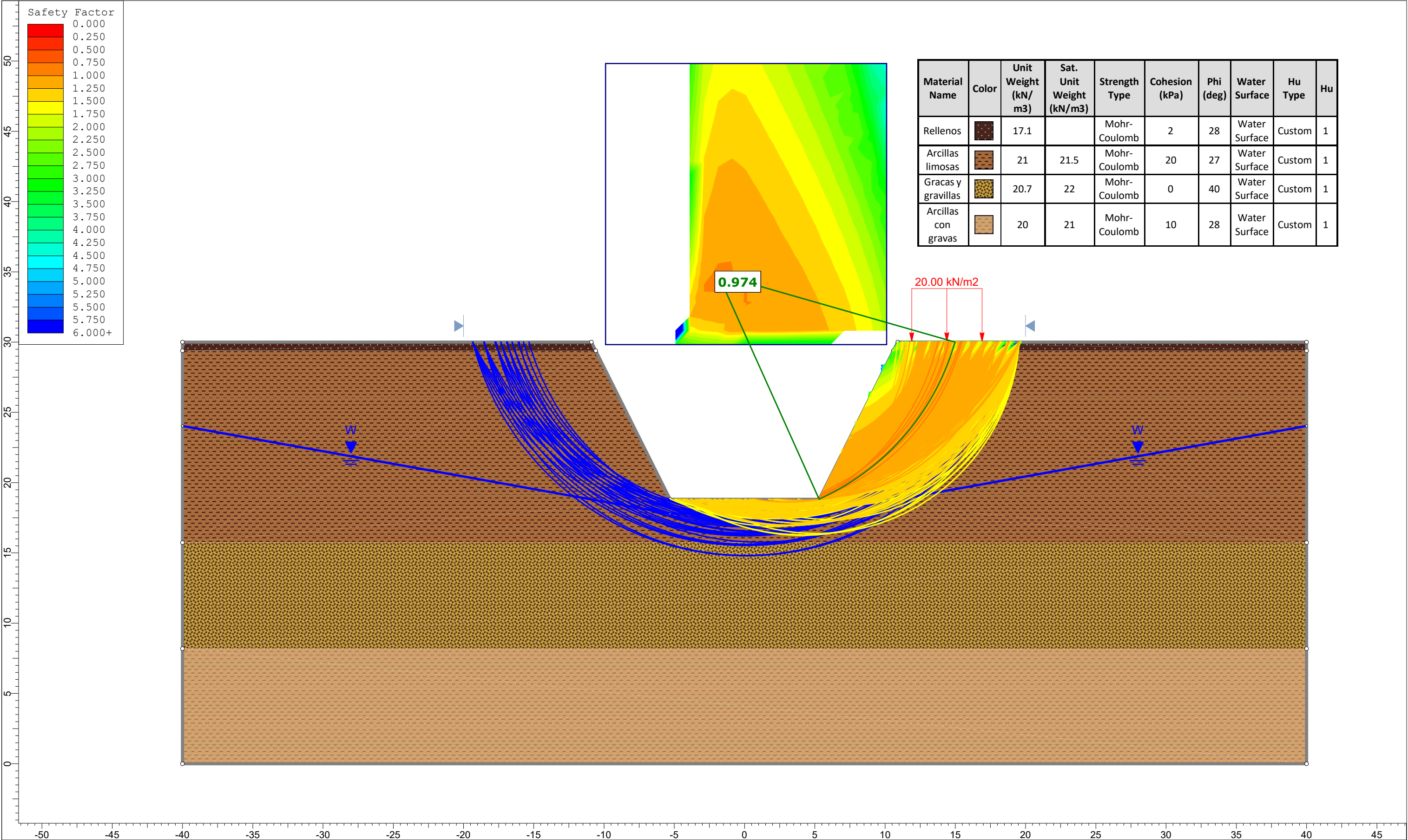
CRITERIOS	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	PRIORIZACIÓN	%
ALTERNATIVAS									
A 1. EJECUCIÓN MEDIANTE EXCAVACIÓN EN TALUD	0,06	0,56	0,63	0,09	0,09	0,09	0,16	0,25	25%
A 2. EJECUCIÓN MEDIANTE TABLESTACAS	0,67	0,32	0,26	0,45	0,45	0,45	0,66	0,43	43%
A 3. EJECUCIÓN MEDIANTE MUROS PANTALLA	0,27	0,12	0,11	0,45	0,45	0,45	0,19	0,31	31%
W_i	0,03	0,09	0,21	0,04	0,09	0,41	0,13	1,00	100%

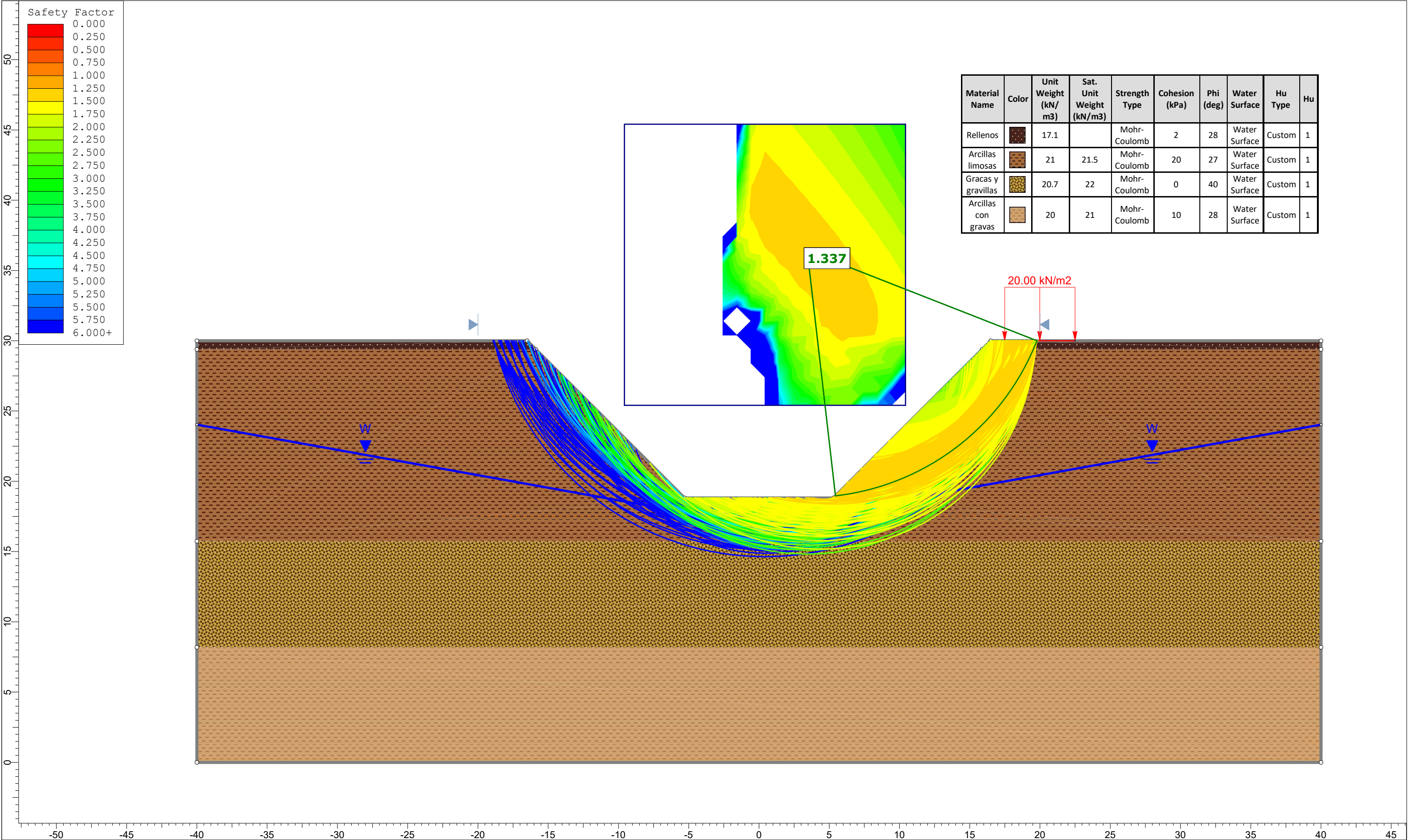
Tabla 29. Porcentaje de priorización de las alternativas (Fuente: Elaboración propia).

Como se puede ver en la tabla 25, la alternativa más favorable siguiendo el método AHP es la alternativa 2 (Ejecución mediante tablestacas).

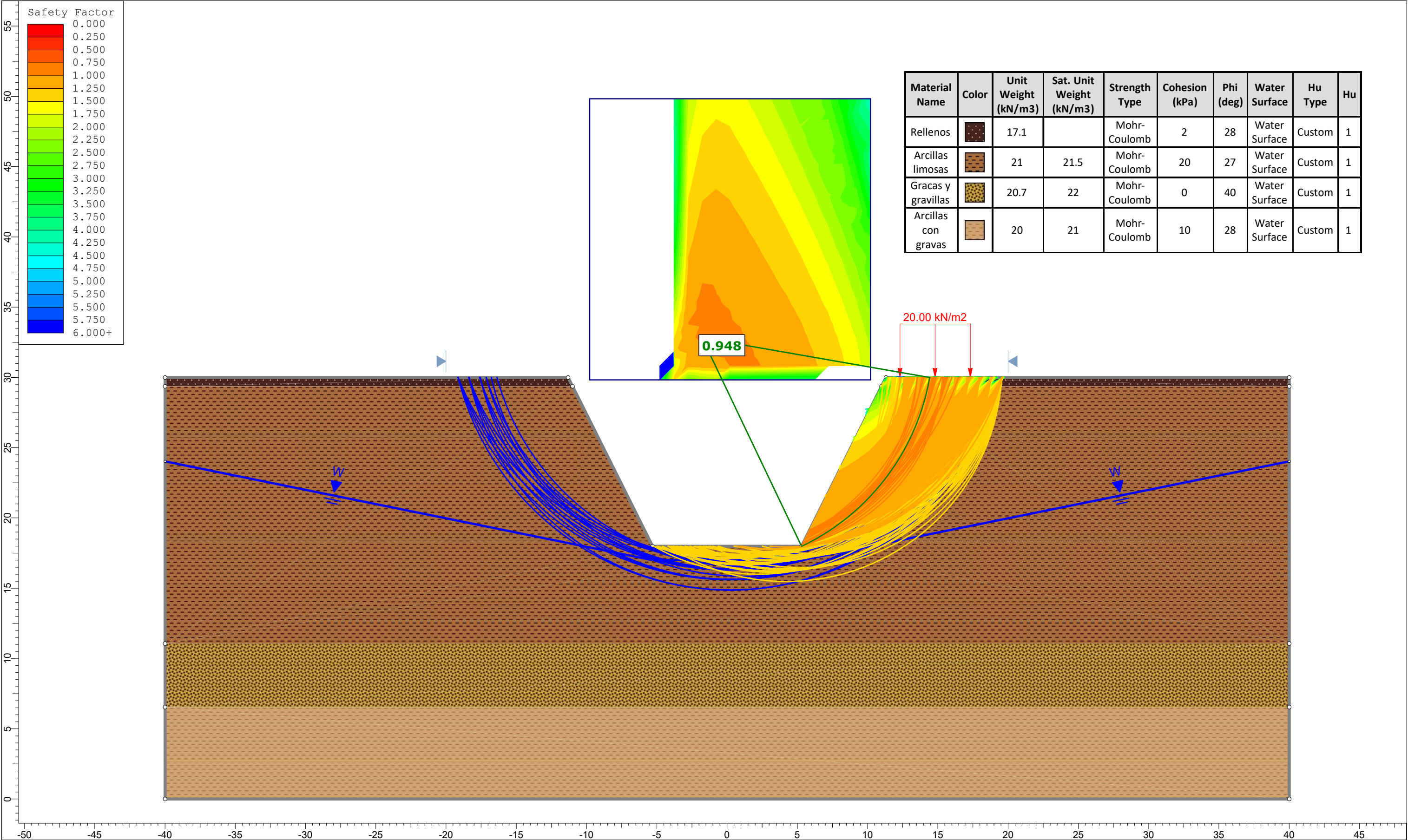
Apéndice 1. Análisis de la estabilidad de excavaciones

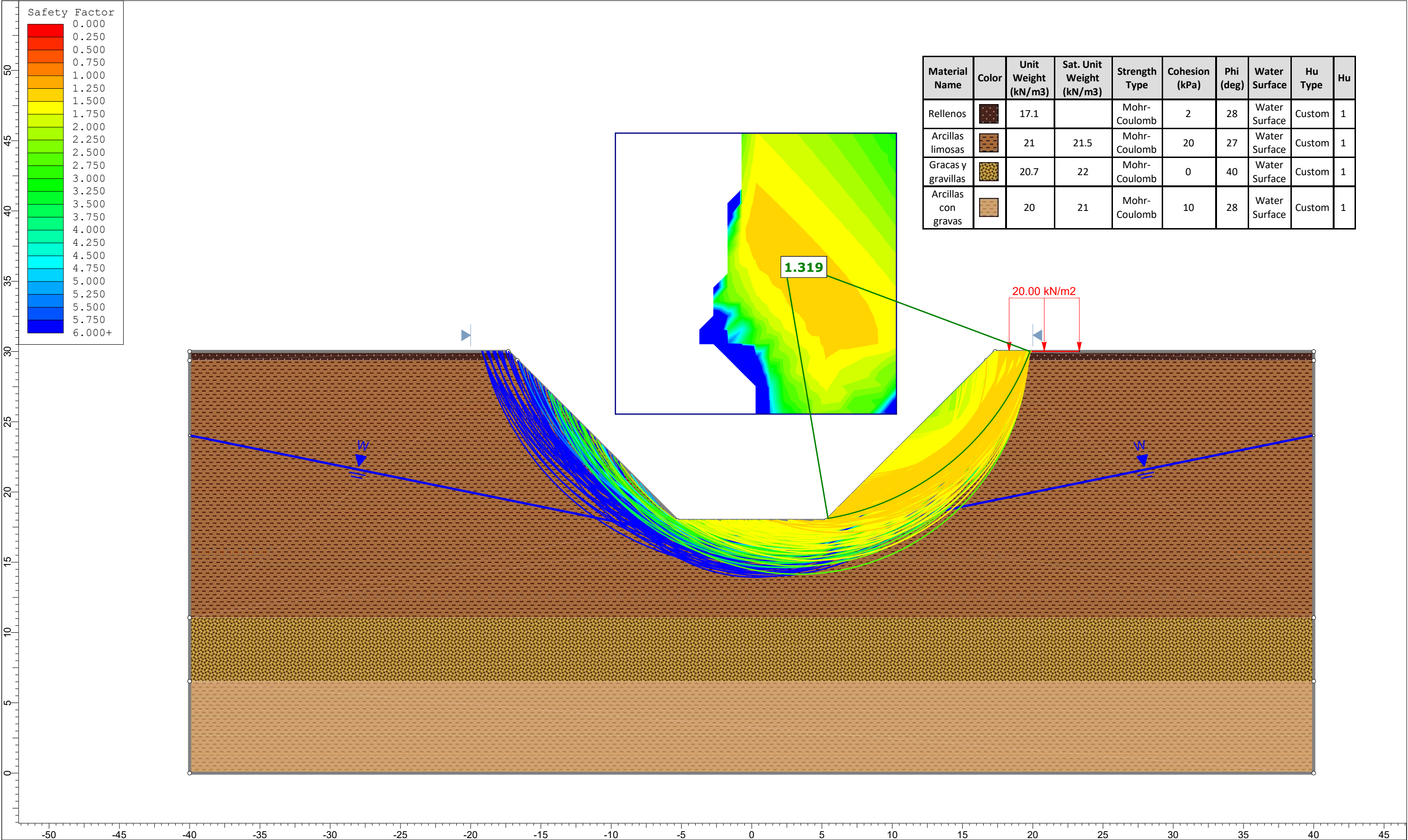






Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Sat. Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Water Surface	Hu Type	Hu
Rellenos		17.1		Mohr-Coulomb	2	28	Water Surface	Custom	1
Arcillas limosas		21	21.5	Mohr-Coulomb	20	27	Water Surface	Custom	1
Gravas y gravillas		20.7	22	Mohr-Coulomb	0	40	Water Surface	Custom	1
Arcillas con gravas		20	21	Mohr-Coulomb	10	28	Water Surface	Custom	1





Apéndice 2. Planificación de las obras

[illegible]

ALTERNATIVA 2. EJECUCIÓN MEDIANTE TABLESTACAS

[illegible]

ALTERNATIVA 3. EJECUCIÓN MEDIANTE MUROS PANTALLA

[illegible]

Anexo N°4: Comprobaciones geotécnicas de la solución adoptada

Índice

1.	Introducción	1
2.	Geometría y caso de estudio.....	1
3.	Comprobaciones manuales	3
3.1.	Dimensionamiento de tablestacas.....	3
3.1.1.	Sección 1.....	6
3.1.2.	Sección 2.....	13
3.1.3.	Sección 3.....	21
3.1.4.	Conclusiones.....	28
3.2.	Levantamiento de fondo.....	29
3.2.1.	Sección 1.....	30
3.2.2.	Sección 2.....	32
3.2.3.	Sección 3.....	34
3.2.4.	Conclusiones.....	36
4.	Cálculos analíticos	36
4.1.	Fundamentos teóricos PLAXIS 2D	36
4.1.1.	Descripción del método (Método de Elementos Finitos)	36
4.1.2.	Modelo constitutivo	38
4.2.	Implementación del modelo	39
4.2.1.	Soil	40
4.2.2.	Estructuras	42
4.2.3.	Mesh.....	43
4.2.4.	Flow conditions	44
4.2.5.	Staged construction	44
4.3.	Proceso constructivo.....	45
4.4.	Análisis de tensiones.....	51
4.4.1.	Tensiones en muros pantalla	51
4.4.2.	Tensiones bajo losa de cimentación y cubrición	54
4.5.	Análisis de esfuerzos.....	56
4.6.	Deformaciones.....	60
4.7.	Comprobaciones estructurales complementarias.....	63
4.7.1.	Dimensionamiento de puntales frente a pandeo	64
4.7.2.	Comprobación de espesores de muros y losas	66
5.	Conclusiones.....	66

1. Introducción

En el presente anexo se establece el procedimiento constructivo previsto y se determina el sistema de sostenimiento a emplear en el túnel, así como el cálculo de las principales tensiones y deformaciones inducidas en el terreno una vez finalizada la ejecución del tramo.

Se dividirá fundamentalmente en dos partes, una parte de cálculos manuales en la que se realizarán dimensionamientos previos y comprobaciones y otra de cálculos realizados con el software PLAXIS 2D, el cual permitirá mostrar y describir la construcción del túnel en fases evolutivas pudiendo apreciar con claridad su proceso constructivo.

2. Geometría y caso de estudio

En el que caso que ocupa la sección del túnel se diseña con una losa de cubrición plana de espesor de 0,8 m, ya que, como se verá más adelante, los empujes horizontales sobre los muros son superiores a las tensiones verticales sobre la misma losa, por lo que si adoptase una losa de cubrición con una geometría diferente como curva facilitaría las deformaciones de la clave del túnel. Por otra parte, se cuenta con muros de 0,8 m de espesor, una losa de cimentación de 1 m de espesor y 0,15 m de hormigón de limpieza.

Por otra parte, el trazado de la línea discurre sin pendiente hacia la calle *Plaça San Vicent* y conociendo la cota de rasante de la línea existente se sabe que la cota de cimentación de la línea de maniobras será -1,48 m sobre el nivel del mar con una profundidad respecto a la superficie que rondará entre los 10,19 metros al inicio del túnel y 12,02 metros al final del túnel. En cuanto al entronque adoptará una losa de cubrición de un metro de espesor ante el aumento de la luz.

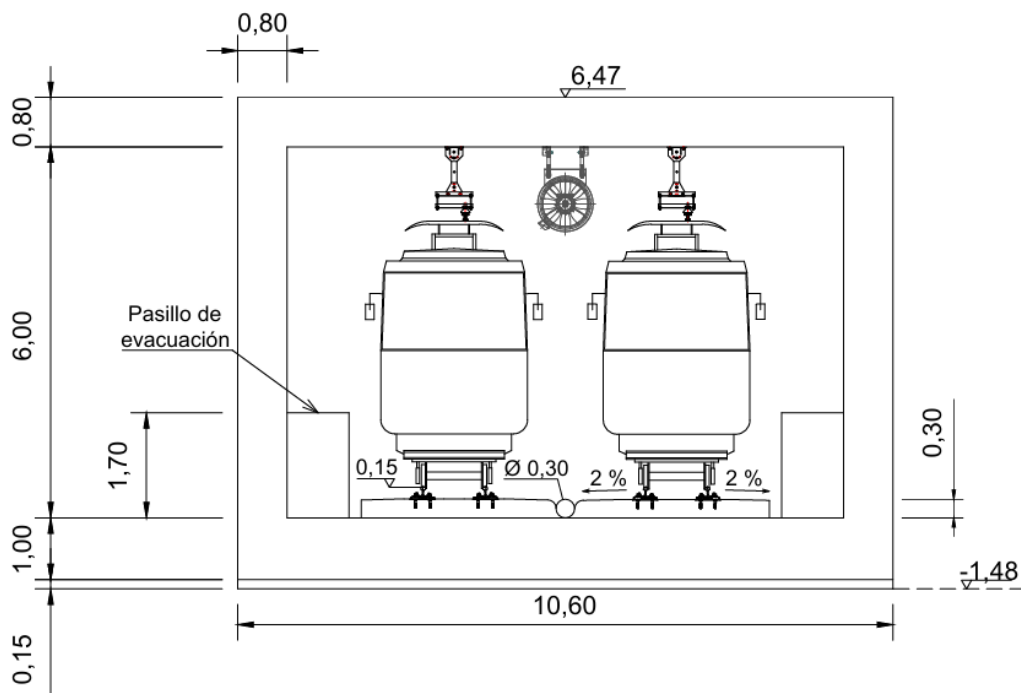


Figura 1. Detalles de la sección transversal propuesta acotado en metros (Fuente: Elaboración propia).

Como se puede apreciar en la figura 1, la sección transversal del túnel presenta una anchura interior de 9,00 m y una altura de 6,00 m. En la parte central de la solera se ha dispuesto un sistema de drenaje mediante tuberías de 0,30 m de diámetro, con una pendiente transversal del 2% hacia ambos lados para facilitar la evacuación de aguas. Asimismo, se han previsto pasillos de evacuación a ambos lados de la sección. La sección incorpora además un sistema de ventilación mediante ventiladores dispuestos en la parte superior de la sección.

A partir del conocimiento de la sección transversal del túnel y de la profundidad prevista de ejecución, se recurre al perfil geotécnico obtenido en la campaña de reconocimiento para identificar los estratos del terreno que se verán directamente afectados por las excavaciones, lo cual resulta fundamental para definir las condiciones de estabilidad y el tipo de sostenimiento requerido.

Para las comprobaciones se han tomado tres secciones representativas a partir del perfil longitudinal del túnel en el terreno como se puede visualizar en el *Anejo 5. Planos*:

- Sección 1. P.K. 0+080. Se escoge esta sección al no tener estrato de gravas y gravillas.
- Sección 2. P.K. 0+205. Sección que posee el mayor canto de estrato de gravas y gravillas.
- Sección 3. P.K. 0+401,35 (final del túnel). Es la sección más desfavorable puesto que es la que mayor cantidad de material posee por encima del túnel.



Figura 2. Sección representativa 1 para comprobaciones (Fuente: Elaboración propia).

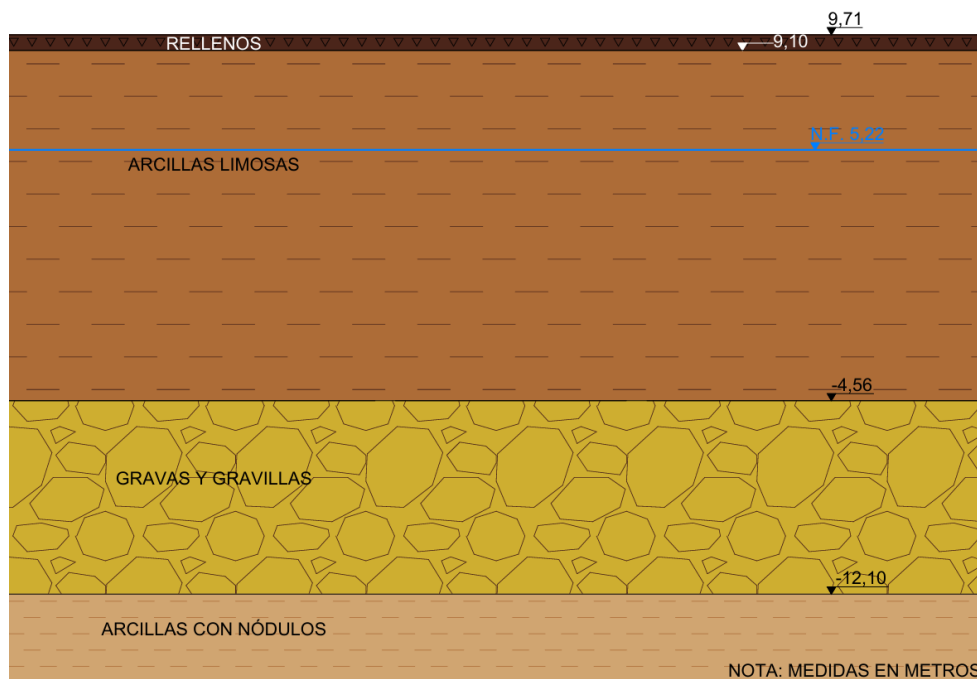


Figura 3. Sección representativa 2 para comprobaciones (Fuente: Elaboración propia).

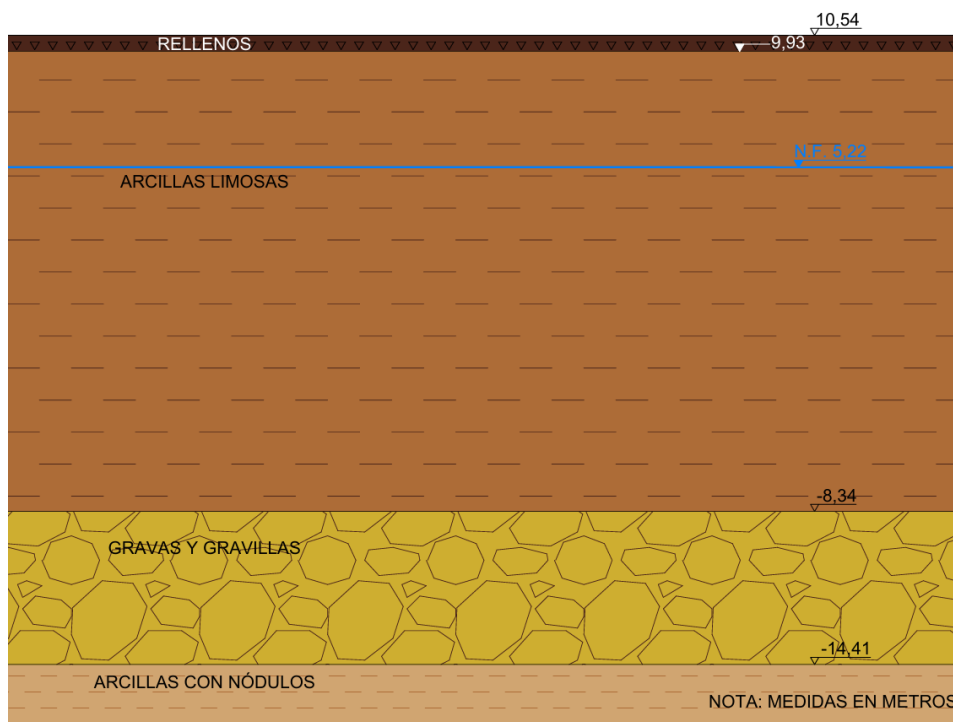


Figura 4. Sección representativa 3 para comprobaciones (Fuente: Elaboración propia).

Visualizando el perfil en el Anexo 5. Planos los estratos que influirán en los cálculos del túnel son los siguientes:

- Rellenos (estrato A de ahora en adelante)
- Arcillas limosas (estrato B de ahora en adelante)
- Gravas y gravillas (estrato C de ahora en adelante)
- Arcillas con nódulos (estrato D de ahora en adelante)

3. Comprobaciones manuales

En este apartado se realizarán las comprobaciones pertinentes para el caso de estudio, las cuales serán rotación de las tablestacas y levantamiento de fondo, para las comprobaciones a rotación se procederá al cálculo de empujes buscando el equilibrio límite para así averiguar la profundidad necesaria de empotramiento, mientras que para el levantamiento de fondo se tendrán en cuenta tanto las fuerzas estabilizadoras como desestabilizadoras.

3.1. Dimensionamiento de tablestacas

Para la resolución del presente apartado se ha adoptado el método de Rankine, mediante el cual se analizan los distintos aspectos relacionados con el diseño y verificación de los elementos de contención de tierras, en particular las tablestacas y puntales.

Teniendo en cuenta la cercanía del túnel a edificaciones cercanas y que hay que rebajar el nivel freático para la ejecución del mismo, es menester no alterar el nivel freático de las cimentaciones adyacentes, ya que podría acarrear graves consecuencias, por lo tanto, se entiende que las tablestacas deben alcanzar una profundidad que coincida con un estrato a priori impermeable, ya sea el estrato B como el D para que de esta manera cuando se rebaje el nivel freático mediante drenes no influya en el nivel del agua de las zonas colindantes.

Las cargas que influyen en el empuje del terreno sobre las tablestacas son:

- Sobrecarga variable lineal de 20 kN/m² por el paso de maquinaria a ambos lados de las tablestacas.

- Empujes generados por los estratos existentes.
- Empuje hidrostático del agua

En el caso de las tablestacas se aplicará el empuje activo (empuje en el trasdós), donde el sistema de contención “se desplaza” y el terreno “se descomprime” y el empuje pasivo (empuje en el intradós) donde el sistema de contención “empuja al terreno” y el terreno se comprime.

Tal y como se ha indicado previamente, los empujes se calcularán mediante la teoría de Rankine, por lo que dichos coeficientes se determinan empleando las siguientes expresiones:

$$K_a = \frac{1 - \sin\phi'}{1 + \sin\phi'}$$

Empujes activos

$$K_p = \frac{1 + \sin\phi'}{1 - \sin\phi'}$$

Empujes pasivos

$$K_o = 1 - \sin\phi'$$

Empujes en reposo

A continuación, se presenta una tabla en la que se recogen parámetros de interés para el cálculo de empujes según la teoría de Rankine como los diferentes pesos específicos, la cohesión efectiva (c') y el ángulo de rozamiento efectivo (ϕ'). Asimismo, en la columna situada a la derecha se muestran los valores de los coeficientes de empuje activo, pasivo y en reposo, obtenidos a partir del ángulo de rozamiento correspondiente a cada estrato.

ESTRATO A: RELLENOS					
γ_d (kN/m ³)	15,00	γ_w (kN/m ³)	10,00	K_a	0,361
γ_{ap} (kN/m ³)	17,10	ϕ' (°)	28,00	K_p	2,770
γ_{sat} (kN/m ³)	17,10	c' (KPa)	2,00	K_o	0,531
ESTRATO B: ARCILLAS LIMOSAS					
γ_d (kN/m ³)	17,10	γ_w (kN/m ³)	10,00	K_a	0,376
γ_{ap} (kN/m ³)	21,00	ϕ' (°)	27,00	K_p	2,663
γ_{sat} (kN/m ³)	21,50	c' (KPa)	20,00	K_o	0,546
ESTRATO C: GRAVAS Y GRAVILLAS					
γ_d (kN/m ³)	18,50	γ_w (kN/m ³)	10,00	K_a	0,217
γ_{ap} (kN/m ³)	20,70	ϕ' (°)	40,00	K_p	4,599
γ_{sat} (kN/m ³)	22,00	c' (KPa)	0,00	K_o	0,357
ESTRATO D: ARCILLAS CON NÓDULOS					
γ_d (kN/m ³)	17,00	γ_w (kN/m ³)	10,00	K_a	0,361
γ_{ap} (kN/m ³)	20,00	ϕ' (°)	28,00	K_p	2,770
γ_{sat} (kN/m ³)	21,00	c' (KPa)	10,00	K_o	0,531

Tabla 1. Valores representativos para cálculo de tablestacas (Fuente: Elaboración propia).

Para el cálculo de los empujes del terreno se han de considerar las presiones efectivas. Dado que el nivel freático (N.F.) se sitúa por encima de la cota de cimentación en las tres secciones de estudio. Por otra parte, al encontrarse la cota de cimentación por debajo del N.F. implica que las presiones ejercidas por el agua en trasdós e intradós son desiguales a ambos lados. En consecuencia, es necesario trabajar con presiones intersticiales, ya que influyen en el dimensionamiento de la tablestaca y puntales.

Para el cálculo de tensiones verticales efectivas, se calcularán primero las presiones totales y se restarán las presiones intersticiales para obtener las presiones efectivas.

$$\sigma'_v = \sigma_v - u$$

Por otro lado, para la obtención de presiones intersticiales se multiplicará la profundidad de agua por el peso específico del agua (10,00 kN/m³)

$$u = h \cdot \gamma_w$$

Dada la magnitud de los empujes horizontales del terreno y la presencia del nivel freático a lo largo de la altura de excavación libre (descritas en el apartado 2), resulta inviable estructuralmente el trabajo de la pantalla de tablestacas en voladizo o con un único acodalamiento. Por ello, se ha proyecta la instalación de dos niveles de acodalamiento metálico permitiendo compensar la flexión de las tablestacas garantizando la seguridad frente a fallos de rotación de las tablestacas, así como la estabilidad del terreno y su entorno.

No obstante, siguiendo el artículo “F.3.1.3 Pantalla con más de un punto de sujeción” del CTE, este problema es estáticamente indeterminado y es necesario realizar cálculos que tengan en cuenta la interacción terreno-pantalla como modelos de Winkler donde se refleja el terreno como un conjunto de muelles independientes, no obstante, debido a su alta complejidad matemática y la necesidad de procedimientos iterativos se recurre a hacer un cálculo simplificado aplicando el método de equilibrio límite, buscando hacer un predimensionamiento de la profundidad de la tablestaca igualando esfuerzos horizontales y momentos flectores en la base de las tablestacas igual a 0.

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma M_O = 0$$

Sin embargo, al tener 2 ecuaciones y 3 incógnitas (d, P₁ y P₂), se adoptará un valor para el puntal P₁ en función de cada sección consiguiendo averiguar así la profundidad d y la fuerza P₂.

Para la obtención de empujes horizontales, se han utilizado las siguientes ecuaciones:

$$e'_a = K_a \cdot \sigma'_v - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a}$$

$$e'_p = (K_p \cdot \sigma'_v + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_p}) \cdot \gamma E$$

Tabla 2.1. Coeficientes de seguridad parciales

Situación de dimensionado	Tipo	Materiales		Acciones	
		γ_R	γ_M	γ_E	γ_F
Persistente o transitoria	Hundimiento	3,0 ⁽¹⁾	1,0	1,0	1,0
	Deslizamiento	1,5 ⁽²⁾	1,0	1,0	1,0
	Vuelco ⁽²⁾				
	Acciones estabilizadoras	1,0	1,0	0,9 ⁽³⁾	1,0
	Acciones desestabilizadoras	1,0	1,0	1,8	1,0
	Estabilidad global	1,0	1,8	1,0	1,0
	Capacidad estructural	- ⁽⁴⁾	- ⁽⁴⁾	1,6 ⁽⁵⁾	1,0
	Pilotes				
	Arrancamiento	3,5	1,0	1,0	1,0
	Rotura horizontal	3,5	1,0	1,0	1,0
Pantallas	Estabilidad fondo excavación	1,0	2,5 ⁽⁶⁾	1,0	1,0
	Sifonamiento	1,0	2,0	1,0	1,0
	Rotación o traslación				
	Equilibrio límite	1	1,0	0,6 ⁽⁷⁾	1,0
	Modelo de Winkler	1	1,0	0,6 ⁽⁷⁾	1,0
	Elementos finitos	1,0	1,5	1,0	1,0

⁽⁷⁾ Afecta al empuje pasivo

Figura 5. Coeficiente de seguridad para empujes pasivos (Fuente: elaboración propia).

Los empujes pasivos se multiplican por el coeficiente de seguridad 0,6 siguiendo la “Tabla 2.1. Coeficiente de seguridad parciales” para comprobaciones de rotación o traslación en pantallas.

El empuje en reposo no se utilizará en los cálculos manuales, sin embargo, se emplearán posteriormente para hacer un análisis comparativo con los resultados de PLAXIS 2D.

$$e'_o = K_o \cdot \sigma'_v$$

En los siguientes subapartados se mostrarán las figuras representativas de las secciones en función de "d" y los puntales P₁ y P₂, así como los empujes activos y pasivos.

3.1.1. Sección 1

En la siguiente figura se muestra el esquema donde se reflejan las cotas de los estratos, así como las tablestacas en función de "d" y puntales P₁ y P₂ correspondientes a la sección ubicada en el P.K. 0+080 del trazado. Las cotas están referenciadas respecto a z, de esta manera es más fácil realizar los cálculos, no obstante, la superficie del terreno se encuentra a la cota de 8,71 m sobre el nivel del mar.

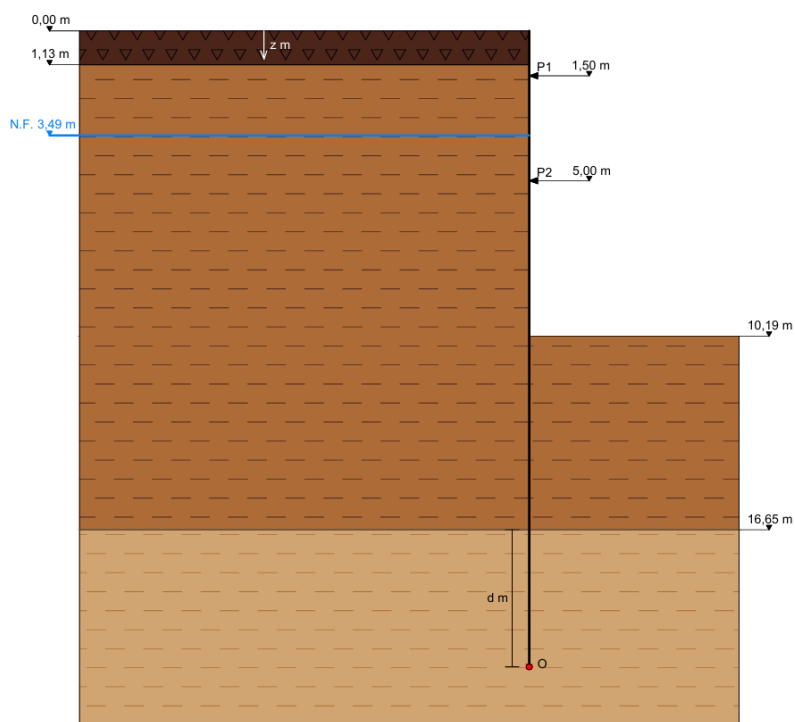


Figura 6. Perfil estratigráfico con tablestaca hincada en función de 'd', 'P₁' y 'P₂' (Fuente: elaboración propia).

En esta sección no hay presencia del estrato C, por lo que el cambio del estrato B al estrato D es directo. Para el dimensionado de la profundidad de empotramiento de la tablestaca se supondrá que alcanzará una profundidad superior a los 16,65 m de profundidad, es decir, que estará comprendida en el estrato D.

	z (m)	σ_v (kN/m ²)	u (kN/m ²)	σ'_v (kN/m ²)	e'_a (kN/m ²)
ESTRATO A	0,00	20,00	0,00	20,00	4,82
	1,13	39,32	0,00	39,32	11,79
ESTRATO B	1,13	39,32	0,00	39,32	-9,75
	2,37	65,27	0,00	65,27	0,00
	2,37	65,27	0,00	65,27	0,00
	3,49	88,88	0,00	88,88	8,87
	3,49	88,88	0,00	88,88	8,87
	16,65	371,82	131,60	240,22	65,70
ESTRATO D	16,65	371,82	131,60	240,22	74,71
	16,65+d	371,82+21,00·d	131,60+10,00·d	240,22+11,00·d	74,71+3,97·d

Tabla 2. Empujes unitarios activos e intersticiales en trasdós de tablestacas (Fuente: Elaboración propia).

Como se puede apreciar, se han realizado los cálculos en la situación más desfavorable considerando la sobrecarga de 20 KN/m^2 por el paso de maquinaria de obra lo que genera empujes horizontales ya en la superficie del terreno.

Por otra parte, existen empujes unitarios negativos, eso es debido a la alta cohesión que hay en el estrato B y la baja tensión vertical efectiva existente a la profundidad de 1,13 m, esto genera grietas de tracción, donde el terreno no admite tracciones, por lo que se cuartea y no ejerce ningún empuje sobre las tablestacas.

A continuación, se muestra la distribución de empujes unitarios activos e intersticiales que se ejercen en el trasdós de las tablestacas. En los diagramas, a partir de la profundidad de 16,65 m el empuje unitario se describe en función de "d".

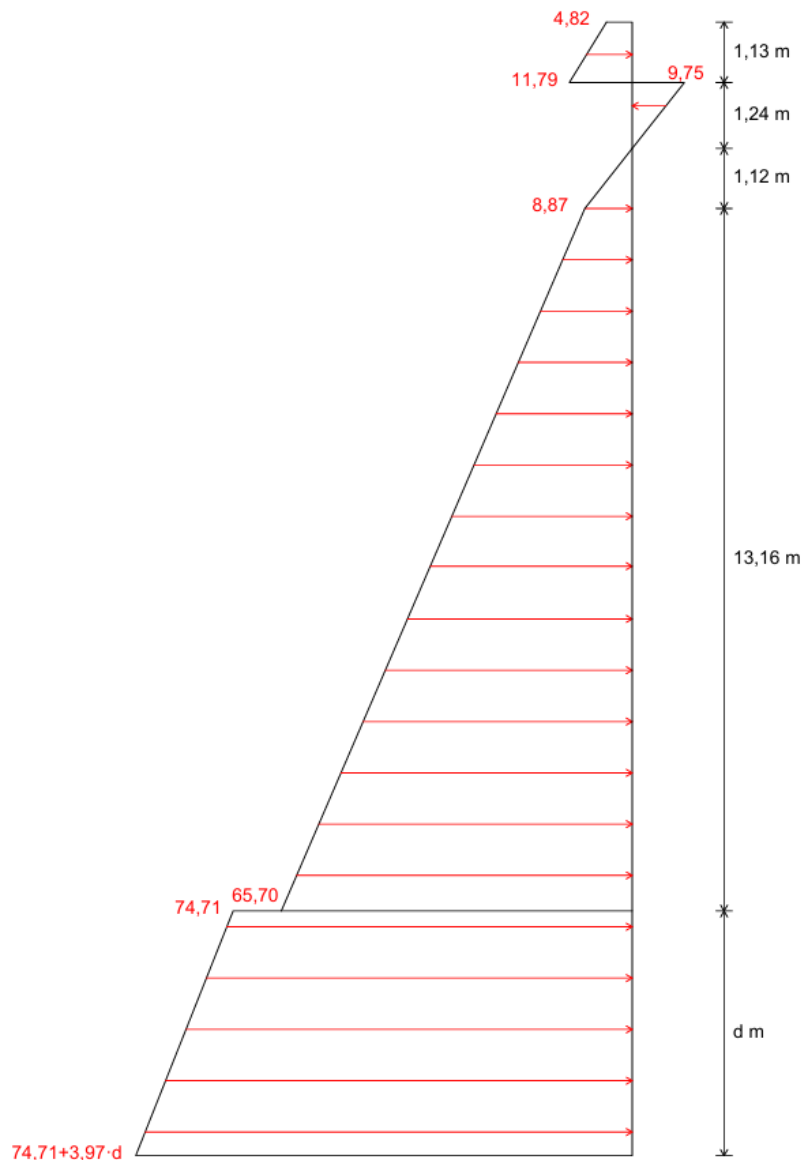


Figura 7. Empujes unitarios efectivos activos en KN/m^2 (Fuente: elaboración propia).

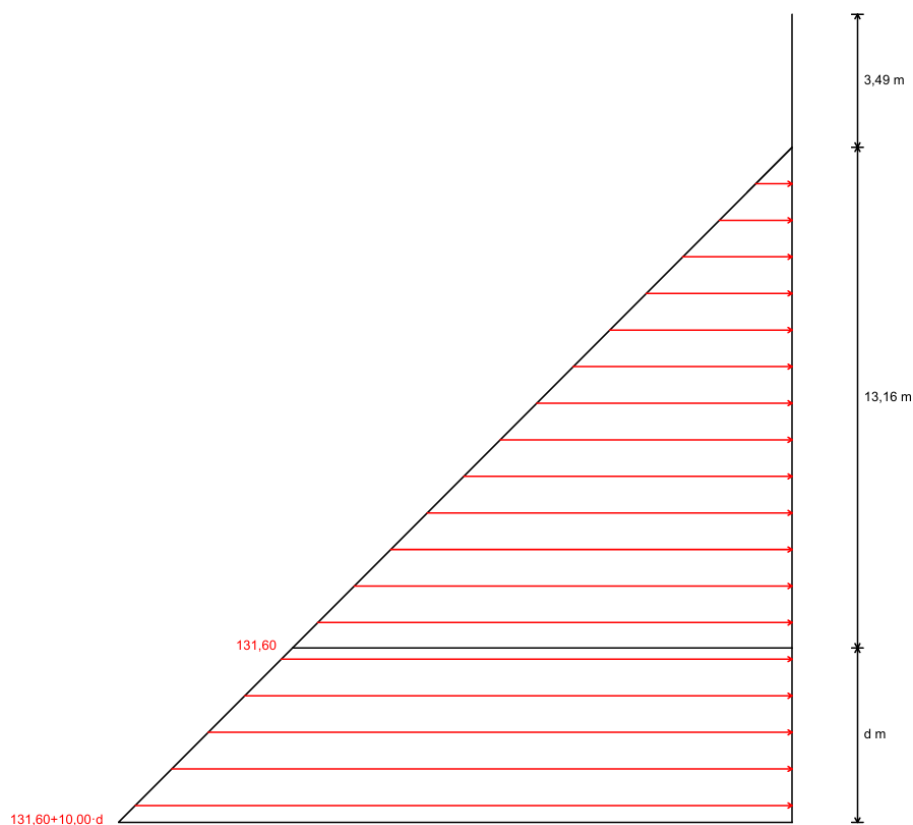


Figura 8. Empujes unitarios intersticiales en trasdós en KN/m^2 (Fuente: elaboración propia).

Ahora se reflejará la tabla correspondiente a los empujes activos e intersticiales en el trasdós de la tablestaca (E_a' y E_w), los cuales se pueden ver reflejados en las figuras 8 y 9.

	$E_a' \text{ y } E_w' \text{ (kN/m)}$
E_{a1}'	5,44
E_{a2}'	3,94
E_{a3}'	4,98
E_{a4}'	116,73
E_{a5}'	373,94
E_{a6}'	$74,71 \cdot d$
E_{a7}'	$1,99 \cdot d^2$
E_{w1}	865,93
E_{w2}	$131,60 \cdot d$
E_{w3}	$5,00 \cdot d^2$
$\Sigma E_a' \text{ TOTAL} + E_w \text{ TOTAL}$	$6,99 \cdot d^2 + 206,31 \cdot d + 1.370,96$

Tabla 3. Empujes totales en trasdós de tablestacas (Fuente: elaboración propia).

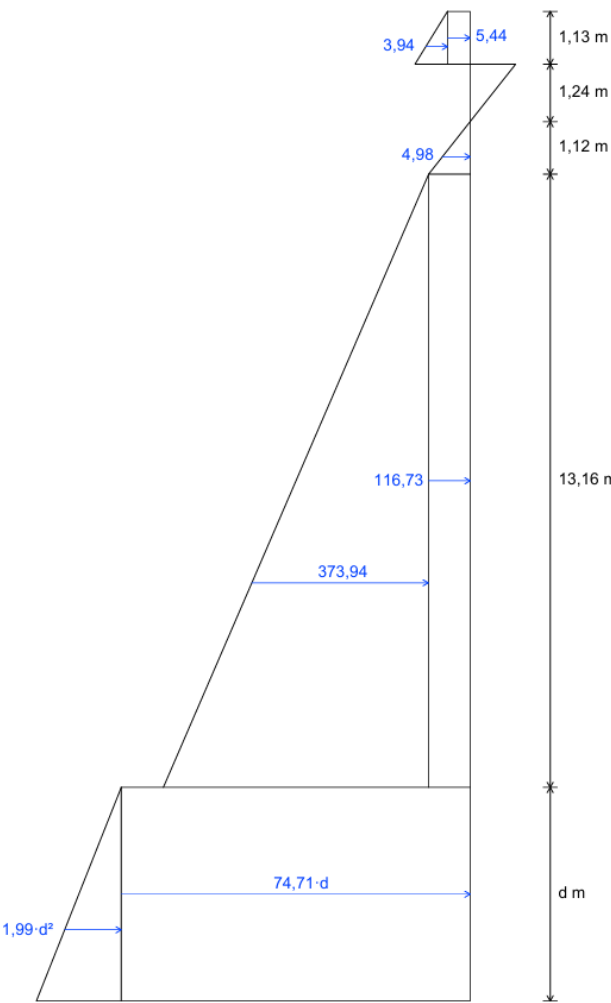


Figura 9. Empujes efectivos activos en KN/m (Fuente: elaboración propia).

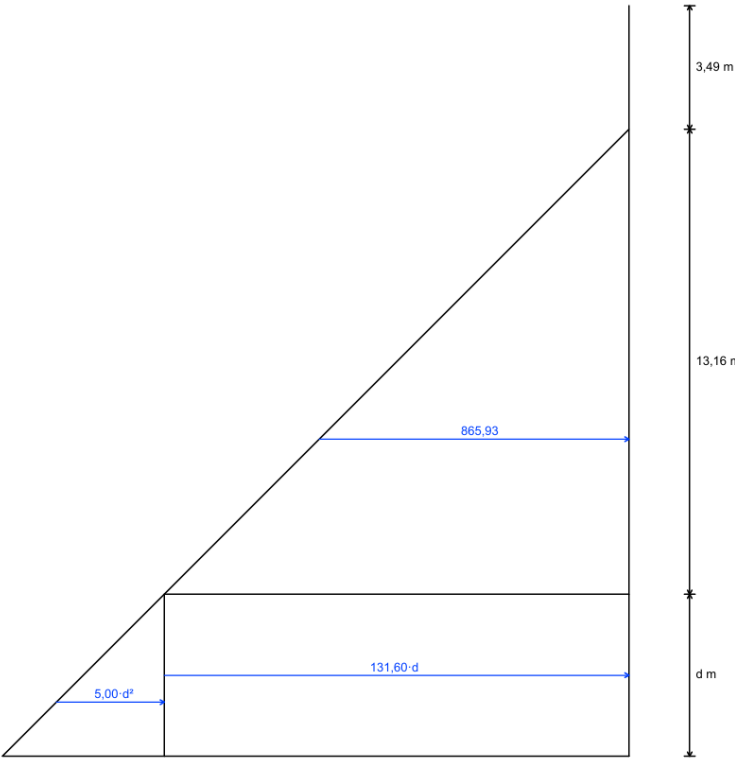


Figura 10. Empujes intersticiales en trasdós en KN/m (Fuente: elaboración propia).

A continuación, se muestran los valores más representativos del empuje pasivo así como intersticiales.

	z (m)	σ_v (kN/m ²)	u (kN/m ²)	σ'_v (kN/m ²)	e'_p (kN/m ²)
ESTRATO B	10,19	0,00	0,00	0,00	39,16
	16,65	138,89	64,60	74,29	157,86
ESTRATO D	16,65	138,89	64,60	74,29	143,43
	16,65+d	138,89+21,00·d	64,60+10,00·d	74,29+11,00·d	143,43+18,28·d

Tabla 4. Empujes unitarios pasivos e intersticiales en intradós de tablestacas (Fuente: Elaboración propia).

En las figuras 10 y 11 se ven reflejados la distribución de empujes pasivos unitarios e intersticiales producidos respectivamente, los cuales comienzan a partir de la cota de cimentación.

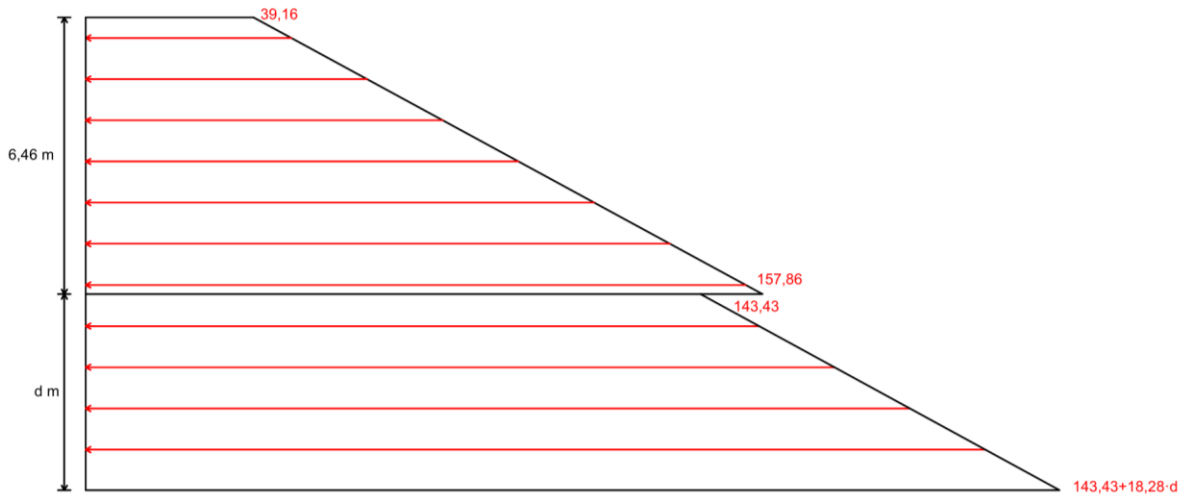


Figura 11. Empujes unitarios efectivos pasivos en KN/m² (Fuente: elaboración propia).



Figura 12. Empujes unitarios intersticiales en intradós en KN/m² (Fuente: elaboración propia).

Ahora se reflejará la tabla correspondiente a los empujes pasivos e intersticiales en el intradós de la tablestaca (E_p' y E_w), los cuales se pueden ver reflejados en las figuras 12 y 13 además de los puntales (P).

	$E_p', E_w' \text{ y } P \text{ (kN/m)}$
E_{p1}'	253,00
E_{p2}'	383,39
E_{p3}'	$143,43 \cdot d$
E_{p4}'	$9,14 \cdot d^2$
E_{w4}	208,66
E_{w5}	$64,60 \cdot d$
E_{w6}	$5,00 \cdot d^2$
P_1	P_1
P_2	P_2
$\Sigma E_p' \text{ TOTAL} + E_w \text{ TOTAL} + P \text{ TOTAL}$	$14,14 \cdot d^2 + 208,03 \cdot d + 845,05 + P_1 + P_2$

Tabla 5. Empujes totales en intradós de tablestacas (Fuente: elaboración propia).

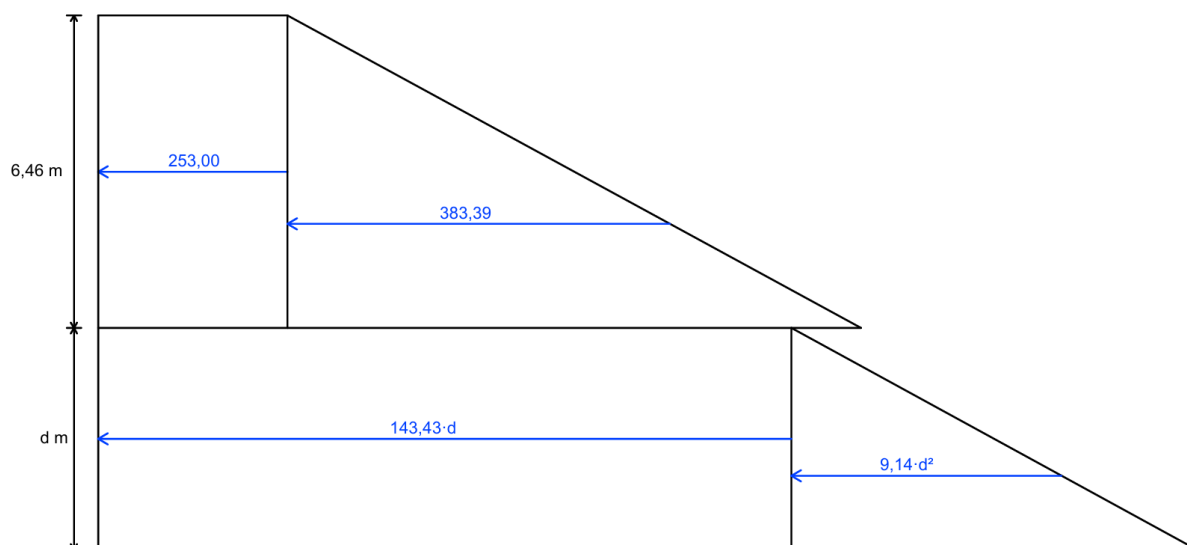


Figura 13. Empujes efectivos pasivos en KN/m (Fuente: elaboración propia).

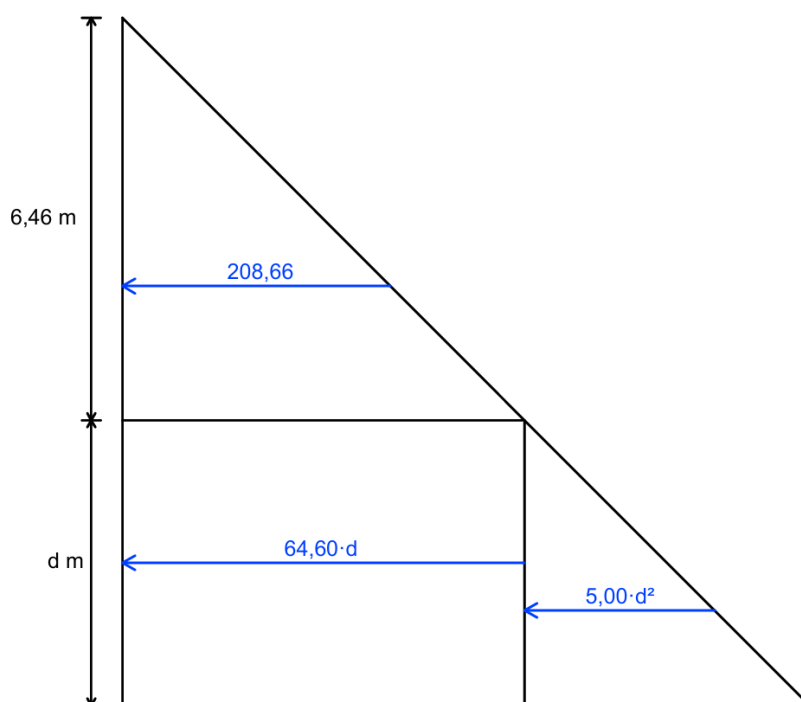


Figura 14. intersticiales en intradós en KN/m (Fuente: elaboración propia).

Una vez calculados todos los empujes horizontales se procede a calcular el equilibrio de momentos flectores en la base de la tablestaca "O", para ello se precisa de la distancia desde el centro de gravedad de los empujes a la base de la tablestaca obteniendo así los momentos.

Primero se muestra el sumatorio de momentos flectores generados por los empujes activos e intersticiales en el trasdós.

E_a' (kN/m)		X_{ai} (m)		$\Sigma M_o E_a' \text{ y } E_w$ (kN·m/m)	
E_{a1}'	5,44	X_{Ea1}	d+16,09	$E_{a1}' \cdot X_{Ea1}$	5,44·d+87,53
E_{a2}'	3,94	X_{Ea2}	d+15,90	$E_{a2}' \cdot X_{Ea2}$	3,94·d+62,65
E_{a3}'	4,98	X_{Ea3}	d+13,53	$E_{a3}' \cdot X_{Ea3}$	4,98·d+67,38
E_{a4}'	116,73	X_{Ea4}	d+6,58	$E_{a4}' \cdot X_{Ea4}$	116,73·d+768,08
E_{a5}'	373,94	X_{Ea5}	d+4,39	$E_{a5}' \cdot X_{Ea5}$	373,94·d+1.641,60
E_{a6}'	74,71·d	X_{Ea6}	d/2	$E_{a6}' \cdot X_{Ea6}$	37,36·d ²
E_{a7}'	1,99·d ²	X_{Ea7}	d/3	$E_{a7}' \cdot X_{Ea7}$	0,66·d ³
E_{w1}	865,93	X_{Ew1}	d+4,39	$E_{w1} \cdot X_{Ew1}$	865,93·d+3.801,43
E_{w2}	131,60·d	X_{Ew2}	d/2	$E_{w2} \cdot X_{Ew2}$	65,8·d ²
E_{w3}	5,00·d ²	X_{Ew3}	d/3	$E_{w3} \cdot X_{Ew3}$	1,67·d ³
$\Sigma E_{ai}' \cdot X_{Eai} + E_{wi} \cdot X_{Ewi}$		2,33·d³+103,16·d²+1.370,96·d+6.428,67			

Tabla 6. Resultante de momentos flectores respecto a O con empujes en el trasdós de las tablestacas (Fuente: elaboración propia).

A continuación, se muestra el sumatorio de momentos flectores generados por los empujes pasivos, intersticiales y la de los puntales en el intradós.

E_p' (kN/m)		X_{pi} (m)		$\Sigma M_o E_p, E_w \text{ y } P$ (kN·m/m)	
E_{p1}'	253,00	X_{Ep1}	d+3,23	$E_{p1}' \cdot X_{Ep1}$	253,00·d+817,19
E_{p2}'	383,39	X_{Ep2}	d+2,15	$E_{p2}' \cdot X_{Ep2}$	383,39·d+824,29
E_{p3}'	143,43·d	X_{Ep3}	d/2	$E_{p3}' \cdot X_{Ep3}$	71,72·d ²
E_{p4}'	9,14·d ²	X_{Ep4}	d/3	$E_{p4}' \cdot X_{Ep4}$	3,05·d ³
P_1	P_1	X_{P1}	d+15,15	$P_1 \cdot X_{P1}$	$P_1 \cdot (d+15,15)$
P_2	P_2	X_{P2}	d+11,65	$P_2 \cdot X_{P2}$	$P_2 \cdot (d+11,65)$
E_{w4}	208,66	X_{Ew4}	d+2,15	$E_{w4} \cdot X_{Ew4}$	208,66·d+448,62
E_{w5}	64,60·d	X_{Ew5}	d/2	$E_{w5} \cdot X_{Ew5}$	32,30·d ²
E_{w6}	5,00·d ²	X_{Ew6}	d/3	$E_{w6} \cdot X_{Ew6}$	1,67·d ³
$\Sigma E_{pi}' \cdot X_{Epi} + E_{wi} \cdot X_{Ewi} + P_i \cdot X_{Pi}$		4,72·d³+104,02·d²+845,05·d+2.090,10+ $P_1 \cdot (d+15,15)$+$P_2 \cdot (d+11,65)$			

Tabla 7. Resultante de momentos flectores respecto a O con empujes en el intradós de las tablestacas (Fuente: elaboración propia).

Ahora que se dispone tanto de los empujes horizontales totales como momentos flectores respecto a "O" en trasdós e intradós se procede a despejar las incógnitas mencionadas.

$$\Sigma F_x = 0$$

$$6,99 \cdot d^2 + 206,31 \cdot d + 1.370,96 = 14,14 \cdot d^2 + 208,03 \cdot d + 845,05 + P_1 + P_2$$

$$\Sigma M_o = 0$$

$$2,33 \cdot d^3 + 103,16 \cdot d^2 + 1.370,96 \cdot d + 6.428,67 =$$

$$4,72 \cdot d^3 + 104,02 \cdot d^2 + 845,05 \cdot d + 2.090,10 + P_1 \cdot (d + 15,15) + P_2 \cdot (d + 11,65)$$

Como se ha comentado previamente se cuenta con dos sistemas de ecuaciones y tres incógnitas, por lo que se adopta un valor axial al puntal P1 de 150 kN/m por lo que, despejando, se obtienen los siguientes resultados.

$$d = 4,58 \text{ m}$$

$$P_1 = 150,00 \text{ kN/m}$$

$$P_2 = 217,78 \text{ kN/m}$$

Para la obtención de la longitud total de la tablestaca se tienen en cuenta los siguientes criterios:

- Longitud de voladizo=10,19 m
- Longitud de empotramiento=6,46+d=11,04 m.
- Del lado de la seguridad, se incrementa el empotramiento calculado en un 20%, por lo tanto, se toma una longitud de empotramiento de 13,25 m.
- Para facilitar la retirada de las tablestacas una vez ejecutado el paso superior, se tomará un valor adicional de las tablestacas de 0,5 m sobresaliendo por encima de la superficie del terreno.

Por lo tanto, la longitud de la tablestaca es:

$$L_{Tablestaca} = 10,19 + 13,25 + 0,50 = 23,94 \approx 24,00 \text{ m}$$

Como se puede apreciar en los cálculos, las tablestacas se empotrarán hasta la profundidad $z=23,44$ m. Por lo tanto, este valor de 'd' afirma que la longitud de empotramiento sobrepasa el estrato B quedando comprendido en el estrato D. La cota sobre el nivel del mar que alcanzarán las tablestacas será de -14,73 m.

3.1.2. Sección 2

En la siguiente figura se muestra el esquema donde se reflejan las cotas de los estratos, así como las tablestacas en función de "d" y puntales P₁ y P₂ correspondientes a la sección ubicada en el P.K. 0+205 del trazado con las cotas referenciadas respecto a z, no obstante, la superficie del terreno se encuentra a la cota de 9,71 m sobre el nivel del mar.

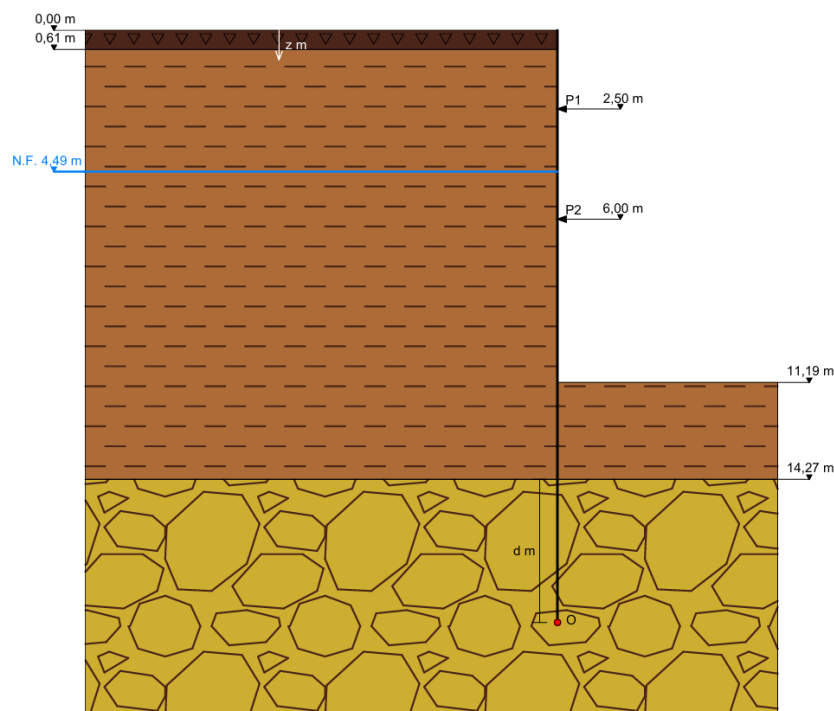


Figura 15. Perfil estratigráfico con tablestaca hincada en función de 'd' 'P₁' y 'P₂' (Fuente: elaboración propia).

Se ha supuesto que las tablestacas alcanzarán una cota comprendida en el estrato C, es decir, que se alcanzará una profundidad mayor a 14,27 m y en función de los resultados se sabrá si esa suposición es correcta.

En primer lugar, se realizan los cálculos respectivos a los empujes unitarios activos e intersticiales en el trasdós.

	z (m)	σ_v (kN/m ²)	u (kN/m ²)	σ'_v (kN/m ²)	e'_a (kN/m ²)
ESTRATO A	0,00	20,00	0,00	20,00	4,82
	0,61	30,43	0,00	30,43	8,58
ESTRATO B	0,61	30,43	0,00	30,43	-13,08
	2,27	65,27	0,00	65,27	0,00
	2,27	65,27	0,00	65,27	0,00
	4,49	111,91	0,00	111,91	17,51
	4,49	111,91	0,00	111,91	17,51
	14,27	322,18	97,80	224,38	59,75
ESTRATO C	14,27	322,18	97,80	224,38	48,79
	14,27+d	$322,18+22,00 \cdot d$	$97,80+10,00 \cdot d$	$224,38+12,00 \cdot d$	$48,79+2,61 \cdot d$

Tabla 8. Empujes unitarios activos e intersticiales en trasdós de tablestacas (Fuente: Elaboración propia).

En las siguientes figuras se muestra la distribución de empujes unitarios activos e intersticiales que se ejercen en el trasdós de las tablestacas. En los diagramas, a partir de la profundidad de 14,27 m el empuje unitario se describe en función de “d”.

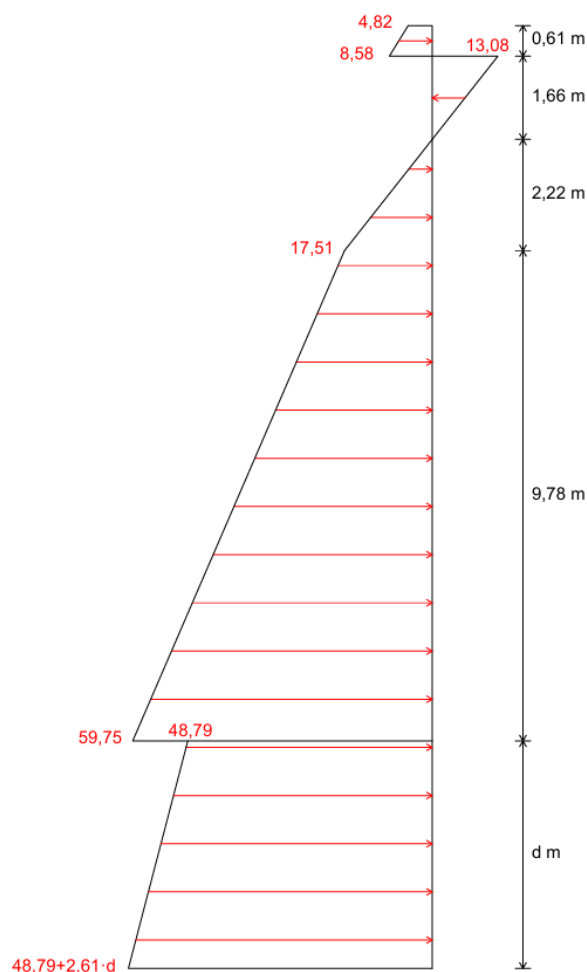


Figura 16. Empujes unitarios efectivos activos en kN/m² (Fuente: elaboración propia).

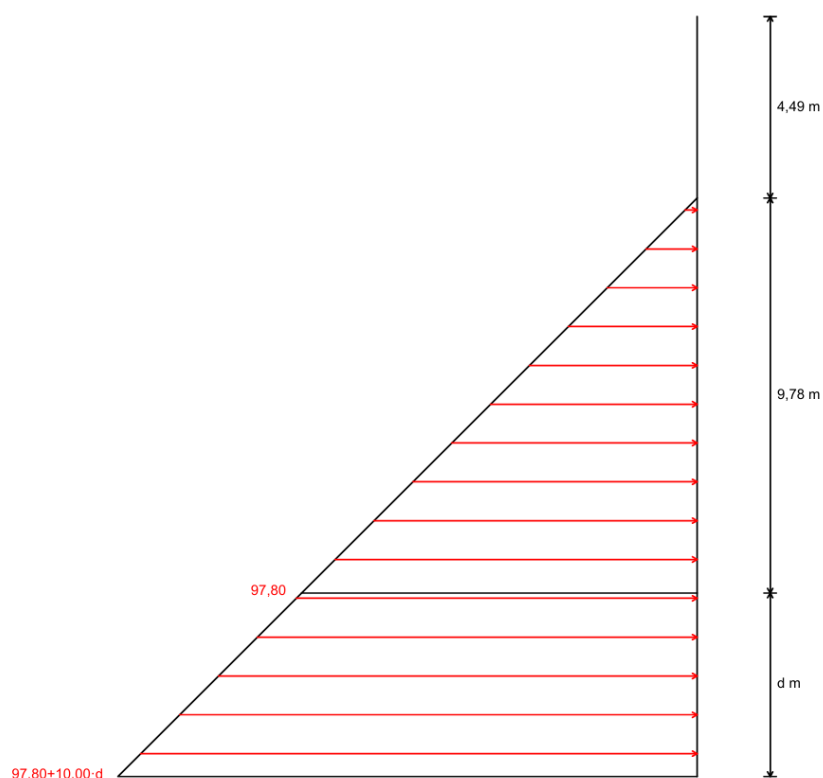


Figura 17. Empujes unitarios intersticiales en trasdós en KN/m^2 (Fuente: elaboración propia).

Ahora se reflejará la tabla correspondiente a los empujes activos e intersticiales sobre la tablestaca (E_a' y E_w), los cuales se pueden ver reflejados en las figuras 17 y 18.

	E_a' y E_w' (kN/m)
E_{a1}'	2,94
E_{a2}'	1,15
E_{a3}'	19,45
E_{a4}'	171,25
E_{a5}'	206,55
E_{a6}'	$48,79 \cdot d$
E_{a7}'	$1,31 \cdot d^2$
E_{w1}	478,24
E_{w2}	$97,80 \cdot d$
E_{w3}	$5,00 \cdot d^2$
$\Sigma E_a' \text{ TOTAL} + E_w \text{ TOTAL}$	$6,31 \cdot d^2 + 146,59 \cdot d + 879,58$

Tabla 9. Empujes totales en trasdós de tablestacas (Fuente: Elaboración propia).

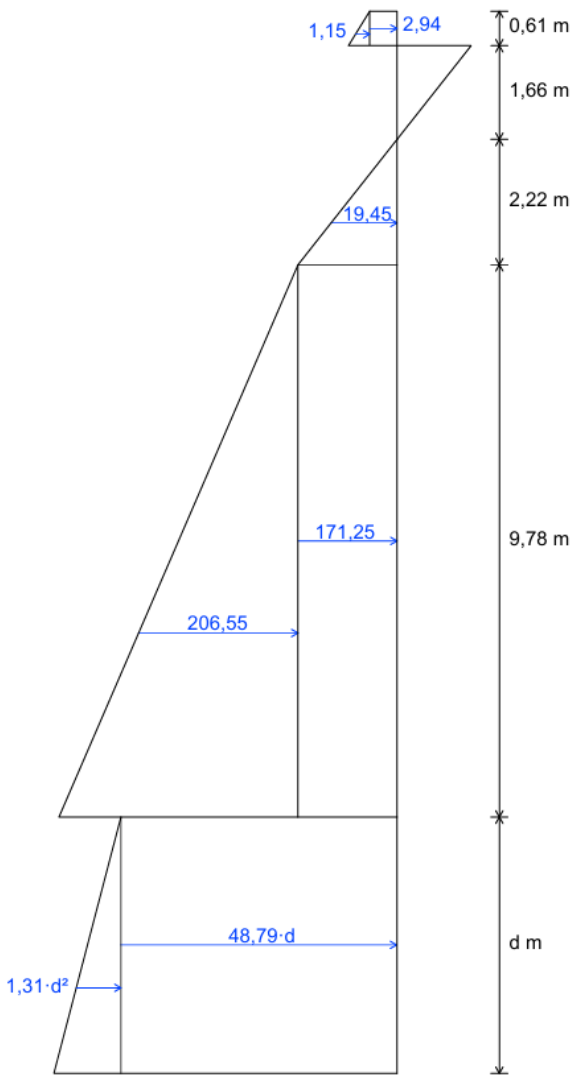


Figura 18. Empujes efectivos activos en KN/m (Fuente: elaboración propia).

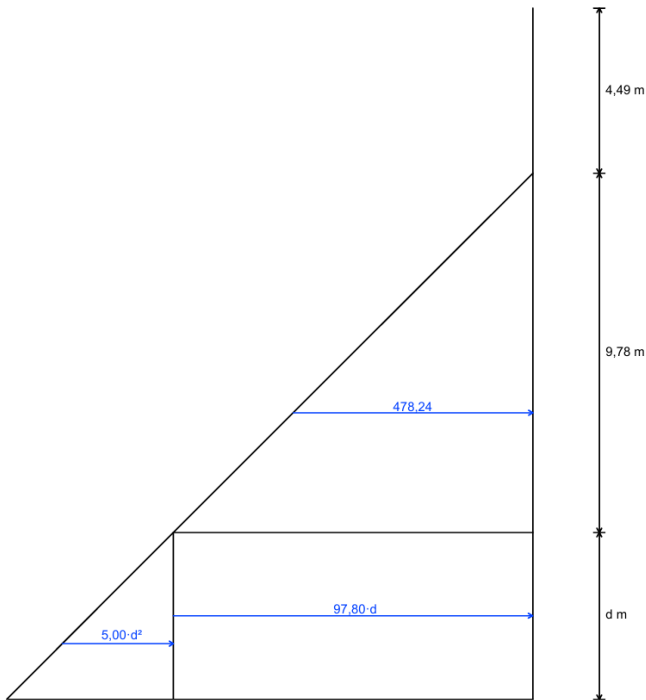


Figura 19. Empujes por presión hidrostática en trasdós en KN/m (Fuente: elaboración propia).

A continuación, se muestran los empujes unitarios pasivos e intersticiales en el intradós de las tablestacas.

	z (m)	σ_v (kN/m ²)	u (kN/m ²)	σ'_v (kN/m ²)	e'_p (kN/m ²)
ESTRATO B	z=11,19	0,00	0,00	0,00	39,16
	z=14,27	66,22	30,80	35,42	95,76
ESTRATO C	z=14,27	66,22	30,80	35,42	97,74
	z=14,27+d	$66,22+22,00 \cdot d$	$30,80+10 \cdot d$	$35,42+12 \cdot d$	$97,74+33,11 \cdot d$

Tabla 10. Empujes unitarios pasivos e intersticiales en intradós de tablestacas (Fuente: Elaboración propia).

En las siguientes figuras se ven reflejados la distribución de empujes unitarios pasivos e intersticiales producidos en el intradós de las tablestacas.

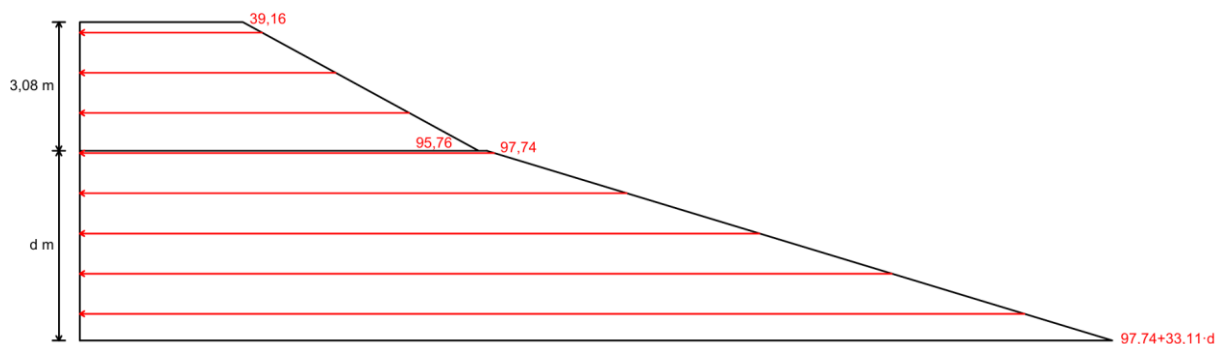


Figura 20. Empujes unitarios efectivos pasivos en KN/m² (Fuente: elaboración propia).

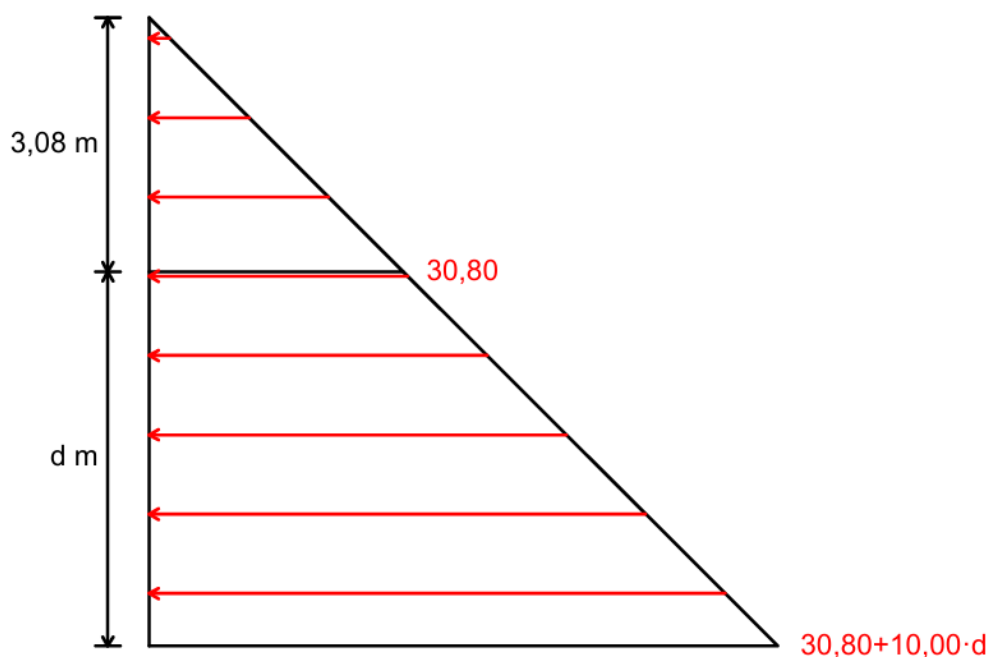


Figura 21. Empujes unitarios intersticiales en intradós en KN/m² (Fuente: elaboración propia).

Ahora se reflejará la tabla correspondiente a los empujes pasivos e intersticiales en el intradós de la tablestaca (E'_p y E_w), los cuales se pueden ver reflejados en las figuras 21 y 22 además de los puntales (P).

E'_p , E_w y P (kN/m)

E_{p1}'	120,63
E_{p2}'	87,15
E_{p3}'	$97,74 \cdot d$
E_{p4}'	$16,56 \cdot d^2$
E_{w4}	47,43
E_{w5}	$30,80 \cdot d$
E_{w6}	$5,00 \cdot d^2$
P_1	P_1
P_2	P_2
$\Sigma E_{p1}'_{TOTAL} + E_{w4} + E_{w5} + E_{w6} + P_{TOTAL}$	$21,56 \cdot d^2 + 128,54 \cdot d + 255,21 + P_1 + P_2$

Tabla 11. Empujes totales en intradós de tablestacas (Fuente: elaboración propia).

En las siguientes figuras se ven reflejados los empujes pasivos del terreno, así como los intersticiales sobre el intradós de la tablestaca:

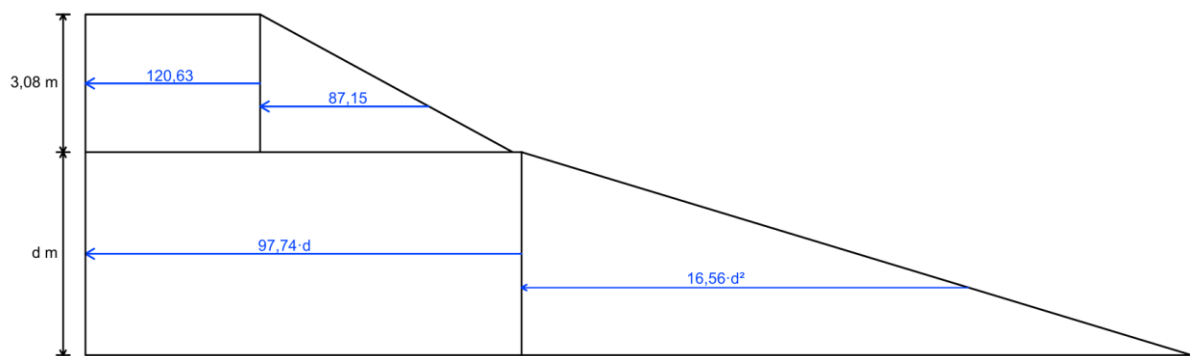


Figura 22. Empujes efectivos pasivos en KN/m (Fuente: elaboración propia).

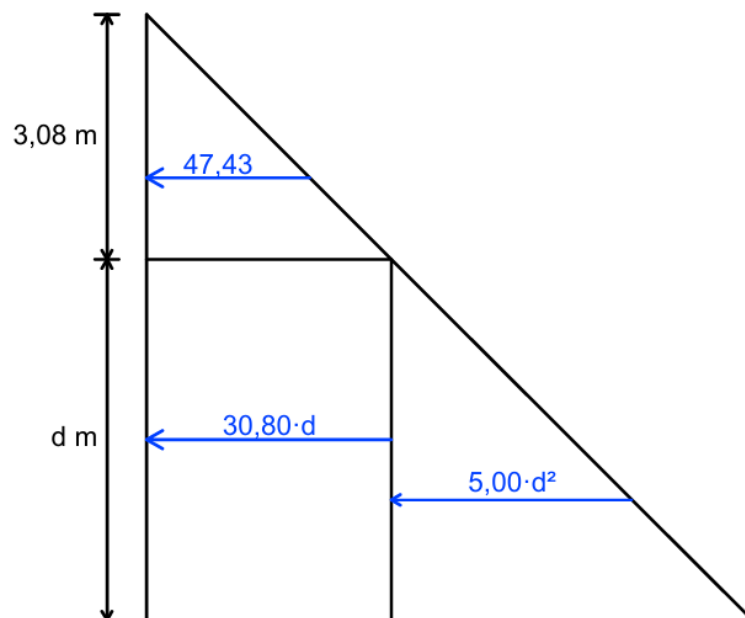


Figura 23. Empujes intersticiales en intradós en KN/m (Fuente: elaboración propia).

A continuación, se procede a realizar los cálculos de los momentos flectores respecto a "O". Primero se muestra el sumatorio de momentos flectores generados por los empujes activos e intersticiales en el trasdós.

E_a' (kN/m)		X_{ai} (m)		$\Sigma M_O E_a' \text{ y } E_w$ (kN·m/m)	
E_{a1}'	2,94	X_{Ea1}	d+13,97	$E_{a1}' \cdot X_{Ea1}$	2,94·d+41,07
E_{a2}'	1,15	X_{Ea2}	d+13,86	$E_{a2}' \cdot X_{Ea2}$	1,15·d+15,94
E_{a3}'	19,45	X_{Ea3}	d+10,52	$E_{a3}' \cdot X_{Ea3}$	19,45·d+204,61
E_{a4}'	171,25	X_{Ea4}	d+4,89	$E_{a4}' \cdot X_{Ea4}$	171,25·d+837,41
E_{a5}'	206,55	X_{Ea5}	d+3,26	$E_{a5}' \cdot X_{Ea5}$	206,55·d+673,35
E_{a6}'	48,79·d	X_{Ea6}	d/2	$E_{a6}' \cdot X_{Ea6}$	24,40·d ²
E_{a7}'	1,31·d ²	X_{Ea7}	d/3	$E_{a7}' \cdot X_{Ea7}$	0,44·d ³
E_{w1}	478,24	X_{Ew1}	d+3,26	$E_{w1} \cdot X_{Ew1}$	478,24·d+1.559,06
E_{w2}	97,80·d	X_{Ew2}	d/2	$E_{w2} \cdot X_{Ew2}$	48,90·d ²
E_{w3}	5,00·d ²	X_{Ew3}	d/3	$E_{w3} \cdot X_{Ew3}$	1,67·d ³
$\Sigma E_{ai}' \cdot X_{Eai} + E_{wi} \cdot X_{Ewi}$			2,11·d³+73,30·d²+879,58·d+3.331,44		

Tabla 12. Resultante de momentos flectores respecto a O con empujes en el trasdós de las tablestacas (Fuente: elaboración propia).

A continuación, se muestra el sumatorio de momentos flectores generados por los empujes pasivos, intersticiales y la de los puntales en el intradós.

E_p' (kN/m)		X_{pi} (m)		$\Sigma M_O E_p, E_w \text{ y } P$ (kN·m/m)	
E_{p1}'	120,63	X_{Ep1}	d+1,54	$E_{p1}' \cdot X_{Ep1}$	120,63·d+185,77
E_{p2}'	87,15	X_{Ep2}	d+1,03	$E_{p2}' \cdot X_{Ep2}$	87,15·d+89,76
E_{p3}'	97,74·d	X_{Ep3}	d/2	$E_{p3}' \cdot X_{Ep3}$	48,87·d ²
E_{p4}'	16,56·d ²	X_{Ep4}	d/3	$E_{p4}' \cdot X_{Ep4}$	5,52·d ³
P_1	P_1	X_{P1}	d+8,27	$P_1 \cdot X_{P1}$	$P_1 \cdot (d+8,27)$
P_2	P_2	X_{P2}	d+11,65	$P_2 \cdot X_{P2}$	$P_2 \cdot (d+11,65)$
E_{w4}	47,43	X_{Ew4}	d+1,03	$E_{w4} \cdot X_{Ew4}$	47,43·d+48,85
E_{w5}	30,80·d	X_{Ew5}	d/2	$E_{w5} \cdot X_{Ew5}$	15,40·d ²
E_{w6}	5,00·d ²	X_{Ew6}	d/3	$E_{w6} \cdot X_{Ew6}$	1,67·d ³
$\Sigma E_{pi}' \cdot X_{Epi} + E_{wi} \cdot X_{Ewi} + P_i \cdot X_{pi}$			7,19·d³+64,27·d²+255,21·d+324,38+P₁·(d+8,27)+P₂·(d+11,65)		

Tabla 13. Resultante de momentos flectores respecto a O con empujes en el intradós de las tablestacas (Fuente: elaboración propia).

A continuación, se procede a igualar a 0 el sumatorio de esfuerzos horizontales y de esfuerzos flectores.

$$\Sigma F_x = 0$$

$$6,31 \cdot d^2 + 146,59 \cdot d + 879,58 = 21,56 \cdot d^2 + 128,54 \cdot d + 255,21 + P_1 + P_2$$

$$\Sigma M_O = 0$$

$$2,11 \cdot d^3 + 73,30 \cdot d^2 + 879,58 \cdot d + 3.331,44 =$$

$$7,19 \cdot d^3 + 64,27 \cdot d^2 + 255,21 \cdot d + 324,38 + P_1 \cdot (d + 8,27) + P_2 \cdot (d + 11,65)$$

Al igual que en la sección 1, se adopta un valor axil al puntal P1 de 150 kN/m por lo que, despejando, se obtienen los siguientes resultados.

$$d = 4,54 \text{ m}$$

$$P_1 = 150,00 \text{ kN/m}$$

$$P_2 = 242,46 \text{ kN/m}$$

Para la obtención de la longitud total de la tablestaca se tienen en cuenta los siguientes criterios:

- Longitud de voladizo=11,19 m
- Longitud de empotramiento=3,08+d=7,62 m.

- Del lado de la seguridad, se incrementa el empotramiento calculado en un 20%, por lo tanto, se toma una longitud de empotramiento de 9,14 m.
- Para facilitar la retirada de las tablestacas una vez ejecutado el paso superior, se tomará un valor adicional de las tablestacas de 0,5 m sobresaliendo por encima de la superficie del terreno.

Por lo tanto, la longitud de la tablestaca es:

$$L_{Tablestaca} = 11,19 + 9,14 + 0,50 = 20,83 \simeq 21,00 \text{ m}$$

Como se puede apreciar en los cálculos, las tablestacas se empotrarán hasta la profundidad $z=20,33$ m, coincidiendo en el estrato C (comprendido desde $z=14,27$ m a $z=21,81$ m), por lo que la suposición inicial es correcta, no obstante.

Sin embargo, como se ha comentado al principio del apartado 3.1. *Empujes*, el estrato C es muy permeable, por lo que a la hora de rebajar el N.F. puede comprometer la estabilidad de las edificaciones adyacentes a través del flujo de agua por debajo de las tablestacas, reduciendo el N.F. a ambos lados de las tablestacas. Como solución, se decide prolongar las tablestacas hasta el estrato D medio metro de empotramiento adicional para reducir lo máximo posible el flujo de agua ya que la permeabilidad del estrato D es muy reducida.

Teniendo en cuenta que el estrato D comienza a la profundidad $z=21,81$ m, la longitud de la tablestaca actualizada será:

$$L_{Tablestaca} = 21,81 + 0,50 + 0,50 = 22,81 \simeq 23,00 \text{ m}$$

Por lo tanto, las tablestacas se empotrarán hasta la profundidad $z=22,31$ m, siendo estas de una longitud de 23,00 m. La cota sobre el nivel del mar que alcanzarán las tablestacas será de -12,60 m.

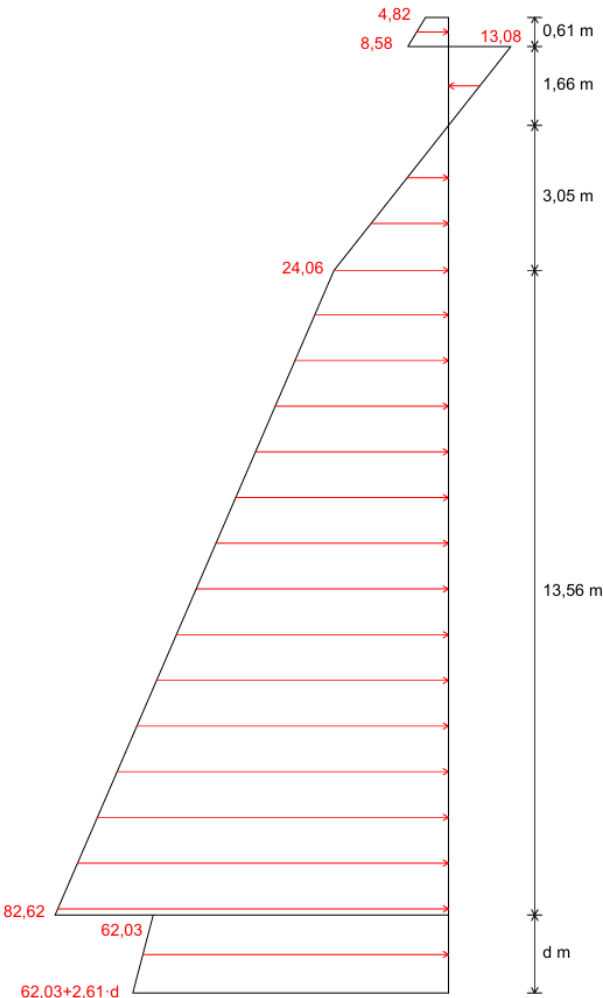


Figura 25. Empujes unitarios efectivos activos en KN/m^2 (Fuente: elaboración propia).

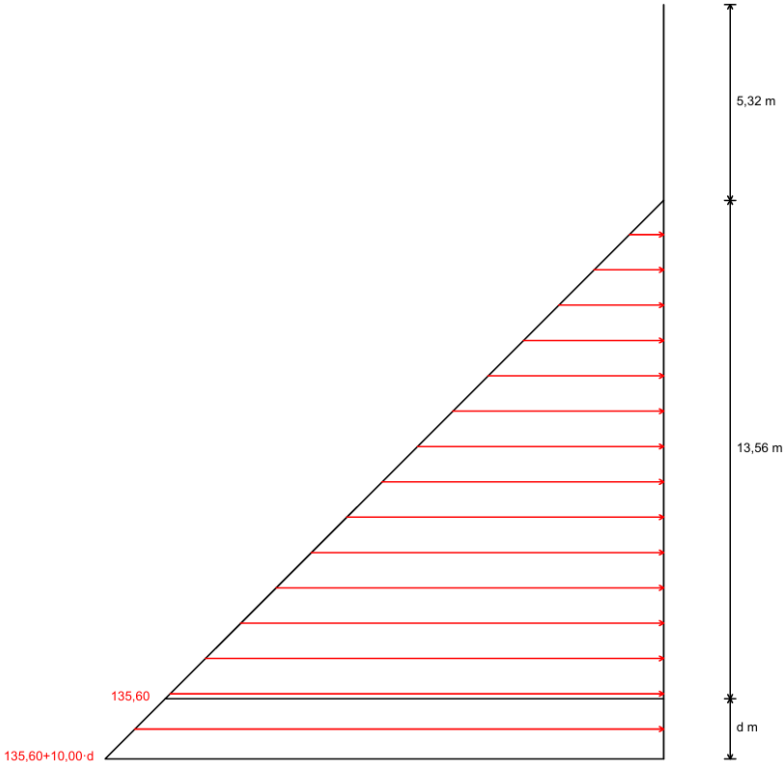


Figura 26. Empujes unitarios intersticiales en trasdós en KN/m^2 (Fuente: elaboración propia).

Ahora se reflejará la tabla correspondiente a los empujes activos e intersticiales sobre la tablestaca (E_a' y E_w), los cuales se pueden ver reflejados en las figuras 26 y 27.

	$E_a' \text{ y } E_w \text{ (kN/m)}$
E_{a1}'	2,94
E_{a2}'	1,15
E_{a3}'	36,70
E_{a4}'	326,25
E_{a5}'	397,04
E_{a6}'	$62,03 \cdot d$
E_{a7}'	$1,31 \cdot d^2$
E_{w1}	919,37
E_{w2}	$135,60 \cdot d$
E_{w3}	$5,00 \cdot d^2$
$\Sigma E_a' \text{ TOTAL} + E_w \text{ TOTAL}$	$6,31 \cdot d^2 + 197,63 \cdot d + 1.683,45$

Tabla 15. Empujes totales en trasdós de tablestacas (Fuente: elaboración propia).

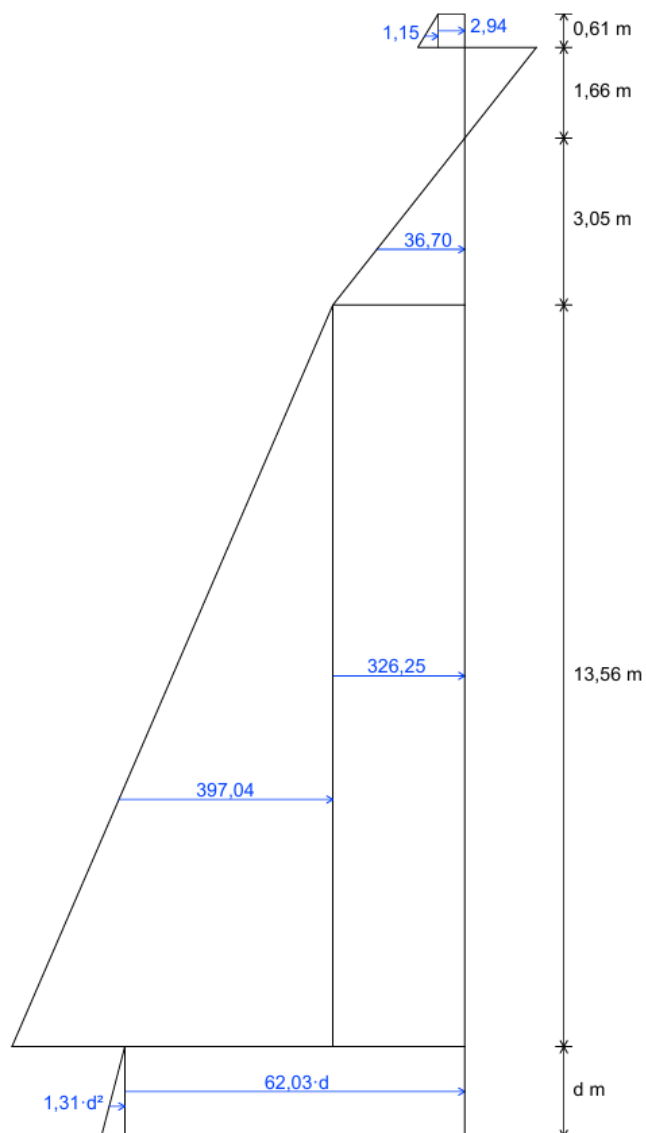


Figura 27. Empujes efectivos activos en KN/m (Fuente: elaboración propia).

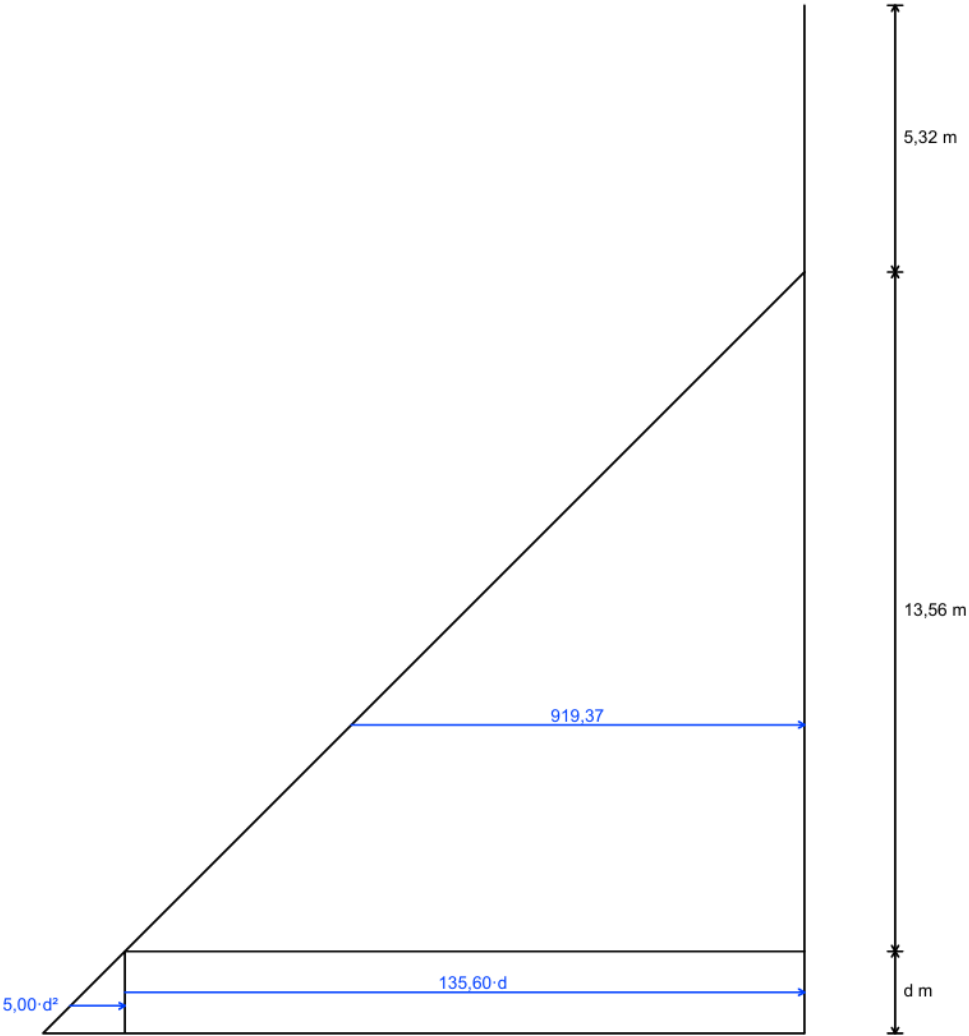


Figura 28. Empujes intersticiales en trasdós en KN/m (Fuente: elaboración propia).

A continuación, se muestran los empujes unitarios pasivos e intersticiales en el intradós de las tablestacas.

	Z (m)	σ_v (kN/m ²)	u (kN/m ²)	σ'_v (kN/m ²)	e'_p (kN/m ²)
ESTRATO B	12,02	0,00	0,00	0,00	39,16
	18,88	147,49	68,60	78,89	165,21
ESTRATO C	18,88	147,49	68,60	78,89	217,68
	18,88+d	147,49+22,00·d	68,60+10,00·d	78,89+12,00·d	217,68+33,11·d

Tabla 16. Empujes unitarios pasivos e intersticiales en intradós de tablestacas (Fuente: Elaboración propia).

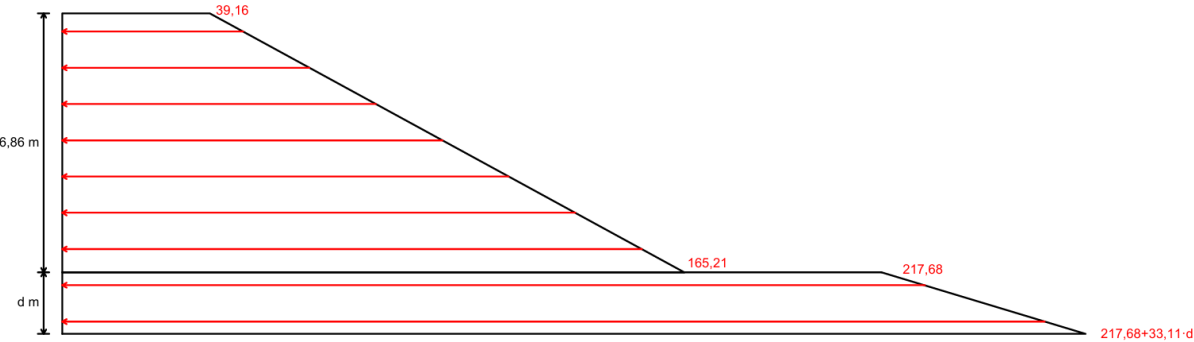


Figura 29. Empujes unitarios efectivos pasivos en KN/m² (Fuente: elaboración propia).

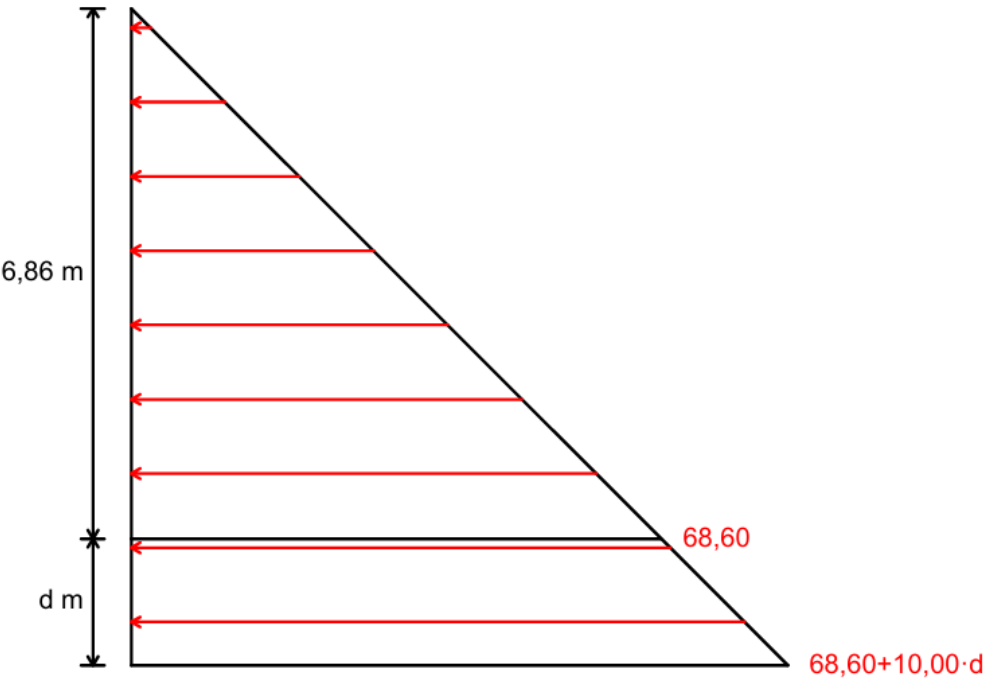


Figura 30. Empujes unitarios intersticiales en intradós en KN/m² (Fuente: elaboración propia).

Ahora se reflejará la tabla correspondiente a los empujes pasivos e intersticiales en el intradós de la tablestaca (E_p' y E_w), los cuales se pueden ver reflejados en las figuras 21 y 22 además de los puntales (P).

	$E_p', E_w \text{ y } P \text{ (kN/m)}$
E_{p1}'	268,67
E_{p2}'	432,34
E_{p3}'	$217,68 \cdot d$
E_{p4}'	$16,58 \cdot d^2$
E_{w4}	235,30
E_{w5}	$68,60 \cdot d$
E_{w6}	$5,00 \cdot d^2$
P_1	P_1
P_2	P_2
$\Sigma E_p' \text{ TOTAL} + E_w \text{ TOTAL} + P \text{ TOTAL}$	$21,58 \cdot d^2 + 286,28 \cdot d + 936,31 + P_1 + P_2$

Tabla 17. Empujes totales en intradós de tablestacas (Fuente: elaboración propia).

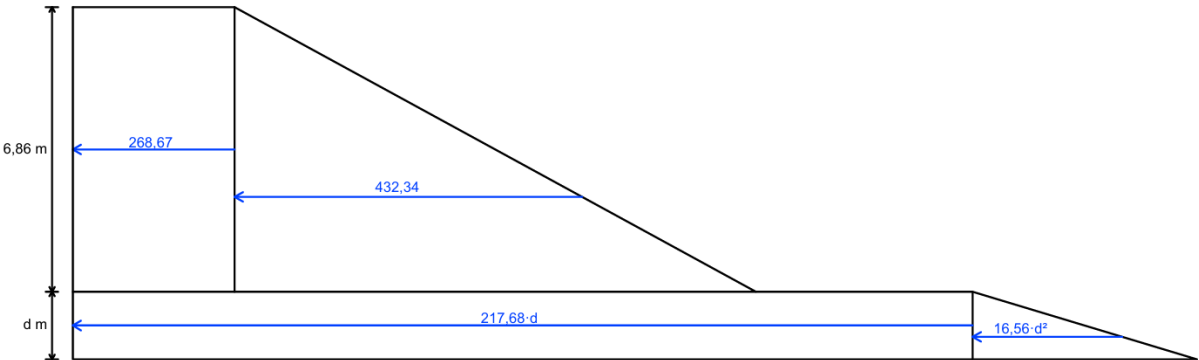


Figura 31. Empujes efectivos pasivos en KN/m (Fuente: elaboración propia).

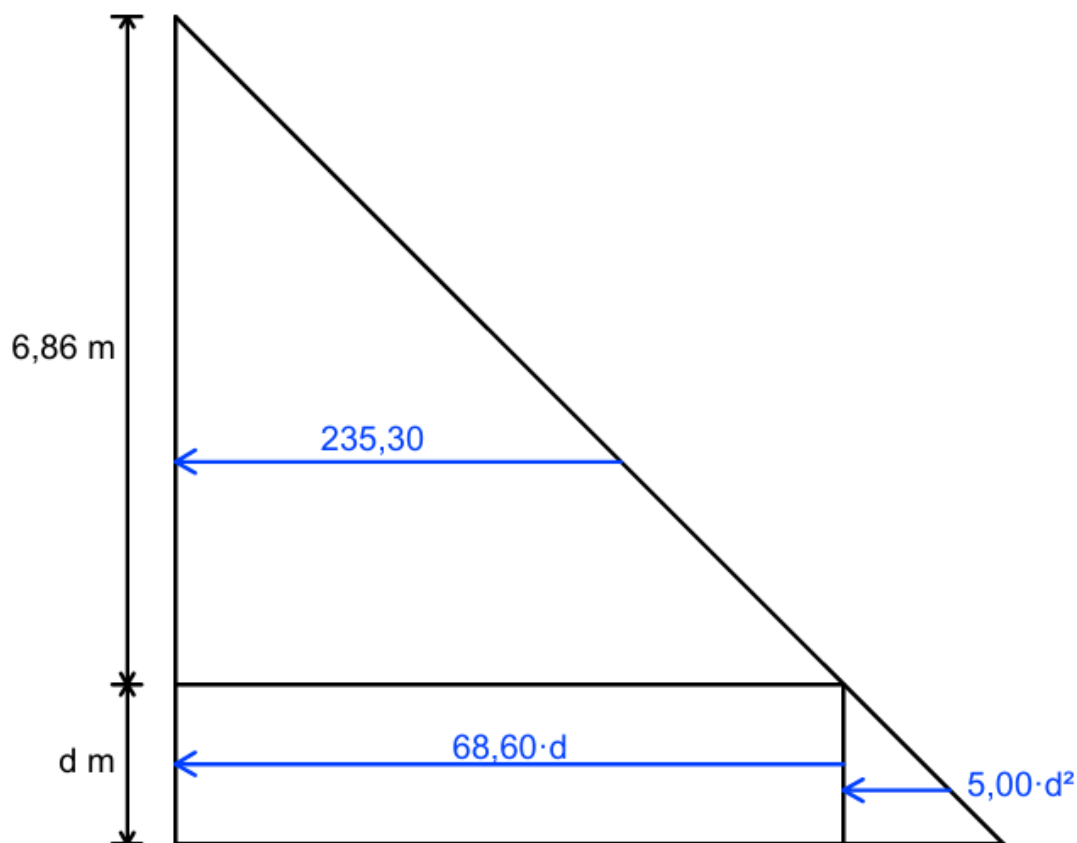


Figura 32. Empujes intersticiales en intradós en KN/m (Fuente: elaboración propia).

A continuación, se procede a realizar los cálculos de los momentos flectores respecto a "O". Primero se muestra el sumatorio de momentos flectores generados por los empujes activos e intersticiales en el trasdós.

E _a ' (kN/m)		X _{ai} (m)		ΣM _O E _a ' y E _w (kN·m/m)	
E _{a1} '	2,94	X _{Ea1}	d+18,58	E _{a1} ' · X _{Ea1}	2,94·d+54,63
E _{a2} '	1,15	X _{Ea2}	d+18,47	E _{a2} ' · X _{Ea2}	1,15·d+21,24
E _{a3} '	36,70	X _{Ea3}	d+14,58	E _{a3} ' · X _{Ea3}	36,70·d+535,09
E _{a4} '	326,25	X _{Ea4}	d+6,78	E _{a4} ' · X _{Ea4}	326,25·d+2.211,98
E _{a5} '	397,04	X _{Ea5}	d+4,52	E _{a5} ' · X _{Ea5}	397,04·d+1.794,62
E _{a6} '	62,03·d	X _{Ea6}	d/2	E _{a6} ' · X _{Ea6}	31,02·d ²
E _{a7} '	1,31·d ²	X _{Ea7}	d/3	E _{a7} ' · X _{Ea7}	0,44·d ³
E _{w1}	919,37	X _{Ew1}	d+4,52	E _{w1} ' · X _{Ew1}	919,37·d+4.155,55
E _{w2}	135,60·d	X _{Ew2}	d/2	E _{w2} ' · X _{Ew2}	67,80·d ²
E _{w3}	5,00·d ²	X _{Ew3}	d/3	E _{w3} ' · X _{Ew3}	1,67·d ³
Σ E _{ai} '·X _{Eai} +E _{wi} '·X _{Ewi}			2,11·d ³ +98,82·d ² +1.683,45·d+8.773,11		

Tabla 18. Resultante de momentos flectores respecto a O con empujes en el trasdós de las tablestacas (Fuente: elaboración propia).

A continuación, se muestra el sumatorio de momentos flectores generados por los empujes pasivos, intersticiales y la de los puntales en el intradós.

E_p' (kN/m)		X_{pi} (m)		$\Sigma M_o E_p, E_w \text{ y } P$ (kN·m/m)	
E_{p1}'	268,67	X_{Ep1}	$d+3,43$	$E_{p1}' \cdot X_{Ep1}$	$268,67 \cdot d + 921,54$
E_{p2}'	432,34	X_{Ep2}	$d+2,29$	$E_{p2}' \cdot X_{Ep2}$	$432,34 \cdot d + 990,06$
E_{p3}'	$217,68 \cdot d$	X_{Ep3}	$d/2$	$E_{p3}' \cdot X_{Ep3}$	$108,84 \cdot d^2$
E_{p4}'	$16,56 \cdot d^2$	X_{Ep4}	$d/3$	$E_{p4}' \cdot X_{Ep4}$	$5,52 \cdot d^3$
P_1	P_1	X_{P1}	$d+15,55$	$P_1 \cdot X_{P1}$	$P_1 \cdot (d+15,55)$
P_2	P_2	X_{P2}	$d+12,05$	$P_2 \cdot X_{P2}$	$P_2 \cdot (d+12,05)$
E_{w4}	235,30	X_{Ew4}	$d+2,29$	$E_{w4} \cdot X_{Ew4}$	$235,30 \cdot d + 538,84$
E_{w5}	$68,60 \cdot d$	X_{Ew5}	$d/2$	$E_{w5} \cdot X_{Ew5}$	$34,30 \cdot d^2$
E_{w6}	$5,00 \cdot d^2$	X_{Ew6}	$d/3$	$E_{w6} \cdot X_{Ew6}$	$1,67 \cdot d^3$
$\Sigma E_{pi}' \cdot X_{Epi} + E_{wi} \cdot X_{Ewi} + P_i \cdot X_{pi}$			$7,19 \cdot d^3 + 143,14 \cdot d^2 + 936,31 \cdot d + 2.450,44 + P_1 \cdot (d+15,55) + P_2 \cdot (d+12,05)$		

Tabla 19. Resultante de momentos flectores respecto a O con empujes en el intradós de las tablestacas (Fuente: elaboración propia).

A continuación, se procede a igualar a 0 el sumatorio de esfuerzos horizontales y de esfuerzos flectores.

$$\Sigma F_x = 0$$

$$6,31 \cdot d^2 + 197,63 \cdot d + 1.683,45 = 21,58 \cdot d^2 + 286,28 \cdot d + 936,31 + P_1 + P_2$$

$$\Sigma M_o = 0$$

$$2,11 \cdot d^3 + 98,82 \cdot d^2 + 1.683,45 \cdot d + 8.773,11 =$$

$$7,19 \cdot d^3 + 143,14 \cdot d^2 + 936,31 \cdot d + 2.540,44 + P_1 \cdot (d + 15,55) + P_2 \cdot (d + 12,05)$$

A diferencia de las secciones previas, en esta sección las tablestacas se encuentran más solicitadas por los empujes horizontales debido a la mayor profundidad de cimentación, por lo que se adopta un valor axil al puntal P1 de 250 kN/m por lo que, despejando, se obtienen los siguientes resultados.

$$d = 1,64 \text{ m}$$

$$P_1 = 250,00 \text{ kN/m}$$

$$P_2 = 311,09 \text{ kN/m}$$

Para la obtención de la longitud total de la tablestaca se tienen en cuenta los siguientes criterios:

- Longitud de voladizo=12,02 m
- Longitud de empotramiento=6,86+d=8,50 m.
- Del lado de la seguridad, se incrementa el empotramiento calculado en un 20%, por lo tanto, se toma una longitud de empotramiento de 10,20 m.
- Para facilitar la retirada de las tablestacas una vez ejecutado el paso superior, se tomará un valor adicional de las tablestacas de 0,50 m sobresaliendo por encima de la superficie del terreno.

Por lo tanto, la longitud de la tablestaca es:

$$L_{Tablestaca} = 12,02 + 10,20 + 0,50 = 22,72 \approx 23,00 \text{ m}$$

Como se puede apreciar en los cálculos, las tablestacas se empotrarán hasta la profundidad $z=22,22$ m, coincidiendo en el estrato C (comprendido desde $z=18,88$ m a $z=24,92$ m), por lo que la suposición inicial es correcta.

Sin embargo, al igual que en la sección 2, para no perjudicar las cimentaciones de las edificaciones adyacentes se prolongarán las tablestacas medio metro de empotramiento sobre el estrato D para reducir lo máximo posible el flujo de agua ya que la permeabilidad del estrato D es muy reducida.

Teniendo en cuenta que el estrato D comienza a la profundidad 24,92, la longitud de la tablestaca actualizada será:

$$L_{Tablestaca} = 24,92 + 0,50 + 0,50 = 25,92 \simeq 26,00 \text{ m}$$

Por lo tanto, las tablestacas se empotrarán hasta la profundidad $z=25,42$ m, siendo estas de una longitud de 26,00 m. La cota sobre el nivel del mar que alcanzarán las tablestacas será de -14,88 m.

3.1.4. Conclusiones

La aplicación del teorema de Rankine al cálculo de empujes horizontales sobre el sistema de contención provisional ha permitido determinar la profundidad de empotramiento necesaria en cada una de las secciones analizadas, así como las fuerzas axiales en los puntales de arriostramiento.

La alternativa escogida por el criterio AHP en el *Anexo 3. Condicionantes técnicos y estudio de alternativas* consistía en la ejecución de tablestacas recuperables, sin embargo, las profundidades de empotramiento resultantes del cálculo superan con holgura los 20 metros en todas las secciones analizadas.

Con el fin de contrastar si es viable el empleo de tablestacas con profundidades tan grandes, se ha consultado a la empresa especialista ISCHEBECK TITAN, quien confirmó que la longitud máxima operativa habitual para tablestacas temporales es de 19 metros, condicionada por la altura de los mástiles de las máquinas hincadoras. Es cierto que técnicamente es posible superar esta longitud utilizando un vibrador colgado de grúa, sin embargo, esta alternativa presenta importantes limitaciones prácticas en cuanto al posicionamiento del equipo, el tiro en punta disponible y la logística de obra, por lo que no se considera una solución viable en el contexto de este TFM.

En consecuencia, desde un punto de vista técnico se debe descartar definitivamente la Alternativa 2 que consiste en el sostenimiento de tierras mediante el uso de tablestacas recuperables y se adopta la Alternativa 3, ejecución mediante muro pantallas de hormigón armado ejecutado in situ como sistema de contención definitivo. Esta solución, además de no presentar limitaciones de profundidad comparables, ofrece ventajas adicionales relevantes como una mayor rigidez frente a los empujes horizontales, un seguro de estanqueidad a grandes profundidades y una mayor facilidad para penetrar estratos resistentes como el estrato C que en caso de hincarse tablestacas a la hora de penetrarlo podría llegar a producirse rechazo o que se doble la punta de estas.

En otro aspecto, si se analizan con detenimiento las profundidades de empotramiento de cálculo (23,44 m, 20,33 m, 22,22 m de la sección 1 a la 3 respectivamente), resulta que la sección 1 es la que mayor profundidad de empotramiento precisa, resultado que a primera vista puede resultar confuso ya que a priori se suponía como la menos solicitada del conjunto al tratarse de la sección con menor profundidad hasta la cota de cimentación. La explicación de estos resultados se debe a que la sección 1 no cuenta con el estrato C, caracterizado por un elevado ángulo de rozamiento interno (40°). La ausencia de este estrato tiene una doble consecuencia sobre el equilibrio de empujes. Por un lado, al no disponer de un estrato granular de alta resistencia en la zona de empotramiento, el coeficiente de empuje pasivo disponible es significativamente menor, reduciendo la capacidad del terreno para generar la reacción pasiva necesaria para el equilibrio. Por otro lado, el elevado ángulo de rozamiento del Estrato C actúa de forma muy eficaz reduciendo el coeficiente de empuje activo a comparación de los estratos B y D. En ausencia del estrato C, el terreno de empotramiento ofrece menor resistencia pasiva y el terreno activo genera mayores empujes, requiriéndose una mayor longitud de empotramiento para alcanzar el equilibrio.

Este resultado pone de manifiesto que la profundidad de empotramiento no depende únicamente de la profundidad de excavación, sino también de la geotecnia del terreno en la zona de empotramiento donde se puede comprobar que la presencia o ausencia de estratos granulares de alta resistencia puede ser más condicionante que la propia profundidad de la excavación.

Por último, revisando las profundidades de empotramiento necesarias para evitar el flujo de agua, se obtienen longitudes de empotramiento de 23,34 m, 22,31 m y 25,42 m de la sección 1 a la 3 respectivamente. Por lo tanto, se decide por simplicidad constructiva proyectar tramos de muro pantalla con una longitud constante de 25,50 m cada 5 m, garantizando así en todas las secciones la estabilidad frente a empujes e hidráulicamente asegurando el empotramiento en el estrato D minimizando lo máximo posible el flujo de agua al reducir el N.F.

3.2. Levantamiento de fondo

El levantamiento de fondo (o taponazo) es un mecanismo de inestabilidad que se produce cuando el terreno situado bajo una excavación pierde su capacidad resistente frente a las acciones desestabilizadoras (las presiones intersticiales del agua), generando un ascenso del fondo excavado.

Este tipo de fallo es característico en suelos cohesivos (como es el caso de estudio de este TFM), donde la excavación provoca una reducción del confinamiento vertical. Como se ha visto en las figuras 13,14 y 15, existe la presencia del N.F. en profundidades comprendidas entre 3,49 m y 5,32 m lo cual aumenta considerablemente el riesgo de levantamiento de fondo, al reducir las tensiones efectivas y, por tanto, la resistencia del suelo.

De lado de la seguridad, se aplicará un factor de seguridad de 1,50 para que cumpla la condición de levantamiento de fondo, por lo que:

$$Si \rightarrow \frac{Fuerzas\ estabilizadoras = \sigma}{Fuerzas\ desestabilizadoras = u} \geq 1,50 \rightarrow CUMPLE$$

De todas formas, es importante mencionar que a lo largo de las obras se realizará el rebaje del N.F. para minimizar las posibilidades de levantamiento de fondo hasta el momento en el que no sea imprescindible.

La fuerza desestabilizadora es en todos los casos la supresión hidrostática actuando sobre el estrato impermeable que actúa como “tapón” en planta de la sección correspondiente:

$$u = \gamma_w \cdot h_w$$

Siendo h_w la altura de agua desde el N.F. hasta la base del estrato impermeable.

Por otra parte, para el cálculo de fuerzas estabilizadoras se han tenido en cuenta 4 escenarios que harán que éstas vayan aumentando. Dichos escenarios se exponen a continuación:

Escenario 1. Excavación hasta cota de cimentación.

Este escenario contempla tan solo la excavación hasta la cota de cimentación, teniéndose en cuenta las tensiones generadas por el estrato impermeable que actúa de “tapón” y las presiones intersticiales. En este caso las fuerzas variarán dependiendo de la sección de estudio, es el escenario más desfavorable ya que no existen losas que aporten ninguna estabilidad.

$$\sigma = \gamma_{Terreno} \cdot Z$$

Escenario 2. Excavación + Losa de cimentación.

Este escenario contempla la excavación hasta cota de cimentación incluyendo el hormigonado de limpieza y losa de cimentación formando parte estos dos de las fuerzas estabilizadoras.

El espesor del hormigón de limpieza es de 0,15 m con una densidad de 23 kN/m³ y la losa de cimentación tiene un espesor de 1,00 m con una densidad de 25kN/m³. Por lo tanto, el incremento de fuerzas estabilizadoras en este escenario se calcula de la siguiente manera:

$$\Delta 1_{\sigma} = \gamma_{h \text{ Limpieza}} \cdot h_{hL} + \gamma_{h \text{ Estructural}} \cdot h_{hE}$$

$$\Delta 1_{\sigma} = 23,00 \cdot 0,15 + 25,00 \cdot 1,00 = 28,45 \frac{kN}{m^2}$$

Escenario 3. Excavación + Losa de cimentación + Losa de cubrición.

Este escenario considera las actuaciones del escenario 2 añadiendo las fuerzas estabilizadoras generadas por la ejecución de la losa de cubrición, siendo el espesor de la losa de 0,80 m y el mismo peso específico del hormigón mencionado previamente. Por lo tanto, el incremento de fuerzas estabilizadoras en este escenario se calcula de la siguiente manera:

$$\Delta 2_{\sigma} = \gamma_{h \text{ Estructural}} \cdot h_{hE}$$

$$\Delta 2_{\sigma} = 25,00 \cdot 0,80 = 20,00 \frac{kN}{m^2}$$

Escenario 4. Excavación + Losa de cimentación + Losa de cubrición + Rellenos.

En tramos en los que a pesar de haber ejecutado el túnel se siga sin cumplir el factor de seguridad se contempla un nuevo escenario donde se incluyen los rellenos con material procedente de la traza, donde se contará su espesor desde el comienzo del estrato hasta la clave de la losa de cubrición, por lo que cada sección tendrá un incremento de fuerzas estabilizadoras diferente.

$$\Delta 3_{\sigma} = \gamma_{\text{Terreno}} \cdot z$$

A continuación, se mostrarán los resultados frente a levantamiento de fondo según la sección representativa.

3.2.1. Sección 1

Esta sección presenta una particularidad respecto a las demás y es la ausencia del estrato C, que es el más permeable del perfil. Al no existir dicho estrato, el análisis se realiza considerando tanto los estratos B y D al ser considerablemente impermeables que se encuentran comprendidos entre la cota de cimentación y la punta de los muros pantalla.

Por lo tanto, teniendo en cuenta que los muros pantalla alcanzan la profundidad de 25,50 m y que el fondo de excavación es de 10,19 m, la z que se tendrá en cuenta para el cálculo de fuerzas estabilizadoras en el escenario 1 será la resta de estas dos profundidades, siendo un total de 15,31 m mientras que la z de fuerzas desestabilizadoras será la resta de 25,50 m y 3,49 m (la profundidad a la que se encuentra la presencia del N.F.), es decir, 22,01 m.

Visualizando el esquema de la figura 32, se procede a calcular las fuerzas estabilizadoras a considerar en el escenario 1.

$$\sigma = \gamma_B \cdot z_B + \gamma_D \cdot z_D$$

$$\sigma = 21,50 \cdot 6,46 + 21,00 \cdot 8,85 = 324,74 \frac{kN}{m^2}$$

A continuación, se calculan las fuerzas desestabilizadoras provocadas por las presiones intersticiales.

$$u = \gamma_w \cdot h_w$$

$$u = 10,00 \cdot 22,01 = 220,10 \frac{kN}{m^2}$$

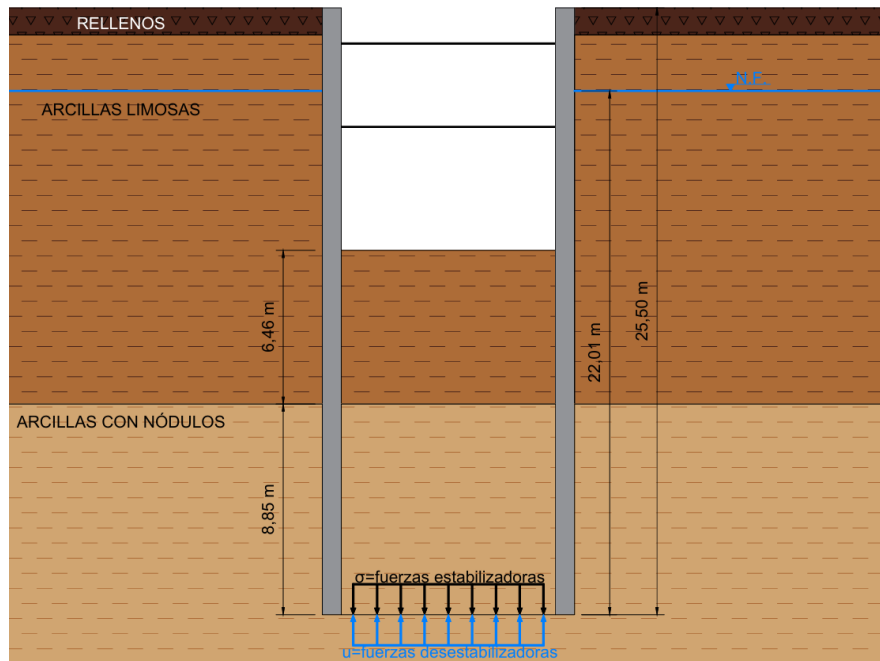


Figura 33. Esquema de levantamiento de fondo en sección 1 en escenario 1 (Fuente: elaboración propia).

Ahora en la figura 33 se muestra el esquema de levantamiento de fondo en el escenario 4, donde se realizan los rellenos encima de la losa de cubrición. Se puede apreciar que la montera tiene un espesor de 2,24 m, de los cuales 1,13 m son del estrato A y los otros 1,11 m del estrato B.

Para el cálculo de incremento de fuerzas estabilizadoras en el escenario 4 hay que tener en cuenta que los pesos específicos a utilizar son los aparentes porque se encuentran por encima del N.F., es decir, no se encuentran saturados. Por lo tanto, el incremento de fuerzas estabilizadoras con el terreno de la montera será el siguiente:

$$\Delta 3_{\sigma} = \gamma_A \cdot z_A + \gamma_B \cdot z_B$$

$$\Delta 3_{\sigma} = 17,10 \cdot 1,13 + 21,00 \cdot 1,11 = 42,63 \frac{kN}{m^2}$$

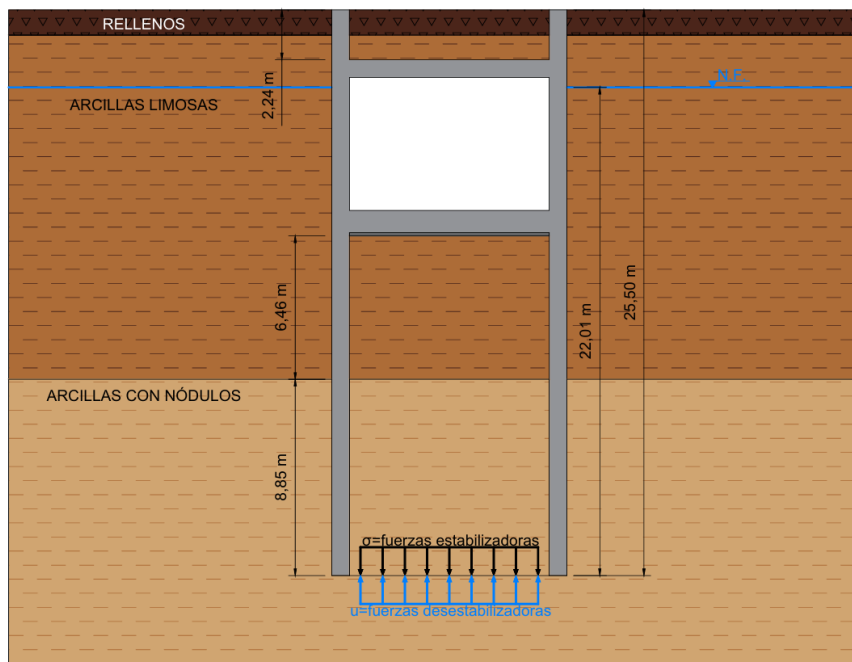


Figura 34. Esquema de levantamiento de fondo en sección 1 en escenario 4 (Fuente: elaboración propia).

Una vez calculados tanto las fuerzas estabilizadoras generadas por el terreno como las fuerzas desestabilizadoras por las presiones intersticiales se hace la comprobación del factor de seguridad frente a levantamiento de fondo en la siguiente tabla:

	Fuerzas estabilizadoras	Fuerzas desestabilizadoras	F.S.
Escenario 1	324,74	220,10	1,48
Escenario 2	353,19	220,10	1,60
Escenario 3	-	-	-
Escenario 4	-	-	-

Tabla 20. Comprobación de F.S. frente a levantamiento de fondo en sección 1 (Fuente: elaboración propia).

En esta sección se cumple el factor de seguridad de 1,50 frente a levantamiento de fondo al ejecutar el hormigonado de limpieza y la losa de cimentación, es decir, en el escenario 2, por lo que los escenarios 3 y 4 porque obviamente cumplirán, es por ello que se encuentran vacíos sus huecos.

No obstante, en esta sección ya en el escenario 1 está muy próximo a cumplir en gran medida por el gran espesor de estratos a considerar como fuerzas estabilizadoras frente a levantamiento de fondo, no obstante, sigue siendo imprescindible el rebaje del N.F. porque de lo contrario no habría ningún sistema de contención que evitase el flujo de agua ascendente hasta recuperar el N.F.

3.2.2. Sección 2

En este caso al estar presente el estrato C, será el estrato B que actuará de tapón ante el levantamiento de fondo, por lo que solo se tendrá en cuenta ese estrato.

Teniendo en cuenta que los muros pantalla alcanzan la profundidad de 25,50 m pasando por los cuatro estratos, estando comprendido el estrato B entre la profundidad de fondo de excavación (11,19 m) y la profundidad en la que finaliza el estrato B (14,27 m), por lo que la z de fuerzas estabilizadoras será la resta de estas dos profundidades, siendo un total de 3,08 m mientras que la z de fuerzas desestabilizadoras será la resta de 14,27 m y 4,49 m (la profundidad a la que se encuentra la presencia del N.F.), es decir, 9,78 m.

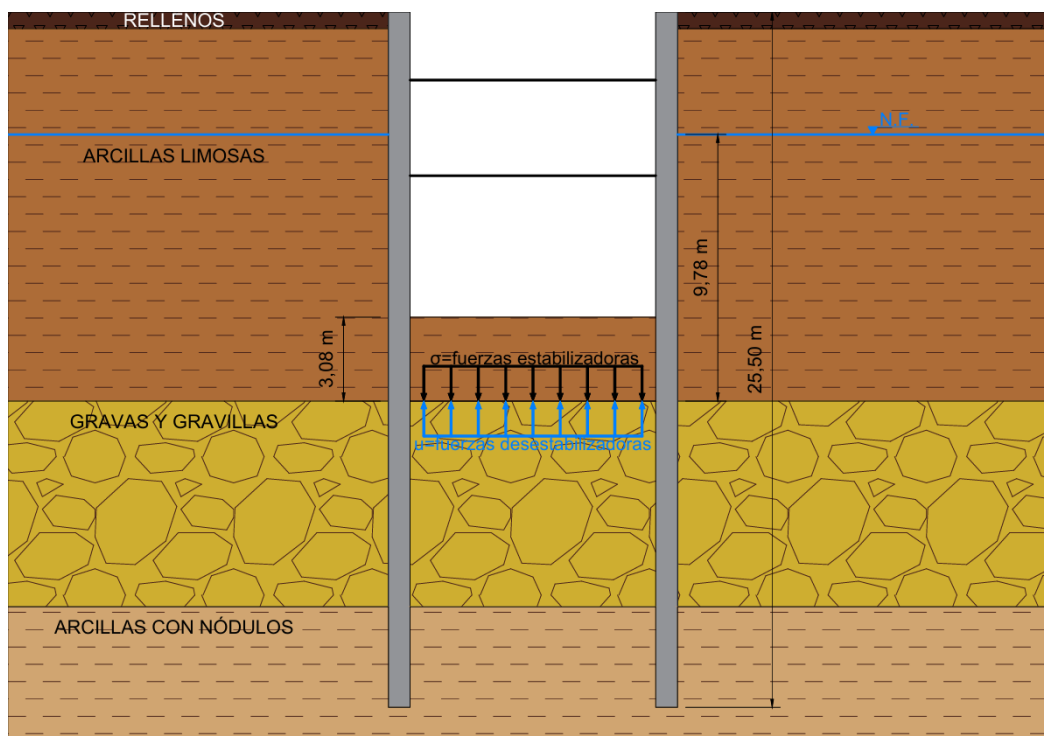


Figura 35. Esquema de levantamiento de fondo en sección 2 en escenario 1 (Fuente: elaboración propia).

Visualizando el esquema de la figura 34, se procede a calcular las fuerzas estabilizadoras a considerar en el escenario 1.

$$\sigma = \gamma_B \cdot z_B$$

$$\sigma = 21,50 \cdot 3,08 = 66,22 \frac{kN}{m^2}$$

A continuación, se calculan las fuerzas desestabilizadoras provocadas por las presiones intersticiales.

$$u = \gamma_w \cdot h_w$$

$$u = 10,00 \cdot 9,78 = 97,80 \frac{kN}{m^2}$$

Como se puede apreciar, el escaso espesor del estrato B facilita considerablemente el levantamiento de fondo al no alcanzar ni tan siquiera la igualdad entre σ y u .

Ahora en la figura 35 se muestra el esquema de levantamiento de fondo en el escenario 4. Se puede apreciar que la montera tiene un espesor de 3,24 m, de los cuales 0,61 m son del estrato A y los otros 2,63 m del estrato B.

Para el cálculo de incremento de fuerzas estabilizadoras en el escenario 4, como se ha comentado en la sección 1 se utilizarán los pesos específicos aparentes. Por lo tanto, el incremento de fuerzas estabilizadoras con el terreno de la montera será el siguiente:

$$\Delta 3_\sigma = \gamma_A \cdot z_A + \gamma_B \cdot z_B$$

$$\Delta 3_\sigma = 17,10 \cdot 0,61 + 21,00 \cdot 2,63 = 65,60 \frac{kN}{m^2}$$

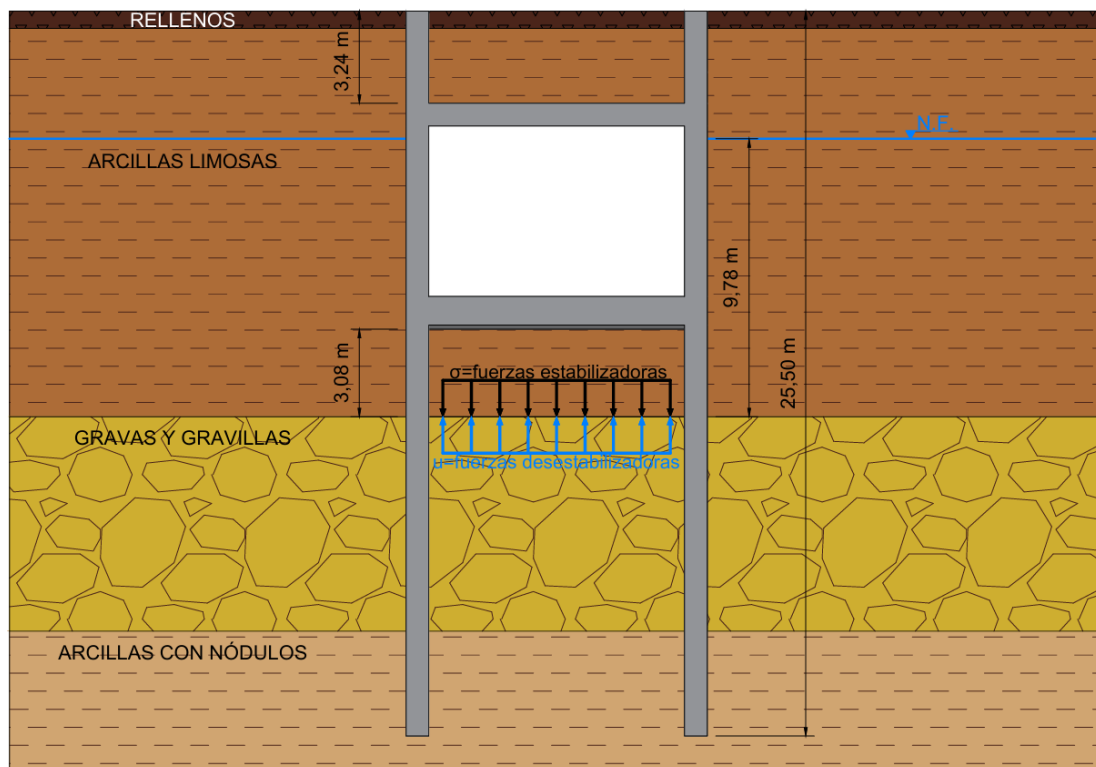


Figura 36. Esquema de levantamiento de fondo en sección 2 en escenario 4 (Fuente: elaboración propia).

Una vez calculados tanto las fuerzas estabilizadoras generadas por el terreno como las fuerzas desestabilizadoras por las presiones intersticiales se hace la comprobación del factor de seguridad frente a levantamiento de fondo en la siguiente tabla:

	Fuerzas estabilizadoras	Fuerzas desestabilizadoras	F.S.
Escenario 1	66,22	97,80	0,68
Escenario 2	94,67	97,80	0,97
Escenario 3	114,67	97,80	1,17
Escenario 4	148,73	97,80	1,52

Tabla 21. Comprobación de F.S. frente a levantamiento de fondo en sección 2 (Fuente: elaboración propia).

En esta sección se cumple el factor de seguridad de 1,50 frente a levantamiento de fondo al ejecutar el relleno con tierras de la traza.

3.2.3. Sección 3

Esta sección es similar que la 2, pero con un mayor espesor del estrato B lo que contribuye a la estabilidad frente al levantamiento de fondo.

Teniendo en cuenta que los muros pantalla alcanzan la profundidad de 25,50 m pasando por los cuatro estratos, estando comprendido el estrato B entre la profundidad de fondo de excavación (12,02 m) y la profundidad en la que finaliza el estrato B (18,88 m), por lo que la z de fuerzas estabilizadoras será la resta de estas dos profundidades, siendo un total de 6,86 m mientras que la z de fuerzas desestabilizadoras será la resta de 18,88 m y 5,32 m (la profundidad a la que se encuentra la presencia del N.F.), es decir, 13,56 m.

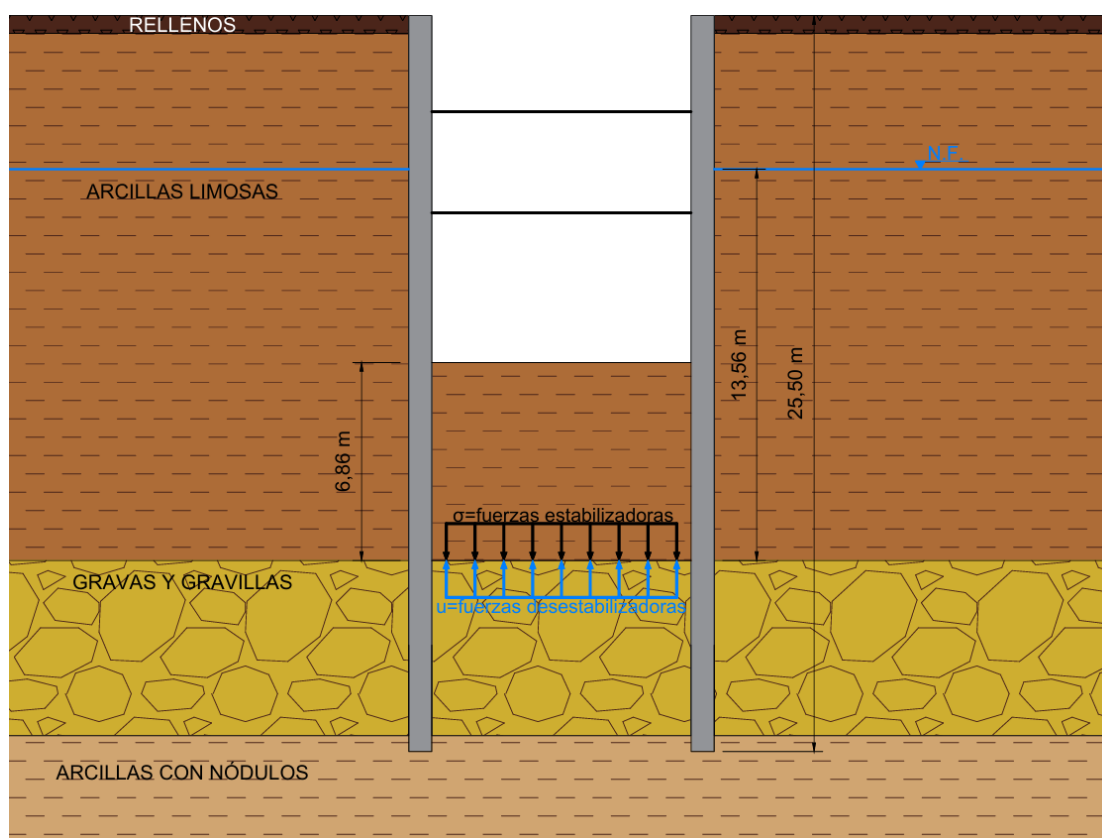


Figura 37. Esquema de levantamiento de fondo en sección 3 en escenario 1 (Fuente: elaboración propia).

Visualizando el esquema de la figura 36, se procede a calcular las fuerzas estabilizadoras a considerar en el escenario 1.

$$\sigma = \gamma_B \cdot z_B$$

$$\sigma = 21,50 \cdot 6,86 = 147,49 \frac{kN}{m^2}$$

A continuación, se calculan las fuerzas desestabilizadoras provocadas por las presiones intersticiales.

$$u = \gamma_w \cdot h_w$$

$$u = 10,00 \cdot 13,56 = 135,60 \frac{kN}{m^2}$$

Ahora en la figura 37 se muestra el esquema de levantamiento de fondo en el escenario 4. Se puede apreciar que la montera tiene un espesor de 4,07 m, de los cuales 0,61 m son del estrato A y los otros 3,46 m del estrato B.

Para el cálculo de incremento de fuerzas estabilizadoras en el escenario 4, como se ha comentado en la sección 1 se utilizarán los pesos específicos aparentes. Por lo tanto, el incremento de fuerzas estabilizadoras con el terreno de la montera será el siguiente:

$$\Delta 3_\sigma = \gamma_A \cdot z_A + \gamma_B \cdot z_B$$

$$\Delta 3_\sigma = 17,10 \cdot 0,61 + 21,00 \cdot 3,46 = 83,09 \frac{kN}{m^2}$$

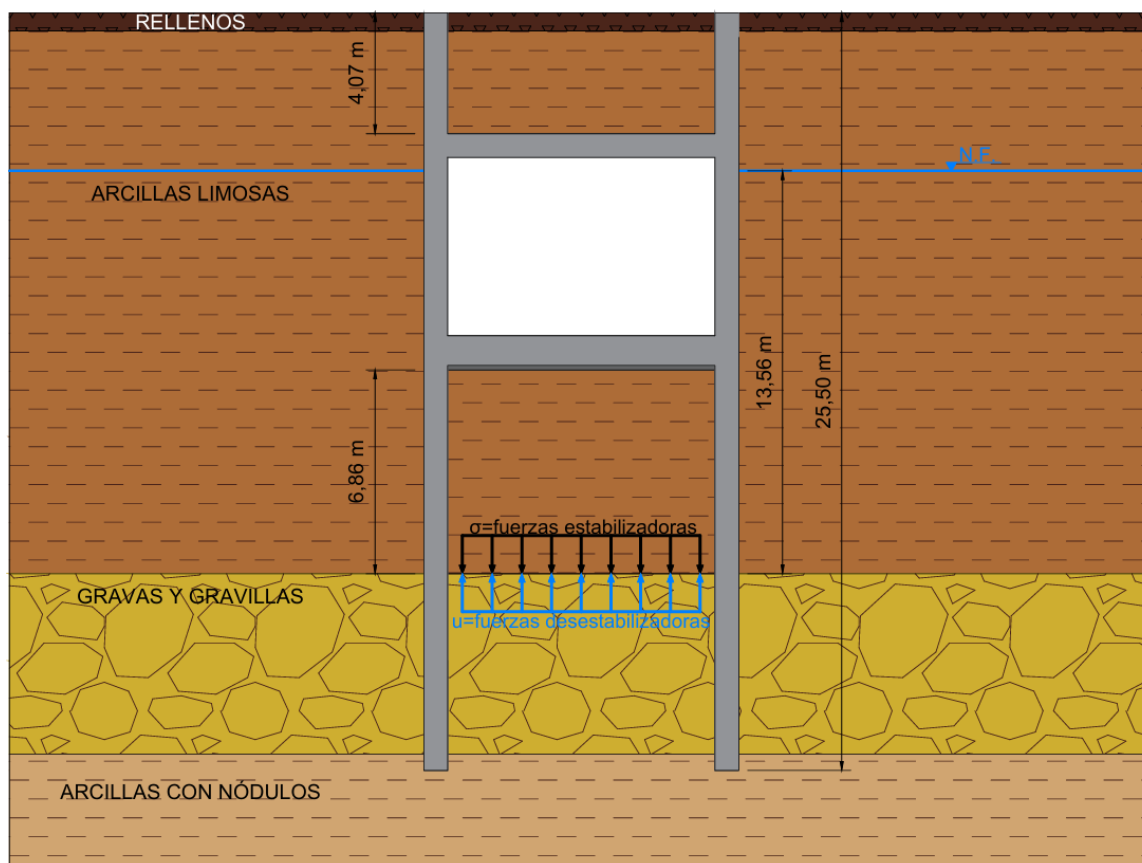


Figura 38. Esquema de levantamiento de fondo en sección 3 en escenario 4 (Fuente: elaboración propia).

Una vez calculados tanto las fuerzas estabilizadoras generadas por el terreno como las fuerzas desestabilizadoras por las presiones intersticiales se hace la comprobación del factor de seguridad frente a levantamiento de fondo en la siguiente tabla:

	Fuerzas estabilizadoras	Fuerzas desestabilizadoras	F.S.
Escenario 1	147,49	135,60	1,09
Escenario 2	175,94	135,60	1,30
Escenario 3	195,94	135,60	1,44
Escenario 4	279,03	135,60	2,06

Tabla 22. Comprobación de F.S. frente a levantamiento de fondo en sección 3 (Fuente: elaboración propia).

En esta sección se cumple el factor de seguridad de 1,50 frente a levantamiento de fondo al ejecutar el relleno con tierras de la traza.

3.2.4. Conclusiones

El análisis frente a levantamiento de fondo realizado sobre las tres secciones representativas del trazado pone de manifiesto que el comportamiento de la estructura varía significativamente en función de la estratigrafía de cada sección, siendo el espesor y la naturaleza del estrato impermeable que actúa como “tapón”.

La Sección 1, al ser la única que no posee el estrato C, resulta ser la más favorable frente al levantamiento de fondo y es que al no existir el estrato granular permeable, los estratos B y D actúan conjuntamente como “tapón” impermeable, sumando un espesor resistente considerablemente mayor que el disponible en las otras dos secciones. Esto permite alcanzar el factor de seguridad mínimo exigido de 1,50 en una fase temprana del proceso constructivo, concretamente tras el hormigonado de limpieza y de la losa de cimentación.

Las Secciones 2 y 3, al contar con el estrato C, poseen un espesor de estrato impermeable reducido. En la Sección 2 el espesor es especialmente reducido, lo que la convierte en la sección más desfavorable del conjunto y obliga a completar la totalidad del proceso constructivo, incluyendo el relleno final sobre la losa de cubrición, para alcanzar la estabilidad mínima requerida. La Sección 3, con un espesor de estrato B mayor que la anterior, presenta un comportamiento intermedio, alcanzando igualmente el cumplimiento en el Escenario 4 pero con un margen final más holgado debido a la mayor montera de relleno disponible al ser la sección de mayor profundidad del trazado.

En términos generales, el escenario 1 resulta crítico en las tres secciones sin excepción, lo que confirma que la fase de excavación hasta la cota de cimentación sin elementos estructurales ejecutados es el momento de mayor vulnerabilidad frente al levantamiento de fondo en todo el trazado. En definitiva, el sistema de bombeo deberá mantenerse operativo hasta las fases más avanzadas del proceso constructivo en las secciones 2 y 3 mientras que en la sección 1 a la hora de proceder al hormigonado de limpieza y de la losa de cimentación ya no sería necesario continuar con el sistema de bombeo, no obstante, del lado de la seguridad se dejará de bombear después del relleno.

4. Cálculos analíticos

Este apartado tiene como objeto analizar y contrastar los resultados obtenidos en el apartado anterior basados en la teoría de Rankine, para ello se recurre al software PLAXIS 2D, herramienta de cálculo geotécnico basada en el método de elementos finitos ampliamente utilizada en la práctica profesional.

Por otra parte, se explicará con detalle el proceso constructivo a través de la herramienta “Staged Construction” de PLAXIS 2D con la que se podrá plasmar de una manera más cada fase de construcción.

Por último, se realizarán una serie de comprobaciones básicas de los elementos estructurales.

Es importante mencionar que la documentación de apoyo utilizada para el aprendizaje de conceptos teóricos, así como prácticos de PLAXIS 2D son tanto el manual de referencia del propio PLAXIS y un curso de Ingeoexpert realizado para el aprendizaje del propio software.

4.1. Fundamentos teóricos PLAXIS 2D

4.1.1. Descripción del método (Método de Elementos Finitos)

PLAXIS 2D resuelve los problemas geotécnicos mediante el método de elementos finitos (MEF), que divide el dominio de estudio en una malla formada por pequeños elementos interconectados entre sí a través de nodos. En los modelos desarrollados en este TFM se han utilizado elementos triangulares de 15 nodos, una tipología que ofrece una interpolación de cuarto orden para los desplazamientos y

que resulta especialmente adecuada en zonas donde el gradiente tensional es elevado, como ocurre en las interfaces entre el suelo y los muros pantalla.

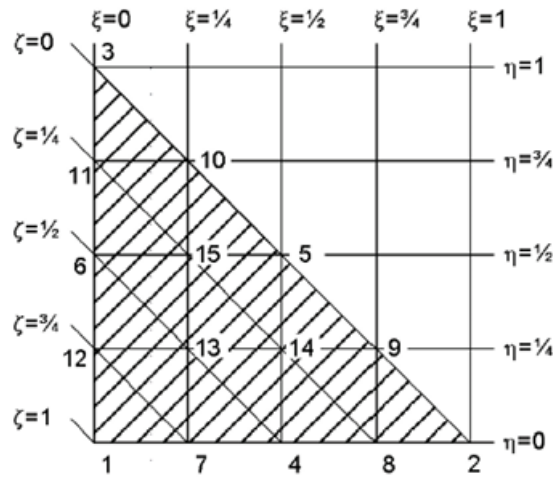


Figura 39. Elemento triangular subdividido en elementos triangulares inferiores (Fuente: Ingeoexpert).

El modelo se formula bajo la hipótesis de deformación plana (*plane strain*). Bajo esta hipótesis, la deformación fuera del plano es nula ($\varepsilon_z=0$) y el problema queda reducido a dos dimensiones, siendo el resto de las componentes de tensión y deformación no nulas.

Los desplazamientos en cualquier punto interior se obtienen a partir de los desplazamientos en los nodos mediante las funciones de forma **[N]**:

$$\{\Delta d\} = [N] \cdot \{\Delta d\}_N$$

Las deformaciones en cualquier punto del elemento se obtienen derivando los desplazamientos mediante la matriz cinemática **[B]**, que contiene las derivadas parciales de las funciones de forma:

$$\{\Delta \varepsilon\} = [B] \cdot \{\Delta d\}_n$$

Las tensiones se obtienen una vez conocidas las deformaciones por medio de las ecuaciones constitutivas, que relacionan ambas magnitudes a través de la matriz constitutiva **[D]**:

$$\{\Delta \sigma\} = [D] \cdot \{\Delta \varepsilon\}$$

Dado que en el presente trabajo se ha adoptado el modelo constitutivo *Hardening Soil* (cuya elección se justificará en el siguiente subapartado), la rigidez del terreno deja de ser constante. En esta formulación, la matriz constitutiva **[D]** pasa a depender del nivel tensional y de la trayectoria de esfuerzos, lo que reproduce el comportamiento real del suelo y transforma el cálculo en un problema matemático de naturaleza no lineal.

Aplicando el principio de equilibrio, se obtiene el sistema de ecuaciones globales del modelo:

$$\{K_G\} \cdot \{\Delta d\}_{NG} = \{\Delta R_G\}$$

Siendo **[K_G]** la matriz de rigidez global, ensamblada a partir de las matrices de rigidez elementales:

$$\int_{V_{ol}} [B]^T \cdot [D] \cdot [B] dV_{ol}$$

La no linealidad mencionada previamente hace imposible resolver el sistema globalmente de una sola vez, por lo que el programa lo resuelve aplicando la carga total en una serie de incrementos sucesivos, resolviendo en cada uno de ellos un sistema linealizado y corrigiendo los desequilibrios residuales mediante el método iterativo de Newton-Raphson:

$$[K_G]^i \cdot \{\Delta d\}_{NG}^i = \{\Delta R_G\}^i$$

En cada incremento el proceso sigue cuatro pasos:

- 1- Actualización de los desplazamientos nodales resolviendo el sistema linealizado
- 2- Cálculo de las deformaciones y tensiones en cada punto de Gauss
- 3- Verificación de si el estado tensional ha superado la superficie de fluencia; en caso afirmativo, se aplica el algoritmo de retorno para corregir las tensiones y calcular las deformaciones plásticas irreversibles
- 4- En caso de que el desequilibrio residual no haya convergido, se repite el proceso con la matriz de rigidez actualizada hasta alcanzar la convergencia.

4.1.2. Modelo constitutivo

Para la caracterización del comportamiento tensodeformacional de los estratos del perfil geotécnico se ha adoptado el modelo constitutivo *Hardening Soil* (HS). Se ha escogido este modelo frente a otros más simples (o más conocidos) como el modelo de Mohr-Coulomb por la capacidad para reproducir con mayor realismo los fenómenos que caracterizan el comportamiento del terreno en el caso de estudio.

Las diferencias entre ambos modelos constitutivos residen en la superficie de fluencia y la dependencia tensional de rigidez.

La superficie de fluencia separa el dominio elástico del plástico en el espacio de tensiones, por una parte, está la superficie de fluencia por corte (*shear hardening*) que controla las deformaciones plásticas por carga desviadora primaria (γ^p) y por otro lado la superficie de tapa (*cap hardening*) que cierra el dominio elástico en trayectorias de compresión mediante una función elíptica en el plano p - $\bar{q}$, ambas actuando manera simultánea.

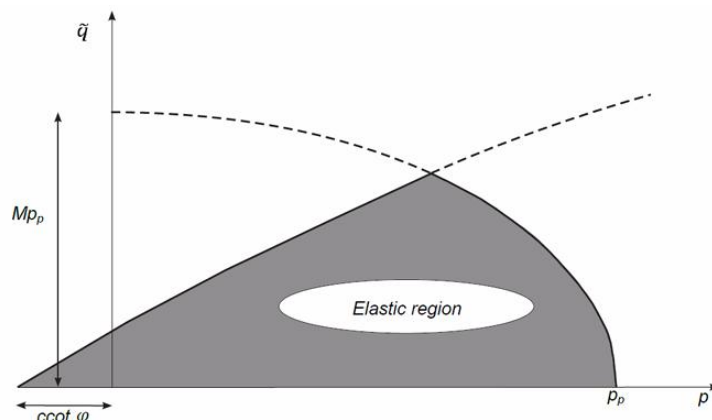


Figura 40. Superficie de fluencia del modelo *Hardening Soil* en el espacio de tensiones p - $\bar{q}$ (Fuente: Manual *Plaxis 2D*).

Como se ve en la figura superior, la región elástica sombreada en blanco es el estado tensional donde el terreno tiene un comportamiento perfectamente elástico, una vez traspasada esta región (la región sombreada de oscuro) es cuando el terreno comienza a sufrir deformaciones irreversibles, es decir, adopta un comportamiento plástico donde la resistencia del suelo aumenta antes de alcanzar la rotura, lo que se conoce como endurecimiento isótropo.

En el criterio de Mohr-Coulomb tan solo existe la superficie de fluencia por corte (*shear hardening*) siendo fija e invariable, por lo que si el estado tensional alcanza dicha superficie se produce la rotura plástica de forma instantánea, es decir, lo que se traduce en que solo contempla comportamientos elásticos no reflejando así la realidad en la mecánica de suelos.

En cuanto a la diferencia tensional de la rigidez, en el modelo de Mohr Coulomb la rigidez es constante mientras que en el modelo *Hardening Soil* es variable con el confinamiento según la ley de Janbu, que se aplica a los tres módulos del modelo:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c' \cdot \cos\varphi' - \sigma_3' \cdot \sin\varphi'}{c' \cdot \cos\varphi' + p^{ref} \cdot \sin\varphi'} \right)^m$$

En la figura inferior se ilustra el significado físico de los tres módulos de rigidez en un ensayo triaxial drenado, donde se puede ver la diferencia entre la carga primaria (E_{50}), la compresión edométrica (E_{oed}) que son de igual valor y la descarga-recarga ($E_{ur} \approx 3 \cdot E_{50}$)

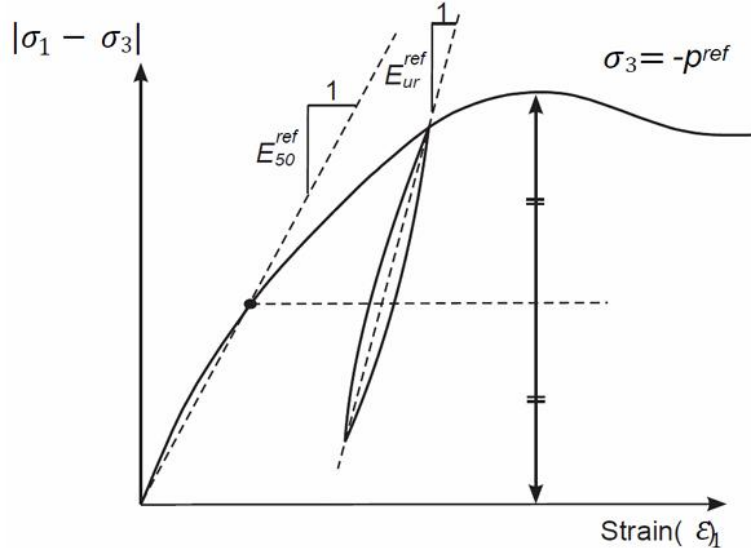


Figura 41. Módulos de E_{50}^{ref} y de E_{ur}^{ref} en el modelo Hardening Soil (Fuente: Manual Plaxis 2D).

La diferencia entre E_{50} y E_{ur} es muy importante para el caso de estudio, ya que, durante la excavación, el terreno en el trasdós de los muros pantalla se descarga progresivamente al reducirse el confinamiento horizontal, por lo que trabaja con E_{ur} . Mientras que en el intradós de los muros pantalla, el terreno se carga con el empuje pasivo y trabaja con E_{50} . Esta asimetría, que el modelo de Mohr-Coulomb no puede reproducir al asignar un único módulo constante, es la que permite a PLAXIS obtener desplazamientos más ajustados a la realidad.

4.2. Implementación del modelo

Para realizar el modelo con PLAXIS 2D, se hace uso de cinco herramientas de trabajo que se utilizan progresivamente, cada una con una función específica, las cuales son las siguientes:

- **Soil.** Es la herramienta donde se define los límites del modelo y el perfil geotécnico, asignándose los parámetros del terreno y el N.F.
- **Structures.** Es donde se introducen todos los elementos estructurales del modelo como los muros pantalla, losas de cimentación y cubrición (plates), los puntales de arriostramiento provisional (anchors) así como cargas lineales (que simulan el paso de maquinarias o compactación del terreno), sistemas de bombeo (drains) y secciones de vaciado para una excavación secuencial.
- **Mesh.** Sirve para generar la malla de elementos finitos a partir de la geometría definida previamente. PLAXIS divide el dominio en elementos triangulares de 15 nodos, permitiendo densificar la malla en las zonas donde se esperan mayores gradientes de tensión, como las proximidades de los muros o el fondo de la excavación.
- **Flow conditions.** Es donde se definen las condiciones del agua en el modelo, sin embargo, esta herramienta no se ha utilizado ya que se han utilizado drenes, se explicará posteriormente.
- **Staged Construction.** Es la herramienta de cálculo donde se define y ejecuta el proceso constructivo fase a fase.

En los siguientes subapartados se profundizará en cada herramienta y se explicará como se ha trabajado con cada una de ellas.

4.2.1. Soil

Para representar la variabilidad del trazado, la geometría del modelo se ha definido a partir de tres secciones tipo (detalladas en el Apartado 2 del presente anexo). Estas secciones se diferencian entre sí tanto en el espesor de sus estratos, la profundidad a la que se encuentran como en la cota altimétrica debido al desnivel longitudinal del terreno.

Las siguientes tablas esquematizan dichos perfiles geotécnicos, indicando las profundidades respecto al eje z y sus correspondientes cotas sobre el nivel del mar.

	PROF. DE TECHO Y BASE (m)	COTA TECHO Y BASE (m)
Estrato A	0,00 / 1,13	8,71 / 7,58
Estrato B	1,13 / 16,65	7,58 / -7,94
Estrato C	–	–
Estrato D	>16,65	< -7,94
Nivel Freático	>3,49	< 5,22

Tabla 23. Perfil geotécnico en sección 1 (Fuente: elaboración propia).

	PROF. DE TECHO Y BASE (m)	COTA TECHO Y BASE (m)
Estrato A	0,00 / 0,61	9,71 / 9,10
Estrato B	0,61 / 14,27	7,58 / -4,56
Estrato C	14,27 / 21,81	-4,56 / -12,10
Estrato D	> 21,81	< -12,10
Nivel Freático	>4,49	< 5,22

Tabla 24. Perfil geotécnico en sección 2 (Fuente: elaboración propia).

	PROF. DE TECHO Y BASE (m)	COTA TECHO Y BASE (m)
Estrato A	0,00 / 0,61	10,54 / 9,93
Estrato B	0,61 / 18,88	9,93 / -8,34
Estrato C	18,88 / 24,95	-8,34 / -14,41
Estrato D	>24,95	< -14,41
Nivel Freático	>5,23	< 5,22

Tabla 25. Perfil geotécnico en sección 3 (Fuente: elaboración propia).

A la hora de modelar en PLAXIS los suelos se han especificar una serie parámetros geotécnicos, de los cuales la gran mayoría han sido descritos en el Anexo 2. *Geología y Geotecnia*, no obstante, hay algunos parámetros nuevos que no se han mencionado en el mismo, por lo que se justificará su valor a continuación.

	ESTRATO A	ESTRATO B	ESTRATO C	ESTRATO D
γ (kN/m³)	17,10	21,00	20,70	20,00
γ_{sat} (kN/m³)	17,10	21,50	22,00	21,00
e_{init}	0,70	0,57	0,40	0,60
E_{50}^{ref} (kN/m²)	3.000,00	40.000,00	70.000,00	90.000,00
E_{oed}^{ref} (kN/m²)	3.000,00	40.000,00	70.000,00	90.000,00
E_{ur}^{ref} (kN/m²)	9.000,00	120.000,00	210.000,00	270.000,00
ν_{ur}	0,30	0,30	0,30	0,30
power (m)	0,50	0,80	0,50	0,70
p_{ref} (kN/m²)	100,00	100,00	100,00	100,00
c'_{ref} (kN/m²)	2,00	20,00	0,00	10,00

	ESTRATO A	ESTRATO B	ESTRATO C	ESTRATO D
ϕ (°)	28,00	27,00	40,00	28,00
ψ (°)	0,00	0,00	10,00	0,00
$k_x=k_y$ (m/día)	0,50	3,30E-03	10,88	5,38E-03
R_{inter}	0,80	0,70	0,80	0,70

Tabla 26. Parámetros geotécnicos según el modelo Hardening Soil (Fuente: elaboración propia).

A continuación, se explican los parámetros adicionales necesarios por el modelo constitutivo Hardening Soil que no se caracterizaron en el *Anexo 2. Geología y Geotecnia*.

Módulos de elasticidad (kN/m^2). Tanto E_{50}^{ref} como E_{oed}^{ref} se han obtenido a partir de los ensayos de laboratorio mientras que E_{ur}^{ref} de acuerdo con la formulación del modelo Hardening Soil, se adopta en todos los estratos como el triple del módulo secante de referencia, es decir, $E_{ur}^{ref}=3 \cdot E_{50}^{ref}$.

Exponente de dependencia tensional (Power, m). Este parámetro controla la variación de la rigidez del suelo con el nivel de confinamiento según la ley potencial de Janbu. Un valor de $m = 1$ implica una dependencia lineal de la rigidez con la tensión de confinamiento, habitual en arcillas normalmente consolidadas, mientras que valores inferiores como $m=0,5$, se aproximan a un comportamiento más propio de materiales granulares, con un crecimiento de la rigidez proporcional a la raíz cuadrada del confinamiento. Teniendo en cuenta la naturaleza de cada estrato, se han adoptado los siguientes valores:

- Estrato A ($m=0,5$). Material granular heterogéneo con comportamiento típico de suelo granular.
- Estrato B ($m=0,8$). Suelo fino de plasticidad media con cierto grado de sobreconsolidación. Se adopta un valor intermedio entre el correspondiente a arcillas normalmente consolidadas ($m=1,0$) y el de materiales granulares ($m=0,5$).
- Estrato C ($m=0,5$). Material granular grueso para el que se adopta el valor clásico de Janbu recomendado para suelos granulares densos.
- Estrato D ($m=0,7$). Suelo fino sobreconsolidado con presencia de nódulos que confieren mayor rigidez al conjunto.

Presión de referencia (p_{ref}). Define la presión a la que se miden los módulos de rigidez de referencia E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} y E_{ur}^{ref} . Se adopta el valor por defecto recomendado por PLAXIS 2D de 100 kN/m^2 .

Ángulo de dilatancia (ψ). Este parámetro define el incremento de volumen que experimenta el suelo cuando se deforma en corte. Para su cálculo se recurre a la expresión simplificada de Bolton, donde:

$$\psi = \phi' - 30^\circ$$

Por lo tanto, los estratos A, B y D tendrán un valor de $\psi = 0^\circ$, mientras que el estrato C (que posee un ángulo de rozamiento de 40°) tendrá un $\psi = 10^\circ$

Permeabilidad (k). Los valores de permeabilidad introducidos en el modelo se han obtenido a partir de los ensayos de laboratorio recogidos en el *Anexo 2. Geología y Geotecnia*, calculando para cada estrato la media aritmética de dichas permeabilidades.

Coficiente de rigidez de la interfaz (R_{inter}). Es el factor de reducción de resistencia en la interfaz suelo-estructura. Un $R_{inter}=1,0$ implica una interfaz perfectamente rugosa con plena movilización de la resistencia del suelo, mientras que valores inferiores representan interfaces más lisas con menor capacidad de transmisión de tensiones tangenciales. Los valores adoptados para cada estrato se basan en las recomendaciones de Ingeoexpert:

Materiales	Valor de R_{inter}
Interacción arena/acero	$R_{inter} \approx 0.6 - 0.7$
Interacción arcilla/acero	$R_{inter} \approx 0.5$
Interacción arena/hormigón	$R_{inter} \approx 0.8 - 1.0$
Interacción arcilla/hormigón	$R_{inter} \approx 0.7 - 1.0$
Interacción terreno/geomalla	$R_{inter} \approx 1.0$
Interacción terreno/geotextil	$R_{inter} \approx 0.5 - 0.9$

Figura 42. Valores habituales del parámetro R_{inter} (Fuente: Ingeoexpert).

- Estrato A. Tiene un comportamiento similar al granular, por lo que se adopta un $R_{inter}=0,8$.
- Estrato B. Se adopta un $R_{inter}=0,7$ tal y como muestra la figura superior al tratarse de arcillas.
- Estrato C. Se adopta un $R_{inter}=0,8$ tal y como muestra la figura superior al tratarse de gravas.
- Estrato D. Se adopta un $R_{inter}=0,7$ tal y como muestra la figura superior al tratarse de arcillas.

4.2.2. Estructuras

Con esta herramienta se han modelado los elementos estructurales como plates (muros pantalla, losas de cimentación y cubrición), connections (conexiones rígidas entre muros y losas) y anchors (puntales), así como drains (pozos drenantes), el sistema de vaciado del material entre muros pantalla y cargas distribuidas para simular el paso de maquinaria y posterior compactación de rellenos.

Para la parametrización de los plates y anchors, se han considerado el material como elásticos ya que el presente TFM se centra en el diseño geotécnico del túnel, por lo que el modelo elástico es suficiente para la obtención de los esfuerzos y desplazamientos. Además, se han implementado conexiones rígidas, simulando el empotramiento entre losas de cimentación, cubrición y muros pantallas.

Los parámetros de los plates son los siguientes:

	d (m)	E (GPa)	A (m ² /m)	I (m ⁴ /m)	ν	EA (kN/m)	EI (kN·m ² /m)
LOSA DE CIMENTACIÓN	1,00	30,00	1,00	0,08	0,20	3,00E+07	2,50E+06
LOSA DE CUBRICIÓN	0,80	30,00	0,80	0,04	0,20	2,40E+07	1,28E+06
MUROS PANTALLA	0,80	30,00	0,80	0,04	0,20	2,40E+07	1,28E+06

Tabla 27. Parámetros mecánicos de Plates (Fuente: elaboración propia).

En cuanto al peso específico de los plates, todos ellos tienen un valor de 25 kN/m³, no obstante, a la hora de introducirlo en el PLAXIS se ha de descontar el peso específico del terreno adyacente porque de lo contrario se estaría sobreestimando el peso.

Por lo tanto, en caso de que los plates estén embebidos el peso específico se calcula de la siguiente forma:

$$w = (\gamma_{estructura} - \gamma_{terreno}) \cdot d$$

Si por el contrario la estructura tan solo está en contacto por uno de sus lados, el peso se calcula por medio de la siguiente expresión:

$$w = \left(\gamma_{estructura} - \frac{1}{2} \gamma_{terreno} \right) \cdot d$$

Por lo tanto, el peso específico de los plates en función del terreno serán los siguientes:

		ESTRATO A	ESTRATO B	ESTRATO C	ESTRATO D
LOSA DE CIMENTACIÓN	1 solo lado	-	14,25	-	-
LOSA DE CUBRICIÓN	1 solo lado	-	11,40	-	-
MUROS PANTALLA	Embebido	6,32	2,80	2,40	3,20
	1 solo lado	13,16	11,40	-	-

Tabla 28. Pesos específicos a aplicar en Plates (Fuente: elaboración propia).

En cuanto a los puntales, se ha adoptado un valor inicial un módulo $E=210,00$ GPa y un valor inicial de $EA=5,00E+06$ kN, posteriormente se realizarán las comprobaciones correspondientes para estimar el área de los puntales necesaria frente a pandeo. En cuanto al distanciamiento longitudinal entre puntales, se ha adoptado una distancia de 5 m facilitando así los trabajos de vaciado.

En cuanto a los drenes, se ha colocado dos, que sirven para asegurar en todo momento la estabilidad hidráulica del túnel.

Y, por último, se han creado polígonos simulando la excavación por fases y cargas lineales distribuidas.

4.2.3. Mesh

Esta herramienta tiene como función la generación de la malla de elementos finitos. Se empieza creando dos perímetros cerrados al lado de la zona de actuación para llevar a cabo una discretización de la malla de elementos finitos siendo más fina al lado de la excavación donde es la zona de interés principal a más gruesa a medida que se aleja de la zona de interés.

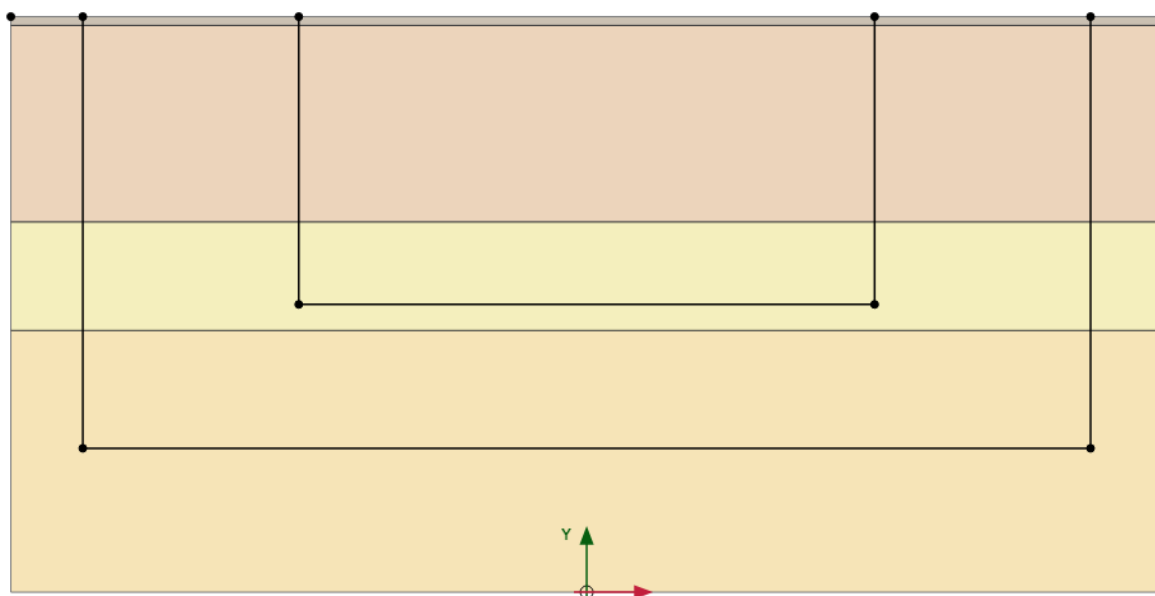


Figura 43. Definición de los perímetros cerrados para generación de mallas (Fuente: Elaboración propia).

Una vez dentro de la herramienta Mesh, se ha de aplicar un coarseness factor, que controla el tamaño relativo de los elementos de la malla en una zona determinada del modelo.

El coarseness factor toma valores entre 0,01 y 10, siendo:

- $CF=1 \rightarrow$ Tamaño de elemento igual al tamaño global en toda la malla
- $CF<1 \rightarrow$ Elementos más pequeños que el tamaño global, es decir, una malla más refinada
- $CF>1 \rightarrow$ Elementos más grandes que el tamaño global, es decir, una malla más gruesa

Para este caso de estudio, interesa tener una malla más refinada en la zona de actuación para obtener desplazamientos y esfuerzos más ajustados.

En la primera sección cerrada donde se involucra el túnel se ha adoptado un coarseness factor de 0,2 mientras que en la segunda sección cerrada se adopta un valor de 0,3 de forma que siga siendo refinado, pero no tan preciso y en el resto de la sección se aplica un valor de 1. Es importante mencionar que a menos coarseness factor adoptado, más trabajo de cálculo conlleva a PLAXIS.

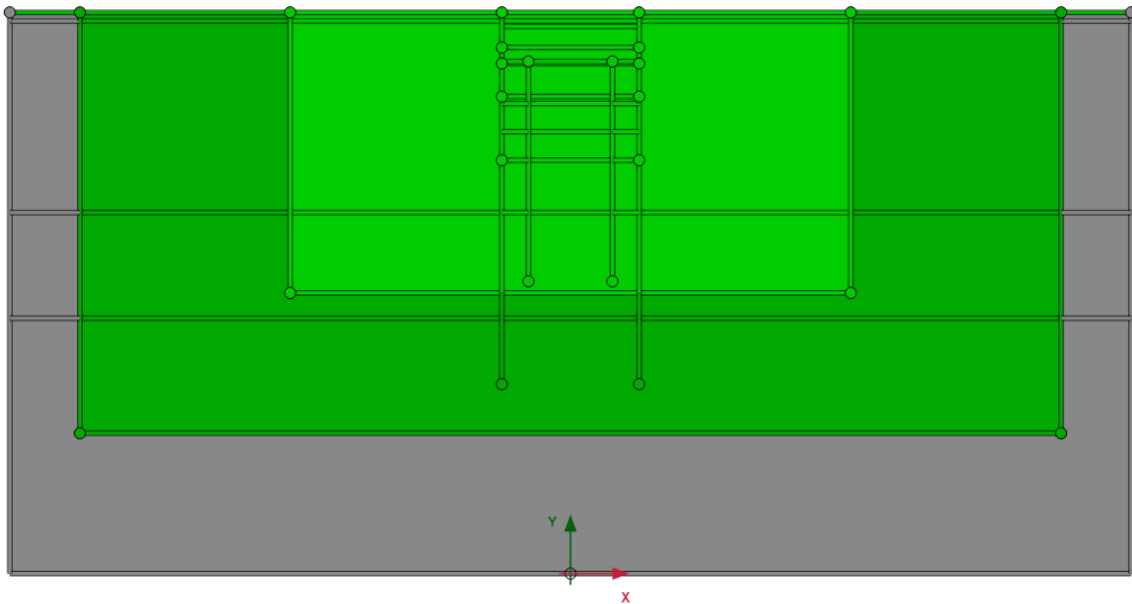


Figura 44. Discretización de elementos finitos mediante coarseness factor (Fuente: Elaboración propia).

4.2.4. Flow conditions

En esta herramienta se definen los niveles freáticos de referencia del modelo, estableciendo el nivel freático natural a la cota correspondiente. No obstante, el control del nivel freático interior de la excavación en cada fase constructiva no se ha realizado mediante la modificación de los niveles freáticos en esta herramienta, sino mediante la activación de elementos *drain* situados en el fondo de la excavación en cada fase del proceso constructivo, que imponen localmente una condición de presión de poro nula simulando la actuación del sistema de bombeo interior.

4.2.5. Staged construction

En esta herramienta se modela el proceso constructivo, donde se activan y desactivan elementos del modelo en el orden real de la obra, en el punto 4.3. *Proceso constructivo* se muestra con detalle.

Entrando un poco en detalle en relación a cómo trabaja PLAXIS 2D en cuanto al rebaje del N.F. dentro de la herramienta *Staged Construction*, cada fase dispone del parámetro *Pore pressure calculation type*, que controla el cálculo de las presiones intersticiales en cada fase. Se han utilizado tres tipos de cálculos los cuales se describirán a continuación:

- **Phreatic.** Se aplica al inicio del proceso constructivo hasta el comienzo del rebaje del N.F. y al acabar los rellenos correspondientes se vuelve a aplicar este tipo de cálculo. El programa genera las presiones de poro de forma hidrostática a partir del N.F. definido sin resolver ecuaciones de flujo.
- **Use pressures from previous phase.** Tan solo se ha utilizado en fases donde se producen cambios estructurales, como la activación de puntales o el hormigonado de losas, es decir, cuando no hay ninguna variación hidráulica. Con esta opción, PLAXIS 2D copia el campo de presiones de poro de la fase anterior sin ningún tipo de recálculos.
- **Steady state groundwater flow.** Se ha empleado en todas las fases en las que se activan los elementos *drain*, es decir, que se procede al rebaje del N.F., permitiendo así la redistribución de presiones generada. Con esta opción, PLAXIS 2D resuelve las ecuaciones de flujo en régimen

estacionario, obteniendo una distribución de presiones no hidrostática que refleja el movimiento real del agua en el terreno.

4.3. Proceso constructivo

Antes de comenzar con la descripción del proceso constructivo, puesto que las tres secciones de estudio poseen cotas de superficie diferentes referidas al nivel del mar (8,71 m, 9,71 m, 10,54 m de la sección 1 a la 3 respectivamente), se trabajará en este mismo sistema de cotas para explicar el proceso constructivo de una manera más simple, puesto que la profundidad de excavación es variable dependiendo del punto del trazado. Por otra parte, se mostrarán figuras correspondientes a la sección 2 con el fin de facilitar el entendimiento del proceso constructivo.

En una primera fase de las obras, se llevarán a cabo los trabajos previos necesarios para habilitar la zona de actuación y garantizar las condiciones de acceso y seguridad requeridas por el proceso constructivo.

En primer lugar, se procede a la demolición y fresado del firme existente en ambos sentidos de circulación de la calle afectada, incluyendo el pavimento.

A continuación, se ejecuta el desbroce y limpieza general de la zona de actuación, retirando la vegetación, escombros y cualquier elemento que pudiera dificultar los trabajos posteriores. Una vez despejada la zona, se posiciona la maquinaria pesada necesaria para la ejecución de los muros pantalla: cuchara bivalva, plantas de fabricación y reciclado de lodos bentoníticos, grúas auxiliares y equipos de hormigonado.

En la segunda fase, se inicia la ejecución de los muros pantalla de hormigón armado mediante el procedimiento de excavación bajo lodo bentonítico para garantizar la estabilidad de tierras y evitar posibles derrumbamientos. Se ejecutarán en paneles de 5 metros de ancho y una longitud constante de 25,50 m garantizando así el empotramiento en el estrato D por criterio estructural como por criterio de estanqueidad hidráulica como se ha explicado en las conclusiones del apartado 3.

Para proceder a la ejecución de estos trabajos se aplica una carga lineal de 20 kN/m simulando la carga de la maquinaria.

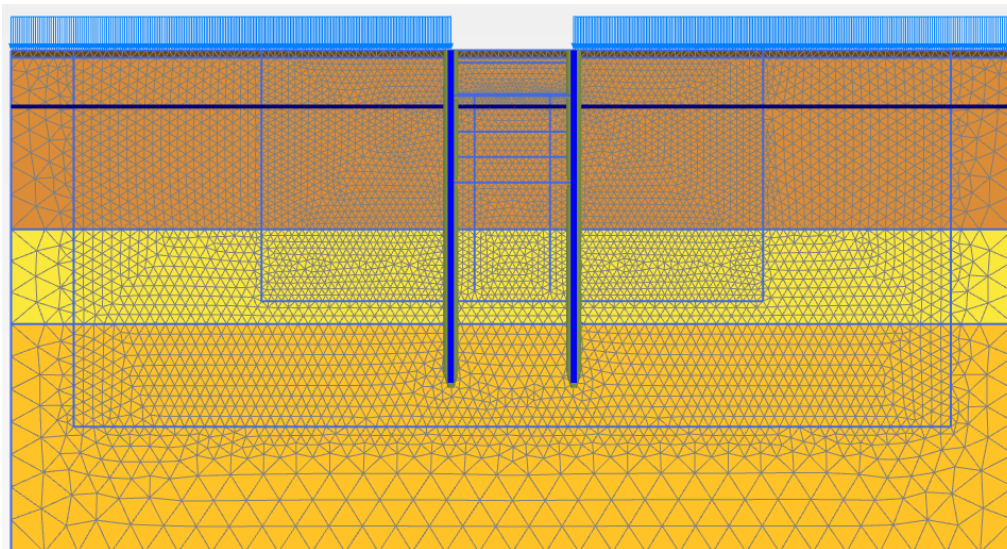


Figura 45. Estado del modelo inicial (sección 2). Generación de muros pantalla (Fuente: Elaboración propia).

La tercera fase es el núcleo del proceso constructivo bottom up, donde se agrupa la secuencia de excavaciones escalonadas, acodalamientos provisionales y el rebajamiento controlado del nivel freático. Dada la presencia del N.F. a una cota superior a la cota de cimentación en las tres secciones

de estudio, el proceso de vaciado requiere la coordinación permanente entre la excavación mecánica y el sistema de bombeo mediante drenes.

La primera actuación consiste en excavar de forma que se consiga alcanzar la cota relativa de 8,71 m. Esta actuación supone excavar 1,00 m de material en la sección 2 y 1,83 m en la sección 3, homogeneizando la zona de actuación a lo largo del trazado del túnel con la cota más baja de las tres secciones consideradas. En la Sección 1, no se requiere excavar en esta fase puesto que la cota que se desea excavar es igual a la de la sección.

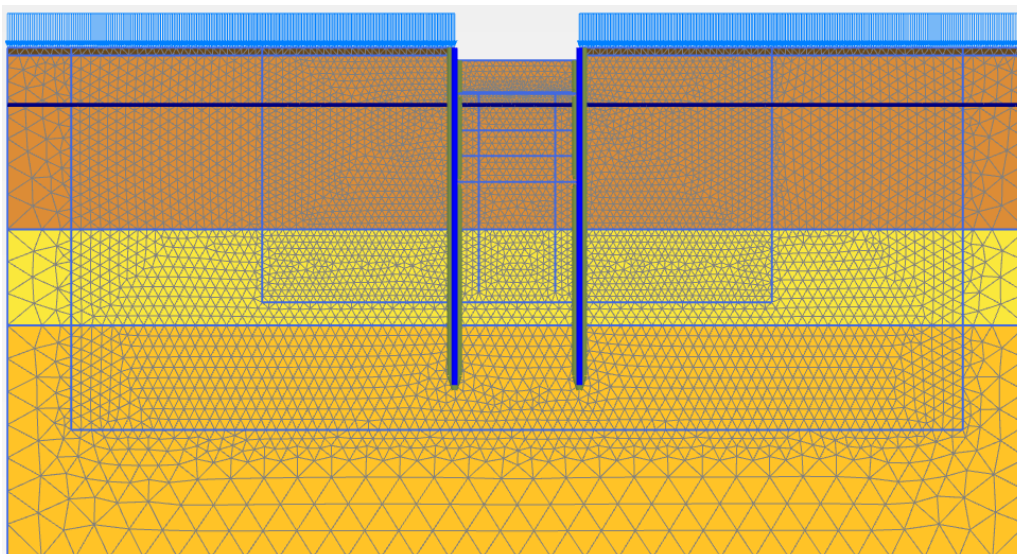


Figura 46. Primer nivel de excavación hasta la cota 8,71 m (Fuente: Elaboración propia).

Una vez nivelada la superficie, se inicia la segunda fase de excavación, profundizando 2,50 m hasta alcanzar la cota relativa 6,21 m en todo el trazado. Dado que el N.F. se sitúa a la cota 5,22 m, esta fase de excavación se desarrolla aún por encima del mismo, por lo que no se requiere rebajamiento previo del nivel freático para su ejecución.

Una vez alcanzada la cota de excavación descrita en el párrafo anterior, se procede a la colocación del primer nivel de acodalamiento (P1) a la cota 7,21 m, mediante puntales metálicos de sección circular dispuestos transversalmente entre los dos muros pantalla enfrentados con una separación longitudinal de 5 m.

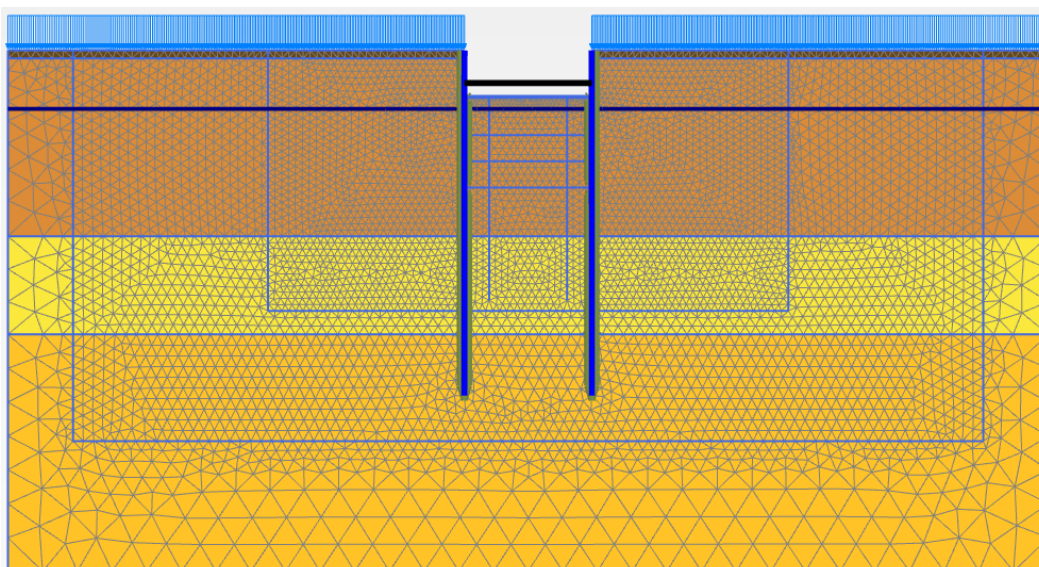


Figura 47. Segundo nivel de excavación hasta la cota 6,21 m y colocación del primer nivel de acodalamiento (Fuente: Elaboración propia).

Con el primer nivel de acodalamiento instalado, se comienza el rebajamiento del N.F. hasta la cota 3,21 m mediante la puesta en funcionamiento del sistema de bombeo con pozos drenantes. Este rebajamiento es condición necesaria para garantizar la estabilidad del fondo de excavación en la fase siguiente.

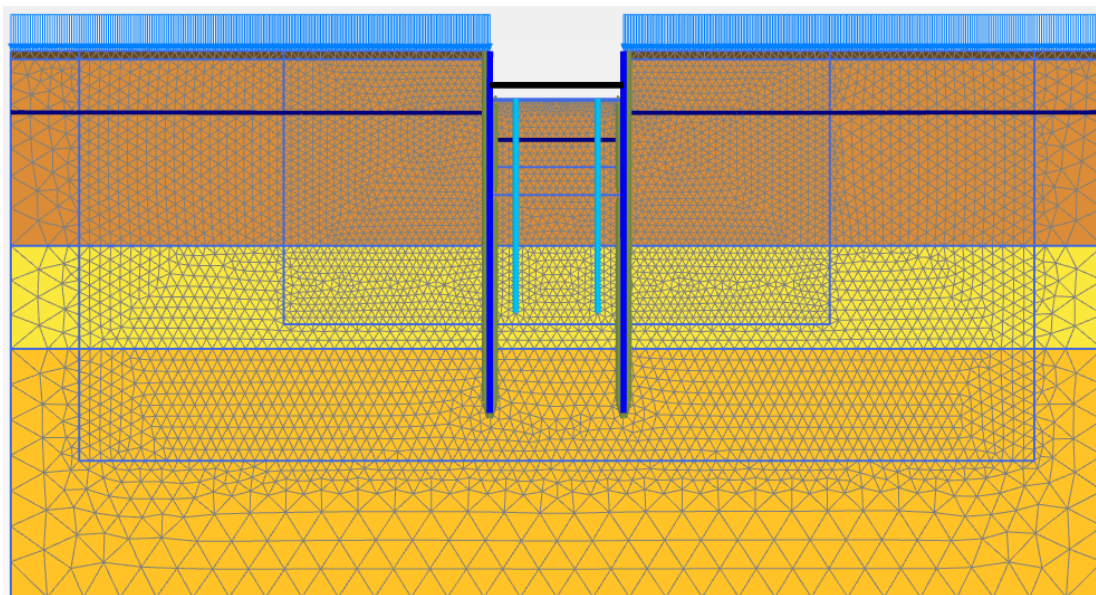


Figura 48. Comienzo del rebaje del N.F. (Fuente: Elaboración propia).

Una vez comprobado el descenso del N.F. hasta la cota de 3,21 m, se ejecuta la tercera fase de excavación, profundizando 3,00 m hasta alcanzar la cota 3,21 m (misma cota a donde se redujo el N.F. en el primer rebajamiento). A continuación, se coloca el segundo nivel de acodalamiento (P2) a la cota 3,71 m, completando así el sistema de arriostramiento provisional garantizando la estabilidad de los muros pantalla durante las fases de mayor profundidad de vaciado.

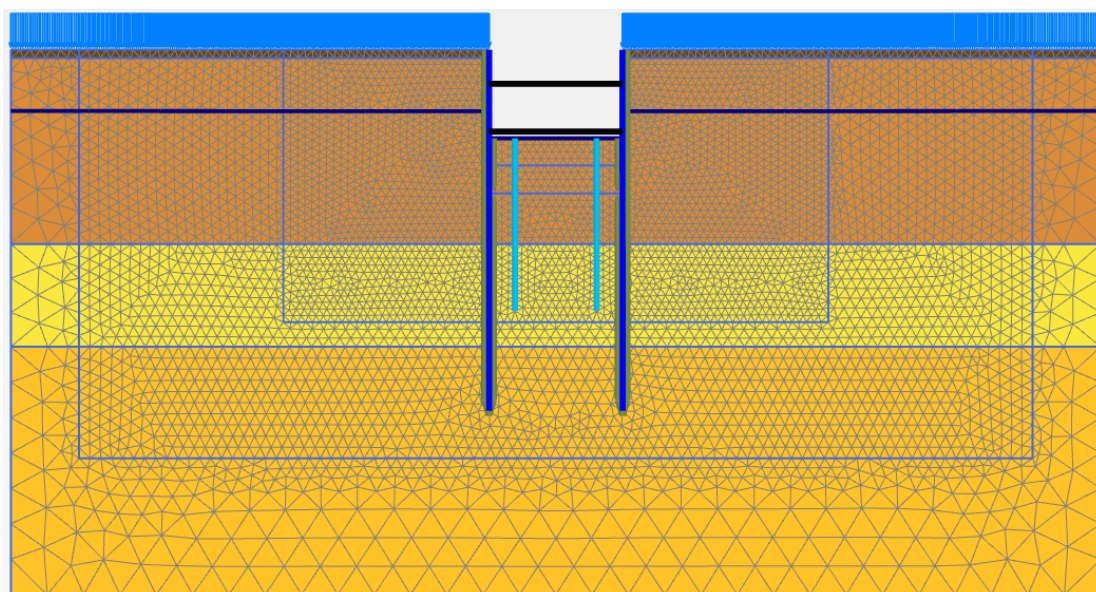


Figura 49. Tercer nivel de excavación hasta la cota 3,21 m y colocación del segundo nivel de acodalamiento (Fuente: Elaboración propia).

Una vez colocados los dos niveles de arriostramiento, se procede al segundo ciclo de rebajamiento, descendiendo el nivel freático desde la cota 3,21 m hasta la cota 1,21 m.

Con el nivel del agua controlado tras el rebaje, se ejecuta la cuarta fase de excavación, profundizando 2,00 m hasta la cota 1,21 m.

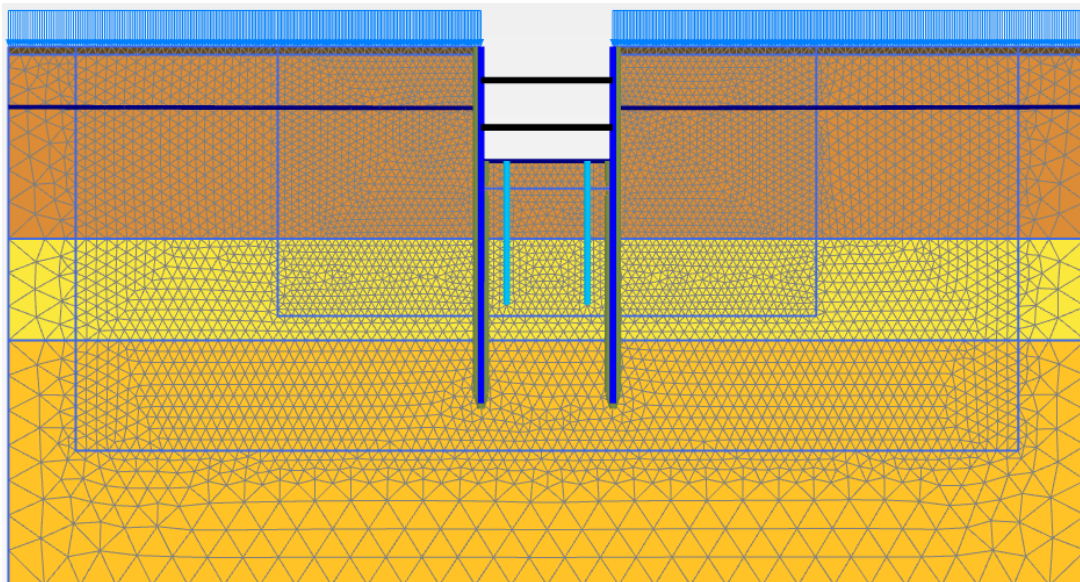


Figura 50. Cuarto nivel de excavación hasta la cota 1,21 m (Fuente: Elaboración propia).

Antes de ejecutar la última fase de vaciado, se lleva a cabo el tercer y último ciclo de rebaje, descendiendo el nivel del agua de cota 1,21 m hasta la cota -2,00 m, garantizando así un margen de seguridad suficiente frente a la subpresión hidrostática durante el hormigonado de la losa de cimentación. Este rebajamiento sitúa el nivel freático interior por debajo de la cota de cimentación, eliminando la presión intersticial actuante sobre el fondo de la excavación.

Con el nivel freático por debajo de la cota de trabajo, se ejecuta la quinta y última fase de excavación hasta alcanzar la cota de cimentación (se profundiza un total de 2,69 m) de -1,48 m. En esta fase se materializa la condición más desfavorable del proceso constructivo en términos de empujes sobre los muros pantalla, presión de subpresión hidrostática y riesgo de levantamiento de fondo, siendo éste el escenario crítico verificado en las comprobaciones geotécnicas del apartado 3.

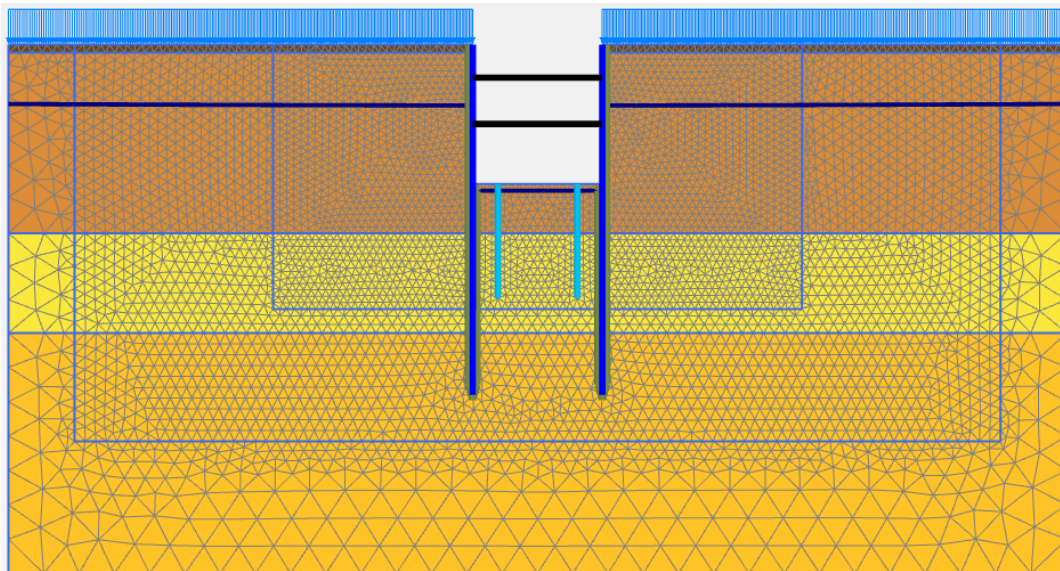


Figura 51. Último nivel de excavación hasta la cota -1,48 m (Fuente: Elaboración propia).

Alcanzada la cota de cimentación y con el fondo de excavación estabilizado, se inicia la construcción de los elementos estructurales permanentes del túnel.

En primer lugar, se ejecuta una capa de hormigón de limpieza de 15 cm de espesor sobre el fondo de excavación, regularizando la superficie y proporcionando un nivel de trabajo limpio y estable para el replanteo y la colocación de las armaduras de la losa de cimentación. Inmediatamente a continuación,

se procede al hormigonado de la losa de cimentación de 1 m de espesor, que actúa como elemento resistente del fondo del túnel y como estabilizador frente a la subpresión hidrostática, tal y como se verifica en las comprobaciones de levantamiento de fondo desarrolladas en el apartado 3.2.

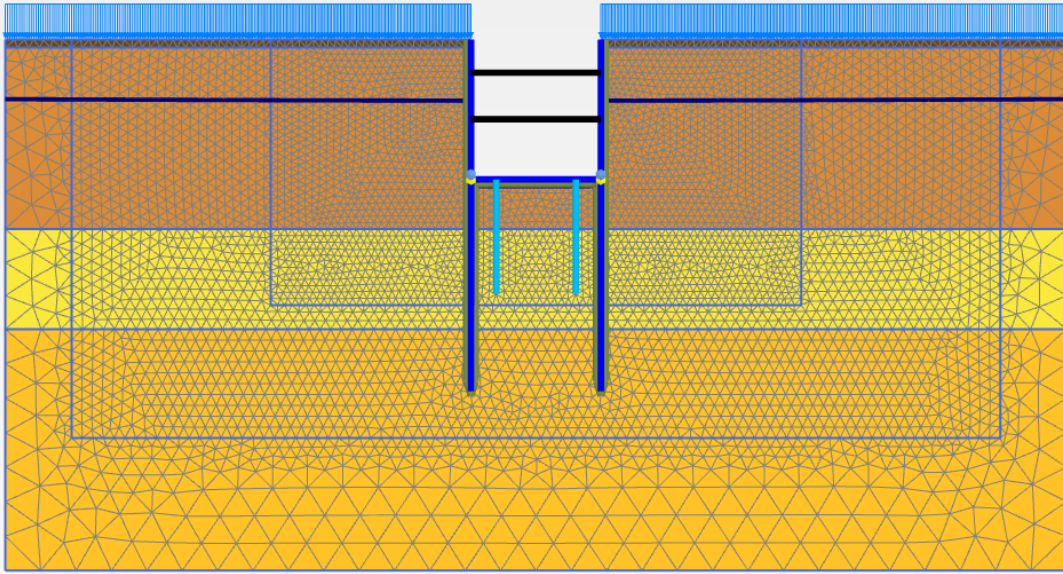


Figura 52. Ejecución de la losa de cimentación (Fuente: Elaboración propia).

Una vez que la losa de cimentación ha alcanzado la resistencia necesaria, se procede a la retirada del segundo nivel de acodalamiento (P_2) y posteriormente el hormigonado de la losa de cubrición de 0,80 m de espesor, de geometría plana. Con la ejecución de la losa de cubrición queda cerrada la sección transversal del túnel, que pasa a funcionar como un cajón de hormigón armado.

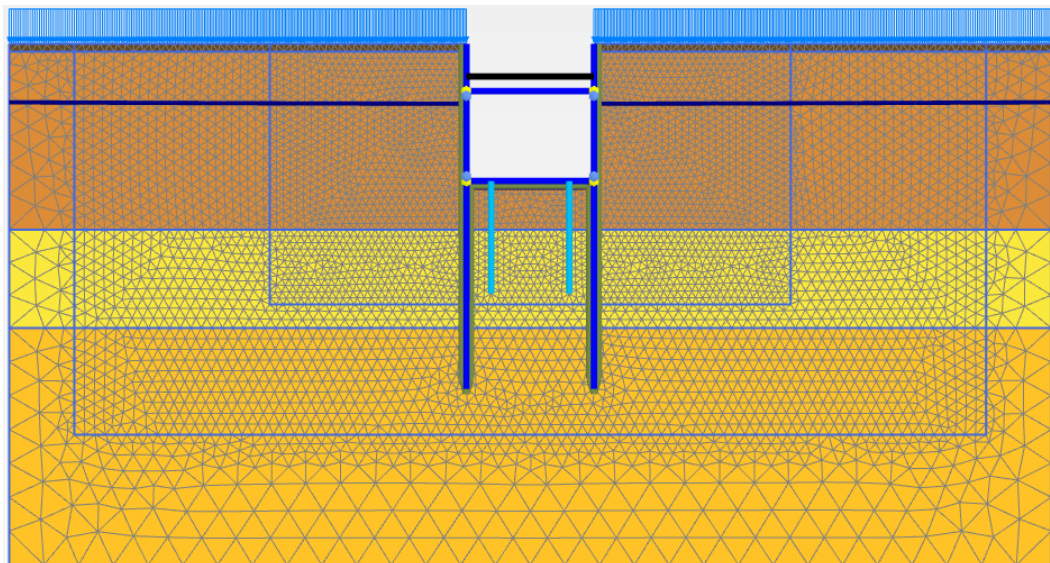


Figura 53. Retirada del segundo nivel de acodalamiento y ejecución de la losa de cubrición (Fuente: Elaboración propia).

Una vez construida la estructura del túnel, se procede a la retirada del primer nivel de acodalamiento (P_1). Una vez retirado, se ejecuta el relleno y compactación del trasdós por encima de la losa de cubrición, utilizando material procedente de la propia excavación. El relleno se realiza por tongadas de 0,30 m de espesor para garantizar la adecuada compactación del terreno hasta alcanzar la cota superficial de origen.

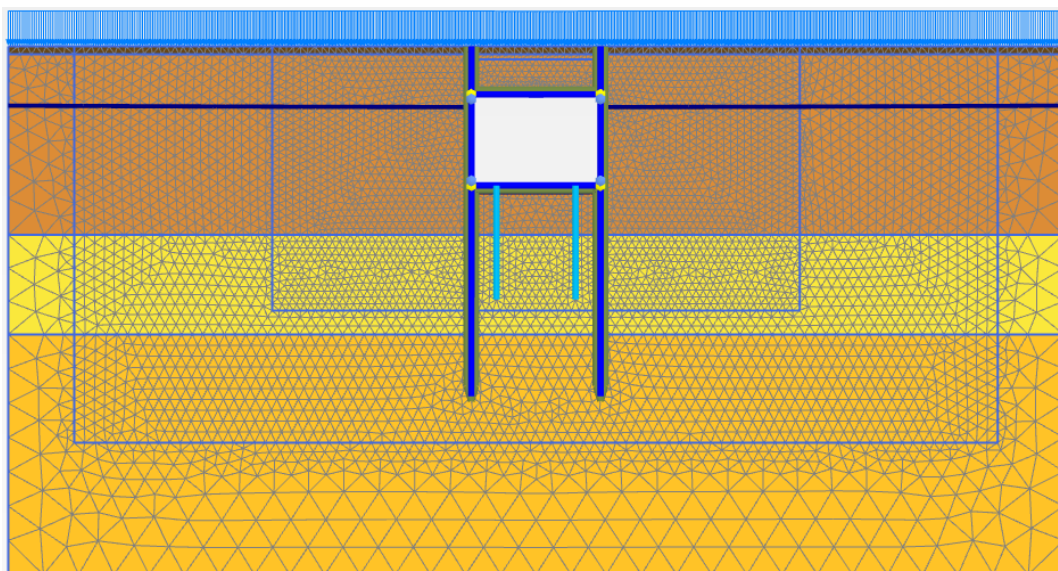


Figura 54. Retirada del primer nivel de acodamiento más relleno y compactación por encima de la losa de cubrición (Fuente: Elaboración propia).

Una vez alcanzado el nivel de relleno definitivo y comprobada la estabilidad estructural del conjunto, se desactivan los pozos drenantes, de forma que el agua busca volver a su nivel original, es decir, el N.F. Esta operación se lleva a cabo de forma controlada para evitar el incremento brusco de la subpresión hidrostática sobre la losa de cimentación, garantizando en todo momento que el factor de seguridad frente al levantamiento del conjunto estructural se mantiene por encima del valor mínimo exigido de 1,50, tal y como se ha demostrado para el Escenario 4 en el apartado de comprobaciones geotécnicas.

Finalmente, una vez finalizados los trabajos descritos se retirará la maquinaria utilizada en los procesos descritos.

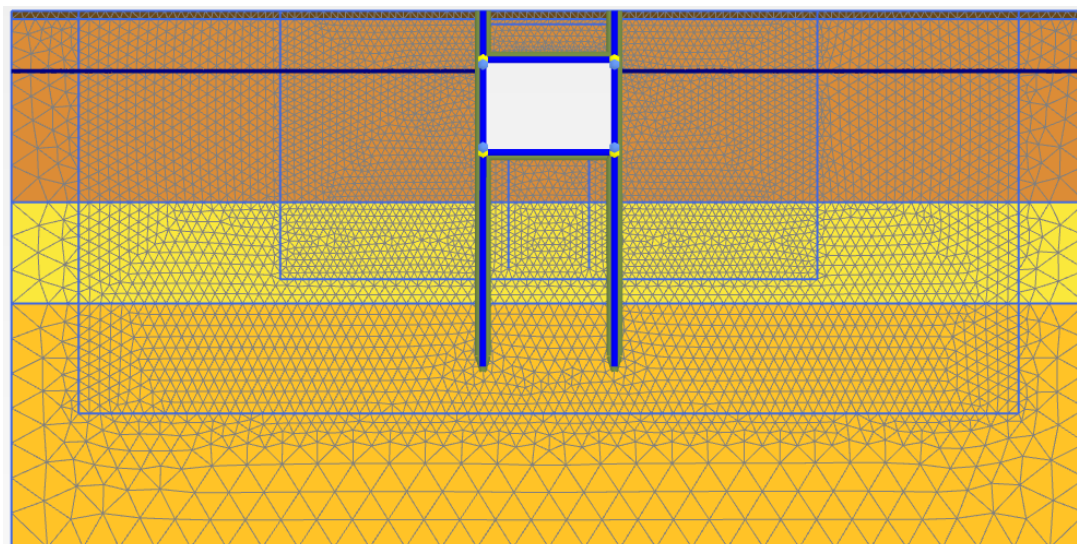


Figura 55. Desactivación de pozos drenantes y vuelta al N.F. Finalización de las obras (Fuente: Elaboración propia).

4.4. Análisis de tensiones

4.4.1. Tensiones en muros pantalla

En este subapartado se analiza el estado tensional en las interfaces de los muros pantalla durante la fase más desfavorable del proceso constructivo, correspondiente a la excavación hasta la cota de cimentación. Esta fase representa la fase más crítica desde el punto de vista de las tensiones transmitidas entre el terreno y los elementos de contención. Se presentan los resultados obtenidos para las tres secciones analizadas a través de las interfaces, tanto de tensiones efectivas como intersticiales, destacando las diferencias entre ellas a raíz de la diferencia estratigráfica a lo largo del trazado.

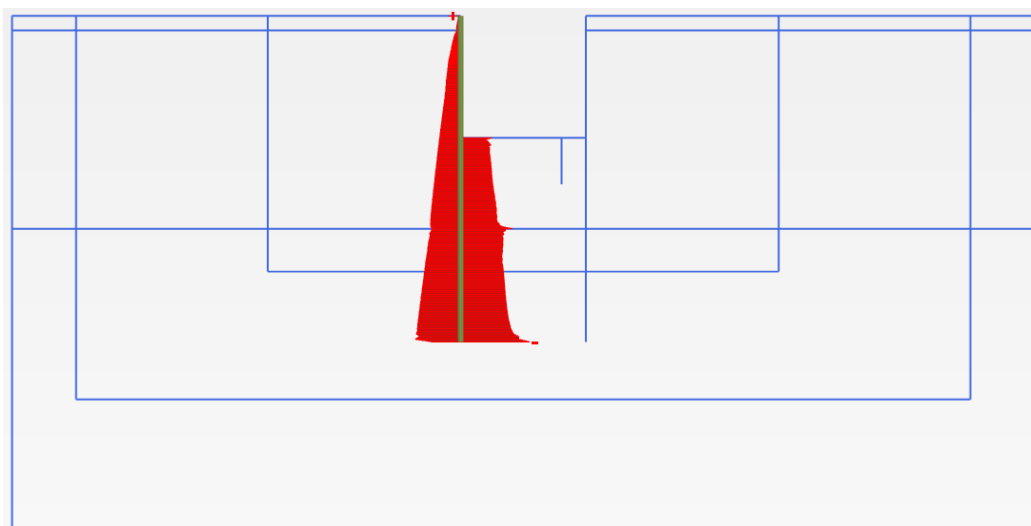


Figura 56. Distribución de tensiones efectivas horizontales (Sección 1) en interfaces del muro pantalla (Fuente: Elaboración propia).

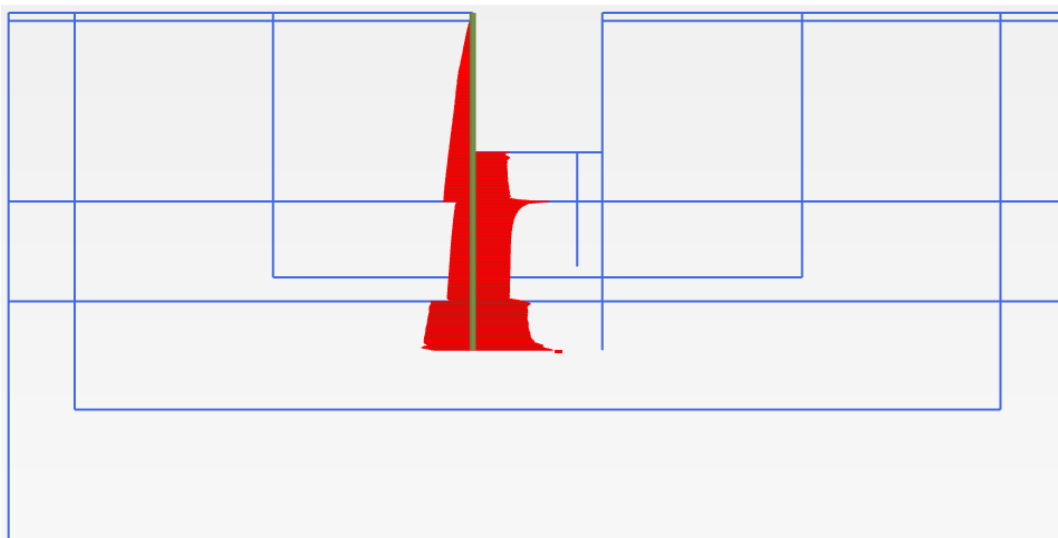


Figura 57. Distribución de tensiones efectivas horizontales (Sección 2) en interfaces del muro pantalla (Fuente: Elaboración propia).

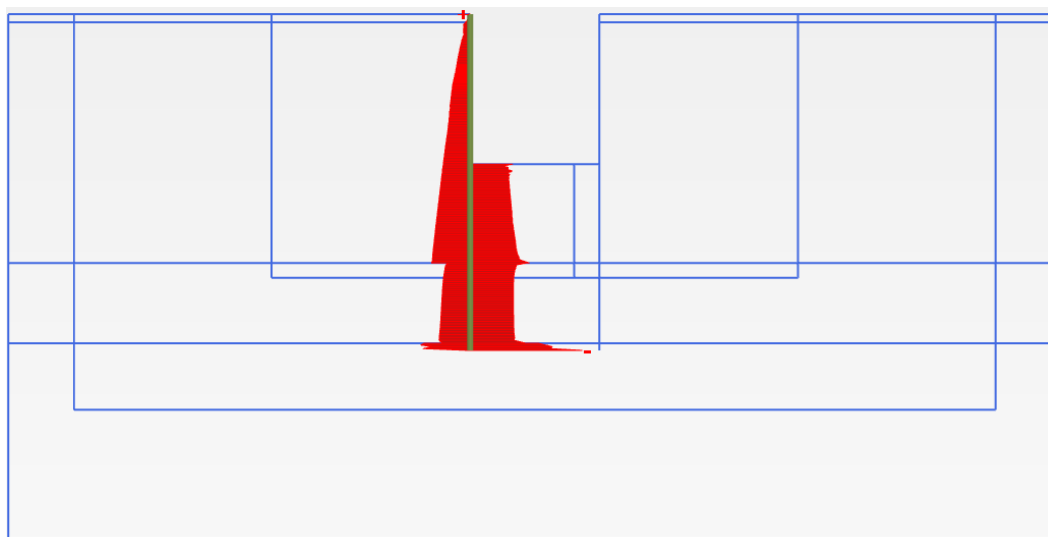


Figura 58. Distribución de tensiones efectivas horizontales (Sección 3) en interfaces del muro pantalla (Fuente: Elaboración propia).

Como se puede apreciar en las tres secciones, se producen una serie de inflexiones fuertes en el límite entre estratos porque al cambiar el coeficiente $k_0=1-\sin\phi'$, lo que genera un salto en la tensión horizontal aun siendo la vertical continua. Las inflexiones más notorias se pueden ver en los límites con el estrato C, debido a que posee un alto ángulo de rozamiento, minorando así los empujes horizontales.

Por otra parte, los empujes obtenidos mediante PLAXIS 2D son superiores a los calculados en el apartado 3 por la teoría de Rankine. Esto se debe a dos razones fundamentalmente, la primera es porque en la teoría de Rankine no se considera la rigidez del muro, y la segunda es que los muros se encuentran arriostrados, impidiendo que se produzcan grandes deformaciones en el muro y por ende, evitando que el terreno del trasdós alcance el estado activo de rotura que asume Rankine.

PLAXIS parte del estado geostático K_0 y sigue la trayectoria tensional real fase a fase, de modo que en las zonas donde el muro apenas se desplaza las presiones calculadas permanecen en un estado intermedio entre K_0 y K_a en el trasdós, así como entre K_0 y K_p en el intradós de los muros.

A continuación, se muestran dos tablas comparativas, la primera muestra la diferencia entre empujes activos, en reposo y los empujes obtenidos a partir de PLAXIS en el trasdós de los muros, mientras que la segunda muestra la diferencia entre empujes pasivos, en reposo y los empujes obtenidos a partir de PLAXIS en el intradós de los muros, todos ellos referidos a la sección 3 que es la que posee empujes más solicitantes.

	z (m)	e'_a (kN/m²)	Empujes trasdós PLAXIS 2D (kN/m²)	e'_o (kN/m²)
ESTRATO A	0	4,82	8,57	10,61
	0,61	8,58	9,19	16,14
ESTRATO B	0,61	-13,08	0,49	16,62
	18,88	82,62	140,90	155,77
ESTRATO C	18,88	62,03	94,39	101,91
	24,95	77,87	123,20	127,93
ESTRATO D	24,95	117,28	172,40	189,99
	25,50	119,46	176,10	193,20

Tabla 29. Comparativa de empujes entre Rankine y PLAXIS 2D en trasdós (Fuente: elaboración propia).

	z (m)	e'_p (kN/m ²)	Empujes intradós PLAXIS 2D (kN/m ²)	e'_o (kN/m ²)
ESTRATO B	12,02	39,16	46,88	0,00
	18,88	165,21	145,80	43,07
ESTRATO C	18,88	217,68	139,90	28,18
	24,95	418,68	181,40	54,20
ESTRATO D	24,95	272,13	166,60	80,50
	25,50	282,19	176,70	83,71

Tabla 30. Comparativa de empujes entre Rankine y PLAXIS 2D en intradós (Fuente: elaboración propia).

Como se puede comprobar, los empujes obtenidos en PLAXIS dan valores comprendidos entre K_o y K_a en el trasdós, así como entre K_o y K_p en el intradós de los muros, lo que evidencia que no se alcanza tanto el empuje activo como el pasivo en los muros, pero que tampoco permanecen inmóviles, es decir, si que se produce movilización de los muros, pero no la suficiente para alcanzar los empujes basados en la teoría de Rankine.

A continuación, se muestran las tensiones horizontales generalas por las presiones hidrostáticas del agua.

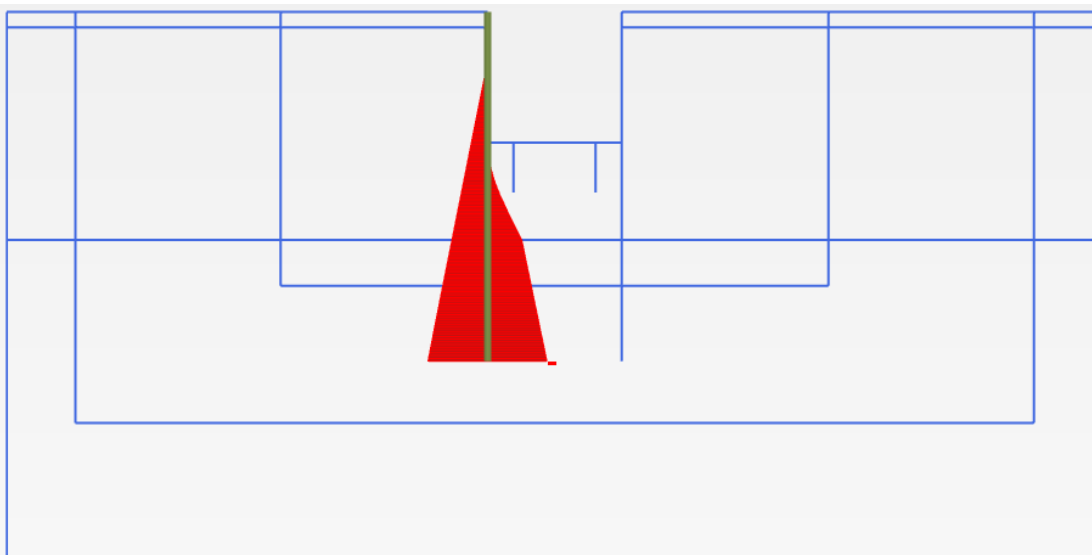


Figura 59. Distribución de presiones interstciales (Sección 1) en interfaces del muro pantalla (Fuente: Elaboración propia).

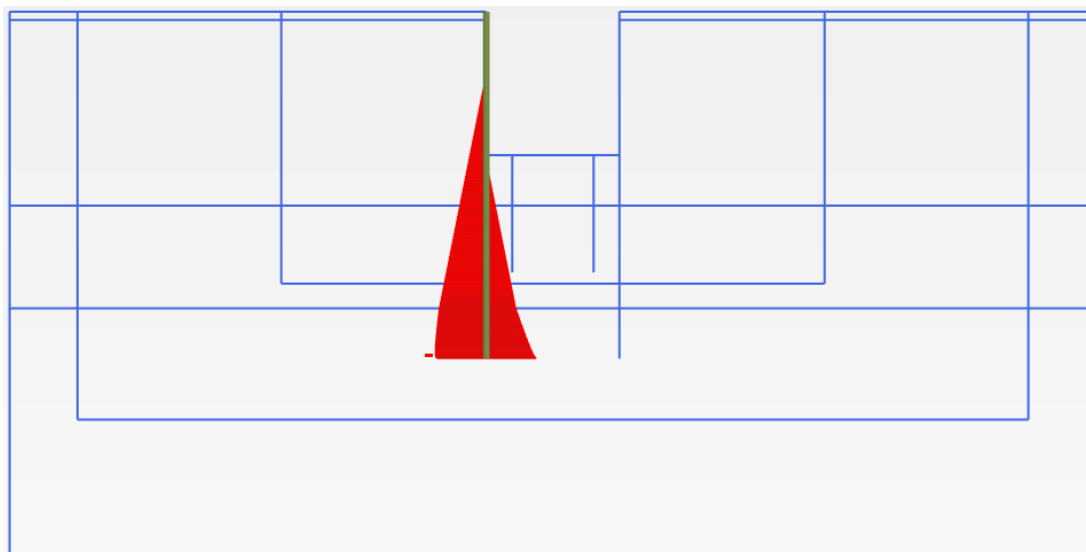


Figura 60. Distribución de presiones interstciales (Sección 2) en interfaces del muro pantalla (Fuente: Elaboración propia).

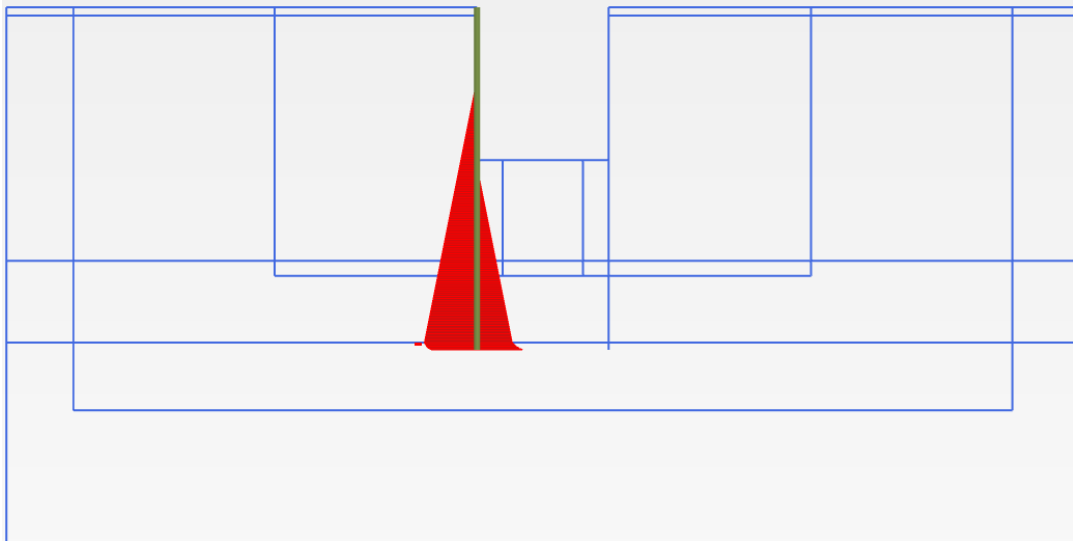


Figura 61. Distribución de presiones intersticiales (Sección 3) en interfaces del muro pantalla (Fuente: Elaboración propia).

En las 3 figuras previas, se pueden visualizar las presiones intersticiales a la hora de alcanzar la cota de cimentación. Lo normal es que las presiones intersticiales sean triangulares, no obstante, como se puede apreciar, existen pequeños cambios en la trayectoria de presiones tanto en el trasdós como en el intradós del muro, eso es debido al rebaje del nivel freático hasta medio metro por debajo de la cota de cimentación, creando en el intradós una disminución de la presión de poro y por consiguiente una leve disminución en el trasdós en la punta del muro pantalla por el pequeño flujo que se produce.

4.4.2. Tensiones bajo losa de cimentación y cubrición

Una vez ejecutada la estructura definitiva y desactivado el rebaje del N.F., el estado tensional bajo la losa de cimentación y sobre la losa de cubrición determina las sollicitaciones de diseño a largo plazo, es decir, conforma la situación más desfavorable. Bajo la losa de cimentación actúan simultáneamente la subpresión hidrostática ascendente y las tensiones de contacto con el terreno, mientras que sobre la losa de cubrición actúan el peso del relleno de tierras y las sobrecargas que simulan la compactación del terreno. El análisis de estas tensiones en la fase final del modelo permite verificar que la estructura trabaja dentro de los rangos previstos en el diseño. A continuación, se muestran los diagramas de tensiones efectivas e intersticiales en la losa de cimentación y cubrición.

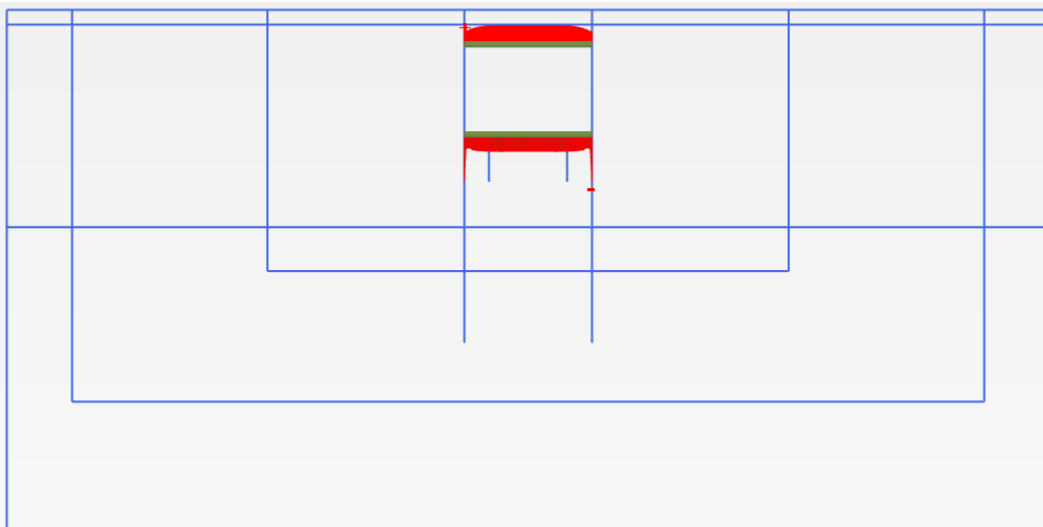


Figura 62. Distribución de tensiones efectivas (Sección 1) en interfaces de losa de cimentación y cubrición (Fuente: Elaboración propia).

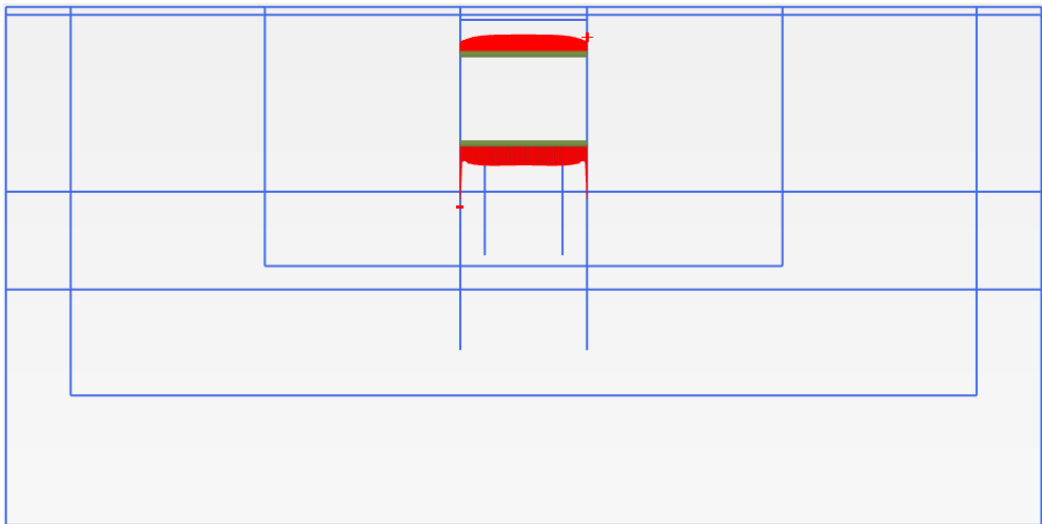


Figura 63. Distribución de tensiones efectivas (Sección 2) en interfaces de losa de cimentación y cubrición (Fuente: Elaboración propia).

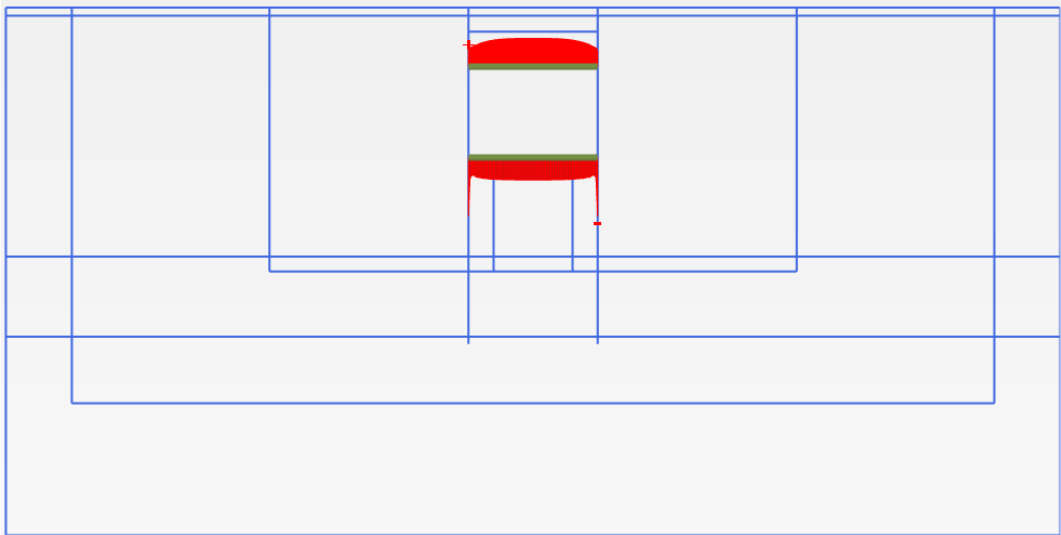


Figura 64. Distribución de tensiones efectivas (Sección 3) en interfaces de losa de cimentación y cubrición (Fuente: Elaboración propia).

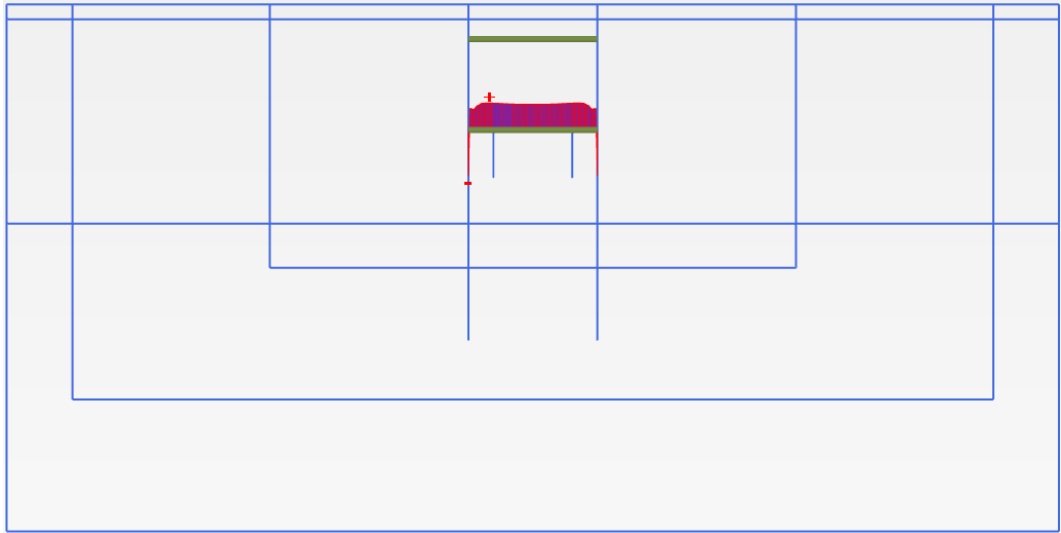


Figura 65. Distribución de presiones intersticiales (Sección 1) en interfaces de losa de cimentación y cubrición (Fuente: Elaboración propia).

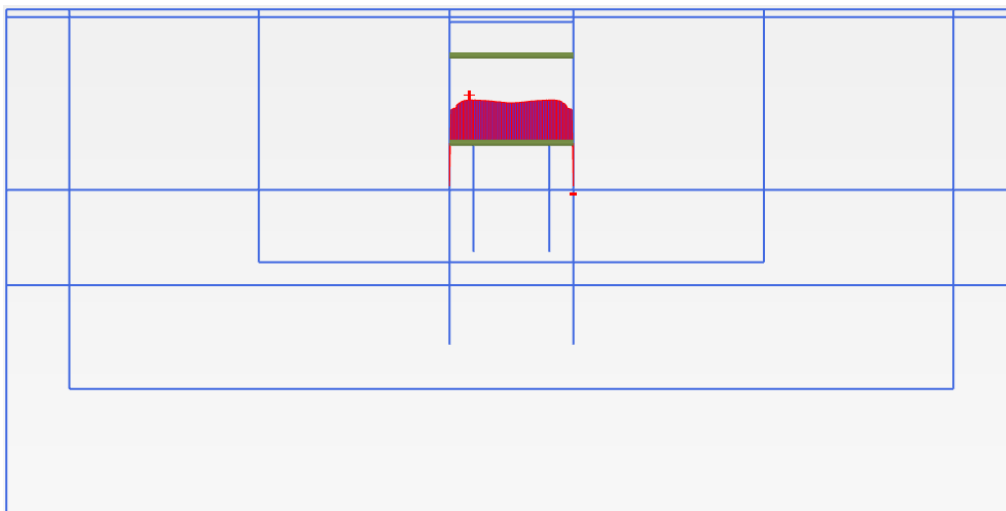


Figura 66. Distribución de presiones intersticiales (Sección 2) en interfaces de losa de cimentación y cubrición (Fuente: Elaboración propia).

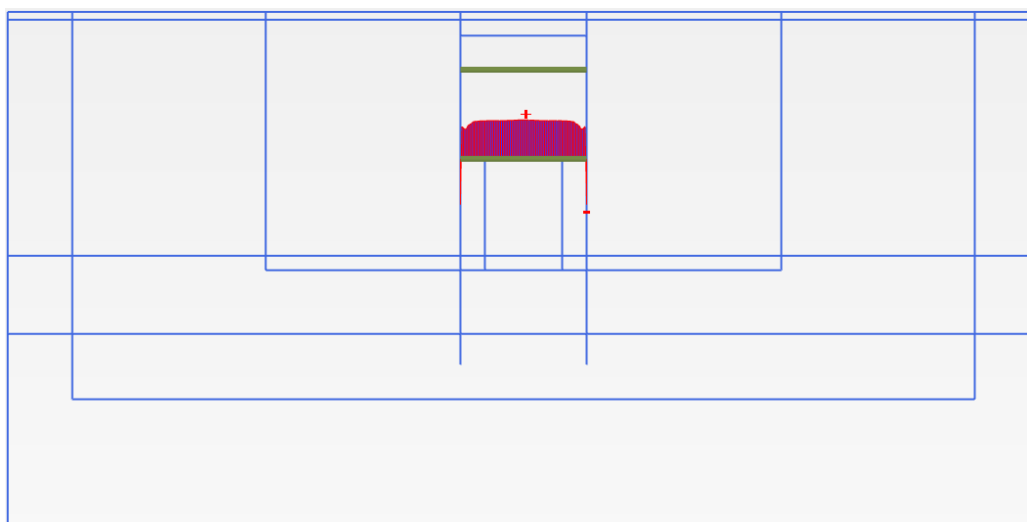


Figura 67. Distribución de presiones intersticiales (Sección 3) en interfaces de losa de cimentación y cubrición (Fuente: Elaboración propia).

Como se ha podido ver en las figuras previas, todos los diagramas siguen un patrón similar, para empezar, en los extremos de la losa de cimentación se producen picos de tensión debidos al efecto de la conexión rígida entre los muros pantalla y la losa de cimentación tanto en tensiones efectivas como en intersticiales.

En tensiones efectivas se producen esos picos porque al excavar el terreno tiende a hincharse y más teniendo en cuenta la gran profundidad que se excava, sin embargo, al existir una conexión rígida entre muros y losa, limita drásticamente los movimientos generando una alta presión de confinamiento. Mientras que en presiones intersticiales es la misma situación, pero en este caso se debe al empuje del agua sobre la losa de cimentación. Estos picos no se producen en la losa de cubrición porque el terreno no se encuentra confinado y el N.F. no afecta a esa profundidad.

4.5. Análisis de esfuerzos

A través de los resultados obtenidos a través de los diagramas de tensiones efectivas como intersticiales se confirma que la sección 3 es la que más solicitada frente a esfuerzos axiales, cortantes y flectores, por lo tanto, en este apartado se analizarán tan solo los esfuerzos correspondientes a dicha sección para no alargar mucho este subapartado.

Los elementos a analizar son tres:

- Elemento 1. Muros pantalla. Como son de igual longitud y se encuentran solicitados ante la misma magnitud de tensiones los esfuerzos serán simétricos, por lo tanto, se analiza como un único elemento.
- Elemento 2. Losa de cubrición
- Elemento 3. Losa de cimentación

A continuación, se muestran los esfuerzos axiles, cortantes y flectores en cada elemento estructural mencionado.

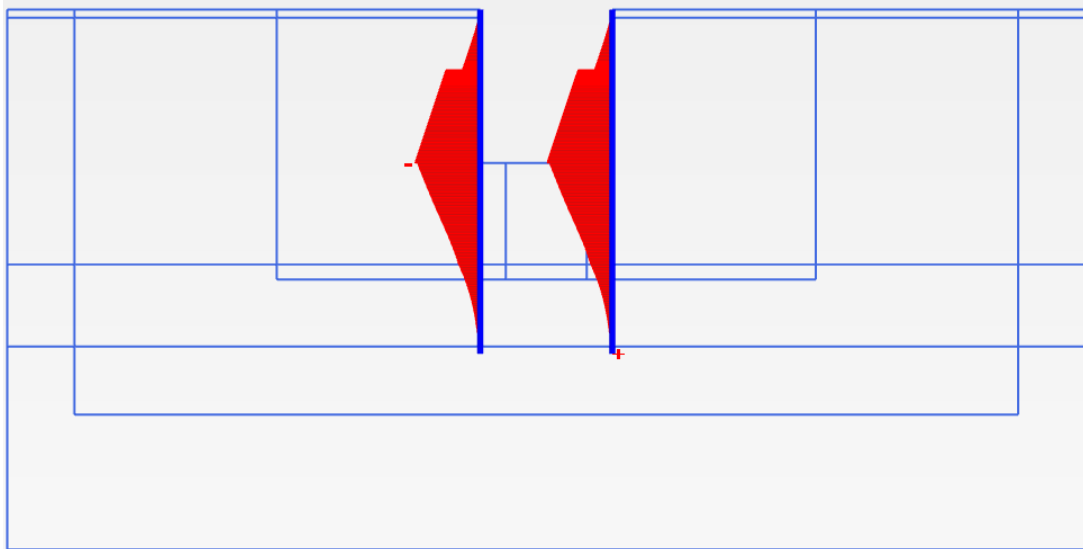


Figura 68. Esfuerzos axiales en muros pantalla (Fuente: Elaboración propia).

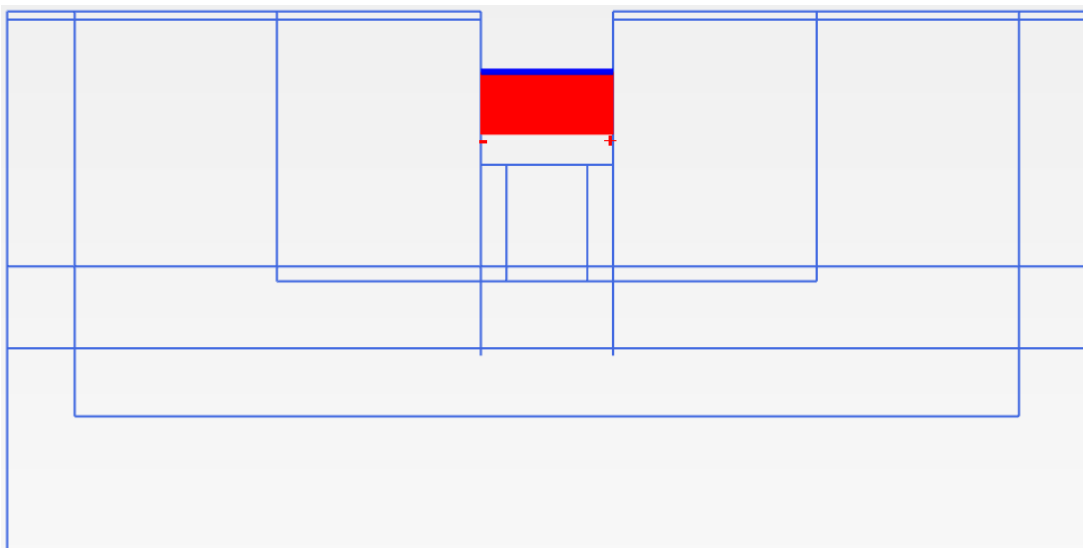


Figura 69. Esfuerzos axiales en losa de cubrición (Fuente: Elaboración propia).

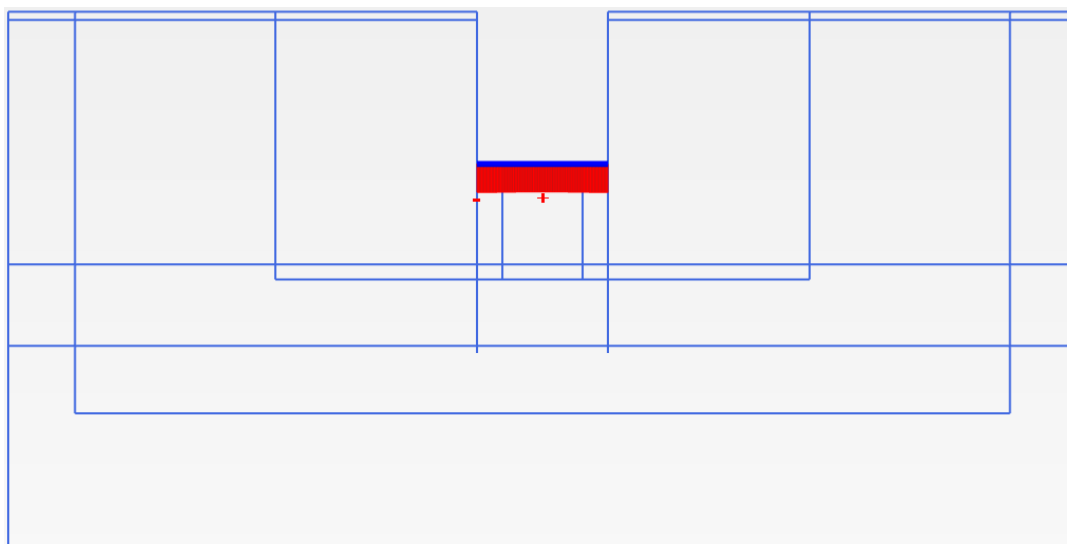


Figura 70. Esfuerzos axiales en losa de cimentación (Fuente: Elaboración propia).

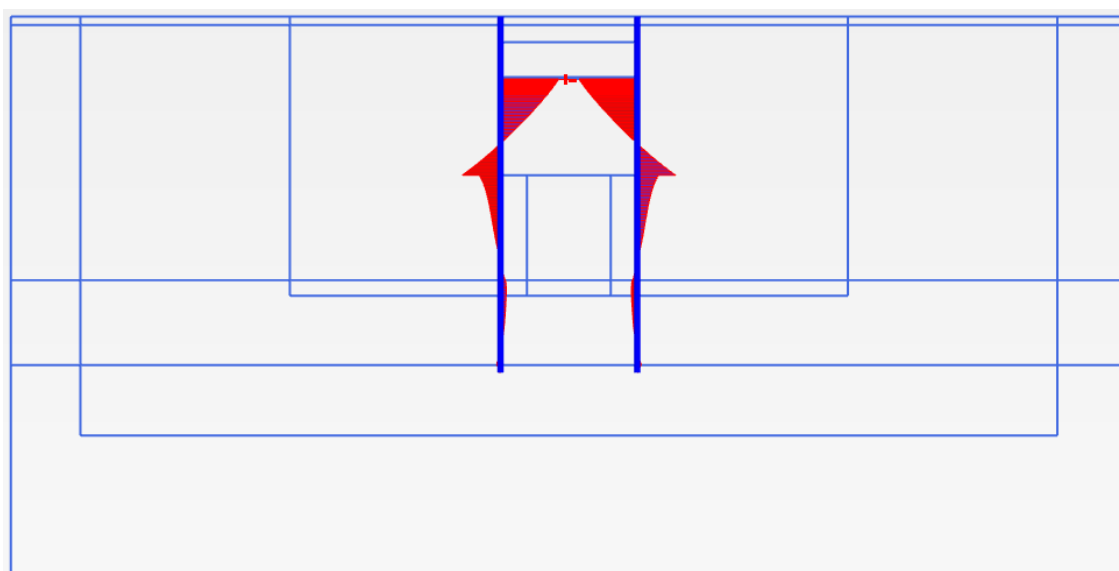


Figura 71. Esfuerzos cortantes en muros pantalla (Fuente: Elaboración propia).

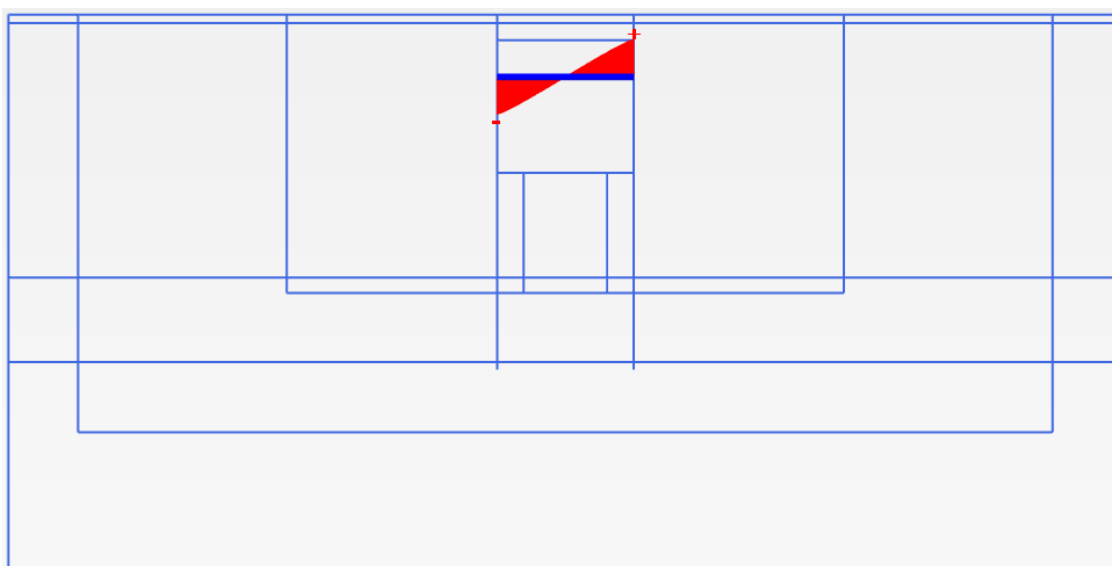


Figura 72. Esfuerzos cortantes en losa de cubrición (Fuente: Elaboración propia).

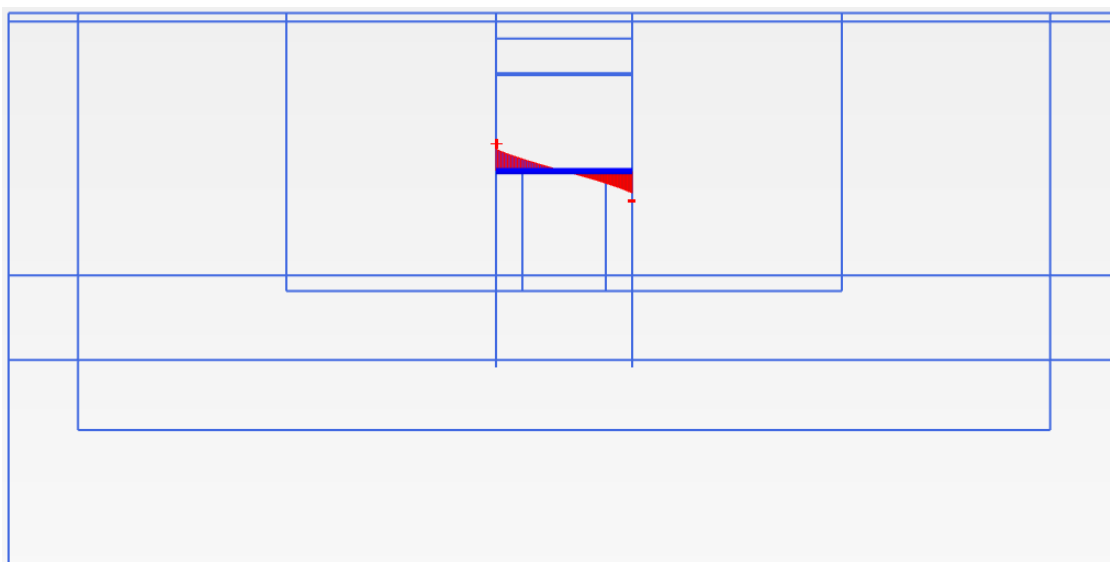


Figura 73. Esfuerzos cortantes en losa de cimentación (Fuente: Elaboración propia).

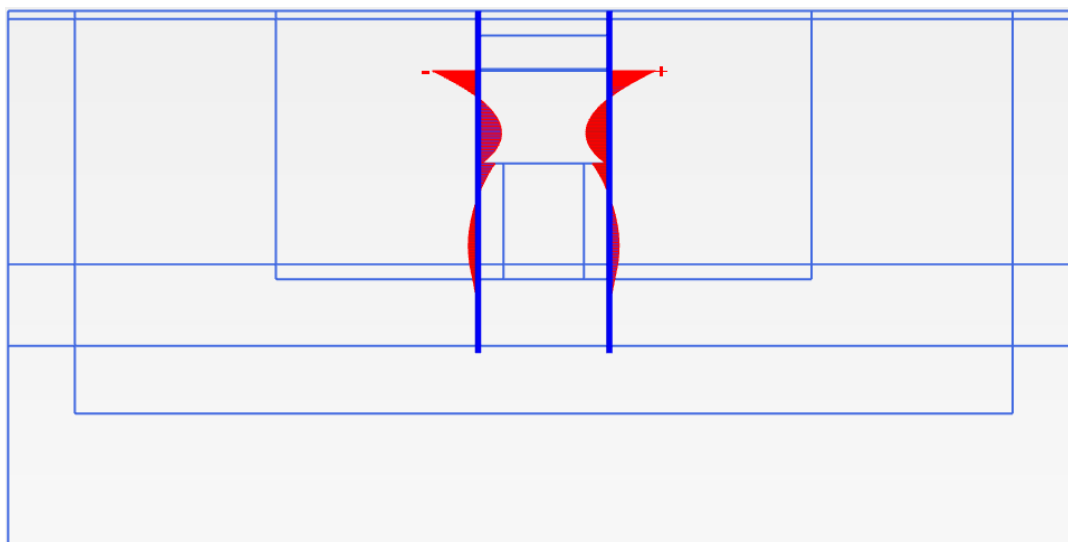


Figura 74. Esfuerzos flectores en muros pantalla (Fuente: Elaboración propia).

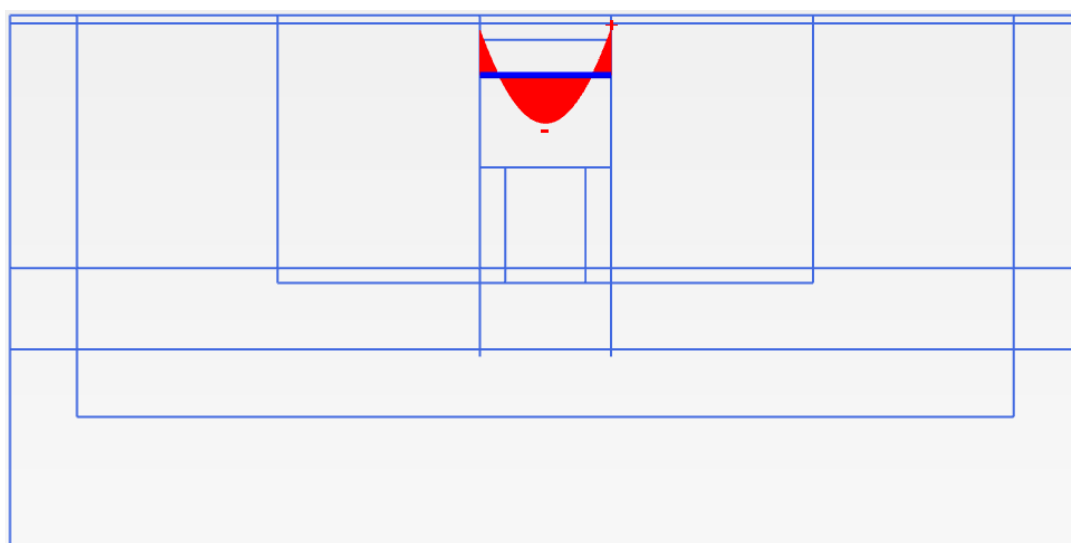


Figura 75. Esfuerzos flectores en losa de cubrición (Fuente: Elaboración propia).

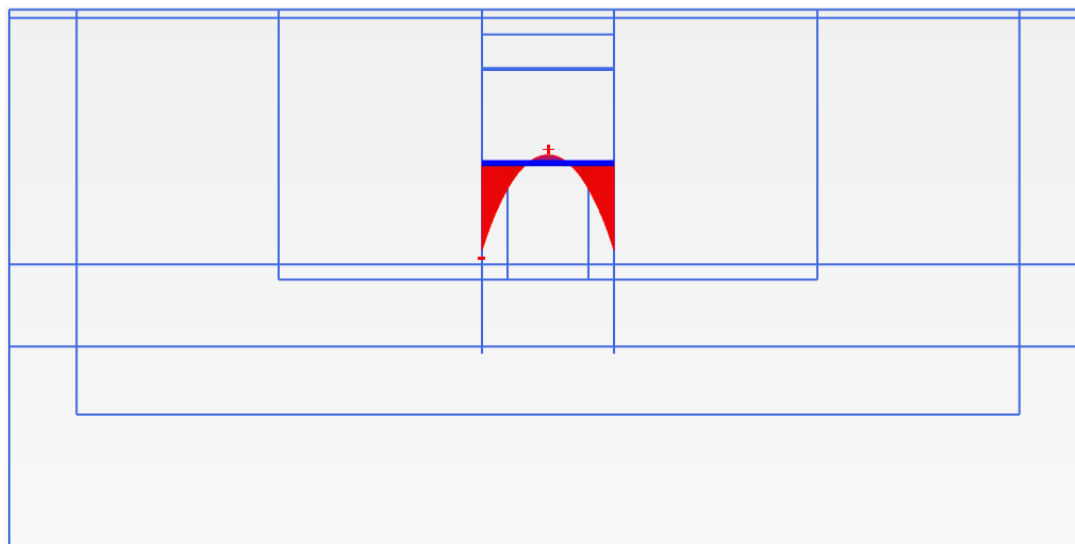


Figura 76. Esfuerzos flectores en losa de cimentación (Fuente: Elaboración propia).

Como puede observarse en las figuras, los esfuerzos axiales y cortantes máximos se concentran en los muros pantalla, específicamente en la zona correspondiente a la sección del túnel, donde la interacción entre el empuje del terreno, la subpresión hidrostática y las reacciones transmitidas por las losas genera las solicitaciones más elevadas de toda la estructura.

En cuanto a las losas, los esfuerzos flectores máximos se alcanzan en la losa de cubrición siendo superiores a los de la losa de cimentación. Esto se debe a la diferencia en las cargas que actúan sobre cada una de ellas. Sobre la losa de cubrición actúan simultáneamente el peso del relleno de tierras y las sobrecargas de compactación aplicadas durante la fase de relleno, mientras que la losa de cimentación está solicitada principalmente por la subpresión hidrostática, cuya magnitud resulta inferior a la suma de cargas que soporta la cubrición.

La fase más desfavorable de todo el proceso constructivo corresponde a la de relleno y compactación del terreno sobre la losa de cubrición. En este momento se obtienen los esfuerzos máximos en valor absoluto en todos los elementos estructurales, ya que la compactación introduce una sobrecarga dinámica concentrada que, sumada al peso propio del relleno y a la subpresión bajo la cimentación, representa la situación de máxima sollicitación simultánea del conjunto estructural del túnel.

A continuación, se muestra una tabla resumen con los esfuerzos máximos de cada elemento estructural.

	$ N_{\text{máx}} $ (kN/m)	$ V_{\text{máx}} $ (kN/m)	$ M_{\text{máx}} $ (kN·m/m)
Elemento 1	890,90	417,40	686,20
Elemento 2	462,10	538,50	715,90
Elemento 3	284,70	158,50	322,40

Tabla 31. Esfuerzos máximos en elementos estructurales (Fuente: elaboración propia).

4.6. Deformaciones

A continuación, se muestran las deformaciones producidas en el terreno en dos fases críticas de ejecución del túnel.

La primera es el momento en el que se retira el segundo nivel arriostramiento (P_2) teniendo que ser el primer nivel el que abarque toda la tensión existente, por lo que produce un incremento en los desplazamientos. A continuación, se muestran las gráficas de desplazamientos en ejes horizontales, verticales, así como la deformada del túnel a escala 1:100.

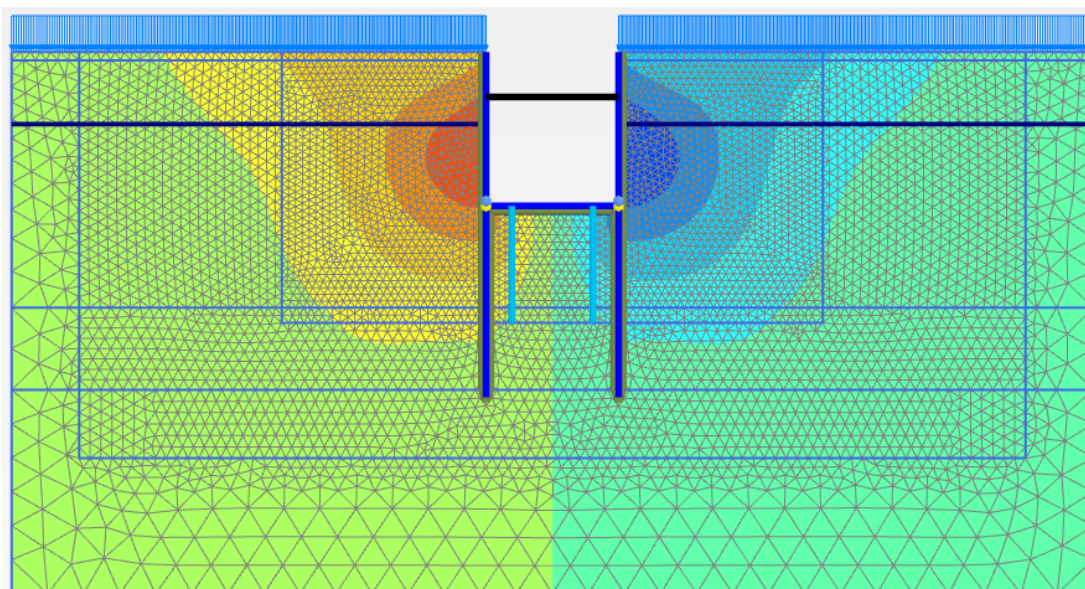


Figura 77. Ux tras retirada del segundo nivel de arriostramiento (Fuente: Elaboración propia).

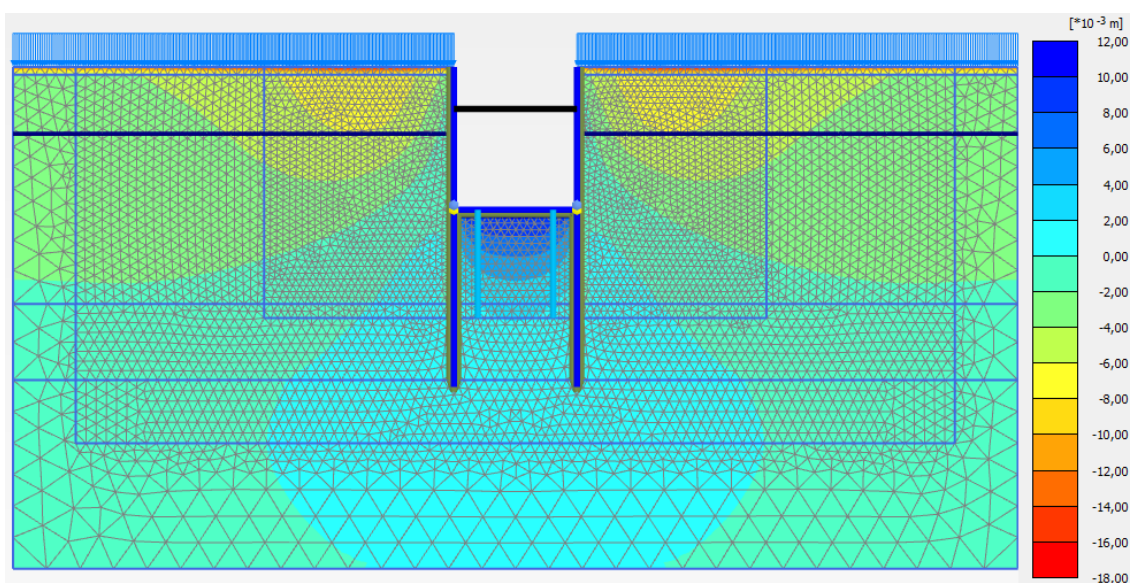


Figura 78. Uy tras retirada del segundo nivel de arriostramiento (Fuente: Elaboración propia).

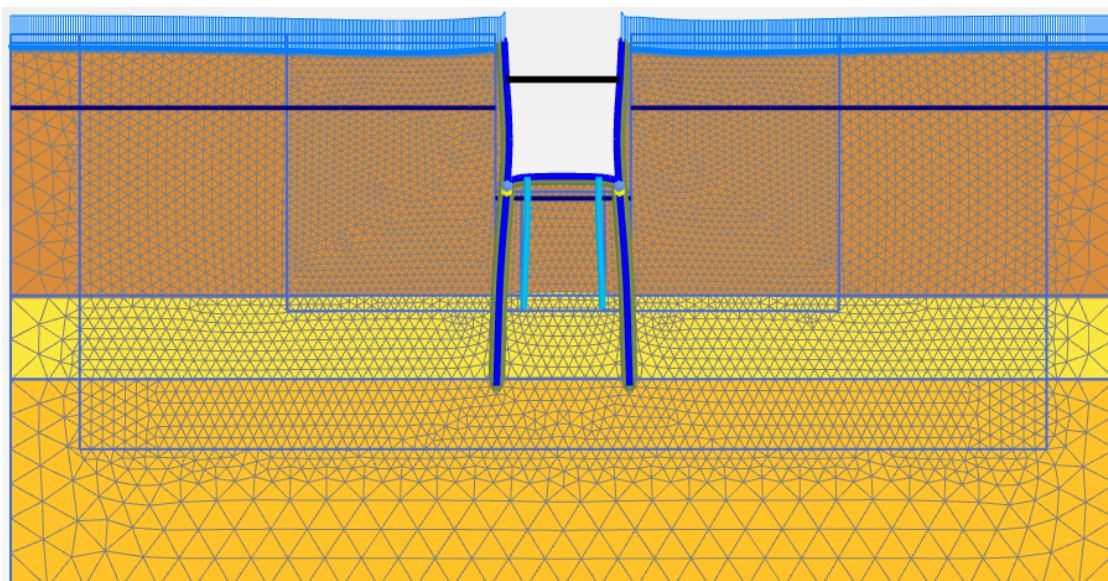


Figura 79. Deformada del túnel tras retirada del segundo nivel de arriostramiento (Fuente: Elaboración propia).

La segunda fase crítica es el momento en el que se rellena y compacta por encima de la losa de cubrición. A continuación, se muestran las gráficas de desplazamientos en ejes horizontales, verticales, así como la deformada del túnel a escala 1:100

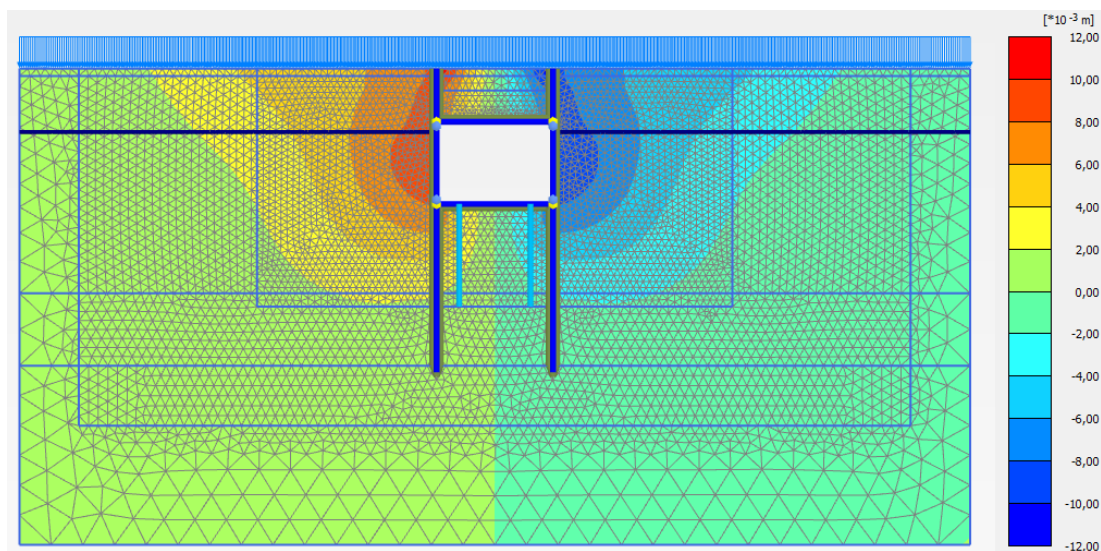


Figura 80. U_x tras relleno y compactación encima de losa de cubrición (Fuente: Elaboración propia).

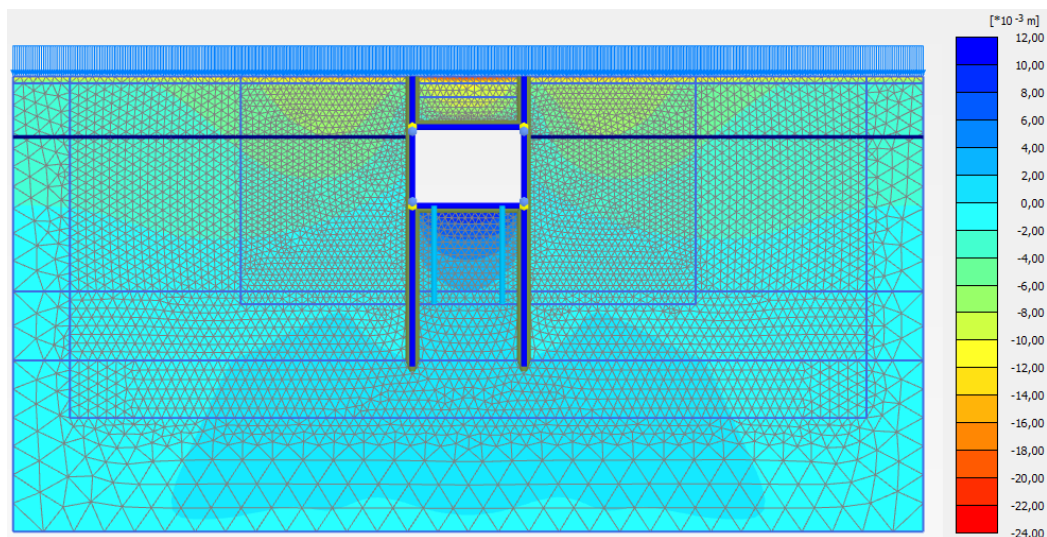


Figura 81. U_y tras relleno y compactación encima de losa de cubrición (Fuente: Elaboración propia).

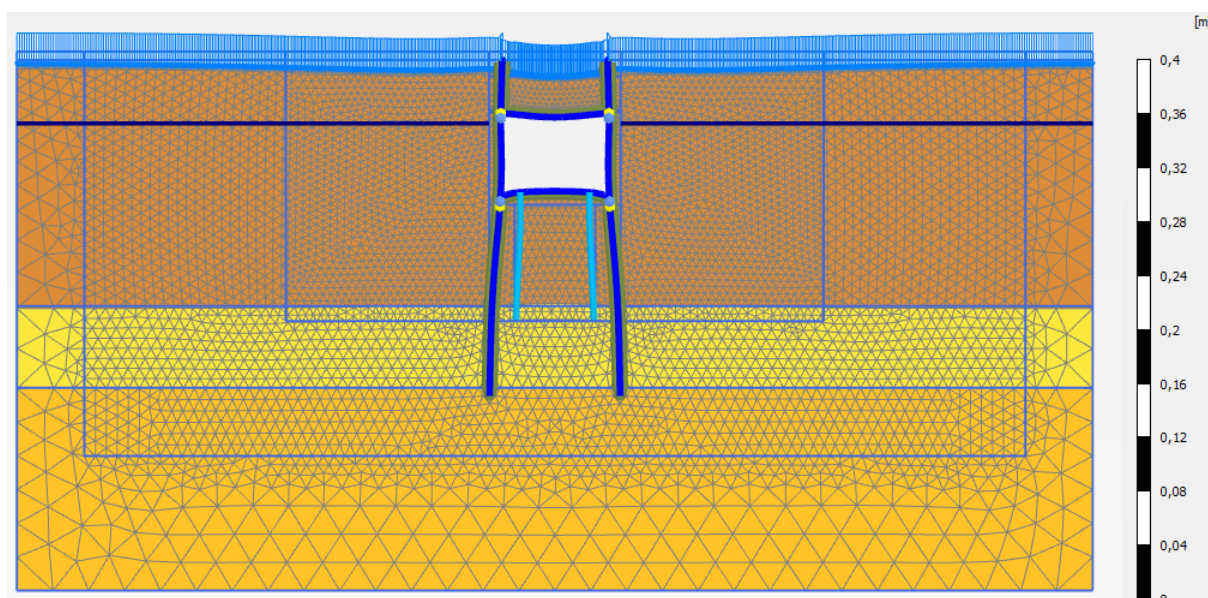


Figura 82. Deformada de túnel tras relleno y compactación encima de losa de cubrición (Fuente: Elaboración propia).

Una vez mostrados tanto los desplazamientos horizontales y verticales como las deformadas se muestra una tabla con las deformaciones máximas en las dos fases críticas mencionadas previamente. En ella se muestran los desplazamientos horizontales sobre los muros pantalla (refiriéndose al tramo del muro delimitado entre la losa de cimentación y la losa de cubrición) y desplazamientos verticales positivos en la losa de cimentación y negativos en el terreno ante las cargas distribuidas verticales.

	Ux (mm)		Uy (mm)	
	Ux,min (mm)	Ux,max (mm)	Uy,min (mm)	Uy,max (mm)
Retirada de segundo nivel de arriostramiento	-10,00	10,00	-16,90	11,00
Relleno y compactación por encima de losa de cimentación	-9,30	9,30	-22,00	9,70

Tabla 32. Deformaciones máximas (Fuente: elaboración propia).

Como se puede apreciar, los desplazamientos horizontales son superiores tras la retirada del segundo nivel de arriostramiento que, tras rellenar y compactar, la razón de ello es porque la losa de cubrición actúa como arriostramiento definitivo y limita un poco los desplazamientos.

En cuanto a los desplazamientos verticales, presentan un comportamiento coherente con las fases constructivas descritas. Durante la excavación, se produce un hinchamiento del fondo de excavación como consecuencia del desconfinamiento del terreno. Posteriormente, al rellenar y compactar por encima de la losa de cubrición, se reducen los desplazamientos verticales positivos.

En cuanto a los desplazamientos verticales negativos, estos se generan en la superficie del terreno a ambos lados de la excavación. El desplazamiento máximo negativo se produce tras el relleno y compactación en el propio terreno compactado, debido a la subpresión ejercida por el nivel freático sobre la losa de cimentación.

Debido a su pequeña magnitud, todas estas deformaciones se consideran admisibles

4.7. Comprobaciones estructurales complementarias

En este subapartado se realizarán dos comprobaciones básicas para asegurar el correcto funcionamiento de los puntales frente a pandeo y el espesor de muros pantalla y losas de cimentación.

4.7.1. Dimensionamiento de puntales frente a pandeo

A diferencia de elementos sometidos a flexión, donde la rotura se produce por agotamiento la sección, los elementos esbeltos a compresión pueden alcanzar el colapso por inestabilidad para cargas muy inferiores a la resistencia plástica de la sección, lo que hace imprescindible la comprobación frente a pandeo.

Los puntales se han modelizado en PLAXIS 2D como elementos node-to-node anchor, con una separación longitudinal entre puntales de 5 m. Los axiles de cálculo utilizados en la comprobación son los valores máximos obtenidos de las envolventes de esfuerzos en la sección 3 que es la más desfavorable. Según PLAXIS, las cargas de los puntales (N_{Ed}) son:

- $P_1 = 2.144,35 \text{ kN}$
- $P_2 = 2.235,30 \text{ kN}$

Para realizar el dimensionamiento se ha recurrido a los artículos 35.1.1. *Pandeo de elementos de sección constante*, 35.1.2. *Curvas de pandeo* y 35.1.3. *Esbeltez para pandeo por flexión* de la Instrucción de Acero Estructural (EAE), verificando para cada puntal que el axil de compresión de cálculo no supera la resistencia de cálculo a pandeo ($N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$).

Según la EAE, la fórmula de $N_{b,Rd}$ es la siguiente:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Los datos conocidos son los siguientes:

- $f_y=355 \text{ MPa}$. Es el límite elástico del acero
- $\gamma_{M1}=1,1$. Coeficiente parcial de seguridad
- L_{cr} =Longitud de pandeo en el plano de pandeo por flexión considerado. Es igual a $\beta \cdot L_{real}=10,6 \text{ m}$. Tratándose de puntales provisionales, se adopta una $\beta=1,00$

Con estos datos se procede al cálculo del coeficiente de reducción por pandeo (χ).

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \quad \text{siendo } \chi \leq 1,00$$

Siendo:

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2]$$

α = Coeficiente de imperfección

Para calcular el coeficiente de reducción (χ) es necesario primero calcular la esbeltez reducida del elemento (λ) y luego el factor de imperfección intermedio (ϕ).

La fórmula de λ es la siguiente:

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_E}$$

$$i = \text{radio de giro} = \frac{\text{diámetro}}{4} \text{ mm}$$

De momento el diámetro es desconocido, de hecho, es justamente el parámetro que se desea dimensionar

$$\lambda_E = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

Siendo:

- λ_E . Esbeltez de Euler
- ε . Coeficiente de reducción del límite elástico

$$\lambda_E = 93,9 \cdot 0,81 = 76,40$$

$$\lambda = \frac{10600}{\left(\frac{d}{4}\right)} \cdot \frac{1}{76,40} = \frac{554,97}{d}$$

Para averiguar el coeficiente de imperfección (ϕ) primero hay que saber la curva de pandeo, para ello, se recurre a la tabla 35.1.2.b de la EAE, sabiendo que se trata de puntales de sección circular hueca acabado en frío, la curva de pandeo será c como se puede apreciar en la figura inferior.

Sección transversal		Limites	Pandeo alrededor del eje	Curva de pandeo	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Secciones de perfiles laminados		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y	a	a ₀
			z-z	b	a ₀
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y	b	a
			z-z	c	a
		$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y	b	a
			z-z	c	a
		$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y	d	c
			z-z	d	c
Secciones de vigas en I armadas soldadas		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y	b	b
		$t_f > 40 \text{ mm}$	z-z	c	c
Secciones de perfiles huecos		Acabados en caliente	cualquiera	a	a ₀
		Conformados en frío	cualquiera	c	c
Secciones de vigas en cajón armadas soldadas		En general (excepto caso recuadro inferior)	cualquiera	b	b
		Soldadura gruesa $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	cualquiera	c	c
Secciones de perfiles en U, en T y			cualquiera	c	c
Secciones de perfiles angulares			cualquiera	b	b

Figura 83. Curvas de pandeo según secciones transversales (Fuente: EAE).

Según la tabla 35.1.2.a de la EAE para una curva de pandeo c se adopta un coeficiente imperfección $\alpha = 0,49$.

Una vez sabido el coeficiente de imperfección (α) y la esbeltez reducida del elemento (λ) se calcula el factor de imperfección intermedio (ϕ).

$$\phi = 0,5 \cdot \left[1 + 0,49 \cdot \left(\frac{554,97}{d} - 0,2 \right) + \left(\frac{554,97}{d} \right)^2 \right]$$

$$\phi = \frac{0,45 \cdot d^2 + 135,97 \cdot d + 153.995,85}{d^2}$$

Para despejar el diámetro se ha optado por utilizar la herramienta solver de Excel poniendo como condicionante que $N_{b,Rd} = N_{Ed}$ siendo el diámetro la celda variable. De esta manera se obtienen los siguientes resultados:

- Puntales $P_1 = d \geq 323,56 \text{ mm}$
- Puntales $P_2 = d \geq 327,27 \text{ mm}$

Por lo tanto, se puede adoptar puntales de 330 mm de diámetro para que no existan problemas frente a pandeo, quedando el $N_{b,Rd} = 2.304,55 \text{ kN}$, siendo así mayor que los dos axiles de cálculo en los puntales.

4.7.2. Comprobación de espesores de muros y losas

Pese a que el TFM está centrado en el diseño geotécnico del túnel, es necesario realizar una comprobación básica para confirmar que los espesores de los muros pantalla y de las losas es adecuado. Para ello se ha recurrido al uso del libro *“Números gordos en el proyecto de estructuras”*.

Se aplica el punto *HM.1 Muro de sótano* porque tiene similitudes con el caso de estudio ya que el muro se encuentra arriostrado, por lo tanto, el espesor de los muros tendrá un valor similar al cociente entre la altura libre dividido quince. En este caso aplicaremos la altura libre de la sección 3 (12,02 m) ya que es la más desfavorable.

$$h = \frac{H}{15} = \frac{12,02}{15} \simeq 0,80 \text{ m}$$

Por lo tanto, se considera aceptable el espesor de 0,80 m para los muros pantalla, de hecho, es incluso conservador porque existen arriostramientos intermedios que hace que se requiera un espesor mínimo menor.

En cuanto al espesor de la losa de cimentación y de cubrición, el libro no especifica ningún espesor en función de la luz, pero teniendo en cuenta la anterior condición del espesor del muro se puede considerar también aceptable el espesor de 0,80 m de la losa de cubrición y más la losa de cimentación que tiene un espesor de 1 m.

5. Conclusiones

El presente anexo ha abordado el diseño geotécnico del túnel desde dos puntos de vista, en primer lugar, mediante un predimensionamiento de los muros basado en la teoría de Rankine y cálculos frente al levantamiento de fondo para posteriormente realizar los cálculos analíticos mediante el software PLAXIS 2D. De esta manera se ha buscado mostrar los procedimientos realizados para el diseño geotécnico del túnel tanto en una fase de predimensionamiento como en una fase de comprobaciones. Además, se ha abordado el dimensionamiento del área de los puntales frente a pandeo

Cabe destacar que los resultados de empujes obtenidos en PLAXIS 2D son superiores a los calculados por Rankine, lo cual es coherente con el hecho de que los muros arriostrados impiden que el terreno alcance el empuje activo que asume dicha teoría, permaneciendo en un estado tensional intermedio entre K_0 y K_a en el trasdós de los muros y entre K_0 y K_p pero en el intradós de los muros.

En referencia al modelo, éste ha convergido sin errores en las tres secciones analizadas a lo largo de todo el proceso constructivo por lo que se puede concluir que la solución diseñada es geotécnicamente viable bajo las hipótesis adoptadas.

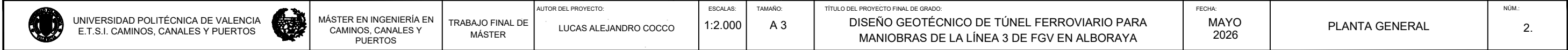
Por lo tanto, se puede concluir que, los resultados obtenidos tanto analítica como numéricamente avalan la solución diseñada, confirmando su viabilidad geotécnica y estructural para las condiciones geomecánicas del suelo de Alboraya.

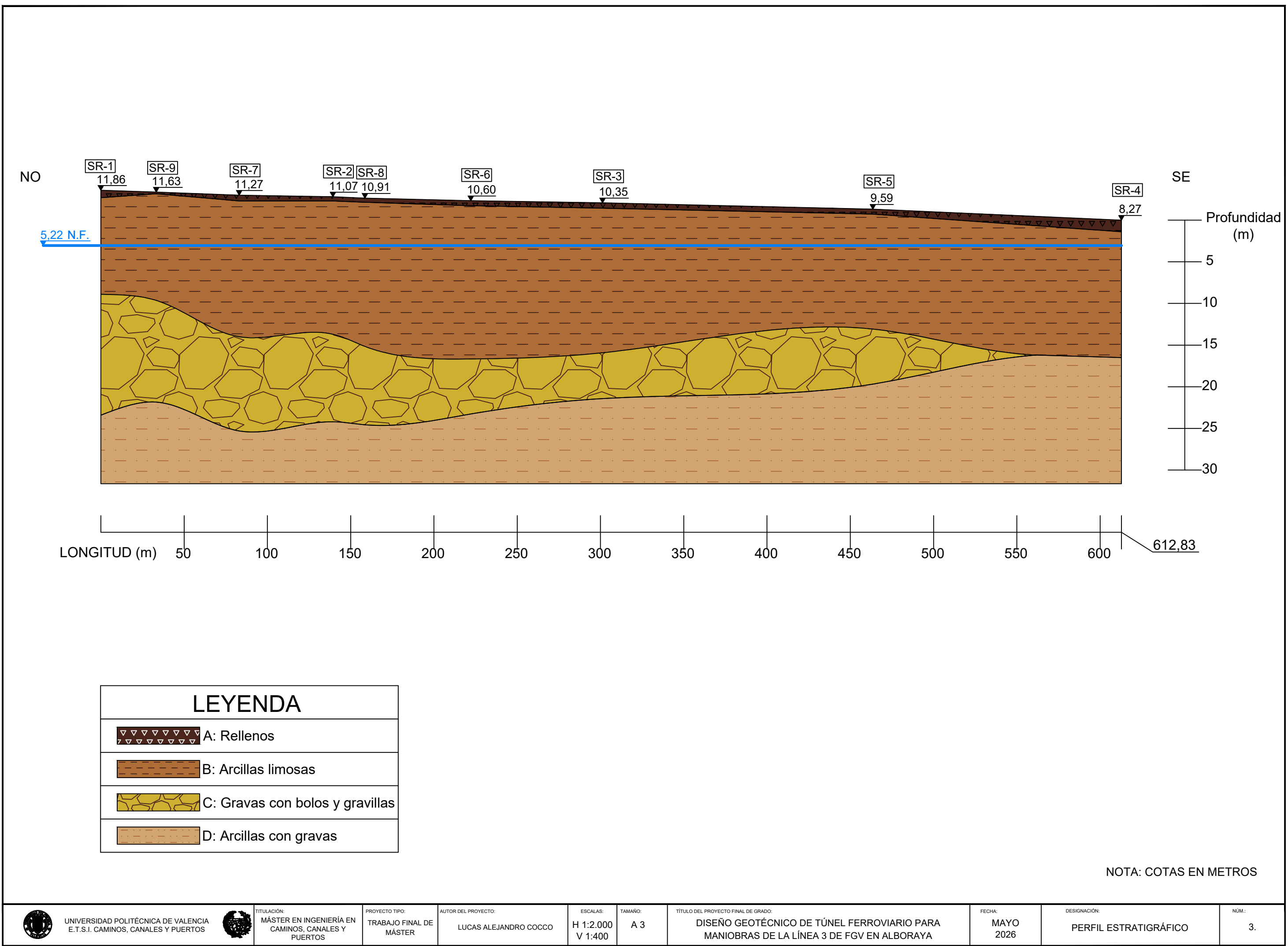
Anexo Nº5: Planos

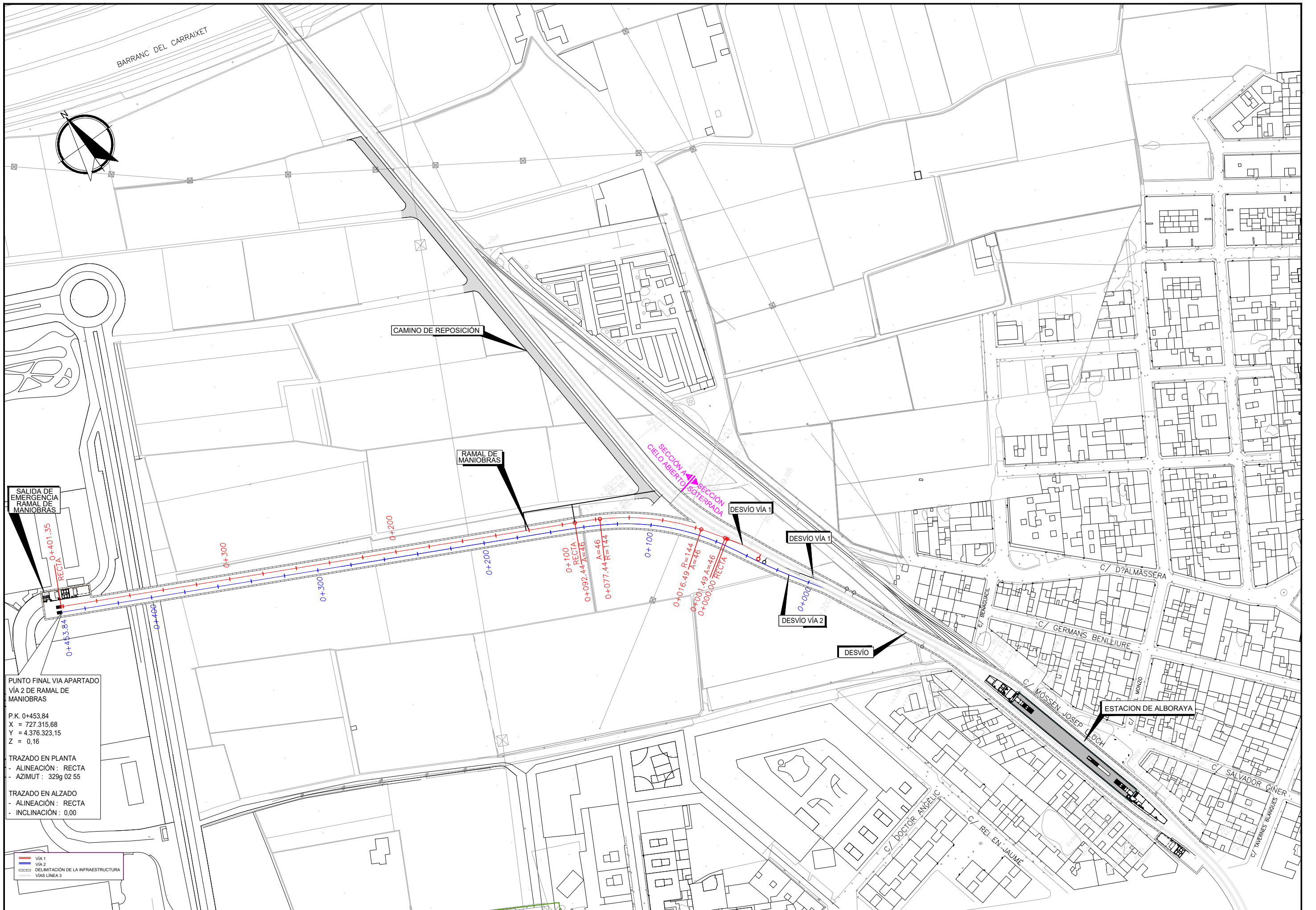
Índice

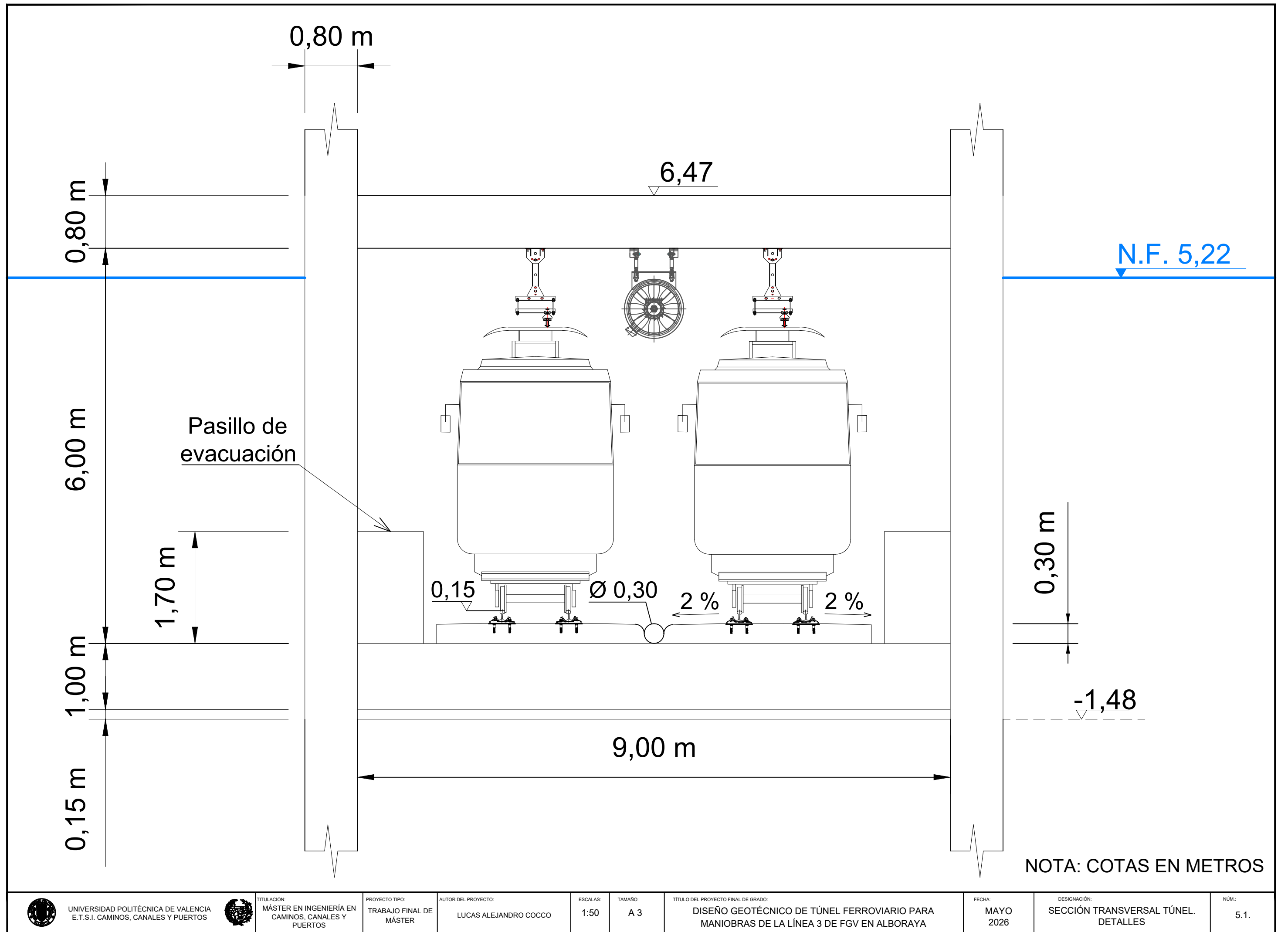
1.	Plano situación y emplazamiento	1
2.	Planta general	2
3.	Perfil estratigráfico.....	3
4.	Trazado.....	4
5.	Definición del túnel	5
5.1.	Sección transversal del túnel. Detalles	5
5.2.	Secciones representativas del túnel	6
5.2.1.	Sección 1. P.K. 0+080	7
5.2.2.	Sección 2. P.K. 0+205	8
5.2.3.	Sección 3. P.K. 0+401,35	9

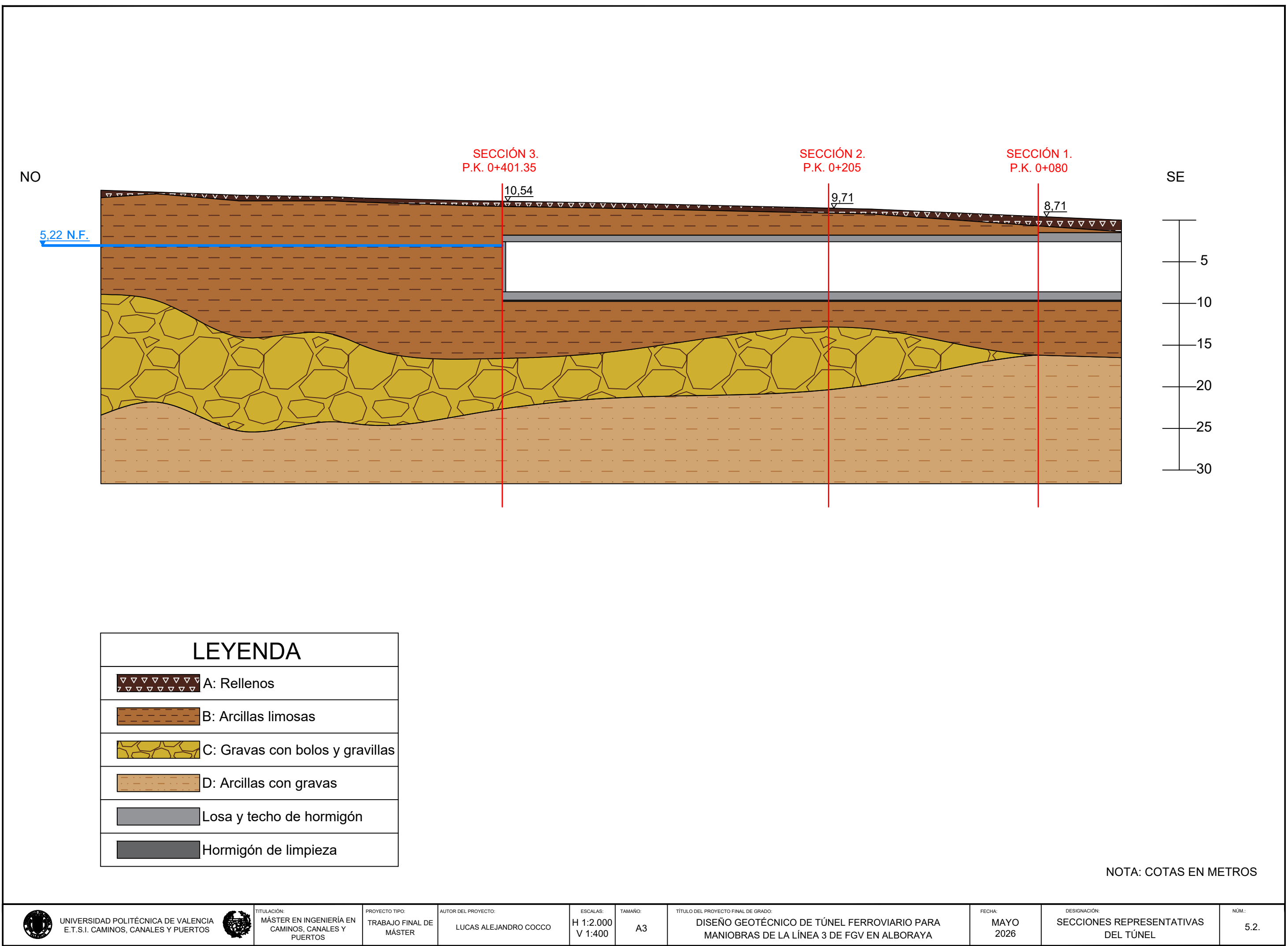








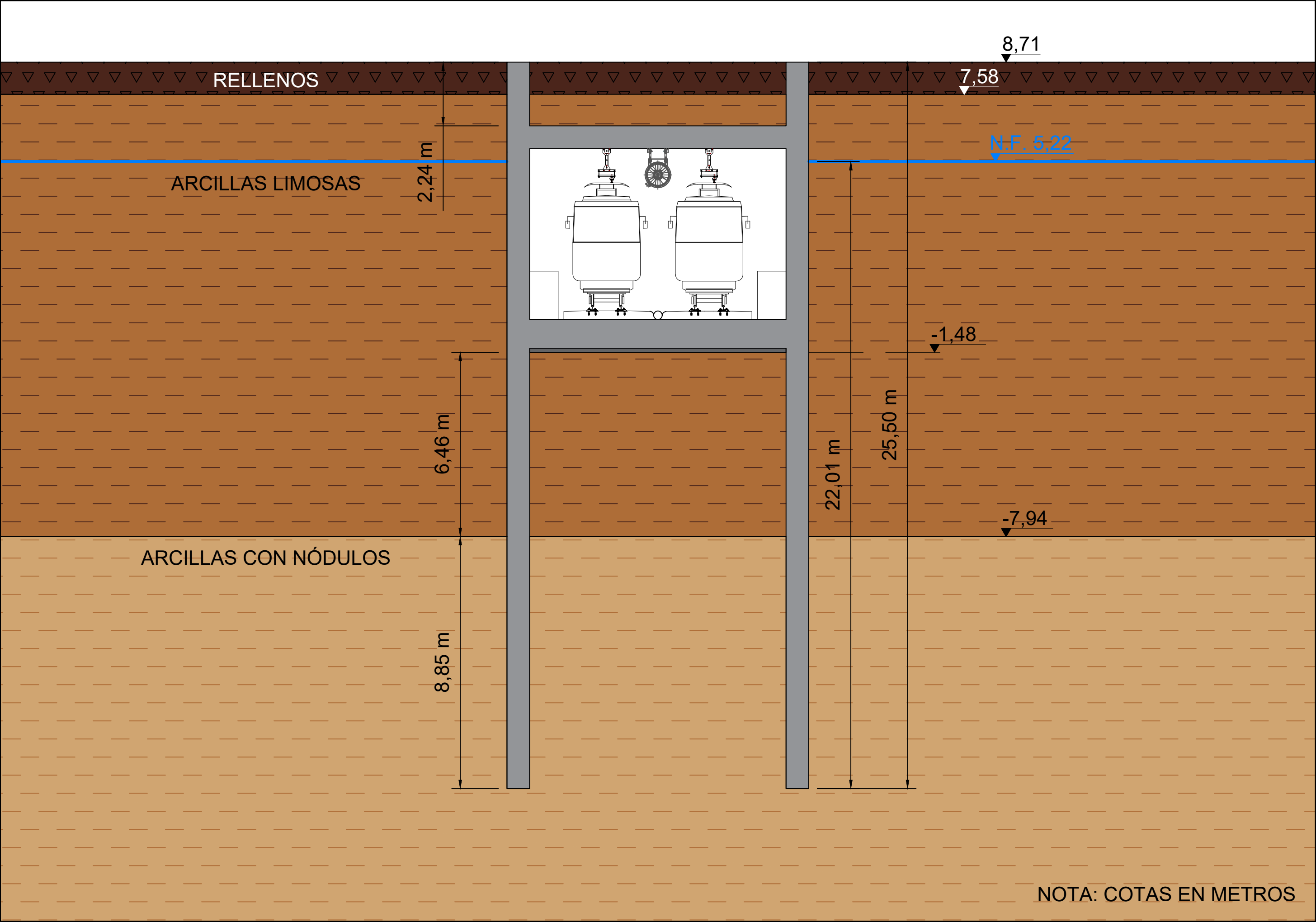


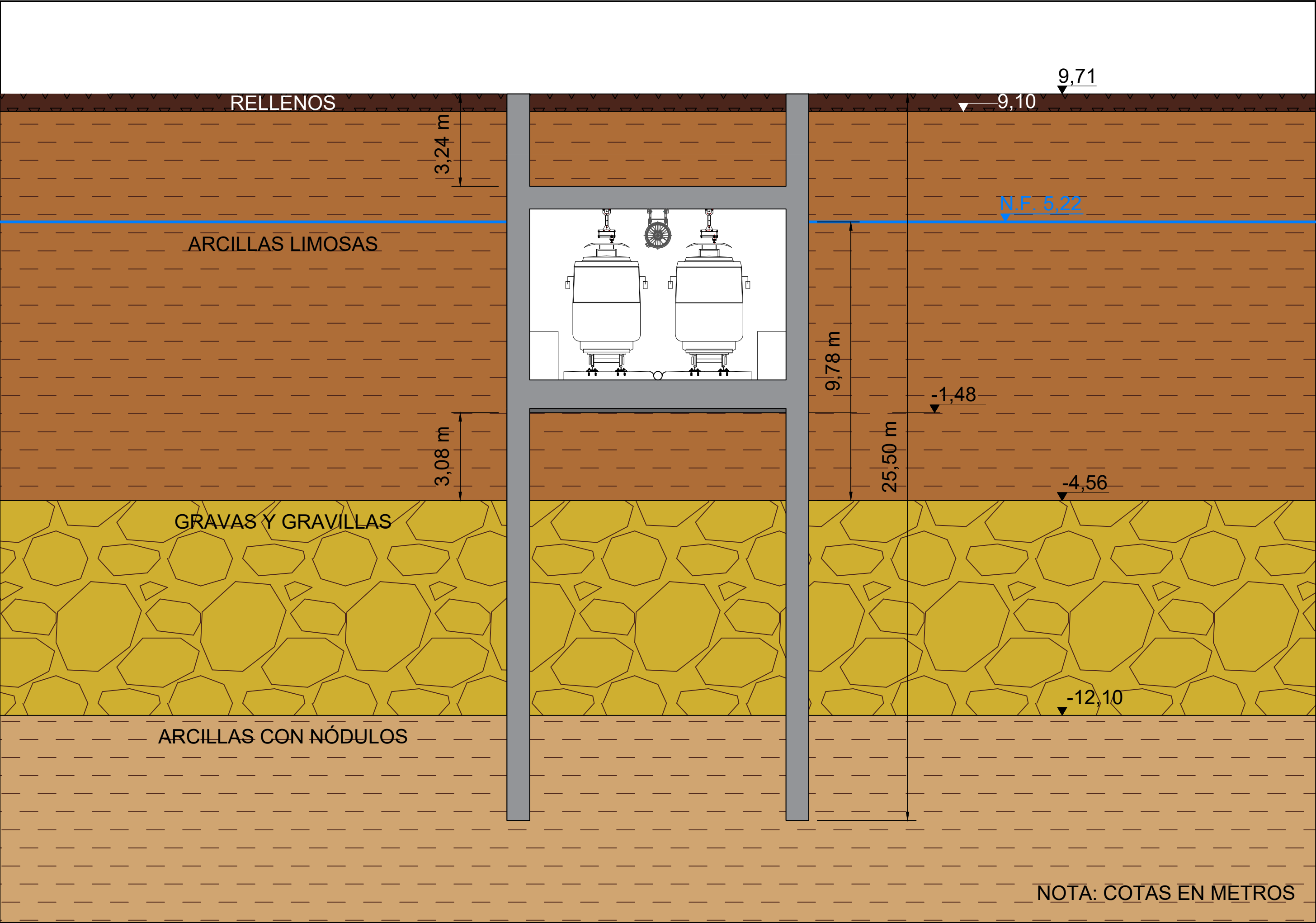


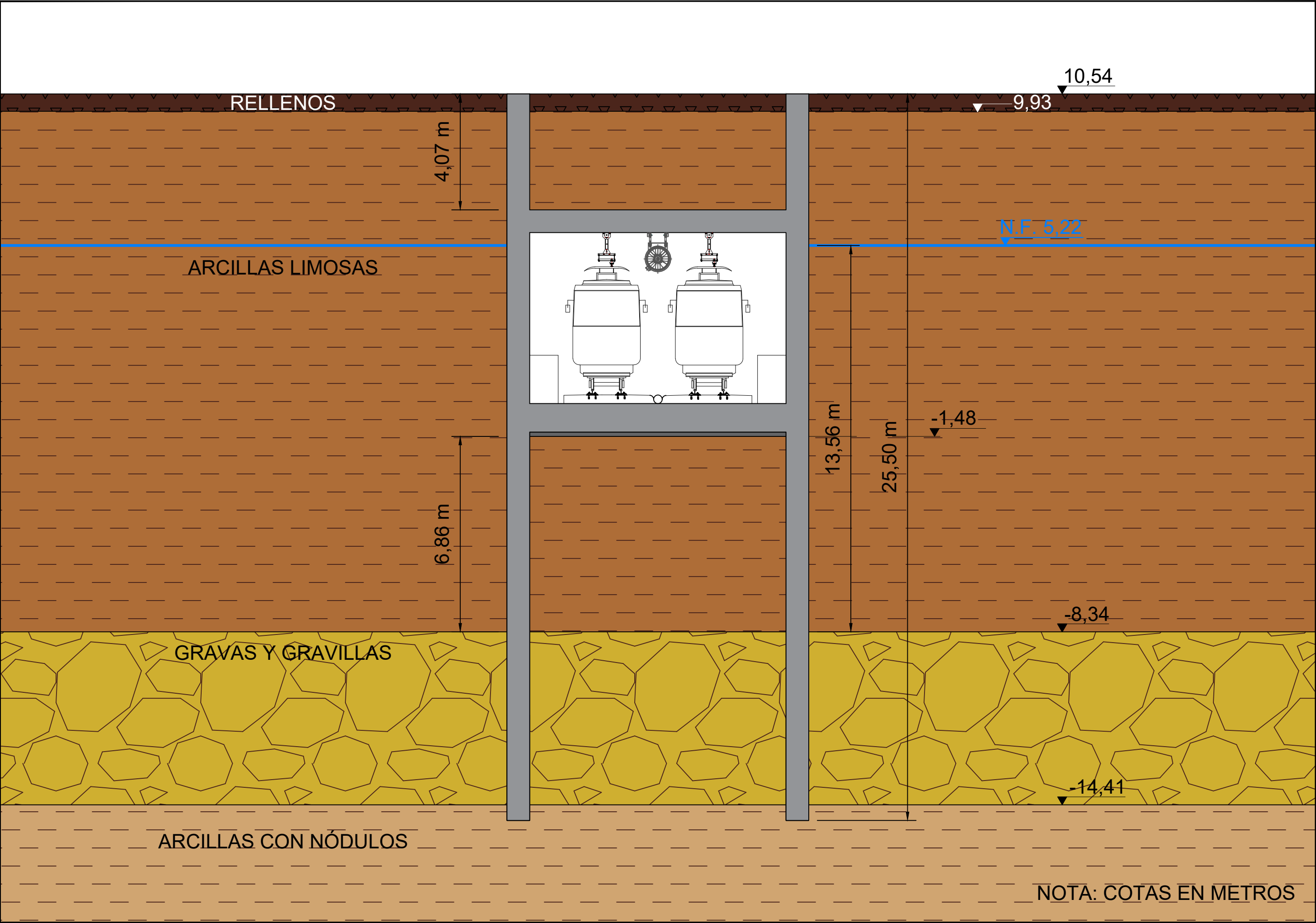
LEYENDA

	A: Rellenos
	B: Arcillas limosas
	C: Gravas con bolos y gravillas
	D: Arcillas con gravas
	Losa y techo de hormigón
	Hormigón de limpieza

NOTA: COTAS EN METROS







Anexo Nº6: Valoración de obra

Índice

1.	Introducción	1
2.	Mediciones	2
3.	Justificación de precios.....	4
4.	Valoración PEM	8
5.	Resumen.....	10

1. Introducción

El presente anexo tiene por objeto detallar y justificar los costes asociados a la alternativa constructiva adoptada en el apartado 6 de la Memoria. Con tal fin, se realiza una valoración económica de aquellas actividades consideradas imprescindibles para garantizar el correcto desarrollo y funcionamiento de las obras.

Previo a la valoración económica, es necesario señalar que la ejecución será llevada a cabo por una empresa especializada en geotecnia y estructuras. En consecuencia, no se contemplan en este documento capítulos tales como firmes, pavimentación o señalización, ya que dichos trabajos corresponderán a otras contratas. Por este motivo, el importe resultante no corresponde al **Presupuesto Base de Licitación**, sino al **Presupuesto por Contrata (IVA incluido)**, al incluir únicamente los capítulos directamente vinculados a la especialidad de la obra.

Los capítulos considerados son los siguientes:

- **Capítulo 1. Demoliciones y trabajos previos**
- **Capítulo 2. Movimiento de tierras**
- **Capítulo 3. Estructuras**
- **Capítulo 4. Otros**

La valoración económica se ha efectuado tomando como referencia el coste del procedimiento constructivo, para lo cual se han definido y cuantificado las unidades de obra más representativas, empleando como base las siguientes referencias de precios oficiales:

- Generador de precios de la construcción. España. Desarrollado por CYPE Ingenieros, S.A. (2025)
- Bases de precios de Referencia de la Dirección General de Carreteras. (2021). Desarrollado por el Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana
- Libro titulado “Valoración de obras de Ingeniería Civil” desarrollado por *Amalia Sanz Benlloch, Miguel Mondría García, Eugenio Pellicer Armiñana y Joaquín Catalá Alís. Editorial Universtat Politècnica de València (2004).*

A partir de los datos proporcionados, ha sido posible dimensionar las unidades de obra necesarias, con el fin de estimar el Precio de Ejecución Material correspondiente a la alternativa constructiva adoptada.

2. Mediciones

N	UM	DEFINICIÓN	UD.	LARGO	ANCHO	ALTO	PARCIAL	TOTAL
Capítulo 1. Demoliciones y trabajos previos								
1	m ²	Demolición de firme o pavimento existente de cualquier tipo o espesor i/ bajas por rendimiento por paso de vehículos, demolición de aceras, isletas, bordillos y toda clase de piezas especiales de pavimentación, desescombro, carga y transporte de material demolido a gestor autorizado hasta una distancia de 60 km. Demolición de firme o pavimento existente	1,00	70,00	22,00		1.540,00	1.540,00 m²
2	m ²	Fresado de pavimento bituminoso o de hormigón existente i/ carga, barrido, retirada y transporte de residuos a lugar de empleo y/o gestor autorizado hasta una distancia de 60 km. Fresado de pavimento bituminoso o de hormigón existente	1,00	70,00	22,00		1.540,00	1.540,00 m²
3	m ³	Desbroce y limpieza del terreno de topografía con desniveles mínimos, con medios mecánicos. Comprende los trabajos necesarios para retirar de las zonas previstas para la edificación o urbanización: pequeñas plantas, maleza, broza, maderas caídas, escombros, basuras o cualquier otro material existente, hasta una profundidad no menor que el espesor de la capa de tierra vegetal, considerando como mínima 25 cm; y carga a camión. Desbroce limpieza del terreno	1,00	350,00	20,00		7.000,00	7.000,00 m³
Capítulo 2. Movimiento de tierras								
1	m ³	Excavación en vaciado entre pantallas en cualquier tipo de terreno a cielo abierto i/ carga y transporte a vertedero hasta una distancia de 10 km o al lugar de utilización dentro de la obra sea cual sea la distancia. Excavación entre pantallas	1,00	401,35	9,00	12,00	43.345,80	43.345,80 m³
2	m ³	Relleno en intradós de muro de hormigón, con tierra seleccionada procedente de la propia excavación, y compactación en tongadas sucesivas de 30 cm de espesor máximo con compactador monocilíndrico vibrante autopropulsado, hasta alcanzar una densidad seca no inferior al 95% de la máxima obtenida en el ensayo Proctor Modificado, realizado según UNE 103501. Relleno en intradós	1,00	401,35	9,00	3,87	13.979,02	13.979,02 m³
3	h	Rebajamiento del nivel freático en trabajos de excavación, con bomba autoaspirante, para un caudal máximo de 60 m ³ /h. Rebaje del nivel freático	9.360,00				9.360,00	9.360,00 h
4	m ³	Excavación de zanjas para muretes guía de muro pantalla, hasta una profundidad de 150 cm, en cualquier tipo de terreno, con medios mecánicos, y carga a camión. Longitud de murete guía	1,00	886,74	0,80	0,15	106,41	106,41 m³
5	Ud.	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo de lodos tixotrópicos (bentonita) para la realización de muros pantalla, a una distancia de entre 100 y 200 km.	1,00				1,00	1,00 Ud.
6	Ud.	Transporte, puesta en obra y retirada de máquina pantalladora, para la realización de muros pantalla de 80 cm de espesor, a una distancia de entre 500 y 1000 km.	1,00				1,00	1,00 Ud.

N	UM	DEFINICIÓN	UD.	LARGO	ANCHO	ALTO	PARCIAL	TOTAL
7	m ³	Transporte de tierras con camión de los productos procedentes de la excavación de cualquier tipo de terreno a vertedero específico, instalación de tratamiento de residuos de construcción y demolición externa a la obra o centro de valorización o eliminación de residuos, situado a una distancia no limitada.						
		Tierras sobrantes de excavación	1,00				29.473,19	
								29.473,19 m³

Capítulo 3. Estructuras

1	m	Doble murete guía, para muro pantalla, de hormigón armado de sección 70x30 cm; realizado con hormigón HA-35/F/20/XC2 fabricado en central, y vertido desde camión, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 25 kg/m; montaje y desmontaje del sistema de encofrado recuperable metálico a dos caras. Incluso alambre de atar, separadores y líquido desencofrante, para evitar la adherencia del hormigón al encofrado.						
		Longitud de murete guía	1,00	886,74			886,74	
								886,74 m
2	m ²	Muro pantalla de hormigón armado, de 80 cm de espesor y hasta 30 m de profundidad, o hasta encontrar roca o capas duras de terreno, realizado por bataches de hasta 2,65 m de longitud, excavados en terreno cohesivo sin rechazo en el SPT, estabilizado mediante el uso de lodos tixotrópicos; realizado con hormigón HA-35/L/12/XC2 fabricado en central, con aditivo hidrófugo, y vertido desde camión, con hormigonado continuo sumergido a través de tubo Tremie, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 30 kg/m ² . Incluso alambre de atar y separadores.						
		Longitud muro pantalla de 25,50 m	1,00	886,74		25,50	22.611,87	
								22.611,87 m²
3	m	Encuentro de muro pantalla y losa de cimentación y cubrición, mediante 2 barras corrugadas de 16 mm de diámetro y 100 cm de longitud, de acero UNE-EN 10080 B 500 S, fijadas con resina epoxi cada 500 mm, en orificios de 20 mm de diámetro y 250 mm de profundidad, practicados en rebaje perimetral con forma de media caña, de 5 cm de profundidad, ejecutado mediante fresado continuo del paramento del muro pantalla, y carga de escombros sobre camión o contenedor.						
		Encuentro muro pantalla y losa de cimentación y cubrición	2,00	886,74			1.773,48	
								1.773,48 m
4	m ²	Capa de hormigón de limpieza y nivelado de fondos de cimentación, de 15 cm de espesor, de hormigón HL-150/B/20, fabricado en central y vertido con bomba, en el fondo de la excavación previamente realizada.						
		Hormigón de limpieza	1,00	401,35	9,00		3.612,15	
								3.612,15 m²
5	m ³	Losa de cimentación y cubrición de hormigón armado, realizada con hormigón HA-35/B/20/XC2 fabricado en central, con aditivo hidrófugo, y vertido con bomba, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 85 kg/m ³ ; acabado superficial liso mediante regla vibrante. Incluso armaduras para refuerzos, pliegues, encuentros, arranques y esperas en muros, alambre de atar, y separadores.						
		Losa de cimentación y cubrición de HA	1,00	401,35	9,00	1,80	6.501,87	
								6.501,87 m³
6	m ³	Montaje y desmontaje de arriostramiento provisional, con una capacidad portante de 40 t, para asegurar la estabilidad del muro pantalla durante los trabajos de excavación de las tierras a uno de sus lados y hasta que se rigidice definitivamente la pantalla mediante sus uniones al resto de la estructura. Ejecutado mediante la colocación de perfil metálico IPE, IPN, HEB o similar, con placas metálicas y fijaciones, en la superficie del muro.						
			160,00				160,00	
								160,00 m³

Capítulo 4. Otros

1	Ud.	Seguridad y Salud	1,00				1,00	1,00 Ud.
2	Ud.	Conjunto de equipos de auscultación incluyendo hitos de nivelación y regletas de nivelación en edificios	1,00				1,00	1,00 Ud.
3	Ud.	Señalización provisional de obras	1,00				1,00	1,00 Ud.

3. Justificación de precios

N	Unidad	Definición	Precio unitario (euros)	Total (euros)
Capítulo 1. Demoliciones y trabajos previos				
1	m ²	Demolición de firme o pavimento existente de cualquier tipo o espesor i/ bajas por rendimiento por paso de vehículos, demolición de aceras, isletas, bordillos y toda clase de piezas especiales de pavimentación, desescombro, carga y transporte de material demolido a gestor autorizado hasta una distancia de 60 km.		
	h	Capataz	0,09	
	h	Peón especialista	0,16	
	h	Excavadora hidráulica sobre rueda. De 22 t de masa	0,66	
	h	Martillos demoledores hidráulicos. De 1.000 kg de masa	0,06	
	h	Cargadoras sobre ruedas. De 125 kW de potencia (3m ³)	0,60	
	h	Camión. Con caja basculante 6x6. De 258 kW de potencia	2,10	
	%	Costes indirectos complementarios (6%)	0,22	
				3,88
2	m ²	Fresado de pavimento bituminoso o de hormigón existente i/ carga, barrido, retirada y transporte de residuos a lugar de empleo y/o gestor autorizado hasta una distancia de 60 km.		
	h	Capataz	0,01	
	h	Peón ordinario	0,04	
	h	Camión. Con caja basculante 4x4. De 199 kW de potencia	0,22	
	h	Fresadora. De 2.000 mm de anchura y 297 kW de potencia	0,16	
	h	Retrocargadoras sobre ruedas. De 75 kW de potencia	0,04	
	h	Barredora y aspirador de polvo. Autopropulsada de 9 m ³	0,02	
	%	Costes indirectos complementarios (6%)	0,03	
				0,52
3	m ²	Desbroce y limpieza del terreno de topografía con desniveles mínimos, con medios mecánicos. Comprende los trabajos necesarios para retirar de las zonas previstas para la edificación o urbanización: pequeñas plantas, maleza, broza, maderas caídas, escombros, basuras o cualquier otro material existente, hasta una profundidad no menor que el espesor de la capa de tierra vegetal, considerando como mínima 25 cm; y carga a camión.		
	h	Pala cargadora sobre neumáticos de 120 kW/1,9 m ³ .	0,95	
	h	Peón ordinario construcción.	0,18	
	%	Costes directos complementarios (2%)	0,02	
	%	Costes indirectos complementarios (6%)	0,07	
				1,22
Capítulo 2. Movimiento de tierras				
1	m ³	Excavación en vaciado entre pantallas en cualquier tipo de terreno a cielo abierto i/ carga y transporte a vertedero hasta una distancia de 10 km o al lugar de utilización dentro de la obra sea cual sea la distancia.		
	h	Capataz	0,05	
	h	Peón especialista	0,22	
	h	Retroexcavadora de cadenas 2m ³	7,00	
	h	Camión. Con caja basculante 6x6. De 258 kW de potencia	2,89	
	%	Costes indirectos complementarios (6%)	0,61	
				10,77

N	Unidad	Definición	Precio unitario (euros)	Total (euros)
2	m ³	Relleno en intradós de muro de hormigón, con tierra seleccionada procedente de la propia excavación, y compactación en tongadas sucesivas de 30 cm de espesor máximo con compactador monocilíndrico vibrante autopropulsado, hasta alcanzar una densidad seca no inferior al 95% de la máxima obtenida en el ensayo Proctor Modificado, realizado según UNE 103501.		
	h	Dumper de descarga frontal de 2 t de carga útil	0,62	
	h	Compactador monocilíndrico vibrante autopropulsado, de 74 kW, de 7,42 t, anchura de trabajo 167,6 cm.	3,39	
	h	Camión cisterna, de 8 m ³ de capacidad.	0,71	
	h	Camión basculante de 12 t de carga, de 162 kW.	0,40	
	h	Peón ordinario construcción.	1,65	
	%	Costes directos complementarios (2%)	0,14	
	%	Costes indirectos complementarios (6%)	0,41	
				7,32
3	h	Rebajamiento del nivel freático en trabajos de excavación, con bomba autoaspirante, para un caudal máximo de 60 m ³ /h.		
	h	Bomba autoaspirante eléctrica de aguas limpias alta presión, de 3 kW, para un caudal de 60 m ³ /h.	3,01	
	h	Grupo electrógeno insonorizado, trifásico, de 30 kVA de potencia.	4,36	
	%	Costes directos complementarios (2%)	0,15	
	%	Costes indirectos complementarios (6%)	0,44	
				7,96
4	m ³	Excavación de zanjas para muretes guía de muro pantalla, hasta una profundidad de 150 cm, en cualquier tipo de terreno, con medios mecánicos, y carga a camión.		
	h	Retrocargadora sobre neumáticos, de 70 kW.	19,84	
	h	Peón ordinario construcción	5,90	
	%	Costes directos complementarios (2%)	0,51	
	%	Costes indirectos complementarios (6%)	1,58	
				27,83
5	Ud.	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo de lodos tixotrópicos (bentonita) para la realización de muros pantalla, a una distancia de entre 100 y 200 km.		
	Ud.	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo de lodos tixotrópicos (bentonita), a una distancia de entre 100 y 200 km.	2.856,31	
	%	Costes directos complementarios (2%)	57,13	
	%	Costes indirectos complementarios (6%)	174,81	
				3.088,24
6	Ud.	Transporte, puesta en obra y retirada de máquina pantalladora, para la realización de muros pantalla de 80 cm de espesor, a una distancia de entre 500 y 1.000 km.		
	Ud.	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo de máquina pantalladora, para muros pantalla de 80 cm de espesor, a una distancia de entre 500 y 1000 km.	9.172,80	
	%	Costes directos complementarios (2%)	183,46	
	%	Costes indirectos complementarios (6%)	561,38	
				9.917,63
7	m ³	Transporte de tierras con camión de los productos procedentes de la excavación de cualquier tipo de terreno a vertedero específico, instalación de tratamiento de residuos de construcción y demolición externa a la obra o centro de valorización o eliminación de residuos, situado a una distancia no limitada.		
	h	Camión basculante de 20 t de carga, de 213 kW.	5,77	
	%	Costes directos complementarios (2%)	0,12	
	%	Costes indirectos complementarios (6%)	0,35	
				6,24

N	Unidad	Definición	Precio unitario (euros)	Total (euros)
Capítulo 3. Estructuras				
1	m	Doble murete guía, para muro pantalla, de hormigón armado de sección 70x30 cm; realizado con hormigón HA-35/F/20/XC2 fabricado en central, y vertido desde camión, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 25 kg/m; montaje y desmontaje del sistema de encofrado recuperable metálico a dos caras. Incluso alambre de atar, separadores y líquido desencofrante, para evitar la adherencia del hormigón al encofrado.		
	m ²	Paneles metálicos de varias dimensiones, para encofrar elementos de hormigón.	0,36	
	m	Tablón de madera de pino, de 20x7,2 cm.	0,18	
	Ud.	Puntal metálico telescópico, de hasta 3 m de altura.	0,35	
	m	Fleje de acero galvanizado, para encofrado metálico.	0,04	
	kg	Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	0,41	
	kg	Puntas de acero de 20x100 mm.	1,23	
	l	Agente desmoldeante, a base de aceites especiales, emulsionable en agua, para encofrados metálicos, fenólicos o de madera.	0,08	
	Ud.	Separador homologado para cimentaciones.	0,45	
	kg	Ferralla elaborada en taller industrial con acero en barras corrugadas, UNE-EN 10080 B 500 S, de varios diámetros.	40,00	
	m ³	Hormigón HA-35/F/20/XC2, fabricado en central.	45,96	
	h	Retroexcavadora hidráulica sobre neumáticos, de 105 kW.	14,38	
	h	Miniretrocargadora sobre neumáticos de 15 kW.	5,92	
	h	Oficial 1ª encofrador.	10,10	
	h	Ayudante encofrador.	12,78	
	h	Oficial 1ª ferrallista.	2,40	
	h	Ayudante ferrallista.	2,28	
	h	Oficial 1ª estructurista, en trabajos de puesta en obra del hormigón.	0,77	
	h	Ayudante estructurista, en trabajos de puesta en obra del hormigón.	2,94	
	h	Peón ordinario construcción.	6,01	
	%	Costes directos complementarios (2%)	2,93	
	%	Costes indirectos complementarios (6%)	8,97	
				158,55
2	m ²	Muro pantalla de hormigón armado, de 80 cm de espesor y hasta 30 m de profundidad, o hasta encontrar roca o capas duras de terreno, realizado por bataches de hasta 2,65 m de longitud, excavados en terreno cohesivo sin rechazo en el SPT, estabilizado mediante el uso de lodos tixotrópicos; realizado con hormigón HA-35/L/12/XC2 fabricado en central, con aditivo hidrófugo, y vertido desde camión, con hormigonado continuo sumergido a través de tubo Tremie, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 70 kg/m ² . Incluso alambre de atar y separadores.		
	Ud.	Separador homologado para muros pantalla.	0,20	
	kg	Ferralla elaborada en taller industrial con acero en barras corrugadas, UNE-EN 10080 B 500 S, de varios diámetros.	112,00	
	kg	Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	0,63	
	m ³	Hormigón HA-35/L/12/XC2, fabricado en central, con aditivo hidrófugo.	167,47	
	h	Maquinaria para excavación de muro pantalla de 80 cm de espesor y hasta 30 m de profundidad, excavación con uso de lodos tixotrópicos, en terreno cohesivo sin rechazo en el SPT, realizada por bataches de 2,65 m de longitud.	14,78	
	h	Grúa autopropulsada de brazo telescópico con una capacidad de elevación de 30 t y 27 m de altura máxima de trabajo.	11,61	
	h	Maquinaria para lodos de perforación: desarenadores de lodos, mezcladores de lodos, bombas de lodos, deslimadores y depósitos de almacenamiento.	12,76	
	h	Oficial 1ª ferrallista.	8,73	
	h	Ayudante ferrallista.	8,29	
	h	Oficial 1ª estructurista, en trabajos de puesta en obra del hormigón.	1,32	
	h	Ayudante estructurista, en trabajos de puesta en obra del hormigón.	5,02	
	%	Costes directos complementarios (2%)	6,86	
	%	Costes indirectos complementarios (6%)	20,98	
				370,65

N	Unidad	Definición	Precio unitario (euros)	Total (euros)
3	m	Encuentro de muro pantalla y losa de cimentación y cubrición, mediante 2 barras corrugadas de 16 mm de diámetro y 100 cm de longitud, de acero UNE-EN 10080 B 500 S, fijadas con resina epoxi cada 500 mm, en orificios de 20 mm de diámetro y 250 mm de profundidad, practicados en rebaje perimetral con forma de media caña, de 5 cm de profundidad, ejecutado mediante fresado continuo del paramento del muro pantalla, y carga de escombros sobre camión o contenedor.		
	Ud.	Cartucho de adhesivo tixotrópico de dos componentes a base de resina epoxi, de 330 ml, para conexión de barra corrugada de acero y muro pantalla.	15,90	
	kg	Acero en barras corrugadas, UNE-EN 10080 B 500 S, suministrado en obra en barras sin elaborar, de varios diámetros.	7,71	
	h	Equipo de fresado, para muro pantalla.	27,66	
	h	Mini pala cargadora sobre neumáticos, de 52 kW/1 m³ kW.	13,98	
	h	Aplicador manual para cartuchos de inyección de resinas, con accesorio mezclador.	1,72	
	h	Oficial 1ª estructurista.	6,73	
	h	Ayudante estructurista.	6,39	
	%	Costes directos complementarios (2%)	1,60	
	%	Costes indirectos complementarios (6%)	4,90	
				86,59
4	m²	Capa de hormigón de limpieza y nivelado de fondos de cimentación, de 15 cm de espesor, de hormigón HL-150/B/20, fabricado en central y vertido con bomba, en el fondo de la excavación previamente realizada.		
	m³	Hormigón de limpieza HL-150/B/20, fabricado en central.	12,17	
	h	Camión bomba estacionado en obra, para bombeo de hormigón.	1,71	
	h	Oficial 1ª estructurista, en trabajos de puesta en obra del hormigón.	0,22	
	h	Ayudante estructurista, en trabajos de puesta en obra del hormigón.	0,68	
	%	Costes directos complementarios (2%)	0,30	
	%	Costes indirectos complementarios (6%)	0,90	
				15,98
5	m³	Losa de cimentación y cubrición de hormigón armado, realizada con hormigón HA-35/B/20/XC2 fabricado en central, con aditivo hidrófugo, y vertido con bomba, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 85 kg/m³; acabado superficial liso mediante regla vibrante. Incluso armaduras para refuerzos, pliegues, encuentros, arranques y esperas en muros, alambre de atar, y separadores.		
	Ud.	Separador homologado para cimentaciones.	0,75	
	kg	Acero en barras corrugadas, UNE-EN 10080 B 500 S, suministrado en obra en barras sin elaborar, de varios diámetros.	105,77	
	kg	Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	0,64	
	m³	Hormigón HA-35/B/20/XC2, fabricado en central, con aditivo hidrófugo.	105,51	
	h	Regla vibrante de 3 m.	1,74	
	h	Camión bomba estacionado en obra, para bombeo de hormigón.	8,00	
	h	Oficial 1ª ferrallista.	13,08	
	h	Ayudante ferrallista.	18,62	
	h	Oficial 1ª estructurista, en trabajos de puesta en obra del hormigón.	0,22	
	h	Ayudante estructurista, en trabajos de puesta en obra del hormigón.	2,74	
	%	Costes directos complementarios (2%)	5,14	
	%	Costes indirectos complementarios (6%)	15,73	
				277,94
6	m	Montaje y desmontaje de arriostramiento provisional, con una capacidad portante de 40 t, para asegurar la estabilidad del muro pantalla durante los trabajos de excavación de las tierras a uno de sus lados y hasta que se rigidice definitivamente la pantalla mediante sus uniones al resto de la estructura. Ejecutado mediante la colocación de perfil metálico IPE, IPN, HEB o similar, con placas metálicas y fijaciones, en la superficie del muro.		
	Ud.	Arriostramiento compuesto por perfil metálico IPE, IPN, HEB o similar, placas de anclaje y fijaciones, con una capacidad portante de 40 t.	402,24	
	h	Camión para transporte, de 24 t de carga.	26,70	
	h	Grúa autopropulsada de brazo telescópico con una capacidad de elevación de 30 t y 27 m de altura máxima de trabajo.	9,00	
	h	Oficial 1ª montador de estructura metálica.	8,41	
	h	Ayudante montador de estructura metálica.	15,97	
	%	Costes directos complementarios (2%)	9,25	

N	Unidad	Definición	Precio unitario (euros)	Total (euros)
%	Costes indirectos complementarios (6%)		28,29	
				499,86

Capítulo 4. Otros

1	Ud.	Seguridad y Salud		70.000,00
2	Ud.	Conjunto de equipos de auscultación incluyendo hitos de nivelación y regletas de nivelación en edificios.		10.000,00
3	Ud.	Señalización provisional de obras		2.0000,00

4. Valoración PEM

N	Unidad	Definición	Medición	Precio	Importe
Capítulo 1. Demoliciones y trabajos previos					15.320,93 €

1	m ²	Demolición de firme o pavimento existente de cualquier tipo o espesor i/ bajas por rendimiento por paso de vehículos, demolición de aceras, isletas, bordillos y toda clase de piezas especiales de pavimentación, desescombro, carga y transporte de material demolido a gestor autorizado hasta una distancia de 60 km.	1.540,00	3,88 €	5.980,13 €
2	m ²	Fresado de pavimento bituminoso o de hormigón existente i/ carga, barrido, retirada y transporte de residuos a lugar de empleo y/o gestor autorizado hasta una distancia de 60 km.	1.540,00	0,52 €	800,80 €
3	m ²	Desbroce y limpieza del terreno de topografía con desniveles mínimos, con medios mecánicos. Comprende los trabajos necesarios para retirar de las zonas previstas para la edificación o urbanización: pequeñas plantas, maleza, broza, maderas caídas, escombros, basuras o cualquier otro material existente, hasta una profundidad no menor que el espesor de la capa de tierra vegetal, considerando como mínima 25 cm; y carga a camión.	7.000,00	1,22 €	8.540,00 €

Capítulo 2. Movimiento de tierras **843.546,26 €**

1	m ³	Excavación en vaciado entre pantallas en cualquier tipo de terreno a cielo abierto i/ carga y transporte a vertedero hasta una distancia de 10 km o al lugar de utilización dentro de la obra sea cual sea la distancia.	43.345,80	10,77 €	466.834,27 €
2	m ³	Relleno en intradós de muro de hormigón, con tierra seleccionada procedente de la propia excavación, y compactación en tongadas sucesivas de 30 cm de espesor máximo con compactador monocilíndrico vibrante autopropulsado, hasta alcanzar una densidad seca no inferior al 95% de la máxima obtenida en el ensayo Proctor Modificado, realizado según UNE 103501.	13.979,02	7,32 €	102.326,43 €
3	h	Rebajamiento del nivel freático en trabajos de excavación, con bomba autoaspirante, para un caudal máximo de 60 m ³ /h.	9.360,00	7,96 €	74.505,60 €
4	m ³	Excavación de zanjas para muretes guía de muro pantalla, hasta una profundidad de 150 cm, en cualquier tipo de terreno, con medios mecánicos, y carga a camión.	106,41	27,83 €	2.961,37 €
5	Ud.	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo de lodos tixotrópicos (bentonita) para la realización de muros pantalla, a una distancia de entre 100 y 200 km.	1,00	3.088,24 €	3.088,24 €
6	Ud.	Transporte, puesta en obra y retirada de máquina pantalladora, para la realización de muros pantalla de 80 cm de espesor, a una distancia de entre 500 y 1000 km.	1,00	9.917,63 €	9.917,63 €

N	Unidad	Definición	Medición	Precio	Importe
7	m ³	Transporte de tierras con camión de los productos procedentes de la excavación de cualquier tipo de terreno a vertedero específico, instalación de tratamiento de residuos de construcción y demolición externa a la obra o centro de valorización o eliminación de residuos, situado a una distancia no limitada.	29.473,19	6,24 €	183.912,71 €
Capítulo 3. Estructuras					10.620.077,38 €
1	m	Doble murete guía, para muro pantalla, de hormigón armado de sección 70x30 cm; realizado con hormigón HA-35/F/20/XC2 fabricado en central, y vertido desde camión, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 25 kg/m; montaje y desmontaje del sistema de encofrado recuperable metálico a dos caras. Incluso alambre de atar, separadores y líquido desencofrante, para evitar la adherencia del hormigón al encofrado.	886,74	158,55 €	140.590,12 €
2	m ³	Muro pantalla de hormigón armado, de 80 cm de espesor y hasta 30 m de profundidad, o hasta encontrar roca o capas duras de terreno, realizado por bataches de hasta 2,65 m de longitud, excavados en terreno cohesivo sin rechazo en el SPT, estabilizado mediante el uso de lodos tixotrópicos; realizado con hormigón HA-35/L/12/XC2 fabricado en central, con aditivo hidrófugo, y vertido desde camión, con hormigonado continuo sumergido a través de tubo Tremie, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 70 kg/m ² . Incluso alambre de atar y separadores.	22.611,87	370,65	8.381.089,62
3	m ²	Encuentro de muro pantalla y losa de cimentación y cubrición, mediante 2 barras corrugadas de 16 mm de diámetro y 100 cm de longitud, de acero UNE-EN 10080 B 500 S, fijadas con resina epoxi cada 500 mm, en orificios de 20 mm de diámetro y 250 mm de profundidad, practicados en rebaje perimetral con forma de media caña, de 5 cm de profundidad, ejecutado mediante fresado continuo del paramento del muro pantalla, y carga de escombros sobre camión o contenedor.	1.773,48	86,59	153.571,50
4	m ²	Capa de hormigón de limpieza y nivelado de fondos de cimentación, de 15 cm de espesor, de hormigón HL-150/B/20, fabricado en central y vertido con bomba, en el fondo de la excavación previamente realizada.	3.612,15	15,98	57.722,16
5	m ³	Losa de cimentación y cubrición de hormigón armado, realizada con hormigón HA-35/B/20/XC2 fabricado en central, con aditivo hidrófugo, y vertido con bomba, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 85 kg/m ³ ; acabado superficial liso mediante regla vibrante. Incluso armaduras para refuerzos, pliegues, encuentros, arranques y esperas en muros, alambre de atar, y separadores.	6.501,87	277,94	1.807.129,75
6	m ³	Montaje y desmontaje de arriostramiento provisional, con una capacidad portante de 40 t, para asegurar la estabilidad del muro pantalla durante los trabajos de excavación de las tierras a uno de sus lados y hasta que se rigidice definitivamente la pantalla mediante sus uniones al resto de la estructura. Ejecutado mediante la colocación de perfil metálico IPE, IPN, HEB o similar, con placas metálicas y fijaciones, en la superficie del muro.	160,00	499,86	79.977,60
Capítulo 4. Otros					82.000,00 €
1		Seguridad y Salud	1,00	65.000,00 €	70.000,00 €
2		Conjunto de equipos de auscultación incluyendo hitos de nivelación y regletas de nivelación en edificios.	1,00	2.000,00 €	2.000,00 €
3		Señalización provisional en obras	1,00	1.600,00 €	10.000,00 €
TOTAL					11.560.939,64 €

Asciende el Presupuesto de Ejecución Material a la expresada cantidad de ONCE MILLONES QUINIENTOS SESENTA MIL NOVECIENTOS TREINTA Y NUEVE EUROS CON SESENTA Y CUATRO CÉNTIMOS (11.560.939,64 €).

5. Resumen

Presupuesto de Ejecución Material (PEM).....11.560.939,64 €

16% GASTOS GENERALES (s/PEM).....1.849.750,34 €

6% BENEFICIO INDUSTRIAL (s/PEM).....693.656,38 €

TOTAL14.104.346,36 €

I.V.A.: 21% (s/PEM+GG+BI).....2.961.912,74 €

TOTAL17.066.259,09 €

Asciende el Presupuesto DE EJECUCIÓN POR CONTRATA CON IVA a la expresada cantidad de DIECISIETE MILLONES SESENTA Y SEIS MIL DOSCIENTOS CINCUENTA Y NUEVE EUROS CON NUEVE CÉNTIMOS (17.066.259,09 €).