



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ETS INGENIERÍA DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

TRABAJO DE FIN DE GRADO

TITULACIÓN: GRADO DE INGENIERÍA CIVIL

CURSO ACADÉMICO 2019-2020

***ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA EXCAVACIÓN Y CIMENTACIÓN
DE UNA ESTACIÓN DE BOMBEO EN EL CRUCE DE LA CALLE
CUENCA CON LA CARRETERA CV-805 EN IBI (ALICANTE).***

AUTOR: Pérez Murciano, Rodrigo.

TUTORA: Garrido de la Torre, M^ª Elvira.

COTUTOR: Hidalgo Signes, Carlos.

Valencia, diciembre de 2020.

ÍNDICE:

MEMORIA:

1. INTRODUCCIÓN.....	6
1.1. ANTECEDENTES:	6
1.2. CONDICIONANTES	7
1.3. LA ESTACIÓN DE BOMBEO	8
1.4. OBJETO Y ALCANCE:	10
2. ESTUDIOS PREVIOS.....	11
2.1. GEOMORFOLOGIA:.....	11
2.2. SISMOLOGIA:.....	12
2.3. HIDROGEOLOGIA:.....	14
3. MARCO GEOLÓGICO:	15
4. RECONOCIMIENTOS Y PARAMETRIZACIÓN DEL TERRENO:.....	18
4.1. SONDEO:.....	19
4.2. ENSAYOS SPT y TOMA DE MUESTRAS:.....	20
4.3. ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA (DPSH):.....	21
4.4. ENSAYOS DE LABORATORIO:.....	22
4.4.1. ENSAYOS GRANULOMÉTRICOS.	22
4.4.2. ENSAYOS DE HUMEDAD.....	22
4.4.3. LÍMITES DE ATTERBERG.....	23
4.4.4. CONSOLIDACIÓN UNIDIRECCIONAL, EDOMETROS.	23
4.4.5. ENSAYO TRIAXIAL.	23
4.5. ESTRATIGRAFIA Y CARACTERIZACIÓN DEL TERRENO	26
4.6. PARAMETRIZACIÓN DEL TERRENO:.....	29
5. COMPROBACIONES GEOTÉCNICAS.....	32
5.1. COMPROBACIONES TÉCNICAS	33
5.1.1. E.L.U: HUNDIMIENTO	33
5.1.2. E.L.S: DEFORMABILIDAD.....	33
5.2. EXCAVACIÓN	34
5.2.1. ESTABILIDAD HIDRÁULICA.....	34
5.2.2. EXCAVABILIDAD Y ESTABILIDAD DE LOS TALUDES	37
5.2.3. SISTEMA DE CONTENCIÓN	38
6. RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES	39

ANEJOS:

ANEJO 0: LOS OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE DE LA AGENDA 2030 DE NACIONES UNIDAS.	42
ANEJO 1: LOCALIZACIÓN	46
ANEJO 2: DOCUMENTACIÓN GRÁFICA.	49
PLANO DE UBICACIÓN (ESTACIÓN Y ENSAYOS DE CAMPO):	51
PERFIL LITO-ESTRATIGÁFICO:	53
DOCUMENTACIÓN GÁFICA DE LOS ENSAYOS DE CAMPO:	55
ANEJO 3: CALCULOS.	59
ESTADO LÍMITE ÚLTIMO: HUNDIMIENTO:	63
ESTADO LÍMITE DE SERVICIO: ASIENTOS ADMISIBLES	71
ESTABILIDAD DE TALUDES:.....	75
DISEÑO DE TABLESTACAS:.....	81

MEMORIA

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES:

Ilustración 1: ubicación de la estación. Fuente: elaboración propia a partir de la imagen satélite de Google Maps. Página 6.

Ilustración 2: Fotografía de la parcela donde se ubica la estación. Fuente: Google Maps. Página 7.

Ilustración 3: situación de la estación, colector, pueblo, polígono y EDAR. Fuente: visor cartográfico de la Comunidad Valenciana. Página 9.

Ilustración 4: alzado de la estación. Fuente: elaboración propia. Página 10.

Ilustración 5: perfil de la estación. Fuente: elaboración propia. Página 10.

Ilustración 6: perfil de elevaciones. Fuente: Google Earth. Página 11.

Ilustración 7. Mapa del ICV donde se distingue por colores las distintas geomorfologías de la zona. Página 12.

Ilustración 8: Mapa de peligrosidad sísmica. Fuente: Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02. Página 13.

Ilustración 9 Cuenca del Monegre. Fuente: Mapa de Redes de Seguimiento del Estado e Información Hidrológica del Ministerio de Transición Ecológica y el Reto Demográfico. Página 14.

Ilustración 10: Marco geológico regional. Fuente: Mapa Geológico de España 1:50.000, Castalla 846. Página 16.

Ilustración 11: Marco geológico a nivel local. Fuente: Mapa Geológico de España 1:50.000, Castalla 846. Página 17.

Ilustración 12: Leyenda Ilustración 11. Fuente: Mapa Geológico de España 1:50.000, Castalla 846. Página 17.

Ilustración 13: Emplazamiento de las prospecciones geotécnicas y ubicación de la estación. Fuente: Elaboración propia a partir de imagen de Google Earth. Página 19.

Ilustración 14: perfil estratigráfico. Fuente: elaboración propia. Página 28.

Ilustración 15: sección transversal de las tablaestacas KLIII. Fuente: catálogo de Ischebeck Ibérica. Página 39.

ÍNDICE DE TABLAS:

Tabla 1: cuadro resumen características del sondeo SR-1. Fuente: Elaboración propia. Página 19.

Tabla 2: cuadro resumen de ensayos en campo y tomas de muestras. Fuente: Elaboración propia. Página 20.

Tabla 3: características de los ensayos DPSH. Fuente: Elaboración propia. Página 22.

Tabla 4: resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio. Fuente: Elaboración propia. Página 25.

Tabla 5: Valores medios de los parámetros geotécnicos del estrato G1. Fuente: elaboración propia. Página 29.

Tabla 6: Valores medios de los parámetros geotécnicos del estrato G2. Fuente: elaboración propia. Página 30.

Tabla 7: Valores medios de los parámetros geotécnicos del estrato C1. Fuente: elaboración propia. Página 30.

Tabla 8: Valores medios de los parámetros geotécnicos del estrato C2. Fuente: elaboración propia. Página 31.

Tabla 9: Valores medios de los Parámetros geotécnicos del estrato C3. Fuente: elaboración propia. Página 32.

Tabla 10: Resultados del cálculo de asientos. Fuente: elaboración propia. Página 34.

Tabla 11: Resultados del cálculo del levantamiento de fondo a la profundidad de 4 m. Fuente: elaboración propia. Página 35.

Tabla 12: Resultados del levantamiento de fondo, solución de inyección de mortero. Fuente: elaboración propia. Página 36.

Tabla 13 Resultados del levantamiento de fondo con la carga de la solera actuando. Fuente: elaboración propia. Página 36.

Tabla 14: Resultados del levantamiento de fondo en caso de presencia de agua bajo estación. Fuente: elaboración propia. Página 37.

Tabla 15: Coeficientes de seguridad para la estabilidad de taludes. Fuente: elaboración propia. Página 37.

INTRODUCCIÓN.

El presente Trabajo de Fin de Grado consiste en la redacción de un estudio geotécnico para diseñar la excavación y cimentación de una estación de bombeo situada en el municipio de Ibi (Alicante), concretamente al suroeste de la población, en el cruce de la carretera CV-805 con la calle Cuenca.

1.1. ANTECEDENTES:

El estudio geotécnico se ha realizado con el fin de resolver los diversos problemas que puede originar la construcción de una estación de bombeo enterrada.

La estación se sitúa al Suroeste de Ibi (municipio del sur de Alicante), concretamente en su área industrial. Presenta una topografía plana o ligeramente inclinada. El polígono en el que se ubica es el Polígono Industrial L'Alfàs II, este tiene como vía principal la carretera CV-805, es junto este vial donde se ubicará la estación. La parcela de la estación también colinda, al norte con un conjunto de naves industriales. Esto se observa en la ilustración 1.



Ilustración 1: ubicación de la estación. Fuente: elaboración propia a partir de la imagen satélite de Google Maps.

Cabe destacar que la parcela donde se va a construir la estación es de 25 m de ancho, de largo no se tiene ninguna restricción ya que se dispone de una longitud total de 340 m. También es de interés que entre la parcela y el vial hay una acera y un carril bici (Ilustración 2). Al norte, entre el solar y las edificaciones existe una pequeña zona de aparcamiento de unos 6 m. El solar solo presenta algún árbol y algo de vegetación baja.



Ilustración 2: Fotografía de la parcela donde se ubica la estación. Fuente: Google Maps.

La ubicación de la zona de actuación se muestra de forma más clara en el anejo 1: localización.

1.2. CONDICIONANTES

El trabajo se centra en detectar y resolver los problemas derivados de la construcción de una estación de bombeo cuyas dimensiones y geometría vienen definidas.

La red de saneamiento es uno de los principales condicionantes de la actuación, dado que obliga a ubicar la solera de la planta de bombeo a una profundidad comprendida entre 3.5 y 4.0 m con respecto al nivel actual de la superficie del terreno. Otro de los condicionantes son las infraestructuras que rodean la planta, un vial al suroeste y edificios comerciales al noreste.

El área donde se trabaja presenta unas características geológicas que justifican la realización de este estudio técnico. La alternancia de distintos materiales como arcillas de baja capacidad portante y capas y lentejones de material granular con

gran permeabilidad generan un terreno que es susceptible de la existencia de acuíferos confinados. Esto unido a las condiciones geográficas del emplazamiento de la estación, muy cercana a una zona montañosa, la Serra Mariola, que facilita la recarga de estos acuíferos. Provocando la existencia de niveles piezométricos en general altos, en algunos casos puede incluso superar la cota de excavación lo que genera una problemática a la hora de ejecutar estructuras enterradas y precisa un estudio del terreno muy riguroso para diseñar una cimentación capaz de soportar los empujes, tanto del terreno como del agua, pudiendo realizar la obra con la suficiente seguridad. Bien sea frente a cualquier inestabilidad hidráulica, como puede ser el levantamiento de fondo o sifonamiento (según la estratigrafía del terreno). O bien frente a los distintos estados límite que textos como el Código técnico de edificación recomiendan cumplir para garantizar la seguridad y funcionalidad de la obra.

1.3. LA ESTACIÓN DE BOMBEO.

La estación tiene la función de impulsar las aguas residuales del polígono industrial L'Alfàs II, que fluyen por una red de saneamiento independiente a la del resto del municipio, hasta el colector principal. Uniendo así la red general del municipio, que llega hasta la EDAR, con la red de este polígono.

El colector principal viene desde el núcleo urbano de Ibi hasta el EDAR unos kilómetros al sur de la población. Este colector discurre enterrado bajo la carretera CV-805 colindante con la estación de bombeo.

El área a la cual va a ofrecer servicio la estación de bombeo es la marcada en amarillo en la ilustración 3, son 5.30 km² ocupados por industrias y comercios.

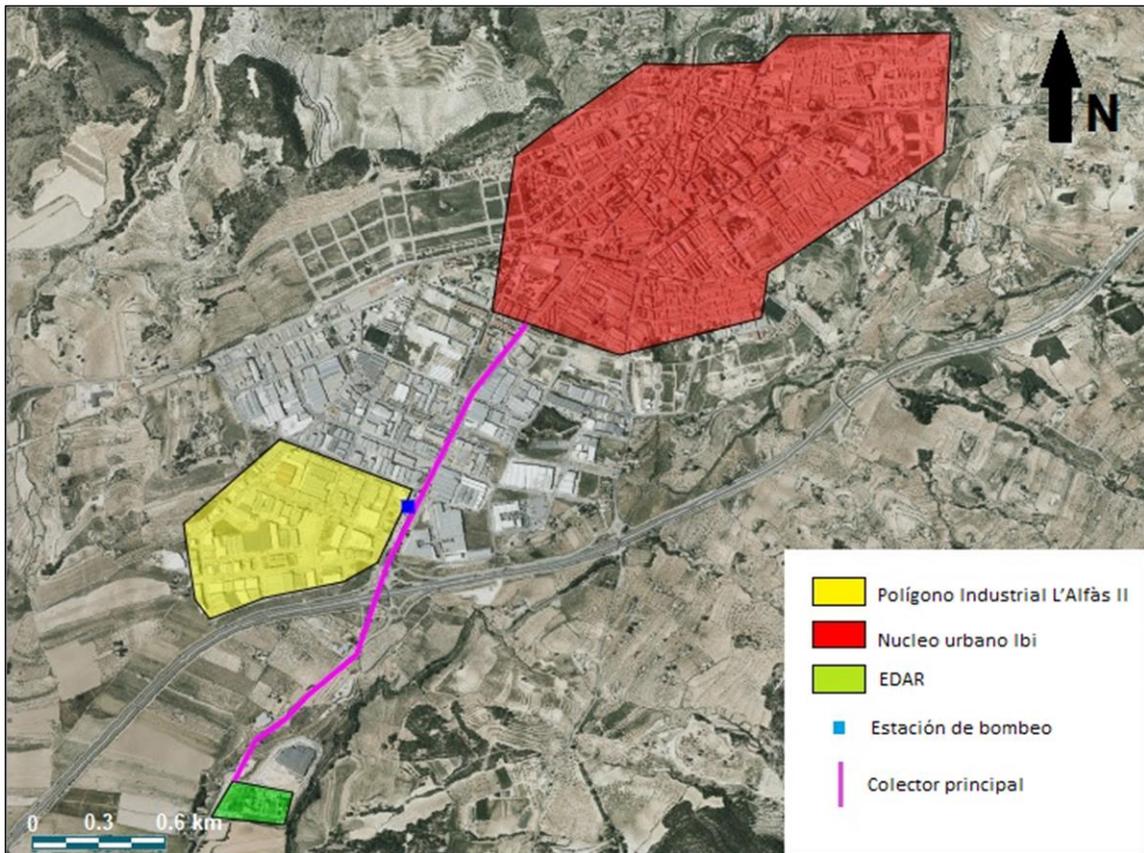


Ilustración 3: situación de la estación, colector, pueblo, polígono y EDAR. Fuente: visor cartográfico de la Comunidad Valenciana.

La estación de bombeo consiste en una estructura de hormigón armado de planta rectangular de 4.90 m de largo y 3.30 m de ancho, está separada por un muro en su mitad que separa la estación en dos habitaciones donde se instalarán los equipos de bombeo. La estructura mide 3.40 m de alto y va a estar enterrada. Esto queda mejor reflejado en las ilustraciones 4 y 5.

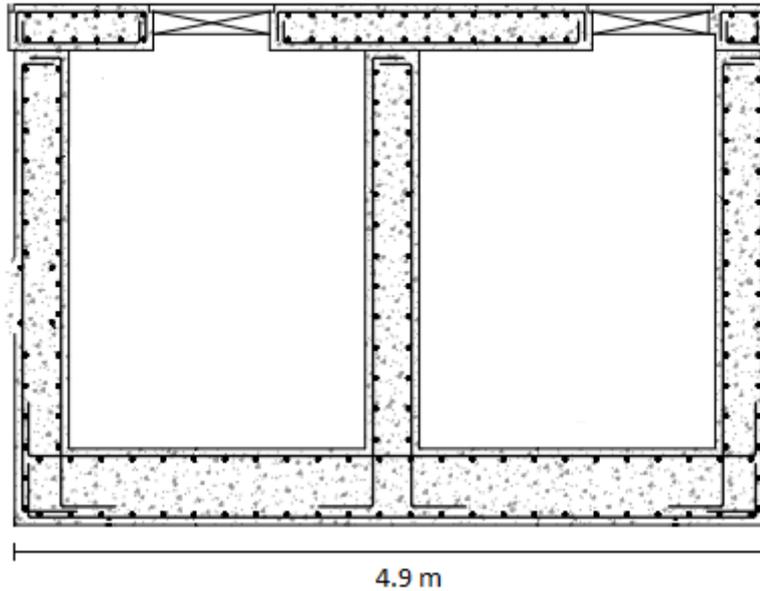


Ilustración 4: alzado de la estación. Fuente: elaboración propia.

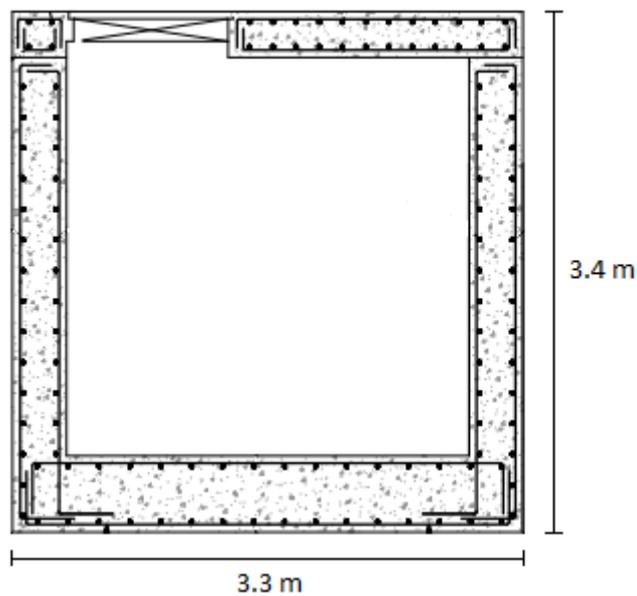


Ilustración 5: perfil de la estación. Fuente: elaboración propia.

1.4. OBJETO Y ALCANCE:

El objetivo del presente trabajo es estudiar y analizar el terreno de la zona de trabajo así como los esfuerzos y cambios tensionales que va suponer la construcción de la estación de bombeo. Tras esto, analizar la excavabilidad del terreno y proponer un método de contención apropiado. Finalmente definir una cimentación que ponga solución a los distintos problemas. A continuación, se describe la metodología seguida para el cumplimiento de los objetivos:

- Estudio y cálculo de los cambios tensionales en el terreno que supone la excavación y la presencia de la estación de bombeo.
- Comprobar la capacidad portante del terreno así como sus deformaciones y que esto sea compatible con la estación y con las exigencias necesarias para su correcto funcionamiento.
- Comprobar que el nivel piezométrico y el empuje que genera no provoque levantamientos o flotabilidad de la estación además de cumplir con las condiciones de funcionalidad.
- Estudiar la excavabilidad del terreno y diseñar el método de contención más apropiado.
- Proponer una solución para cualquier otro problema o riesgo que sea detectado durante la ejecución de esta campaña geotécnica.

2. ESTUDIOS PREVIOS.

2.1. GEOMORFOLOGIA:

La zona de estudio no presenta desniveles, es una zona por lo general plana. Pese a estar cerca de la Serra Mariola, el área industrial de Ibi dispone de un relieve con pocas ondulaciones. Esto se observa bien en el perfil de elevaciones (ilustración 6)

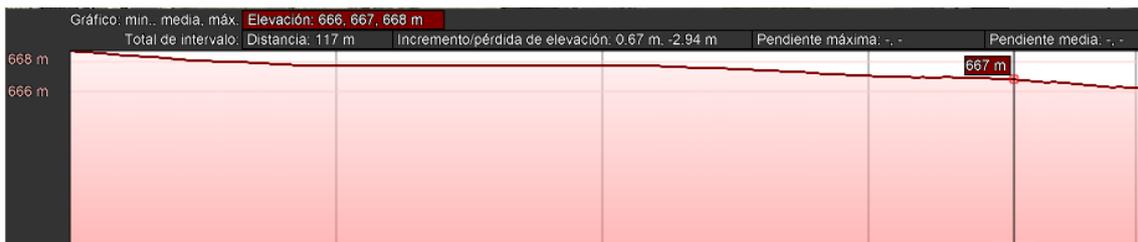


Ilustración 6: perfil de elevaciones. Fuente: Google Earth

La pendiente es del 2%, debido sobre todo a las acciones antrópicas, ya que se trata de una zona totalmente edificada con un vial a escasos metros. Al tratarse de un polígono industrial la mayoría de los edificios colindantes son naves industriales.

La parcela donde se ubica la estación posee las siguientes coordenadas medias X: 709.825,86; Y: 4.276.316,13 m. Además tiene una cota absoluta de 667.80 m.s.n.m.

El Instituto Cartográfico Valenciano dispone de una serie de mapas entre los cuales se describe la geomorfología, catalogando la zona de estudio como ondulada (ilustración 7).



Ilustración 7. Mapa del ICV donde se distingue por colores las distintas geomorfologías de la zona.

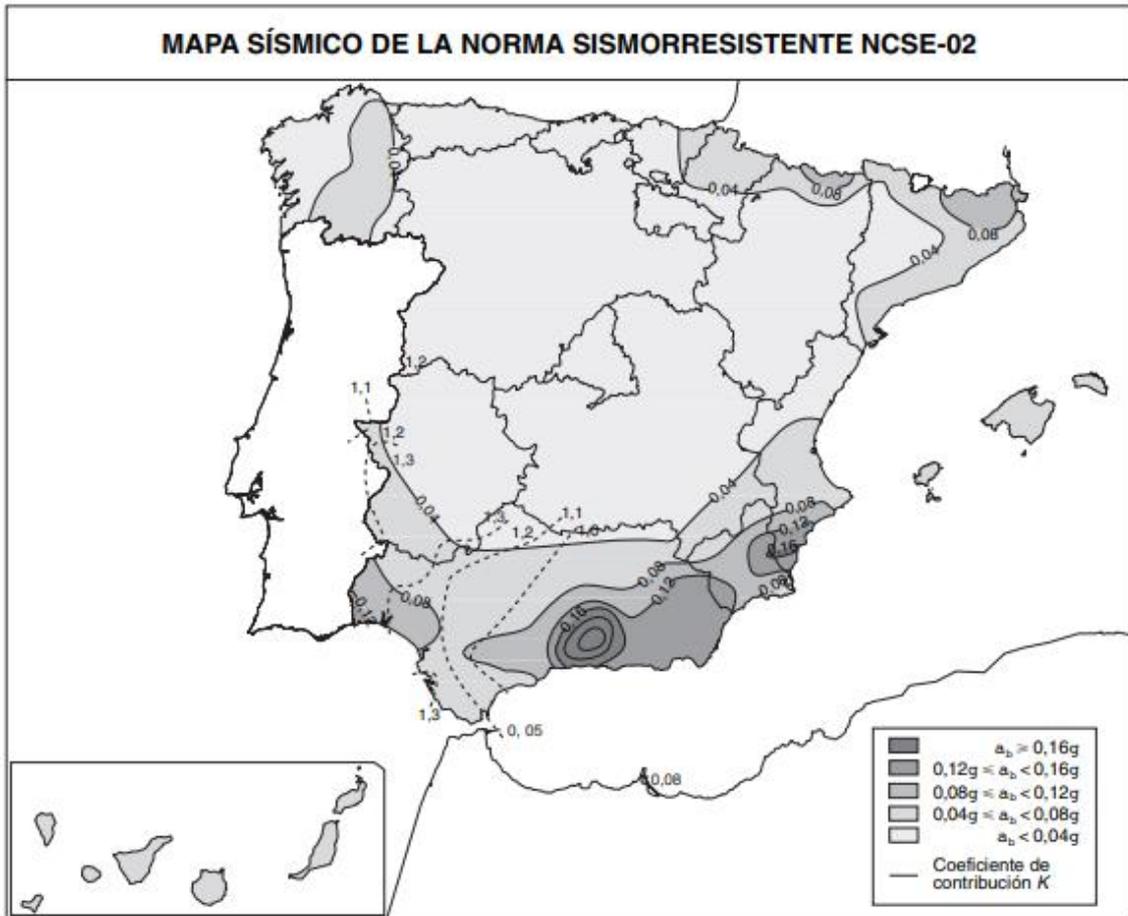
2.2. SISMOLOGIA:

Se toma como referencia las prescripciones de la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02. En el apartado 1.2.2 de este documento se clasifican las construcciones según su importancia, dependiendo del uso que se le destina y los daños que puede ocasionar su destrucción, habiendo tres rangos posibles:

1. Importancia moderada.
2. Importancia normal.
3. Importancia especial.

En el tercer rango, Importancia especial, es donde se encuentran las estaciones de bombeo, ya que el documento las define como instalaciones básicas para las poblaciones y en caso de destrucción se interrumpiría un servicio imprescindible.

En la ilustración 8, se muestra el mapa sísmico de España, Ibi se encuentra en la zona de 0.08g de aceleración sísmica.



La aceleración sísmica de cálculo se obtiene con la expresión:

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

Donde:

- a_c : aceleración sísmica de cálculo.
- a_b : aceleración sísmica básica definida en el mapa y en el anejo I de la norma. En este caso es de 0.08
- ρ : coeficiente adimensional de riesgo, función de la probabilidad aceptable de que se exceda a_c en el periodo de vida para el que se proyecta la construcción. Toma los siguientes valores:
 - Construcciones de importancia normal $\rho = 1.0$
 - Construcciones de importancia especial $\rho = 1.3$
- S : coeficiente de amplificación del terreno. Para nuestro caso tomamos $S = 1,0$ debido a que $0,4g < \rho \cdot a_b$

Aplicando la fórmula obtenemos que $a_c = 1,04g$

Luego, como consecuencia sería necesario tener en cuenta las acciones sísmicas en el diseño de la estructura y en la solución adoptada en este trabajo.

2.3. HIDROGEOLOGIA:

El área de estudio se encuentra situada en la cuenca hidrográfica del Júcar. Tomando como referencia el Mapa de Redes de Seguimiento del Estado e Información Hidrológica del Ministerio de Transición Ecológica y el Reto Demográfico, la actuación se encuentra en la subcuenca del Monegre, dado que es el cauce donde vierte sus aguas.

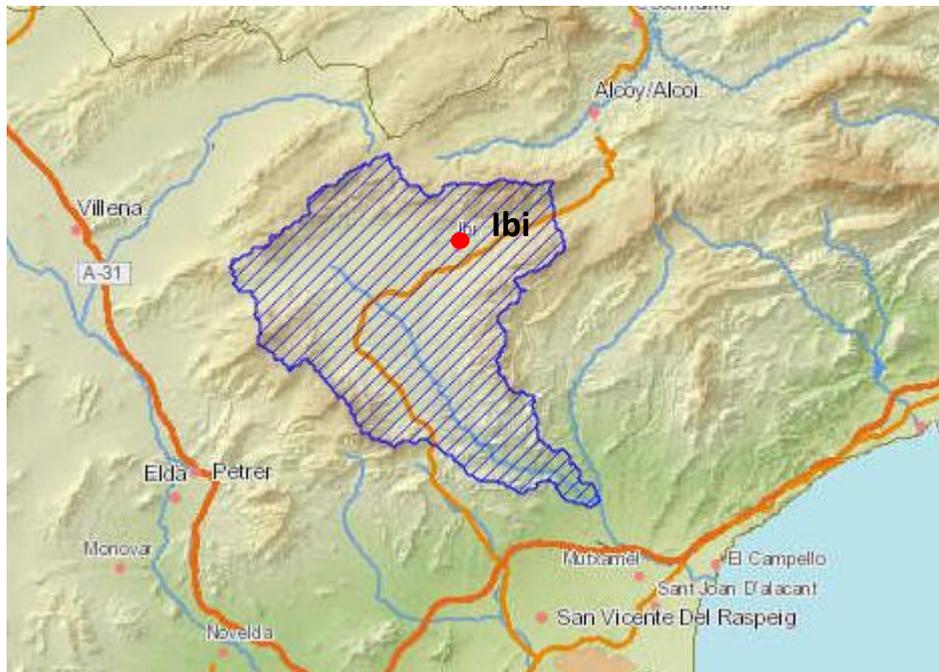


Ilustración 9 Cuenca del Monegre. Fuente: Mapa de Redes de Seguimiento del Estado e Información Hidrológica del Ministerio de Transición Ecológica y el Reto Demográfico.

En la zona de estudio, dado al carácter torrencial de las lluvias típico de esta zona climática, encontramos varios barrancos y ramblas que marcan la orografía de la zona.

Las aguas subterráneas y los acuíferos confinados son el principal problema a solucionar, para comprender el funcionamiento en esta zona se ha estudiado la hoja geológica del IGME nº 846, la cual nos permite hacer una descripción de la hidrogeología.

En la hoja geológica define la zona como un lugar con una serie de problemas que dificultan el establecimiento de normas, por lo que la incertidumbre en cuanto a lo que se puede prever es grande. El primero de los problemas en la complejidad estructural debido a la presencia de cortes interpretativos generando unidades trastocadas en profundidad y por tanto las formaciones hidrogeológicas son de poca amplitud y desconectadas entre sí. Esta desconexión implica que no se puede hablar de un nivel estático regional, ya que cada unidad tiene un comportamiento diferente.

Otro de los problemas son los cambios laterales de facies, esto quiere decir que dentro de un mismo medio sedimentario encontramos diferentes sectores con diferentes condiciones.

Esta complejidad estructural y los cambios en los distintos niveles del terreno, son condiciones propicias para la formación de acuíferos confinados, donde los niveles piezométricos estén muy elevados, incluso por encima de la cota de excavación. Término este que constituye un objetivo fundamental a analizar en este trabajo

A todo esto se le suma la facilidad de recarga de estos acuíferos dadas las características de la zona. Para poner en situación esto, se hace referencia a la memoria de la hoja 72 (Elche) del Mapa Hidrogeológico de España del IGME, donde se haya la zona de estudio. En el mapa se clasifica el área de estudio como Unidad hidrogeológica del Prebético de Alicante y destaca de él, el carácter predominante kárstico de los acuíferos carbonatados presentes, donde se han llegado a medir valores de transmisividad superiores a 1.000 m²/hora, casos de la Serra Mariola (próxima al emplazamiento) o Barrancones-Carrasqueta (zona donde se encuentra el municipio de Ibi y la estación de bombeo). A esto se le une caudales aforados importantes de más de 100 l/s.

3. MARCO GEOLÓGICO:

La zona del trabajo se localiza en el interior en la provincia de Alicante, en la comarca de l'Alcoià, se enmarca dentro de la región geológica de las Cordilleras Béticas, que ocupan el sector S y SE de España, tienen continuidad en el N de

África y Baleares, incluyen materiales formados durante el Paleozoico, Mesozoico y Terciario y se deformaron durante la Orogenia Alpina.

Más concretamente la zona se encuentra en la zona conocida geológicamente como el Prebético constituido por rocas sedimentarias del Triásico al Mioceno las cuales tienen mayoritariamente características facies paleontológicas marinas.

Dentro del informe geológico del IGME: "Cadenas Béticas y cuenca del Guadalquivir" el área de estudio se encuadra dentro de la unidad geológica del Prebético, siendo la zona de Ibi parte del Prebético de Aspe-Jijona-Alicante, definido como una estructura compleja, con Jurásico y Cretácico en los anticlinales y Paleógeno-Mioceno inferior y medio en los sinclinales.

Dentro de la región de estudio están presentes una gran cantidad de litoestratigrafías pero si se analiza más localmente vemos que predomina el cuaternario.

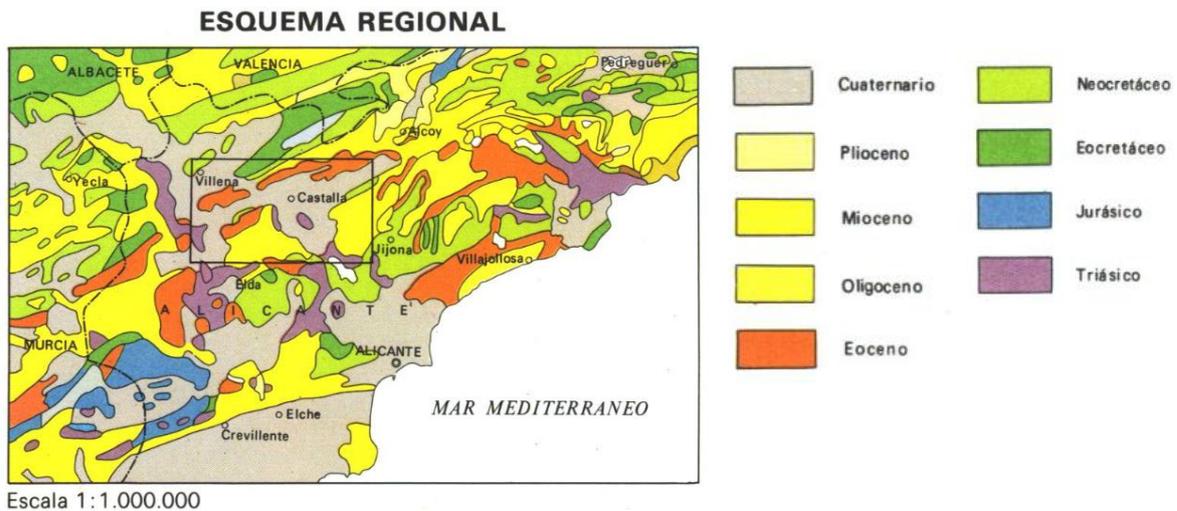


Ilustración 10: Marco geológico regional. Fuente: Mapa Geológico de España 1:50.000, Castalla 846.

Aunque los depósitos de cuaternarios se encuentren ampliamente repartidos y tengan gran extensión, los espesores no son superiores en ningún caso a 10 m. Se distinguen en la región diversos materiales. Haciendo uso de la cartografía del IGME, concretamente el magna 50 hoja 846 (Castalla), podemos distinguir con mayor precisión los materiales de la zona en Estudio.

La zona de actuación, se encuentra en lo que la carta MAGNA describe como Q, gravas, arenas y arcillas. Tras ellas vemos que puede continuar el cuaternario en forma de bien limos y arcillas o bien terrazas, de esto estarían formados los primeros 10 m de terreno hasta llegar al terciario, en la transición de estos dos encontramos arcillas con lentejones de conglomerados. Por último podemos encontrar un estrato de poca potencia de limos y arcillas rojas con cantos seguidos de otro de calizas y margas blancas con algo más de espesor hasta una cota de -15 y -20 m.

4. RECONOCIMIENTOS Y PARAMETRIZACIÓN DEL TERRENO:

Para llevar a cabo un análisis más detallado del terreno donde se va a construir la estación de bombeo se han realizado una serie de prospecciones geotécnicas y ensayos en las inmediaciones del emplazamiento. El objetivo de la campaña geotécnica es la caracterización del terreno para poder parametrizarlo correctamente.

Para planificar y llevar a cabo la campaña no existe ninguna normativa que las regule en lo que se refiere a obras de saneamiento por lo que se ha decidido seguir las recomendaciones de la Guía de cimentaciones para obras de carreteras y del Código técnico de edificación para la redacción de este documento.

Las diferentes pruebas se realizaron los primeros meses de 2020 y se componen de un sondeo a rotación con recuperación de testigo continuo, dos ensayos de penetración dinámica DPSH y distintos ensayos de laboratorio de las muestras recogidas. Las pruebas de campo no se han realizado justo en el centro del área de estudio para evitar los problemas derivados de la presencia de un nivel piezométrico de elevado, si lo hubiera. La ubicación de estas pruebas se puede observar en la ilustración 13.

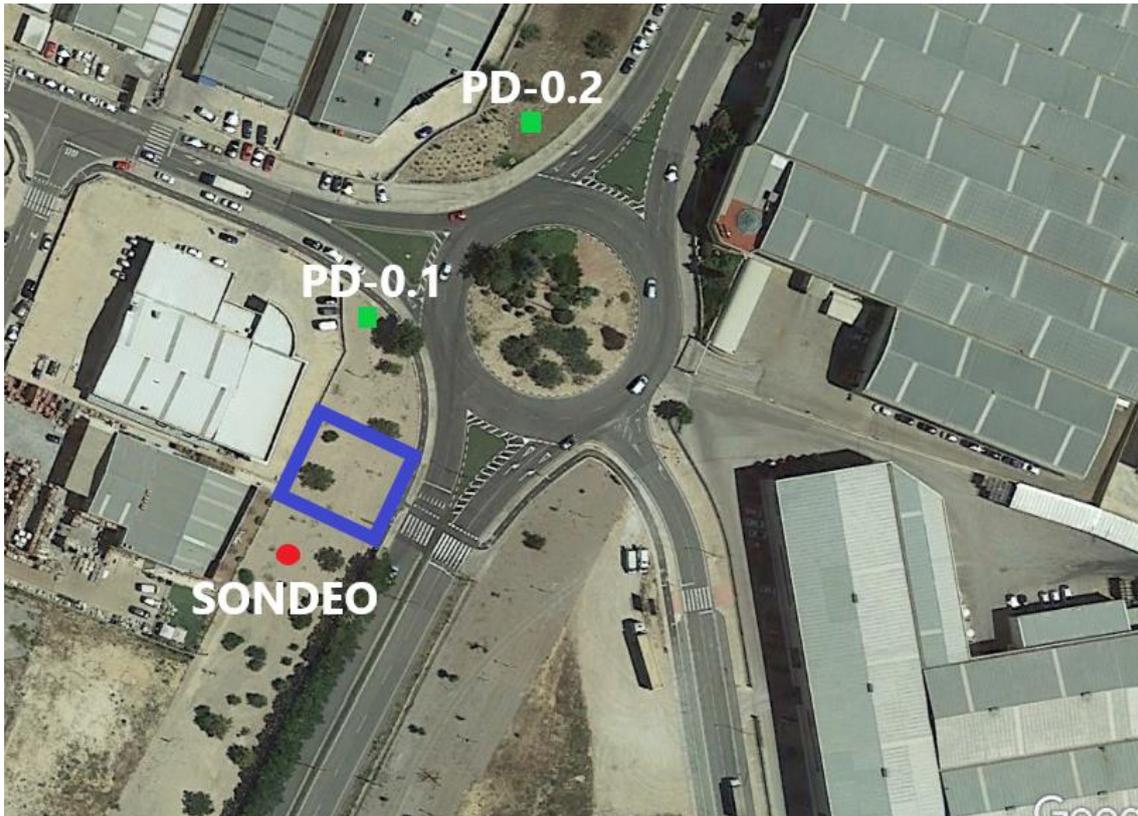


Ilustración 13: Emplazamiento de las prospecciones geotécnicas y ubicación de la estación. Fuente: Elaboración propia a partir de imagen de Google Earth.

4.1. SONDEO:

El sondeo se efectuó a rotación con recuperación de testigo continuo, mediante el cual se perforó hasta 19,2 m de profundidad. Las coordenadas del sondeo son X: 709.816,2 m, Y: 4.276.296,2 m y la cota topográfica de inicio es de 667,4 m.s.n.m. En la tabla 13 se muestra la ubicación y características principales del sondeo.

La maquinaria utilizada para la perforación fue el modelo montado sobre camión ROLATEC RL-400-SV, con capacidad de recuperar testigos y equipo para realizar ensayos SPT. Se ha perforado utilizando un diámetro de 115 mm y se ha entibado con una tubería de 113 mm de diámetro.

Sondeo				
Nombre	Profundidad	Coordenadas		Cota absoluta
		X	Y	
SR-1	19.2	709816.2	4276296.2	667.4

Tabla 1: cuadro resumen características del sondeo SR-1. Fuente: Elaboración propia.

4.2. ENSAYOS SPT y TOMA DE MUESTRAS:

Para completar el análisis del terreno se han realizado cinco ensayos de penetración estándar (SPT), dos tomas de testigos parafinados (TP), cuatro de muestras inalteradas (MI) y una de muestra alterada (MA), a medida que se iba avanzando en el sondeo. A continuación se adjunta una tabla resumen con información sobre el nivel donde se han realizado estas pruebas.

ENSAYOS DE CAMPO				
Tipo	Profundidad (m)	Litología	N	Cota inicio (m)
SPT-1	1.50-2.10	Arena	3	665.9
SPT-2	3.60-4.20	Gravas	15	663.8
SPT-3	5.70-6.30	Arcillas	0	661.7
SPT-4	8.00-8.60	Arcillas	10	659.4
MI-1	10.80-11.40	Arcilla	41	656.6
SPT-5	11.40-12.00	Limo	27	656.0
MA-1	12.75-12.90	Arcilla	-	654.7
TP-1	13.20-13.50	Arcilla	-	654.2
MI-2	13.50-14.10	Arcilla	6	653.9
MI-3	14.40-15.00	Arcilla	9	653.0
TP-2	15.60-15.80	Arcilla	-	651.8
SPT-6	15.90-16.50	Arcilla	14	651.5
MI-4	18.00-18.60	Arcilla	15	649.4
SPT-7	18.60-19.20	Arcilla	12	648.8

Tabla 2: cuadro resumen de ensayos en campo y tomas de muestras. Fuente: Elaboración propia.

Mediante el ensayo SPT se pretende conocer “in situ” la compacidad de las distintas capas del terreno, especialmente de los terrenos granulares, ya que este ensayo no tiene mucha fiabilidad en terrenos cohesivos, además de tomar una muestra que permita realizar ensayos de identificación en laboratorio.

Para obtener el parámetro N que se corresponde con la compacidad del terreno, se introduce la cuchara SPT al fondo del sondeo y se hinca contabilizando el número de golpes. Tanto el tomamuestras como la maza y el varillaje están normalizados, la norma en cuestión es UNE-EN ISO 22476-3/2006, donde también se recoge la metodología para la obtención del valor “N”.

La toma de muestras inalteradas y las parafinadas se han realizado en los estratos cohesivos más profundos, que no deben ser explorados mediante el ensayo anterior. Estas muestras se han extraído siguiendo las indicaciones de la norma XP P-94 202.

Durante el sondeo se ha estado controlando en todo momento el nivel freático, detectando a la profundidad de 8,50 m la presencia de agua confinada con niveles piezométricos elevados, donde se ha medido la altura máxima que alcanza el agua.

Tras el sondeo se ha instalado una tubería para controlar el nivel piezométrico a lo largo de tiempo: antes, durante y después de la construcción de la estación de bombeo.

4.3. ENSATOS DE PENETRACIÓN DINAMICA (DPSH):

Este ensayo consisten en la hincas de una punta cuadrada y metálica en el terreno mediante el golpeo de una maza de 63,5 kg que se deja caer desde una altura de 75 cm, siguiendo la norma UNE 103.801/1994. El procedimiento es el siguiente se han anotado el número de golpes necesarios para penetrar el terreno 20 cm, hasta llegar a la profundidad deseada o hasta que se produzca el rechazo, es decir cuando el número de golpes para hincar 20 cm es superior a 100 o cuando las tres últimas tandas de golpeo son superiores a 75 golpes cada una de ellas.

Se han realizado dos ensayos de penetración dinámica superpesada DPSH, con el fin de obtener un perfil lito-estratigráfico continuo, correlacionando estas pruebas con los resultados deducidos de la identificación del testigo extraído del sondeo.

Además, estas pruebas permiten estimar perfiles continuos (cada 20 cm) de otros parámetros que se obtienen a raíz de este ensayo como son: la resistencia dinámica del terreno (R_p), la resistencia en punta estática (q_c) y la carga admisible (Q_{adm}). Todo esto a partir de los resultados del DPSH (N_{20}) y la fórmula de "Los Holandeses", comúnmente aceptada en ingeniería geotécnica y que correlaciona este valor con los parámetros del terreno. Esta formulación y los cálculos pertinentes se adjuntan en el Anejo 3.

La ubicación exacta y profundidad de las pruebas se indica en la tabla 3 y la situación respecto a la estación de bombeo se puede ver en la ilustración 13.

DPSH				
Nombre	Profundidad (m)	Coordenadas (m)		Cota absoluta (m)
		X	Y	
PD-01	25	709831.5	4276346.7	668.7
PD-02	19.2	709866.8	4276393.7	670.3

Tabla 3: características de los ensayos DPSH. Fuente: Elaboración propia.

4.4. ENSAYOS DE LABORATORIO:

Las muestras recogidas en el sondeo han sido sometidas a una serie de ensayos en laboratorio con el fin de conocer con mayor precisión las características del terreno, ya sea la identificación, el estado en que se encuentra, los cambios volumétricos, la resistencia o los componentes químicos de los materiales.

Los ensayos realizados han sido los siguientes:

- Ensayos de identificación
 - Granulometría por tamizado.
 - Determinación de los límites de Atterberg.
 - Determinación de humedad natural.
- Ensayos de cambios volumétricos
 - Consolidación unidimensional, edómetros.
- Ensayos de resistencia
 - Triaxial no consolidado no drenado.

4.4.1. ENSAYOS GRANULOMÉTRICOS.

Tienen la finalidad de determinar los porcentajes en peso de los distintos tamaños de partícula que componen el suelo y así poder clasificar el suelo como arcilla, limo, arena o grava.

Se han realizado cuatro ensayos de este tipo, uno por cada muestra inalterada. La norma que se ha seguido para este ensayo es UNE-EN 12697-2:2015. Los resultados se muestran en la tabla 4.

4.4.2. ENSAYOS DE HUMEDAD.

A cada una de las muestras se le ha aplicado este ensayo. Este consiste en dividir la masa de agua que se evapora de la muestra inalterada al calentarla a una temperatura de entre 105^o y 110^o C entre la masa de suelo seco que queda después del secado, el resultado se expresa en porcentaje. UNE-EN ISO 17892-1:2015.

Se muestran los resultados en la tabla de la tabla 4.

4.4.3. LÍMITES DE ATTERBERG.

Se trata de un ensayo de identificación, cuya determinación permite conocer las propiedades plásticas de la fracción fina de un suelo.

Se determina el límite líquido (W_L) y el límite plástico (W_P), la diferencia entre estos dos es el índice de plasticidad (I_P). Presentando en general una plasticidad baja en todas las muestras analizadas.

Los resultados de los ensayos se plasman en los siguientes apartados.

4.4.4. CONSOLIDACIÓN UNIDIRECCIONAL, EDOMETROS.

Se realiza este ensayo para estudiar la consolidación de un suelo, especialmente suelos blandos saturados como es este caso. El ensayo no mide las deformaciones laterales por lo que es útil para determinar la compresibilidad del suelo.

El ensayo consiste en someter una muestra del terreno a distintos niveles de carga y su posterior descarga, en unas condiciones de saturación y donde las deformaciones laterales están cohibidas por un anillo de acero. Las dos caras del cilindro se tapan con dos piedras porosas que permiten la salida y entrada de agua. Tras cada carga y descarga que se deja un tiempo para que el suelo consolide. Se mide la deformación obtenida para cada ciclo.

Con estos datos se pueden estimar de forma bastante aproximada los asentamientos de consolidación.

Resultados del ensayo en la tabla 4.

4.4.5. ENSAYO TRIAXIAL.

Este ensayo se realiza para conocer las propiedades resistentes de un suelo, medimos la resistencia a esfuerzo cortante. La principal ventaja de este ensayo es poder controlar gran número de variables del terreno como son las tensiones principales, el drenaje y la presión intersticial. Se ha seguido la norma UNE 103402:1998 para llevarlo a cabo.

El ensayo consiste en someter a una probeta cilíndrica, preparada con una relación altura-diámetro de dos y que se encuentra confinada por medio de una presión hidráulica constante, a una carga vertical creciente hasta producir su rotura. Esta carga debe crecer con velocidad constante.

En esta ocasión se ha realizado el ensayo no consolidado no drenado, donde las cargas se aplican rápidamente y no se permite que la muestra consolide.

A lo largo del ensayo se miden deformaciones producidas en la probeta por las cargas correspondientes. Obteniendo pues una relación entre tensiones y deformaciones. El proceso ha de hacerse en tres probetas distintas cambiando la presión de confinamiento. Con los resultados podemos representar gráficamente los correspondientes círculos de Mohr y obtenemos valores de cohesión y ángulo de rozamiento.

Este ensayo ha sido realizado a una de las muestras inalteradas, la MI-01.

Todos los resultados se muestran en la tabla 4.

MUESTRA	PROFUNDIDAD	Humedad %	Densidad seca g/cm ³	Densidad aparente g/cm ³	Índice de huecos	Resistencia a compresión kN/m ²	Deformación en rotura %	Resistencia al corte sin drenaje Cu kN/m ²	Índice de compresión	Índice de hinchamiento	ΔH Carga 5-1000 kPa %	ΔH Carga 1000-5 kPa %	Tensión efectiva actual σ'_o kPa	Tensión efectiva de preconsolidación σ'_p kPa	4 mm (%pasa)	2 mm (%pasa)	0,4 mm (%pasa)	0,08 mm (%pasa)
M1-01	10,8-11,4	32.0	1.48	1.95	0.832	36	9,0-20,0	18	0.149	0.013	13.6	1.6	117	100	100	100	100	95
MI-02	13,5-14,1	32.2	1.51	1.99	0.772	-	-	-	0.166	0.032	13.6	4	135	50	100	100	100	97
MI-03	14,4-15,0	25.7	1.57	1.97	0.704	-	-	-	0.131	0.014	14.5	1.8	53	40	91	87	81	68
MI-04	18,0-18,6	35.1	1.39	1.88	0.915	-	-	-	0.188	0.021	19.5	3.1	42	20	99	98	96	72

Tabla 4: resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio. Fuente: Elaboración propia.

4.5. ESTRATIGRAFIA Y CARACTERIZACIÓN DEL TERRENO

A partir de los resultados del sondeo y de los distintos ensayos se ha obtenido un perfil lito-estratigráfico del terreno. A continuación se describen los distintos estratos (para cada capa de terreno del sondeo se ha adjudicado una capa de los ensayos de laboratorio)

I. R: Rellenos:

Rellenos de distinta naturaleza asociados al área industrial y a la carretera CV-805, constituidos por una capa heterogénea superficial de materiales antrópicos (capa de firme, rellenos granulares compactados), y suelos de aportación para el aterramiento de las zonas húmedas para su uso agrícola. Profundidad de 0 a 1.30 m

II. G1: Arenas limosas o arenas de playa

Es el primer estrato granular que se observa, formado por arenas de grano fino y contiene limos de tonos marrones, ocre y grises. En general, se encuentra confinado en forma de lentejones entre estratos cohesivos.

Presenta una consistencia muy floja y no posee plasticidad, su profundidad va desde el 1.30 a los 3.00 m

III. G2: Gravas de matriz limosa

Gravas de naturaleza calcárea, en forma de potentes estratos y/o lentejones, de cantos subredondeados envueltas por una matriz areno-limosa de tonos grisáceos.

Un estrato medianamente denso con una potencia de 2.3 m (3.00 – 5.30 m).

IV. C1: Fangos: arcillas y limos grises

Los fangos están fundamentalmente constituidos por un potente nivel de arcillas, limos de consistencia baja a muy baja, con presencia de numerosos gasterópodos, característico tanto en aguas corrientes (fuentes, manantiales, acequias, canales y cursos fluviales) como estancadas (balsas permanentes y lagunas).

Tiene un espesor de unos 3 m (5.30 – 8.50 m). Con la profundidad se aprecia un cambio gradual a gravas.

V. G2 (bis): Gravas con matriz areno-limosa.

En este estrato se encuentran diferencias entre las descripciones de la hoja del sondeo y las características que se presentan en las hojas de los ensayos de laboratorio. En el sondeo se aprecia cómo cambia con la profundidad de grava a arena pero atendiendo a los resultados de los ensayos se ha optado por unir en un mismo estrato esas dos capas. Además estas características son semejantes al anterior estrato de material granular, por lo que reciben el mismo nombre. Por último cabe destacar que es en este estrato donde encontramos un nivel piezométrico 7.50 m por encima de él. Profundidades de 8.50 a 10.00 m.

VI. C2: Arcillas y limos arcillosos con terreno vegetal

En general son suelos de tonos grisáceos, y con presencia de nódulos calcáreos y de forma aislada algunos pequeños cantos subredondeados de naturaleza caliza. Tiene pequeña potencia, unos 20 cm. Se diferencia de la siguiente capa solo en los tonos, este caso ese color grisáceo se lo aporta esa presencia de materia orgánica. Puesto que sus parámetros geotécnicos son muy similares, a efectos de cálculos y definición, se ha optado por unir esta unidad litológica con la posterior en una única.

VII. C2 (bis): Arcilla limosa de color marrón.

Nivel constituido por arcillas limosas y limos no plásticos con arenas finas, ambos de tonos marrones de consistencia baja. Este nivel no presenta cantidad significativa de materia orgánica. Encontramos diferencias con lo descrito en la hoja del sondeo, ya que en esta describe el estrato como de plasticidad media y moderadamente firme, contrariamente a lo expuesto en los ensayos.

Como bien se ha descrito anteriormente este estrato se ha unido con el anterior debido a la similitud de sus parámetros geotécnicos. Profundidades de 10.20 a 11.20 m.

VIII. C3: Limo de color marrón claro

Estrato constituido por margas arcillosas y limos calcáreos de tonos ocre. Estos materiales presentan consistencia media a alta debido a su mayor densidad y a la elevada presencia de nódulos calcáreos de tamaño milimétrico. (11.30 – 12.60 m).

IX. C2: Arcilla limosa de color marrón.

La similitud que existe entre la anterior capa arcillosa y esta es obvia por lo que se deduce que se trata del mismo tipo de estrato.

Mismas características que el apartado VII. Profundidad de 12.60 m a fin de sondeo 19.20 m.

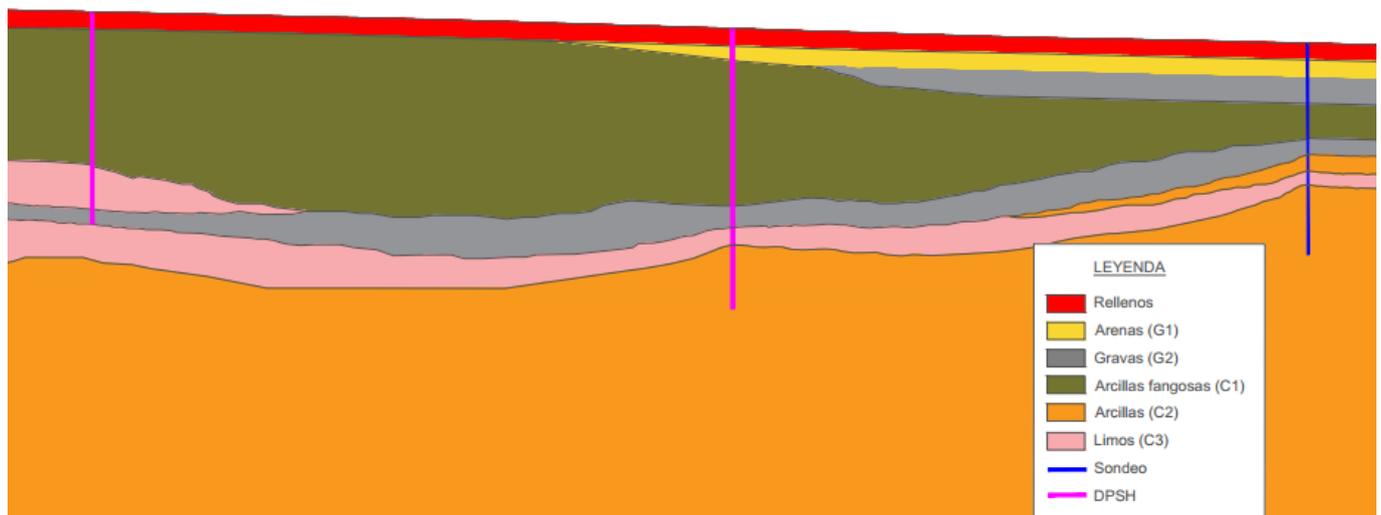


Ilustración 14: perfil estratigráfico. Fuente: elaboración propia.

En la ilustración 14 se muestra el perfil estratigráfico deducido de las distintas pruebas realizadas. La estación se ubica entre el sondeo y la DPSH-1.0 en esa zona no existe la certeza de encontrar el estrato de gravas G2, ya que sí aparece en el sondeo pero no en la prueba de penetración dinámica. Es por esto que durante todo el trabajo de estudio se estudian dos posibles casos, uno donde la estación apoya en gravas (estrato G2) y otro donde apoya sobre arcillas fangosas (estrato C1), esto se desarrolla mejor en el apartado 5.

4.6. PARAMETRIZACIÓN DEL TERRENO:

Con los resultados de los ensayos de laboratorio y de campo expuestos anteriormente, se obtiene la siguiente parametrización de los distintos estratos que se encuentran en la ubicación de la estación:

- R: rellenos antrópicos. Es la primera capa y posee un espesor de 1.3 m. de esta capa no se han realizado ensayos pero para los cálculos se ha optado por asumir un peso específico de 20 kN/m³.
- G1: material granular, principalmente arenas de playa con una potencia de 1.70 m y comienza a la cota 666.2 m.s.n.m. Posee los siguientes parámetros geotécnicos:

PARAMETRO	RESULTADO
Finos (% Pasa 0.08 mm)	17.2
Peso específico aparente, γ (kN/m ³)	18.3
Peso específico seco, γ_d (kN/m ³)	14.2
Límite líquido	9.6
Índice de plasticidad	5.3
Clasificación de Casagrande (SUCS)	SM/SC/SP-SM
Humedad Natural (%)	23.4
Ensayo SPT (N_{30})	3
Ángulo de rozamiento efectivo ϕ' (°)	32
Modulo de deformación E_u (kN/m ²)	900

Tabla 5: Valores medios de los parámetros geotécnicos del estrato G1. Fuente: elaboración propia.

- G2: material granular, en su mayoría gravas. Se trata de un lentejón de grava que se conoce su presencia gracias al sondeo, pero no aparece en el DPSH-01, el más cercano a la obra. Además este estrato vuelve a aparecer en niveles más inferiores a la cota 659 m.s.n.m, 8.5 m por debajo de la superficie, esta vez con una potencia de 1.50 m. Estas gravas tienen las propiedades geotécnicas que se muestran en la tabla 6.

PARAMETRO	RESULTADO
Finos (% Pasa 0.08 mm)	20.6
Peso específico aparente, γ (kN/m ³)	17
Peso específico seco, γ_d (kN/m ³)	17
Límite líquido	14.4
Índice de plasticidad	3.2
Clasificación de Casagrande (SUCS)	SM/SP-SM/GM/GC
Humedad Natural (%)	10.1
Ensayo SPT (N ₃₀)	15
Ángulo de rozamiento efectivo ϕ' (°)	35
Módulo de deformación E_u (kN/m ²)	4300

Tabla 6: Valores medios de los parámetros geotécnicos del estrato G2. Fuente: elaboración propia.

- C1. Arcillas orgánicas fangosas, en uno de los casos ese material ejercerá de apoyo de la estación. Tiene una potencia de 3.2 m y comienza a la cota 662.2 m.

PARAMETRO	RESULTADO
Finos (% Pasa 0.08 mm)	83.6
Peso específico aparente, γ (kN/m ³)	17.1
Peso específico seco, γ_d (kN/m ³)	16
Límite líquido	44.5
Índice de plasticidad	12.4
Clasificación de Casagrande (SUCS)	OH/MH/CL/CL-ML
Humedad Natural (%)	86.7
Ensayo SPT (N ₃₀)	5
Ángulo de rozamiento efectivo ϕ' (°)	18
Cohesión efectiva, c' (kN/m ²)	0
Resistencia al corte sin drenaje, C_u (kPa)	25
Coef. de permeabilidad, k (m/s)	3.77E-10
Densidad relativa de las partículas, G_s	2.436
Índice de Huecos, e_o	1.37
Límite de retracción W_s	22.7
Retracción volumétrica, V_s (%)	18.1
Coef. Consolidación volumétrica, C_v (m ² /año)	1.05
Índice de compresión, c_c	0.436
Índice de hinchamiento, c_s	0.08
ΔH carga / descarga (%)	27.8 / 7.7
Coef. Compresibilidad volumétrica, m_v (m ² /MN)	1.28
Tensión efectiva de preconsolidación, σ'_p (kPa)	50

Tabla 7: Valores medios de los parámetros geotécnicos del estrato C1. Fuente: elaboración propia.

- Estrato C2. Arcillas. Este estrato también aparece dos veces la primera a la cota 657.5 m.s.n.m con una potencia de 1.5 m y la segunda a la cota 654.8 m.s.n.m siendo este el último estrato que conocemos. Posee las siguientes características:

PARAMETRO	RESULTADO
Finos (% Pasa 0.08 mm)	80.7
Peso específico aparente, γ (kN/m ³)	19.9
Peso específico seco, γ_d (kN/m ³)	16.1
Límite líquido	13.4
Índice de plasticidad	3.5
Clasificación de Casagrande (SUCS)	ML/CL-ML
Humedad Natural (%)	24.1
Ensayo SPT (N ₃₀)	10
Resistencia al corte sin drenaje, C _u (kN/m ²)	18
Resistencia a compresión (kN/m ²)	36
Coef. de permeabilidad, k (m/s)	-
Densidad relativa de las partículas, G _s	2.676
Índice de Huecos, e _o	0.772
Límite de retracción W _s	-
Deformación en rotura (%)	11
Índice de compresión, c _c	0.166
Índice de hinchamiento, c _s	0.032
ΔH carga / descarga (%)	13.6 / 4.0
Tensión efectiva de preconsolidación, σ'_p (kPa)	50

Tabla 8: Valores medios de los parámetros geotécnicos del estrato C2. Fuente: elaboración propia.

- Estrato C3. Limos. Comienza en la cota 656 m.s.n.m y posee una potencia de 1.2 m. Sus características se muestran en la tabla 9.

PARAMETRO	RESULTADO
Finos (% Pasa 0.08 mm)	86.5
Peso específico aparente, γ (kN/m ³)	20.8
Peso específico seco, γ_d (kN/m ³)	17.1
Límite líquido	40
Índice de plasticidad	16.6
Clasificación de Casagrande (SUCS)	CL/CL-ML/CH/ML
Humedad Natural (%)	23.4
Ensayo SPT (N ₃₀)	26
Ángulo de rozamiento efectivo ϕ' (°)	31.4
Cohesión efectiva, c' (kN/m ²)	10
Resistencia al corte sin drenaje, C_u (kN/m ²)	394
Resistencia a compresión (kN/m ²)	788
Coef. de permeabilidad, k (m/s)	3.03E-10
Densidad relativa de las partículas, G_s	2.683
Índice de Huecos, e_o	0.556
Límite de retracción W_s	-
Deformación en rotura (%)	18.2
Coef. Consolidación volumétrica, C_v (m ² /año)	4.44
Índice de compresión, c_c	0.108
Índice de hinchamiento, c_s	0.013
ΔH carga / descarga (%)	12.1 / 2.0
Coef. Compresibilidad volumétrica, m_v (m ² /MN)	0.25
Tensión efectiva de preconsolidación, σ'_p (kPa)	60

Tabla 9: Valores medios de los Parámetros geotécnicos del estrato C3. Fuente: elaboración propia.

5. COMPROBACIONES GEOTÉCNICAS

A partir de los resultados obtenidos de la parametrización del terreno se han realizado una serie de comprobaciones geotécnicas con el fin de garantizar la seguridad de la estación de bombeo tanto a la hora de su construcción como a lo largo de su vida útil. Además de garantizar el buen funcionamiento en servicio.

Para realizar las comprobaciones geotécnicas de una estación de bombeo no existe una guía, norma o recomendaciones específicas, por lo que se han utilizado las guías pensadas para el diseño de cimentaciones, como la "Guía de cimentaciones para obras de carretera" y el CTE, además de lo aprendido y

estudiado en las distintas asignaturas de este grado relacionadas con la ingeniería del terreno.

Como bien se ha descrito en apartados anteriores, la estructura estratigráfica que existe en la ubicación de la estación obliga a realizar dos suposiciones en cuanto al estrato sobre el que se va a apoyar la estación. Por tanto dividiremos en dos casos diferentes estas comprobaciones.

- CASO 1: la estación está apoyada sobre el lentejón de gravas, el estrato G2 con un espesor más reducido que el detectado en el sondeo como aconseja el hecho de que el espesor de este tipo estratos suele ser muy variable.
- CASO 2: el lentejón ha perdido continuidad horizontal y no se detecta a la cota de cimentación de la estación, de manera que esta apoya sobre el estrato C1, arcillas orgánicas fangosas. Siendo este caso más desfavorable ya que estos fangos poseen peores cualidades como soporte de cualquier cimiento.

5.1. COMPROBACIONES TÉCNICAS

5.1.1. E.L.U: HUNDIMIENTO

El hundimiento se define como la situación en la que la carga que se aplica sobre el terreno sobrepasa la capacidad portante de este, agotando su resistencia al corte y produciendo movimientos inadmisibles.

Para las comprobaciones de hundimiento se va a seguir las recomendaciones del CTE de cimentaciones “Documento Básico SE-C, seguridad estructural, cimientos”. Las formulaciones, así como los cálculos están expuestos en el anejo 3 de cálculos.

Cabe destacar el hecho de que la estación de bombeo ejerce una carga menor que la que transmite el terreno natural que será excavado. Por lo que ya se tiene la certeza de que no se va a producir hundimiento. Pese a esto se ha realizado el análisis de las tensiones admisibles y de hundimiento para cada caso.

5.1.2. E.L.S: DEFORMABILIDAD

El estudio de la deformabilidad se lleva a cabo a través de la estimación de los asentamientos admisibles. Para el cálculo se ha utilizado las recomendaciones de la “Guía de cimentaciones en obras de carretera”.

El Caso 1, en el que la estación apoya sobre gravas se ha utilizado el método elástico, debido a que la consolidación en este tipo de material es prácticamente nula.

En el Caso 2, donde se la estación se apoya sobre material cohesivo, se ha optado por el método de asientos edométricos. Teniendo en cuenta la situación más desfavorable, aquella en la que se produce succión o infiltración de agua en las arcillas fangosas, estas pasan a estar saturadas y puede haber problemas de asientos por consolidación.

Los cálculos y fórmulas utilizadas están expuestos en el anejo 3 de cálculos. Los resultados obtenidos han sido los siguientes:

ASIENTOS	mm
CASO 1	-1.8
CASO 2	-11.0

Tabla 10: Resultados del cálculo de asientos. Fuente: elaboración propia.

Se observa que el valor en ambos casos es negativo, se produce hinchamiento, debido a que la carga del terreno excavado es mayor a la que trasmite la estación.

La Guía de cimentaciones en obras de carretera limita el asiento a 25 mm. En el peor de los casos la estación se levantaría 11 mm por lo que se asegura que la estación no va a tener ningún tipo de problemas derivados de los asientos.

5.2. EXCAVACIÓN

5.2.1. ESTABILIDAD HIDRÁULICA

Los trabajos de campo han permitido comprobar que existe un nivel piezométrico elevado en el estrato G2 (8.5 – 10 m), 1 m por debajo de la superficie del terreno. Además se va a realizar una importante excavación (descarga del terreno), por lo que es necesario determinar si puede darse algún riesgo derivado de esta situación, en algún momento del proceso constructivo. Dada la estratigrafía del terreno, de darse alguna inestabilidad hidráulica, la más probable es el levantamiento de fondo, donde el peso del terreno tras la excavación no es capaz

de soportar las presiones del agua. Siendo este es uno de los puntos críticos de este estudio.

Tras el cálculo, detallado en el anejo 3, se obtienen los siguientes resultados:

CASO 1		CASO 2	
PRESION INTERSTICIAL (kPa)	75.0	PRESION INTERSTICIAL (kPa)	75
PRESION TERRENO (kPa)	72.8	PRESION TERRENO (kPa)	72.0
COEFICIENTE DE SEGURIDAD, F	0.97	COEFICIENTE DE SEGURIDAD, F	0.96

Tabla 11: Resultados del cálculo del levantamiento de fondo a la profundidad de 4 m. Fuente: elaboración propia.

Si se excava hasta 4 m de profundidad se produciría con toda seguridad ($F < 1$) la rotura del fondo. Es necesario tomar medidas para al menos conseguir un coeficiente de seguridad de 1.20 para poder llevar a cabo la excavación con garantías de seguridad.

Por este motivo resulta difícil que se pueda llegar a la profundidad deseada de 4 m. Las únicas opciones para poder realizar esta excavación son o bien realizar un rebaje del nivel piezométrico, para lo que haría falta un estudio hidrológico completo del acuífero, además de una serie de pruebas de bombeo de una envergadura mucho mayor que la del proyecto de la estación de bombeo.

Otra posibilidad sería la excavación bajo agua o lodo bentonítico pero dado que tenemos, en el mejor de los casos, un estrato de arenas de 1.70 m de espesor, sería necesario un bombeo constante del fluido en cuestión y además se podría afectar a cimentaciones cercanas.

Por estos motivos se recomienda no llegar a la profundidad de 4 m en ningún caso, como máximo hasta los 3.50 m de profundidad donde la situación se vuelve más manejable y se pueden adoptar medidas más coherentes con el tamaño del proyecto.

Medidas propuestas:

- En el Caso 1 se propone la inyección de una lechada de cemento en el estrato de grabas. De esta forma conseguimos un estrato con características semejantes a un hormigón pobre, una mayor resistencia y un mayor peso específico.

CASO 1	
PRESION INTERSTICIAL (kPa)	75.0
PRESION TERRENO (kPa)	87.8
COEFICIENTE DE SEGURIDAD	1.17

Tabla 12: Resultados del levantamiento de fondo, solución de inyección de mortero. Fuente: elaboración propia.

Al tener en cuenta que la resistencia al corte aumenta también significativamente se considera totalmente seguro frente a levantamiento de fondo.

- o La segunda posible solución consiste en colocar inmediatamente después de haber concluido la excavación la solera de la estación. Para esto la solera debe estar preparada a pie de obra, así como todos los equipos de instalación. La solera puede ser prefabricada y disponer las esperas para los muros verticales que se ejecutaran in situ, desde dentro de la excavación.

CASO 1		CASO 2	
PRESION INTERSTICIAL (kPa)	75.0	PRESION INTERSTICIAL (kPa)	75
PRESION TERRENO (kPa)	93.8	PRESION TERRENO (kPa)	92.5
COEFICIENTE DE SEGURIDAD	1.25	COEFICIENTE DE SEGURIDAD	1.23

Tabla 13: Resultados del levantamiento de fondo con la carga de la solera actuando. Fuente: elaboración propia.

De esta forma el coeficiente de seguridad es superior a 1.2, quedando la estabilidad de la construcción, en todas sus etapas, totalmente asegurada. Además esta solución es compatible con los dos posibles casos con lo que hace posible una mejor planificación de obra. Por motivos de estabilidad de taludes y sus medidas de contención que se describen en los apartados siguientes la solera se debe construir in situ.

Otra situación excepcional que puede darse es la derivada del riesgo sísmico. Al encontrarnos en una zona con sismicidad media-alta se considera una posibilidad que debido a un sismo el estrato C1 que presenta una determinada cohesión efectiva, se fisure y permita el paso del agua confinada hasta la solera de la estación. En esta situación y debido al poco peso que supone la estación se ha decidido comprobar el riesgo de flotabilidad de la estación como consecuencia del empuje del agua piezométrica.

LEVANTAMIENTO DE FONDO (AGUA BAJO ESTACIÓN)	
PRESIÓN AGUA	25
CARGA ESTACIÓN	46.2
COEF. SEGURIDAD	1.8

Tabla 14: Resultados del levantamiento de fondo en caso de presencia de agua bajo estación. Fuente: elaboración propia.

Se obtiene un coeficiente de seguridad de 1.8, superior al 1.5 que se exige para una situación que puede prolongarse en el tiempo.

5.2.2. EXCAVABILIDAD Y ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

La excavabilidad de todos los niveles no presenta ningún problema, pudiéndose realizar la excavación con medios convencionales de potencia media.

En cuanto a la estabilidad de los taludes resulta imposible una excavación vertical sin medidas de contención, debido sobre todo a la presencia de arenas de playa, estrato G1, con una cohesión nula, y que en cualquier caso deben ser excavados para llegar a la cota de cimentación.

El cálculo de la estabilidad se ha realizado mediante la herramienta Slide (licencia: 12225-001), un programa informático de la casa comercial Rockscience, que permite generar modelos en dos dimensiones. En el anejo 3 se muestran los resultados que ha generado el programa.

El estudio de la estabilidad de los taludes se ha realizado para paredes verticales y para los taludes inclinados hasta llegar a la máxima pendiente de excavación posible, teniendo en cuenta las limitaciones de espacio, taludes de 27°. Los resultados obtenidos se resumen en la tabla 15.

	CASO 1	CASO 2
TALUD VERTICAL	0.5	0.4
TALUD DE 27°	1.8	1.3

Tabla 15: Coeficientes de seguridad para la estabilidad de taludes. Fuente: elaboración propia.

Para considerar que un talud es estable se requiere un coeficiente de seguridad de como mínimo 1.5. Como se esperaba el talud vertical sin medios de contención es inviable. Mientras que con el talud de 27° sería posible solo en el Caso 1 (apoyo en gravas).

No es posible realizar una excavación con taludes inclinados más de 27° puesto que hacia el este se invadiría la carretera CV-805, por lo que habría que reponer

la calzada y los servicios afectados, y hacia el oeste se afectaría a la cimentación de la nave industrial aledaña.

Por estos motivos se recomienda adoptar medidas de contención de tierras para poder ejecutar la excavación con taludes verticales. Estas medidas se desarrollan en el apartado 5.2.3.

5.2.3. SISTEMA DE CONTENCIÓN

Dada la situación de inestabilidad de taludes descrita en el anterior apartado, en este se estudia la solución más adecuada para llevar a cabo la contención de tierras y poder realizar una excavación con taludes verticales.

Como medida de contención, la solución más apropiada es una pantalla y dadas las condiciones del entorno y del terreno lo más asequible es una pantalla de tablaestacas.

El principal condicionante es la profundidad que se puede alcanzar con la pantalla, ya que a 8.5 m se encuentra el acuífero confinado y de intersectarlo se rompería la estanqueidad de este. Esto provocaría un cambio en las condiciones del terreno siendo este menos favorable para la realización la excavación y la construcción de la estación. Por esto se recomienda dejar 0.5 m de distancia de seguridad entre el final de la pantalla y el acuífero. De esta manera quedaría como máxima longitud de empotramiento 4.5 m.

La pantalla se ha diseñado en primer lugar su comportamiento en ménsula, este ha resultado ser incompatible dado que la longitud de empotramiento para que no fuese inestable excedía ese límite de 4.5 m.

Así pues se hace necesario colocar al menos un apoyo, en este caso ha de ser un codal, dado que la baja compacidad del terreno natural no aconseja la ejecución de anclajes. Este apoyo se calcula estableciendo como condición la longitud de empotramiento de 4.5 m. El apoyo se supone a 0.5 m de la cota del terreno.

Además se ha calculado también la situación en la que ya se ha colocado la solera y esta ejerce de apoyo. Esto permite poder retirar los codales.

En el anejo 3 se muestran tanto los resultados como la metodología empleada para el cálculo de la estabilidad de la pantalla.

Tras los cálculos descritos, la solución final consiste en realizar una pantalla de tablaestacas, para la cual en la primera fase de excavación deberán colocarse apoyos a 0.5 m de profundidad en forma de codales. Una vez excavado y construida la solera se podrán retirar los codales y la solera funcionará de apoyo y garantizando la estabilidad de la pantalla.

Unas tablaestacas óptimas para este trabajo son las que aparecen en el catálogo de la casa Ischebeck Ibérica, tablaestacas KLIII (sección tipo en la imagen 15). Unas tablaestacas recuperables de acero con una unión machihembrada que se hincarán hasta la profundidad de 8 m, por tanto será necesario que la longitud total de cada una de ellas sea de 8.5 m, dejando así 0.5 m requeridos para que los equipos de hincá enganchen las tablaestacas.

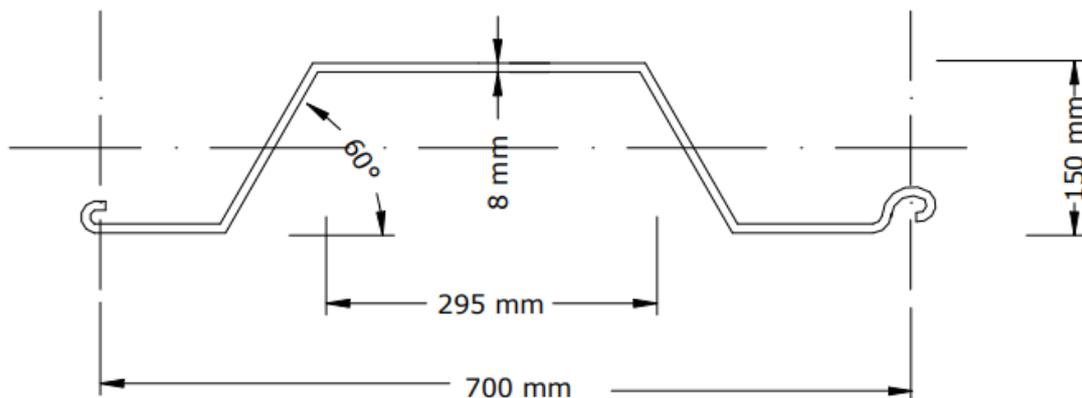


Ilustración 15: sección transversal de las tablaestacas KLIII. Fuente: catálogo de Ischebeck Ibérica.

6. RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES

Con todos los datos de partida, los ensayos de campo y de laboratorio y tras el análisis de geotécnico se recomiendan tomar las siguientes soluciones.

En primer lugar destacar que en todas las posibles soluciones estudiadas la cota de cimentación de la estación no puede exceder de los 3.5 m de profundidad, de lo contrario se produciría la rotura de fondo, por lo que la cota máxima de 4 m de profundidad se considera que no es viable.

Aun empleando como plano de apoyo la mínima posible por condición de funcionamiento del colector, 3.5 m, es necesario tomar medidas para prevenir el levantamiento de fondo. Para ello se recomienda entre todas las posibles soluciones construir la solera de la estación inmediatamente después de la excavación.

La solución de colocar bien la solera prefabricada o bien la estación entera queda descartada debido a la presencia codales en las pantallas, estos impiden la colocación, por tanto es necesario realizar esa solera in situ.

Para esto es necesario tener a pie de obra tanto el mallazo como el hormigón listo para ser vertido. Además el hormigón deberá tener una consistencia seca o plástica para que no se pierda al colocarse sobre un material granular, ya que no se van a colocar encofrados.

Esta solera ha de tener unas características estructurales suficientes como para trabajar de apoyo de las pantallas. De este modo se pueden retirar los codales y concluir la construcción del resto de la estación, esta vez ya se colocaran encofrados para los muros.

El método de excavación más apropiado es mediante pantallas de contención de tablaestacas. Estas deben colocarse mediante hincando hasta la profundidad de 8 m y disponer de apuntalamiento mediante codales, dado que la reducida sección transversal lo permite. Para una mejor trabajabilidad en el interior de la excavación se pueden sustituir esta por acodalamientos de esquina.

Las tablaestacas de acero serán recuperables, ya que una vez construida la estación no serán necesarias para mantener la estabilidad de la estructura y serían un impedimento para la futura colocación de tuberías que une las distintas redes de saneamiento con la estación.

Valencia, 1 de diciembre de 2020.

Fdo: Rodrigo Pérez Murciano:



ANEJOS

ANEJO 0: LOS OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE DE LA AGENDA 2030
DE NACIONES UNIDAS.

En 2015, la Organización de las Naciones Unidas aprobó la Agenda 2030 sobre el Desarrollo Sostenible, una oportunidad para que los países y sus sociedades emprendan un nuevo camino con el que mejorar la vida de todos, sin dejar a nadie atrás. La Agenda define un total de 17 Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS) de aplicación universal para impulsar el crecimiento económico, el compromiso con las necesidades sociales y la protección del medio ambiente.

Los 17 objetivos definidos por la Agenda de Desarrollo Sostenible 2030 son:

1. Fin de la pobreza: poner fin a la pobreza en todas sus formas en todo el mundo.
2. Hambre cero: poner fin al hambre, lograr la seguridad alimentaria y la mejora de la nutrición y promover la agricultura sostenible.
3. Salud y bienestar: garantizar una vida sana y promover el bienestar para todos en todas las edades.
4. Educación de calidad: garantizar una educación inclusiva, equitativa y de calidad y promover oportunidades de aprendizaje durante toda la vida para todos.
5. Igualdad de género: lograr la igualdad entre los géneros y empoderar a todas las mujeres y las niñas.
6. Agua limpia y saneamiento: garantizar la disponibilidad de agua y su gestión sostenible y el saneamiento para todos.
7. Energía asequible y no contaminante: garantizar el acceso a una energía asequible, segura, sostenible y moderna para todos.
8. Trabajo decente y crecimiento económico: promover el crecimiento económico sostenido, inclusivo y sostenible, el empleo pleno y productivo y el trabajo decente para todos.
9. Industria, innovación e infraestructuras: construir infraestructuras resilientes, promover la industrialización sostenible y fomentar la innovación.
10. Reducción de las desigualdades: reducir la desigualdad en y entre los países.

11. Ciudades y comunidades sostenibles: lograr que las ciudades y los asentamientos humanos sean inclusivos, seguros, resilientes y sostenibles.
12. Producción y consumo responsables: garantizar modalidades de consumo y producción sostenibles.
13. Acción por el clima: adoptar medidas urgentes para combatir el cambio climático y sus efectos.
14. Vida submarina: conservar y utilizar en forma sostenible los océanos, los mares y los recursos marinos para el desarrollo sostenible.
15. Vida de ecosistemas terrestres: gestionar sosteniblemente los bosques, luchar contra la desertificación, detener e invertir la degradación de las tierras y detener la pérdida de biodiversidad.
16. Paz, justicia e instituciones sólidas: promover sociedades, justas, pacíficas e inclusivas.
17. Alianzas para lograr objetivos: revitalizar la Alianza Mundial para el Desarrollo Sostenible.

El grado de relación de este trabajo con los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS) se resume en la siguiente tabla:

Objetivos de Desarrollo Sostenibles	Alto	Medio	Bajo	No Procede
1. Fin de la pobreza.				X
2. Hambre cero.				X
3. Salud y bienestar.				X
4. Educación de calidad.				X
5. Igualdad de género.				X
6. Agua limpia y saneamiento.	X			
7. Energía asequible y no contaminante.				X
8. Trabajo decente y crecimiento económico.		X		
9. Industria, innovación e infraestructuras.	X			
10. Reducción de las desigualdades.				X
11. Ciudades y comunidades sostenibles.		X		

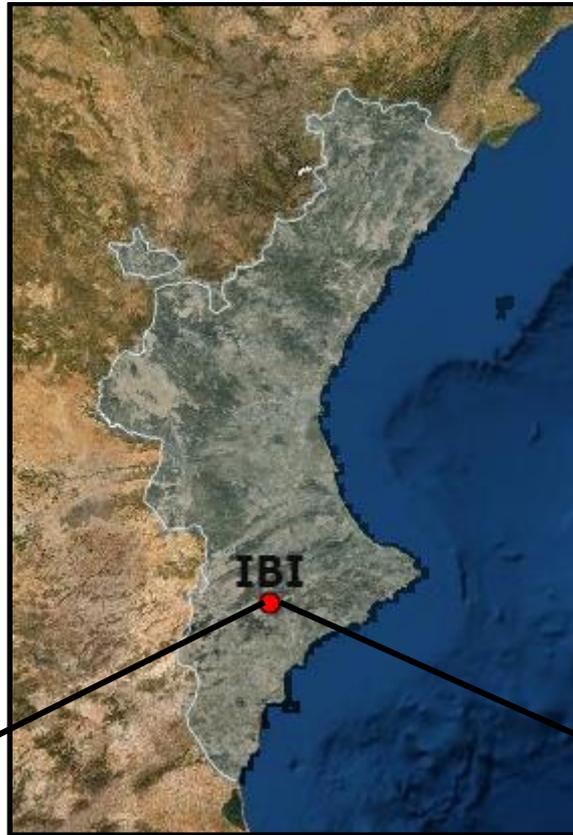
12.	Producción y consumo responsables.			x	
13.	Acción por el clima.		x		
14.	Vida submarina.				x
15.	Vida de ecosistemas terrestres.			x	
16.	Paz, justicia e instituciones sólidas.				x
17.	Alianzas para lograr objetivos.				x

Este trabajo, al tratarse de un estudio geotécnico, guarda relación directa con el trabajo decente y crecimiento económico, debido a que el fin principal del diseño es asegurar que tanto la estación en servicio como a la hora de su construcción sea totalmente segura para el personal que tenga que trabajar en ella. Esto se hace aplicando coeficientes de seguridad que mayoran todo aquello que puede resultar un peligro o un riesgo para la seguridad y minora aquello que previene esos peligros, de esta forma se dimensiona todo del lado de la seguridad.

Por otra parte también se intenta que ese dimensionamiento mayorado no se excesivo para que económicamente sea menos costoso.

El resto de ODS están relacionadas con las consecuencias de la implantación de una infraestructura como es una estación de bombeo, directamente relacionada con las aguas limpias y el saneamiento. Los beneficios que produce en la sociedad como son ciudades más sostenibles y una acción por el clima y por los ecosistemas, ya que supone dar salida a aguas residuales hacia una EDAR y que por tanto esa agua vuelva al medio limpia y libre de contaminantes. Además debido a que se encuentra en una zona industrial, hace que la industria de esa zona sea más sostenible.

ANEJO 1: LOCALIZACIÓN





(Imágenes obtenidas del visor cartográfico valenciano.)

ANEJO 2: DOCUMENTACIÓN GRÁFICA.

ÍNDICE

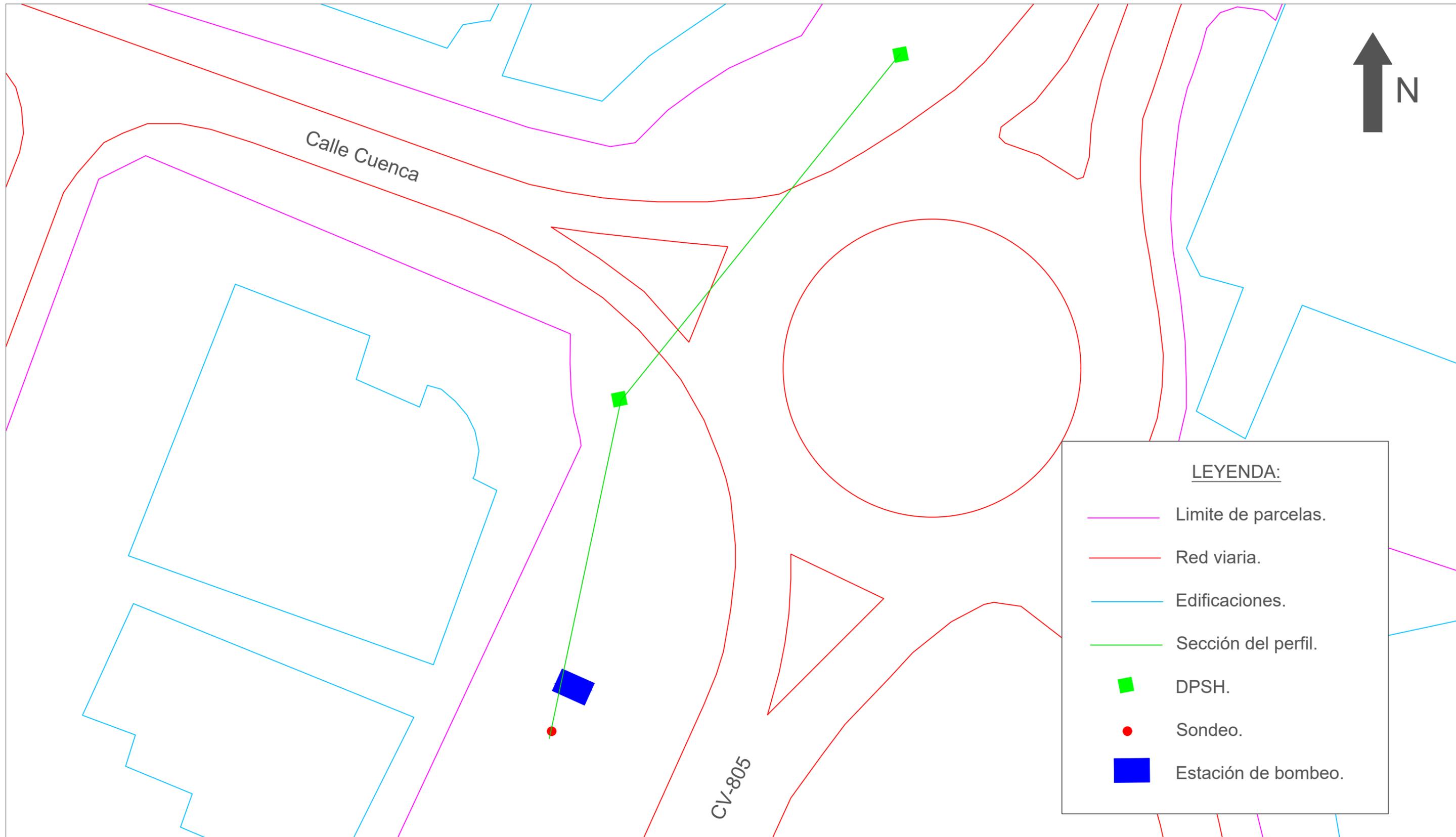
ANEJO 2: DOCUMENTACIÓN GRÁFICA. 49

PLANO DE UBICACIÓN (ESTACIÓN Y ENSAYOS DE CAMPO): 51

PERFIL LITO-ESTRATIGÁFICO: 53

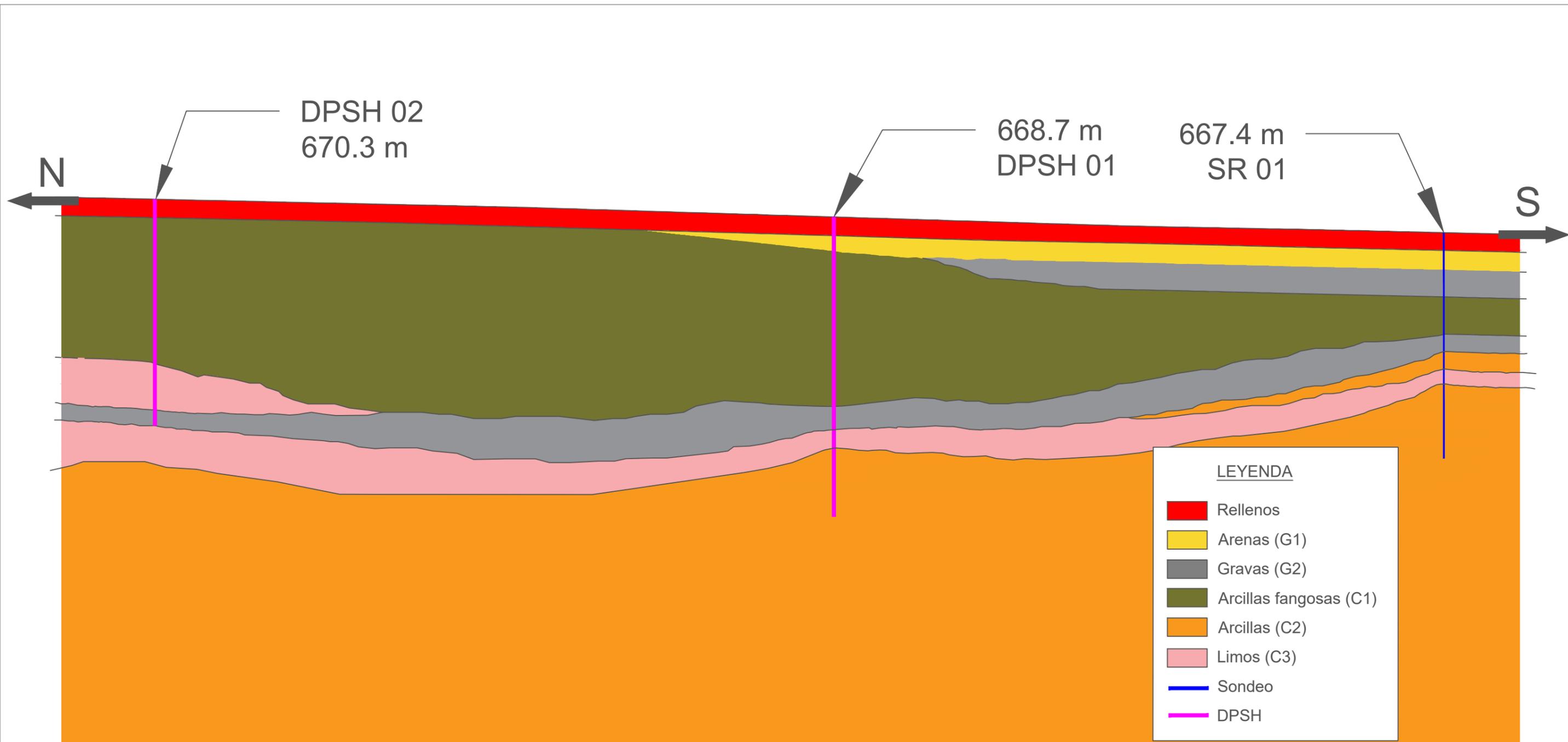
DOCUMENTACIÓN GÁFICA DE LOS ENSAYOS DE CAMPO: 55

PLANO DE UBICACIÓN (ESTACIÓN Y ENSAYOS DE CAMPO):



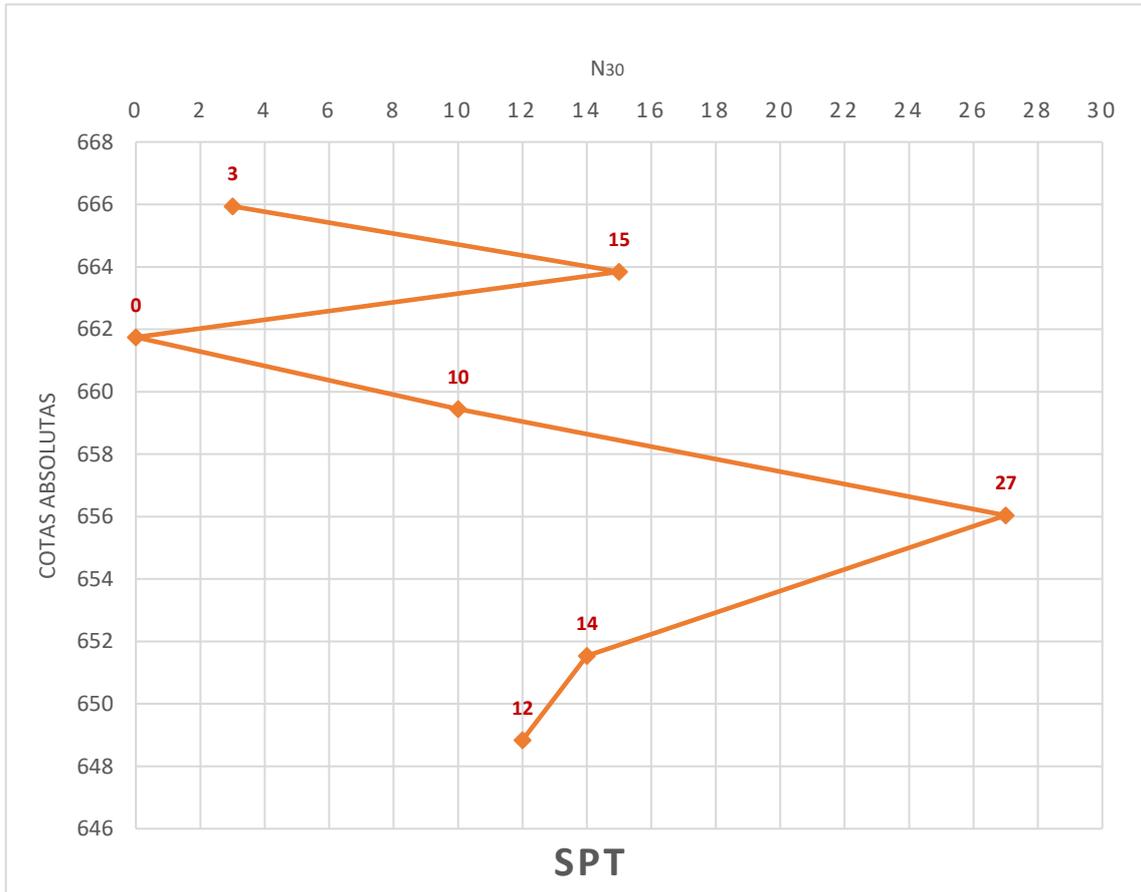
	UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA	AUTOR:	FECHA:	TÍTULO TRABAJO FIN DE GRADO:	ESCALA:	TÍTULO DEL PLANO:	Nº DE PLANO:
		PÉREZ MURCIANO, RODRIGO	NOVIEMBRE, 2020	ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA EXCAVACIÓN Y CIMENTACIÓN DE UNA ESTACIÓN DE BOMBEO EN EL CRUCE DE LA CALLE CUENCA CON LA CARRETERA CV-805 EN IBI (ALICANTE).	1:500	UBICACIÓN, ENSAYOS DE CAMPO	1
							HOJA 1 DE 1

PERFIL LITO-ESTRATIGÁFICO:

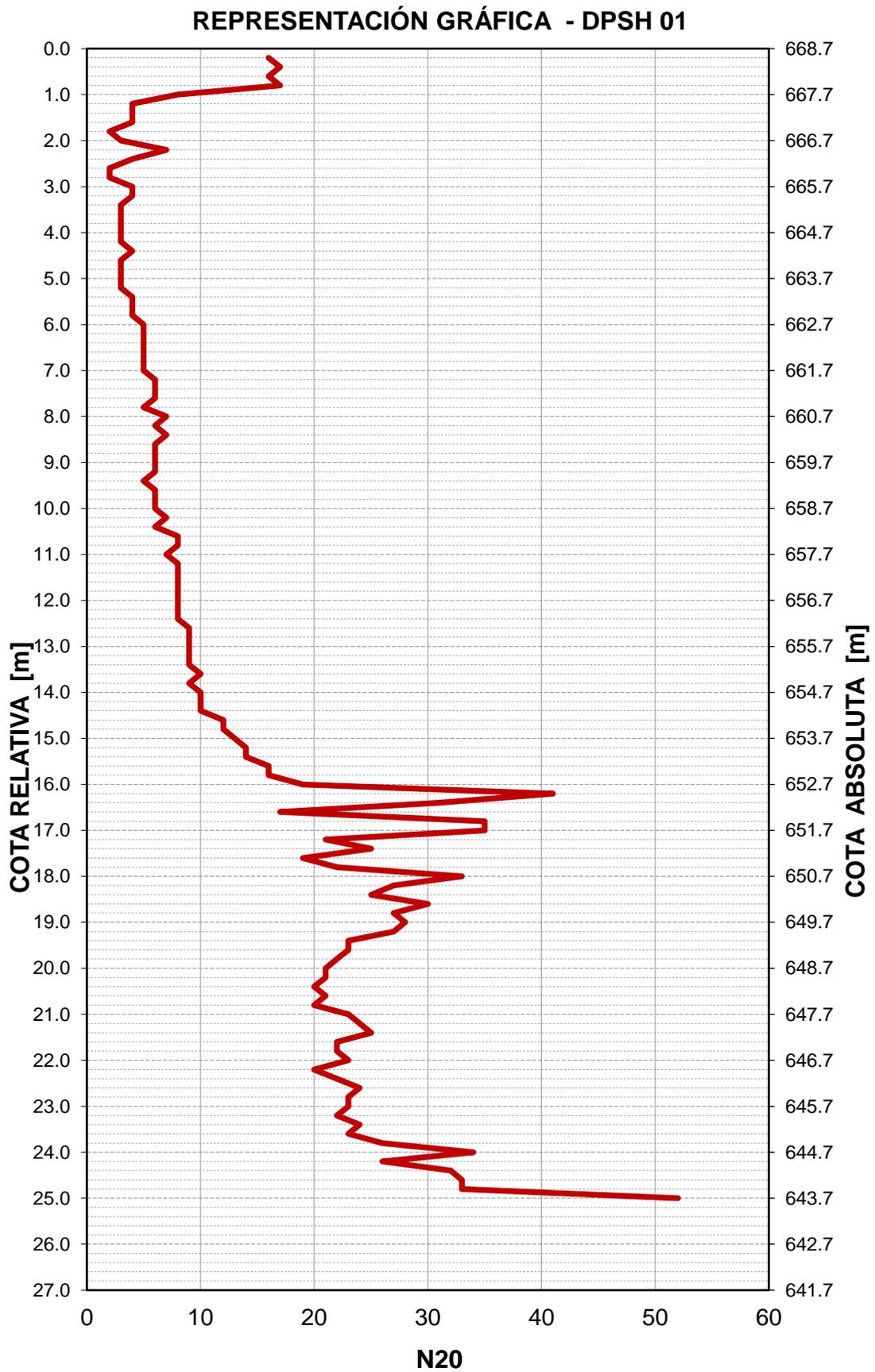


 UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA	UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA	AUTOR:	FECHA:	TÍTULO TRABAJO FIN DE GRADO:	ESCALA:	TÍTULO DEL PLANO:	Nº DE PLANO:	
	ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS	 PÉREZ MURCIANO, RODRIGO	NOVIEMBRE, 2020	ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA EXCAVACIÓN Y CIMENTACIÓN DE UNA ESTACIÓN DE BOMBEO EN EL CRUCE DE LA CALLE CUENCA CON LA CARRETERA CV-805 EN IBI (ALICANTE).	1:300	PERFIL LITO-ESTRATIGRÁFICO	2	
							HOJA 1 DE 1	

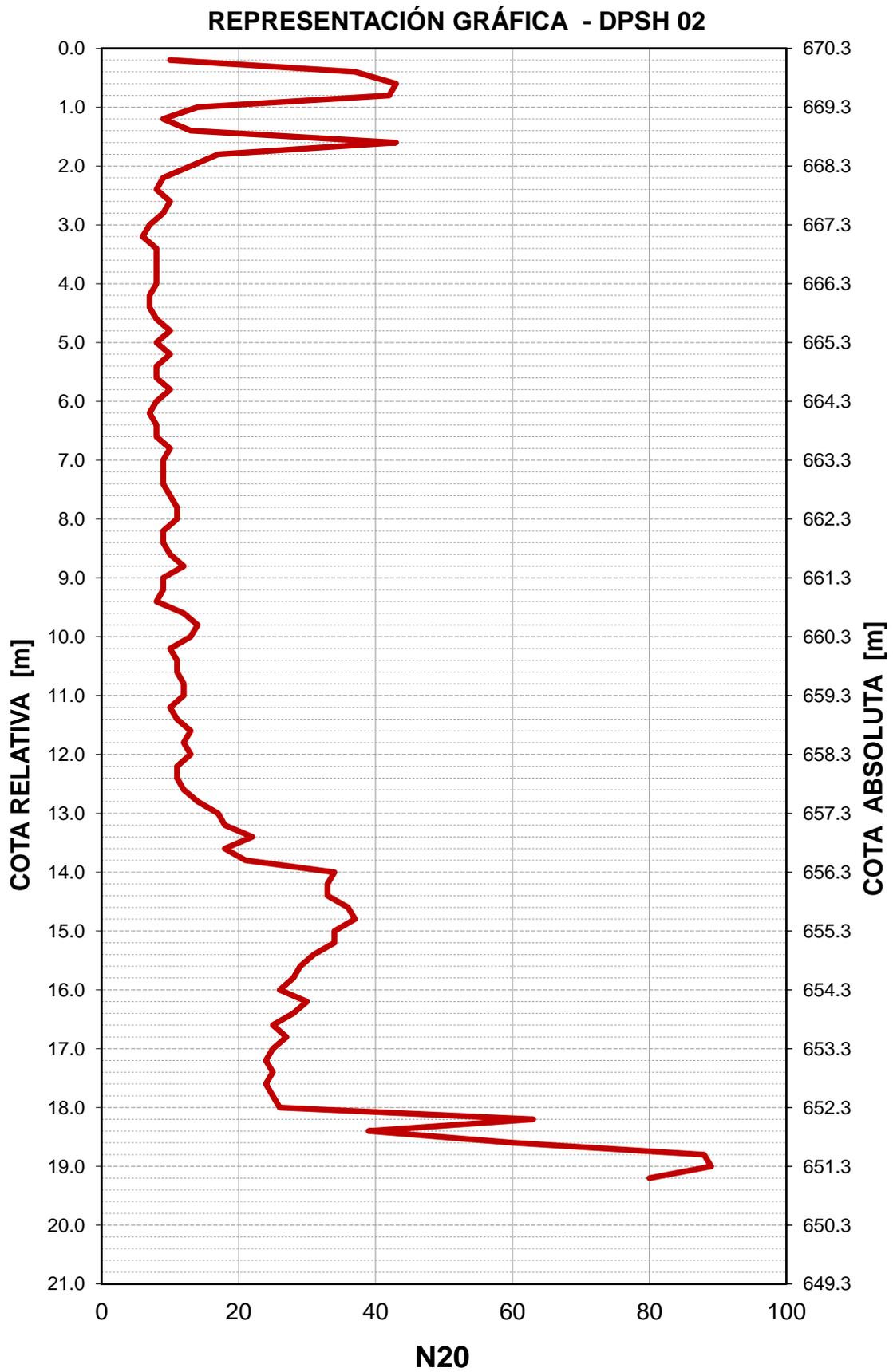
DOCUMENTACIÓN GÁFICA DE LOS ENSAYOS DE CAMPO:



Representación gráfica ensayo SPT. Fuente: elaboración propia.



Representación gráfica de la prueba DPSH 01. Fuente: elaboración propia.



Representación gráfica de la prueba DPSH 02. Fuente: elaboración propia.

ANEJO 3: CALCULOS.

ÍNDICE

ANEJO 3: CALCULOS 59

ESTADO LÍMITE ÚLTIMO: HUNDIMIENTO: 63

ESTADO LÍMITE DE SERVICIO: ASIENTOS ADMISIBLES 71

ESTABILIDAD DE TALUDES: 75

DISEÑO DE TABLESTACAS: 81

ÍNDICE DE ECUACIONES:

Ecuación 1: coeficiente de seguridad frente hundimiento. Fuente: asignatura de Geotecnia 3º GIC. Página 64.

Ecuación 2: carga admisible. Fuente: Código Técnico de Edificación. Página 66.

Ecuación 3: carga admisible. Fuente: Guía de cimentaciones de carreteras. Página 66.

Ecuación 4: factores de corrección. Fuente: Guía de cimentaciones de carreteras. Página 67.

Ecuación 5: coeficiente de seguridad frente hundimiento. Fuente: Guía de cimentaciones de carreteras. Página 68.

Ecuación 6: carga de hundimiento. Fuente: Código Técnico de la Edificación. Página 69.

Ecuación 7: factores de capacidad de carga. Fuente: Código Técnico de la Edificación Página 70.

Ecuación 8: coeficientes correctores de los factores de carga. Fuente: Código Técnico de la Edificación. Página 70.

Ecuación 9: módulo de elasticidad medio equivalente. Fuente: Guía de cimentaciones en obras de carretera. Página 72.

Ecuación 10: incremento de la presión vertical total. Fuente: Guía de cimentaciones en obras de carretera. Página 72.

Ecuación 11: asiento elástico. Fuente: Figura 4.11 de la Guía de cimentaciones en obras de carretera. Página 72.

Ecuación 12: módulo de Poisson equivalente. Fuente: Guía de cimentaciones en obras de carretera. Página 73.

Ecuación 13: relación entre módulo edométrico y módulo elástico. Fuente: asignatura de Geotecnia 3º GIC. Página 73.

Ecuación 14: deformaciones unitarias. Fuente: guía de cimentaciones en obras de carretera. Página 74.

Ecuación 15: coeficiente de empuje activo. Fuente: CTE. Página 81.

Ecuación 16: coeficiente de empuje pasivo. Fuente: CTE. Página 81.

Ecuación 17: empujes unitarios activos. Fuente: Código Técnico de la Edificación. Página 82.

Ecuación 18: empujes unitarios pasivos. Fuente: Código Técnico de la Edificación. Página 82.

ÍNDICE DE TABLAS:

Tabla 1: factor de correlación del índice N del ensayo SPT. Fuente: Guía de cimentaciones de carreteras. Página 67.

Tabla 2: factores correctores para cálculo de hundimiento. Fuente: elaboración propia. Página 68.

Tabla 3: resultados del cálculo del hundimiento. Fuente: elaboración propia. Página 70.

Tabla 4: resultados del cálculo del hundimiento. Fuente: elaboración propia. Página 71.

Tabla 5: cuadro resumen de los cálculos del asiento elástico. Fuente: elaboración propia. Página 74.

Tabla 6: cuadro resumen, asiento edométrico. Fuente: elaboración propia. Página 74.

Tabla 7: resultados del cálculo de empujes unitarios y coeficientes de empuje para el Caso 1. Fuente: elaboración propia. Página 82.

Tabla 8: resultados del cálculo de empujes unitarios y coeficientes de empuje para el Caso 2. Fuente: elaboración propia. Página 83.

Tabla 9: resultados del equilibrio de la pantalla en ménsula. Fuente: elaboración propia. Página 84.

Tabla 10: resultados cálculo de estabilidad de pantalla con apoyo (Caso 1). Fuente: elaboración propia. Página 86.

Tabla 11: resultados cálculo de estabilidad de pantalla con apoyo (Caso 1). Fuente: elaboración propia. Página 86

Tabla 12: resultados cálculo de estabilidad de pantalla con solera (Caso 1). Fuente: elaboración propia. Página 86.

Tabla 13: resultados cálculo de estabilidad de pantalla con solera (Caso 1). Fuente: elaboración propia. Página 87.

Tabla 14: resultados cálculo de estabilidad de pantalla con apoyo (Caso 2). Fuente: elaboración propia. Página 87.

Tabla 15: resultados cálculo de estabilidad de pantalla con apoyo (Caso 2). Fuente: elaboración propia. Página 88.

Tabla 16: resultados cálculo de estabilidad de pantalla con solera (Caso 2). Fuente: elaboración propia. Página 88.

Tabla 17 resultados cálculo de estabilidad de pantalla con solera (Caso 2). Fuente: elaboración propia. Página 88.

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES:

Ilustración 1: croquis caso 1. Fuente: elaboración propia. Página 65.

Ilustración 2: croquis caso 2. Fuente: elaboración propia. Página 68.

Ilustración 3: croquis parámetros que intervienen en los coeficientes de empujes activos y pasivos. Fuente: Código Técnico de la Edificación. Página 82.

Ilustración 4: croquis de los puntos significantes para el cálculo de estabilidad de la pantalla (Caso 1). Fuente: elaboración propia. Página 83.

Ilustración 5: croquis de los puntos significantes para el cálculo de estabilidad de la pantalla (Caso 2). Fuente: elaboración propia. Página 84.

Ilustración 6: croquis empujes en el Caso 1. Fuente: elaboración propia. Página 85.

Ilustración 7: croquis empujes en el Caso. Fuente: elaboración propia. Página 87.

ESTADO LÍMITE ÚLTIMO: HUNDIMIENTO:

El hundimiento se define como la situación en la que la carga que se aplica sobre el terreno sobrepasa la capacidad portante de este, agotando su resistencia al corte y produciendo movimientos inadmisibles. Para las comprobaciones de hundimiento se ha seguido las recomendaciones del CTE de cimentaciones “Documento Básico SE-C, seguridad estructural, cimientos”.

Cabe remarcar que no existe una normativa específica para este tipo de construcciones, por este motivo se ha tratado la estación como una cimentación superficial, las cuales sí que tienen una serie de recomendaciones en diferentes guías técnicas.

Cuando se habla del hundimiento se suele emplear la relación presión–asiento que depende en general de la forma y tamaño de la zapata, de la naturaleza y resistencia del suelo y de la carga aplicada.

En cuanto a la forma y tamaño de la zapata, en este caso la propia solera de la estación, se suele emplear la siguiente nomenclatura:

- L (longitud): Lado más largo de la zapata/estación.
- B (ancho): Lado más corto de la zapata/estación.
- D: profundidad a la que se apoya la zapata/estación.

En las fórmulas que se van a emplear aparece estas magnitudes B y L corregidas (B^* y L^*), esto se hace cuando la carga recibida es excéntrica o cuando existen cargas horizontales. Como en este caso la carga que ejerce la estación más el equipo es únicamente vertical y se considera centrada, los valores corregidos por excentricidad desaparecen y se trabaja con las medidas reales de la estación.

La carga que transmite la estructura de la estación de bombeo, más el peso de los equipos es de 714.3 kN.

El área de apoyo de la estación es:

$$L * B = 4.9 \text{ m} * 3.3 \text{ m} = 16.2 \text{ m}^2$$

Para obtener la carga transmitida al terreno “ q_t ” se divide el peso entre la superficie. Hay que añadir la carga que transmite la capa de rellenos de 10 cm que se coloca sobre la estación una vez está concluida la obra.

Capa superficial de rellenos:

$$0.1 \text{ m} * 20 \text{ kN/m}^3 = 2 \text{ kN/m}^2$$

La carga transmitida o presión vertical total es:

$$714.3 \text{ kN} / 16.2 \text{ m}^2 = 44.2 \text{ kN/m}^2 + 2 \text{ kN/m}^2 = \underline{46.2 \text{ kN/m}^2} = q_t$$

Para garantizar la seguridad de la cimentación por carácter general se utiliza un factor de seguridad frente a hundimiento el cual se suele definir como:

$$F_h = \frac{\text{Presión hundimiento neta}}{\text{Presión transmitida neta}} = \frac{p_{vhn}}{p_{vtn}}$$

Ecuación 13: coeficiente de seguridad frente hundimiento. Fuente: asignatura de Geotecnia 3º GIC.

Donde:

- F_h : coeficiente de seguridad frente al hundimiento, por norma general se recomienda que sea mayor o igual a 3.
- P_{vhn} : presión de hundimiento neta, que es la diferencia entre la presión de hundimiento y la presión inicial.
- P_{vtn} : presión vertical o transmitida neta, es la diferencia entre la carga transmitida o vertical y la presión inicial.

Todos los cálculos han sido divididos en dos casos, deducidos del perfil estratigáfico.

- Caso 1: cimentación sobre estrato de gravas G2
- Caso 2: estrato G2 no existe y se cimienta sobre las arcillas fangosas del estrato C1.

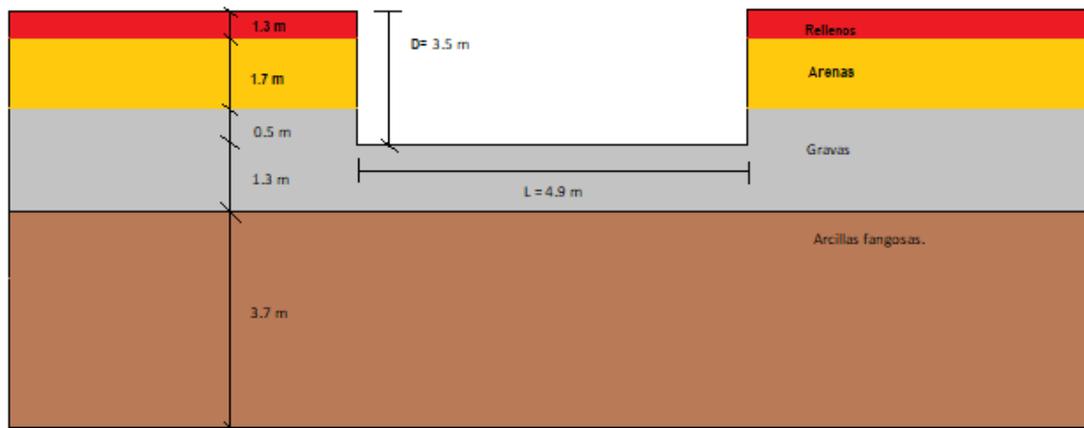
CASO 1. Apoyo sobre estrato de gravas.

Ilustración 1: croquis caso 1. Fuente: elaboración propia.

En este caso, como se puede observar en la ilustración 1, se excavan 1.3 m de rellenos, 1.7 m de arenas de playa y 0.5 m de gravas. Estos 3.5 m de distintos materiales suponen una presión vertical geostática de:

$$q_0 = 1.3 \text{ m} * 20 \text{ kN/m}^3 + 1.7 \text{ m} * 14.2 \text{ kN/m}^3 + 0.5 \text{ m} * 17 \text{ kN/m}^3 = 58.6 \text{ kN/m}^2$$

Se puede observar que la presión vertical que ejerce la estación es menor que la que la presión vertical geostática inicial, por tanto, no se va a producir hundimiento, ya que la presión vertical o transmitida neta es negativa, lo que implica que el terreno sufrirá una descarga.

$$q_0 = 58.6 \text{ kN/m}^2 > 46.2 \text{ kN/m}^2 = q_t$$

Pese a esto se ha llevado el cálculo de la presión de hundimiento con el fin de verificar, mediante los métodos recomendados en el CTE, la presión máxima admisible del terreno.

El caso de las gravas ha sido calculado mediante dos suposiciones de distintas guías. Se ha optado por el cálculo de la presión de hundimiento a través de correlaciones con el ensayo SPT. La correlación define el valor de la capacidad portante del suelo a través de resultados de SPT mediante fórmulas extraídas del CTE (versión de 2007). Esta fórmula proporciona una seguridad adecuada ante fallos y limita el asiento a 25 mm.

Para el uso adecuado de esta fórmula existen dos condicionantes:

- $D \leq 2*B$
- $1 + D/3*B \leq 1.3$

En este caso la segunda condición no se cumple, por lo que se ha utilizado el valor de 1.3 en lugar de la expresión $(1+D/3B)$.

$$\begin{cases} q_d = 12 \cdot N \cdot \left(1 + \frac{D}{3 \cdot B}\right) & \text{si } B < 1.2 \text{ m} \\ q_d = 8 \cdot N \cdot \left(1 + \frac{D}{3 \cdot B}\right) \cdot \left(\frac{B + 0.3}{B}\right)^2 & \text{si } B \geq 1.2 \text{ m} \end{cases}$$

Ecuación 2: carga admisible. Fuente: Código Técnico de Edificación

Con esta fórmula se obtiene un resultado de presión de hundimiento de 185.7 kPa.

Este valor puede ser contrastado con el valor orientativo que ofrece el CTE en la tabla D.25, para gravas y mezclas de grava y arena medianamente densas a densas, la presión admisible en MPa es de entre 0.2 y 0.6, por lo que el valor obtenido en el cálculo anterior, pese a estar fuera de este rango, es un resultado aceptable.

Para contrastar resultados también se ha calculado la presión de hundimiento a través del método que ofrece la guía de cimentaciones de carreteras. Este método está recomendado para arenas y en este caso se tiene también un estrato granular constituido de gravas mezcladas con arenas por lo que el resultado se puede considerar aceptable. La fórmula utilizada es la siguiente:

$$P_{v \text{ adm}} = 4\bar{N}_{60} \cdot f_B \cdot f_D \cdot f_L \cdot f_i \cdot f_W \quad (\text{kPa})$$

Ecuación 3: carga admisible. Fuente: Guía de cimentaciones de carreteras.

Donde N_{60} es un valor corregido de N obtenido al multiplicar el valor del SPT por un factor f obtenido al ponderar los valores de la tabla 1, extraída de la Guía de cimentaciones de carreteras.

PRESIÓN VERTICAL EFECTIVA(*) AL NIVEL DEL ENSAYO (kPa)	FACTOR DE CORRECCIÓN, f $N_{\text{corregido}} = f \cdot N$
0	2,0
25	1,5
50	1,2
100	1,0
200	0,8
400 ó mayor	0,5

Tabla 1: factor de correlación del índice N del ensayo SPT. Fuente: Guía de cimentaciones de carreteras.

Obtenemos $f = 1.1352$; y por tanto $N_{60} = 17$.

f_B = Factor de corrección adimensional que tiene en cuenta el ancho de la cimentación. Se utilizará el valor siguiente:

$$f_B = \left(\frac{B^* + 0,3\text{m}}{B^*} \right)^2 \leq 1,5$$

f_D = Factor de corrección adimensional que tiene en cuenta la profundidad de cimentación, D . Se evaluará mediante la expresión siguiente:

$$f_D = \left(1 + \frac{D}{3B^*} \right) \leq 1,5$$

f_L = Factor de corrección adimensional que tiene en cuenta la forma de la cimentación. Su valor de cálculo es:

$$f_L = \left(\frac{L^* + 0,25B^*}{1,25L^*} \right)^2$$

Ecuación 4: factores de corrección. Fuente: Guía de cimentaciones de carreteras.

El resto de factores f_x se calculan mediante la formulación que aparece en el apartado 4.5.2. "Presión admisible en arenas" de la Guía de cimentaciones para carreteras:

El factor f_i tiene que ver con el agua, debido a que no hay presencia de esta este factor no influye.

Mientras que f_w influye en arenas no saturadas, en este caso se apoya en gravas no saturadas, aun con esto se considera fiable el valor que arroja el cálculo.

Los factores tienen los valores que se muestran en la tabla 2.

Factores correctores	
f_B	1.2
f_D	1.35
f_L	0.9
f_I	1
f_w	1.8

Tabla 2: factores correctores para cálculo de hundimiento. Fuente: elaboración propia.

El valor obtenido de presión de hundimiento por este método es de 178.5 kPa, un valor muy similar y del mismo orden de magnitud que el obtenido mediante el método del CTE.

Para garantizar la seguridad se ha utilizado el coeficiente de seguridad frente a hundimiento que recomienda la Guía de cimentaciones de carretera, la cual no trabaja con términos netos:

$$F_h = \frac{P_{vh}}{P_v}$$

Ecuación 5: coeficiente de seguridad frente hundimiento. Fuente: Guía de cimentaciones de carreteras.

- $P_{vh} = 178.5$ kPa: Presión de hundimiento, se emplea la menor de las dos anteriormente calculadas
 - $F_h = 3$ Factor de seguridad frente hundimiento habitualmente empleado
- Con estos datos se determina que la presión máxima admisible es: $P_v = 59.5$ kPa

CASO 2. Apoyo sobre arcillas o fangos.

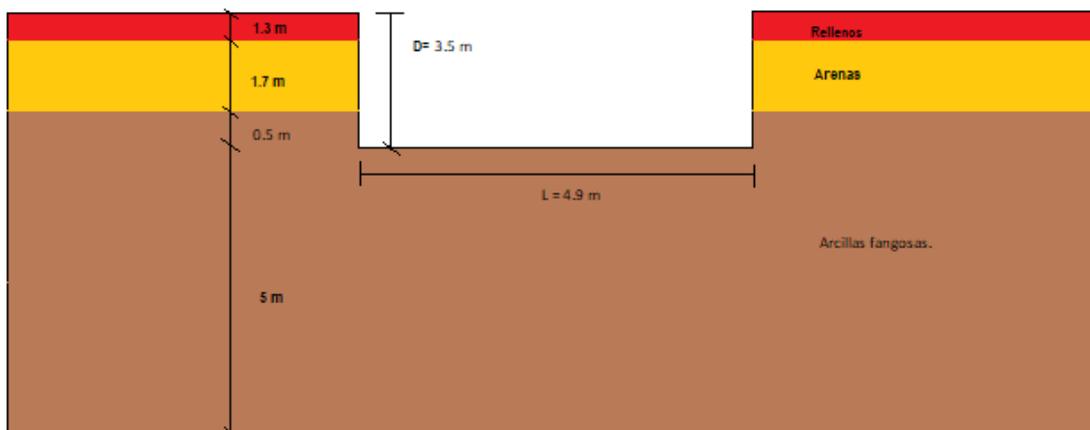


Ilustración 2: croquis caso 2. Fuente: elaboración propia.

En este caso la estación de bombeo apoya en el estrato C1, formado por arcillas/fangos. Por lo que además de cambiar el material sobre el que apoya también cambia la presión geoestática inicial, pasando a ser esta la siguiente (se multiplica pesos específicos por potencia de cada estrato):

$$q_0 = 1.3 \text{ m} * 20 \text{ kN/m}^3 + 1.7 \text{ m} * 14.2 \text{ kN/m}^3 + 0.5 \text{ m} * 16 \text{ kN/m}^3 = 58.2 \text{ kN/m}^2$$

Al igual que en el caso 1 la presión inicial supera a la presión transmitida, por lo que se puede asegurar que no se producirá hundimiento, siempre va a ser mayor que 3 el coeficiente de seguridad frente a hundimiento.

Aun con esto se muestran a continuación los resultados de la presión de hundimiento para las arcillas sobre las que se apoya la estación. Se ha utilizado el método analítico expuesto en el CTE. Debido a que no hay presencia de nivel freático en este estrato se ha calculado la presión de hundimiento en términos efectivos. La fórmula es la siguiente:

$$q_h = c_k N_c d_c s_c i_c t_c + q_{0k} N_q d_q s_q i_q t_q + \frac{1}{2} B * \gamma_k N_\gamma d_\gamma s_\gamma i_\gamma t_\gamma$$

Ecuación 6: carga de hundimiento. Fuente: Código Técnico de la Edificación.

- q_h : presión vertical de hundimiento.
- q_{0k} : presión inicial que ejerce el terreno, en este caso en efectivas (q'_{0k})
- c_k : valor característico de la cohesión, este caso será el valor de la cohesión efectiva (c')
- γ_k : peso específico, este caso es el valor del peso específico aparente.
- N_c, N_q, N_γ : factores de capacidad de carga, adimensionales.
- S_c, s_q, s_γ : factores correctores para considerar la forma de la cimentación.
- d_c, d_q, d_γ : factores de profundidad. Por motivos de seguridad de considerarán iguales a la unidad.
- i_c, i_q, i_γ : coeficientes correctores de influencia para considerar el efecto de la inclinación de la resultante de las acciones con respecto a la vertical. En este caso como no hay inclinación se consideran iguales a uno.

- t_c, t_q, t_γ : los coeficientes correctores de influencia para considerar la proximidad del cimiento a un talud. Dado que no hay presencia de taludes cercanos se consideran uno.

La formulación utilizada ha sido la siguiente:

$$N_q = \frac{1 + \text{sen } \phi'}{1 - \text{sen } \phi'} \cdot e^{\pi \cdot \text{tg } \phi'}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{cotg } \phi'$$

$$N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \cdot \text{tg } \phi'$$

Ecuación 7: factores de capacidad de carga. Fuente: Código Técnico de la Edificación.

- a) coeficiente corrector del factor N_c :
 $s_c = 1,20$ para zapata circular
 $s_c = 1 + 0,2 \frac{B^*}{L^*}$ para zapata rectangular
- b) coeficiente corrector del factor N_q :
 $s_q = 1,20$ para zapata circular
 $s_q = 1 + 1,5 \cdot \text{tg } \phi_k \cdot \frac{B^*}{L^*}$ para zapata rectangular
- c) coeficiente corrector del factor N_γ :
 $s_\gamma = 0,6$ para zapata circular
 $s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B^*}{L^*}$ para zapata rectangular

Ecuación 174: coeficientes correctores de los factores de carga. Fuente: Código Técnico de la Edificación.

El cálculo arroja los siguientes resultados:

HUNDIMIENTO CASO 2	
ϕ' (rad)	0.3
N_q	14.2
N_γ	6.5
s_q	1.3
s_γ	0.8
q_{ok}	58.1
q_h	1245.3

Tabla 3: resultados del cálculo del hundimiento. Fuente: elaboración propia.

Si como en el apartado anterior se aplica el coeficiente de seguridad frente hundimiento que ofrece la guía de cimentaciones para obras de carretera, se obtiene un valor de 29.2, cumpliendo con creces el valor señalado como límite de 3.

A la vista de este resultado se ha recalculado mediante este método el valor de la presión de hundimiento en el caso 1 (tabla 4), ya que este valor ha de ser mayor para gravas que para arcillas fangosas.

HUNDIMIENTO CASO 1	
ϕ' (rad)	0.6
Nq	59.8
N γ	61.8
sq	1.7
s γ	0.8
qOk	58.6
qh	7368.6

Tabla 4: resultados del cálculo del hundimiento. Fuente: elaboración propia.

Como era de esperar se obtiene un valor mucho mayor que para las arcillas fangosas y también mayor que mediante los métodos anteriores. En cualquier de los casos el hundimiento se comprueba que no se alcanza en ningún caso el estado límite último de hundimiento y, al mismo tiempo, que los métodos indirectos de determinación de la resistencia de suelos granulares son excesivamente conservadores.

ESTADO LÍMITE DE SERVICIO: ASIENTOS ADMISIBLES:

Para el cálculo de ambos casos se ha considerado como profundidad susceptible de ser afectada por asientos el doble del ancho de la estación, es decir $2*B$, una profundidad desde la solera de la estación de 6.6 m.

Como en el caso del estado límite último, el estudio de asientos se ha realizado para los dos mismos casos contemplados en el cálculo anterior.

CASO 1. Apoyo sobre estrato de gravas.

En el caso de que el estrato de gravas presente continuidad horizontal, se ha calculado el asiento mediante el método elástico. Para este método la GCOC, define el módulo de elasticidad medio equivalente, definido con la siguiente fórmula:

$$E = \frac{\sum \Delta\sigma_i \cdot h_i}{\sum \left(\frac{\Delta\sigma_i}{E_i}\right) \cdot h_i}$$

Ecuación 9: módulo de elasticidad medio equivalente. Fuente: Guía de cimentaciones en obras de carretera.

Donde “E” representa el módulo elástico de cada estrato, “h” es el espesor de cada capa y “Δσ” se define como el incremento de la presión vertical total, en el centro de un estrato, en la vertical del centro de la cimentación, creado por la carga aplicada sobre la misma. Este incremento se calcula mediante la aplicación de la ecuación 10.

$$\Delta\sigma = p \cdot (1 - \cos^3 \alpha)$$

Donde:

p = Presión media transmitida por la cimentación.

α = arctg (*a/z*), expresado en radianes.

a = Radio de la cimentación circular equivalente, $a = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$

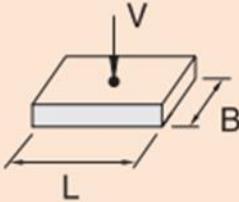
A = Área de apoyo de la cimentación.

z = Profundidad del punto en cuestión, bajo el plano de apoyo del cimientto.

Ecuación 10: incremento de la presión vertical total. Fuente: Guía de cimentaciones en obras de carretera.

Con estos parámetros se calcula el asiento mediante la formulación expuesta en la figura 4.11 de la Guía de cimentaciones en obras de carretera (ecuación 11).

CIMENTACIONES RÍGIDAS

<p>Área rectangular</p> <p>Asiento</p>		$s = \frac{V(1 - \nu^2)}{1,25 E \sqrt{BL}}$ <p><i>L/B</i> ≤ 5</p>
--	---	---

Ecuación 11: asiento elástico. Fuente: Figura 4.11 de la Guía de cimentaciones en obras de carretera.

Se ha utilizado esta formulación teniendo en cuenta que la estación de bombeo es una cimentación rígida.

Es destacable que para este cálculo se toma como ν , el módulo de Poisson equivalente definido por la siguiente fórmula:

$$\nu = \frac{\sum v_i \cdot h_i \cdot \Delta\sigma_i}{\sum h_i \cdot \Delta\sigma_i}$$

Ecuación 12: módulo de Poisson equivalente. Fuente: Guía de cimentaciones en obras de carretera.

Dado que en los ensayos de laboratorio no quedó definido el módulo de elasticidad de los estratos cohesivos, se han calculado estos valores a partir de la siguiente formulación:

$$E_m = \frac{E'}{\left(1 - \frac{2\nu'^2}{1 - \nu'}\right)}$$

Ecuación 13: relación entre módulo edométrico y módulo elástico. Fuente: asignatura de Geotecnia 3º GIC.

Donde E_m representa el módulo edométrico. Este módulo se ha obtenido de los ensayos edométricos realizados a las muestras inalteradas. El valor utilizado de estos ensayos ha sido el correspondiente al estado de carga que se encontrarán estos estratos cuando la estación esté concluida, cogiendo para cada estrato el valor de la media ponderada de todos los ensayos edométricos realizados.

A continuación, se adjunta un cuadro resumen con todos los valores citados anteriormente, tabla 5.

ASIENTO ELÁSTICO	CASO 1			
	G2	C1	G2	C2
σ_o' (kPa)	73.9	110.3	152.7	170.3
σ_f' (kPa)	63.0	99.4	141.7	159.3
$\Delta\sigma$ (kPa)	55.9	31.5	12.7	9.4
E_m (kPa)	-	1789	-	3616
ν	0.35	0.4	0.35	0.4
E' (kPa)	4300	835	4300	1687
$E_{equivalente}$ (kPa)	1178			
$V_{equivalente}$	0.38			
a	2.3			
z (m)	0.40	2.65	5.25	6.30
α (rad)	1.40	0.71	0.41	0.35
V (kPa)	-11.0			
s (mm)	-1.6			

Tabla 5: cuadro resumen de los cálculos del asiento elástico. Fuente: elaboración propia.

CASO 2. Apoyo sobre arcillas o fangos.

En este caso el asiento admisible ha sido estimado mediante el método edométrico, siguiendo la formulación expuesta en el apartado 4.8.2 de la Guía de cimentaciones en obras de carretera. Esta metodología se basa en el cálculo de las deformaciones unitarias de los estratos arcillosos (ecuación 14).

$$\epsilon_i = \frac{1}{1 + e_0} \left[C_s \log_{10} \left(\frac{\sigma_f'}{\sigma_o'} \right) \right]$$

Ecuación 14: deformaciones unitarias. Fuente: guía de cimentaciones en obras de carretera.

Para determinar los asientos se ha realizado el producto de las deformaciones unitarias por el espesor de cada estrato arcilloso. A continuación se reúnen los resultados en la tabla 6:

ASIENTO EDOMÉTRICO	CASO 2	
	C1	C2
σ_o' (kPa)	94.1	168.5
σ_f' (kPa)	84.2	158.5
ϵ	-0.0016	-0.0005
s (m)	-0.0087	-0.0003
Asiento Total (mm)	-9	

Tabla 6: cuadro resumen, asiento edométrico. Fuente: elaboración propia.

ESTABILIDAD DE TALUDES:

Para determinar la estabilidad de los taludes de excavación se ha empleado el método de las dovelas o de las rebanadas. Este método consiste en dividir la masa de deslizamiento en una serie de rebanadas verticales, que se consideran como sólidos rígidos o bloques y que por tanto deben satisfacer, cada uno, todas las condiciones de equilibrio, así se consigue una mejor aproximación de la distribución de tensiones normales sobre la superficie de deslizamiento. Se calcula para el conjunto de rebanadas el equilibrio global con superficies circulares mediante el método Bishop.

Dado lo laborioso del procedimiento para poder realizar un número suficiente de comprobaciones se empleará un software comercial conocido como Slide de la casa comercial Rockscience.

El programa ofrece como resultado los coeficientes de seguridad de los círculos de rotura más desfavorables (mínimo valor posible del coeficiente de seguridad) después de comprobar una amplia malla de círculos de rotura probables. Una maya de puntos donde ha calculado los coeficientes de seguridad frente estabilidad de taludes.

El CTE recomienda que para que una excavación sea segura frente estabilidad de taludes, su coeficiente de seguridad ha de ser igual o mayor que 1.5.

El procedimiento ha consistido, en primer lugar, en comprobar si es posible excavar el terreno con taludes verticales. Una vez que se demuestra que no es posible realizar esta excavación, en segundo lugar, se van inclinando los taludes de excavación hasta conseguir la inclinación mínima con la que se obtienen coeficientes de seguridad mayores o iguales a los admisibles, que en este caso resulto ser de 27 ° de inclinación, es decir, 1V:3.5H.

A continuación, mediante los output de la aplicación, se muestran los resultados obtenidos en el siguiente orden:

CASO 1:

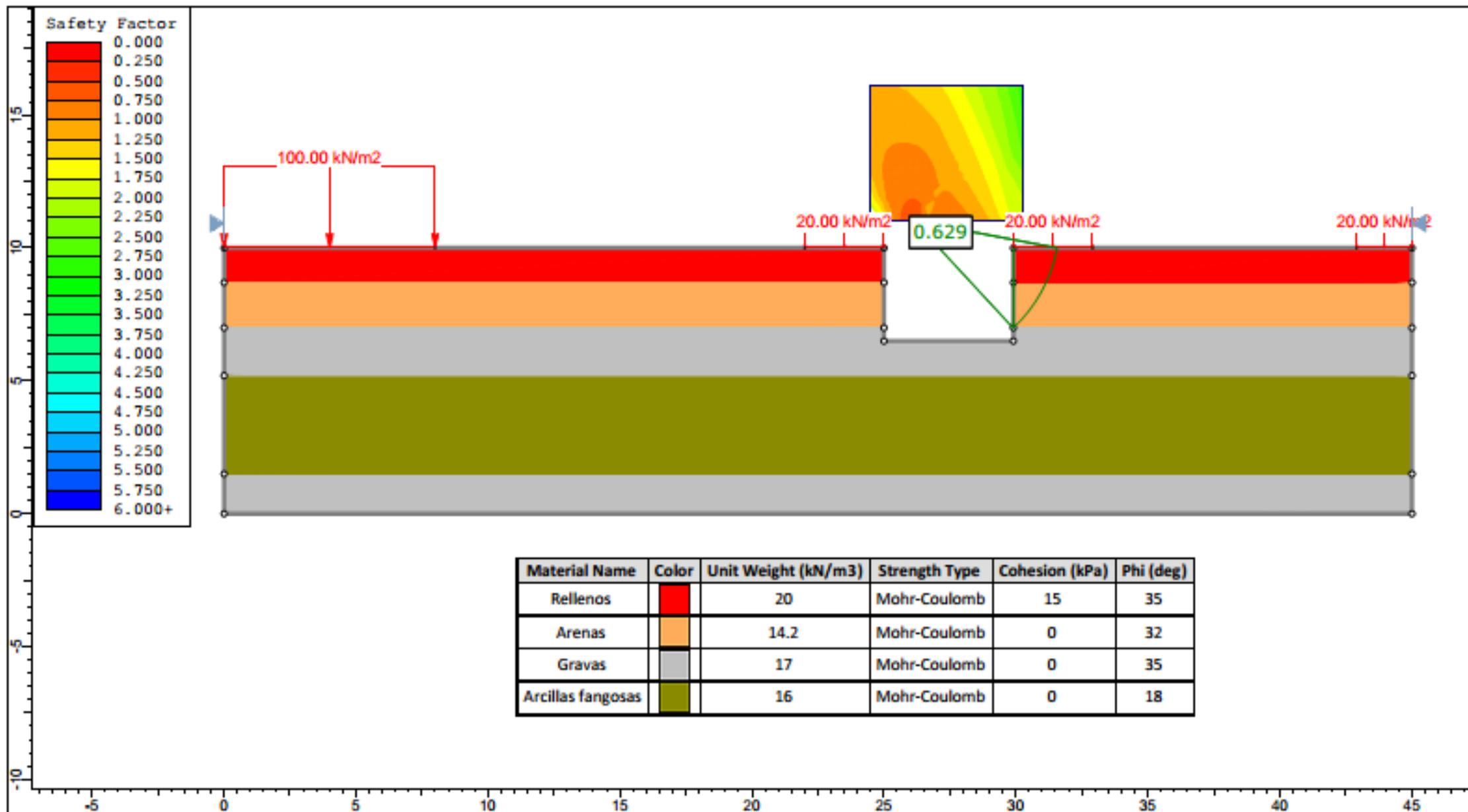
- 1) Excavación con talud vertical.
- 2) Excavación con talud estable: 27 °.

CASO 2:

- 1) Excavación con talud vertical.
- 2) Excavación con talud estable: 27 °.

Para mayor precisión en los cálculos, además de los datos del terreno, se han introducido otros datos que reproducen las condiciones de contorno reales:

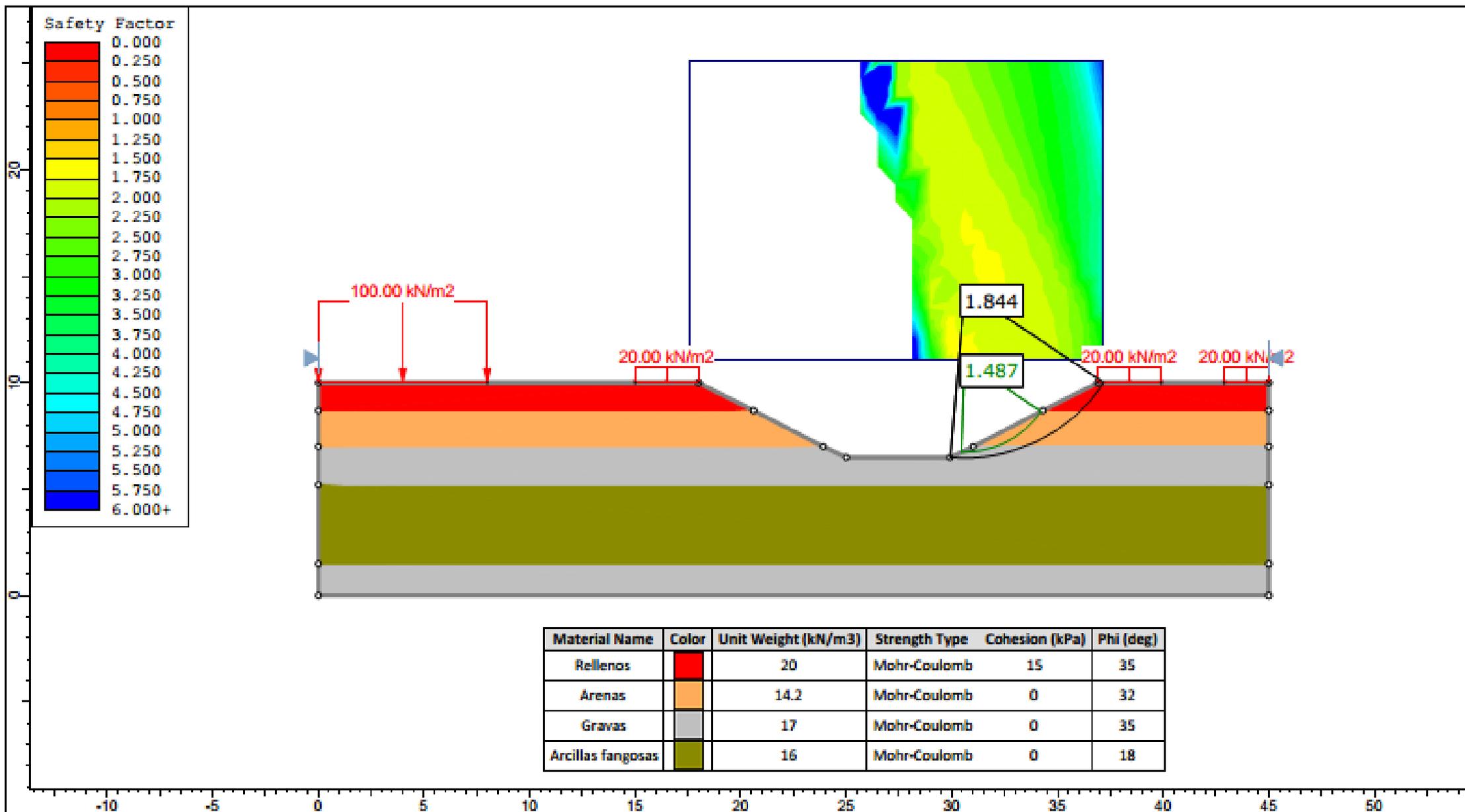
- Tráfico en la obra: 20 kN/m².
- Tráfico en carretera colindante: 20 kN/m².
- Edificación tipo nave industrial: 100kN/m².



rocscience

SLIDEINTERPRET 9.008

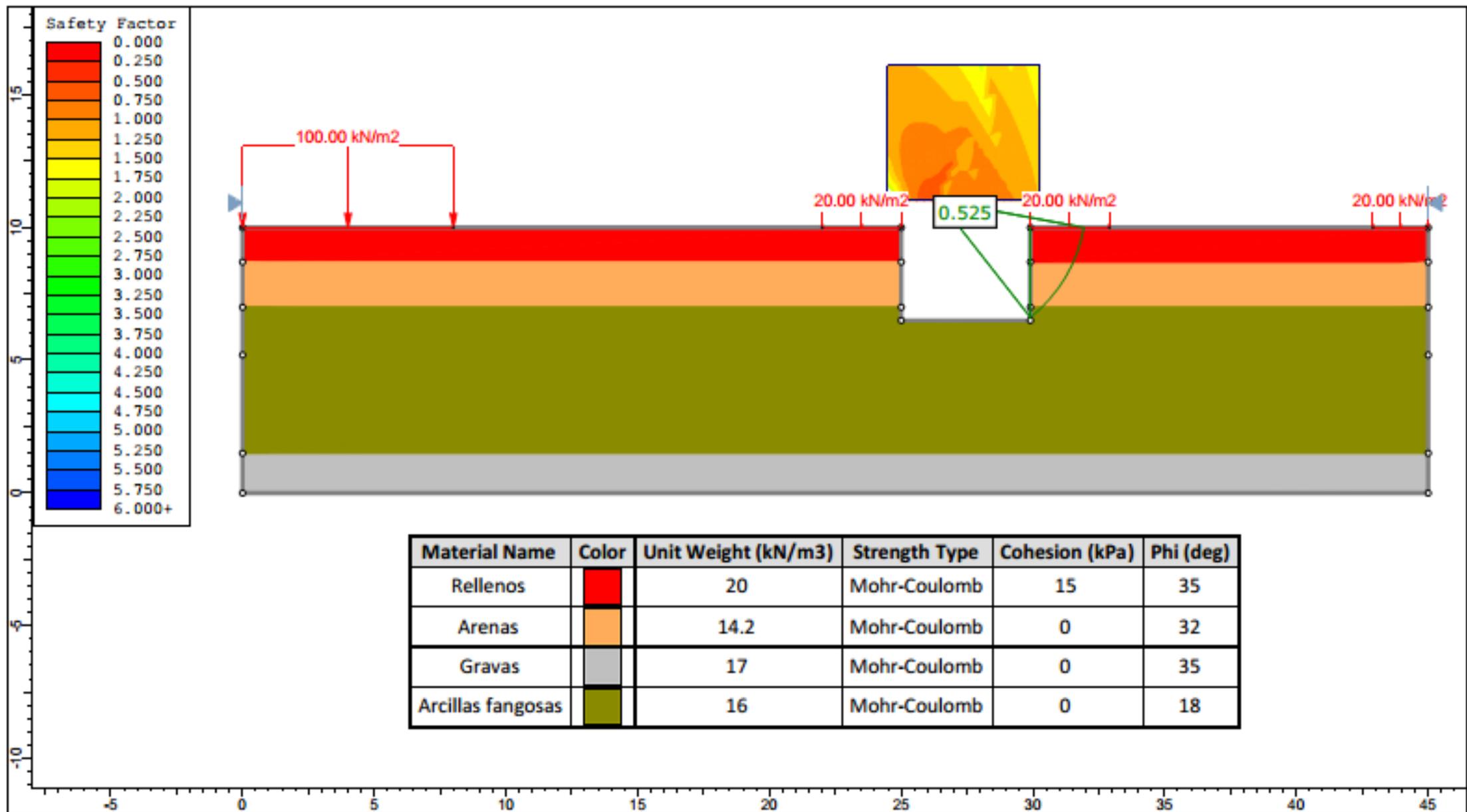
Project	Estudio geotecnico de cimentacion de estacion de bombeo		
Location	Ibi, Alicante	College	Universitat Politecnica de Valencia
Analysis	Estabilidad de taludes	Scale	1/200
Date	18/09/2020, 10:03:27	File Name	Slide2.slmd



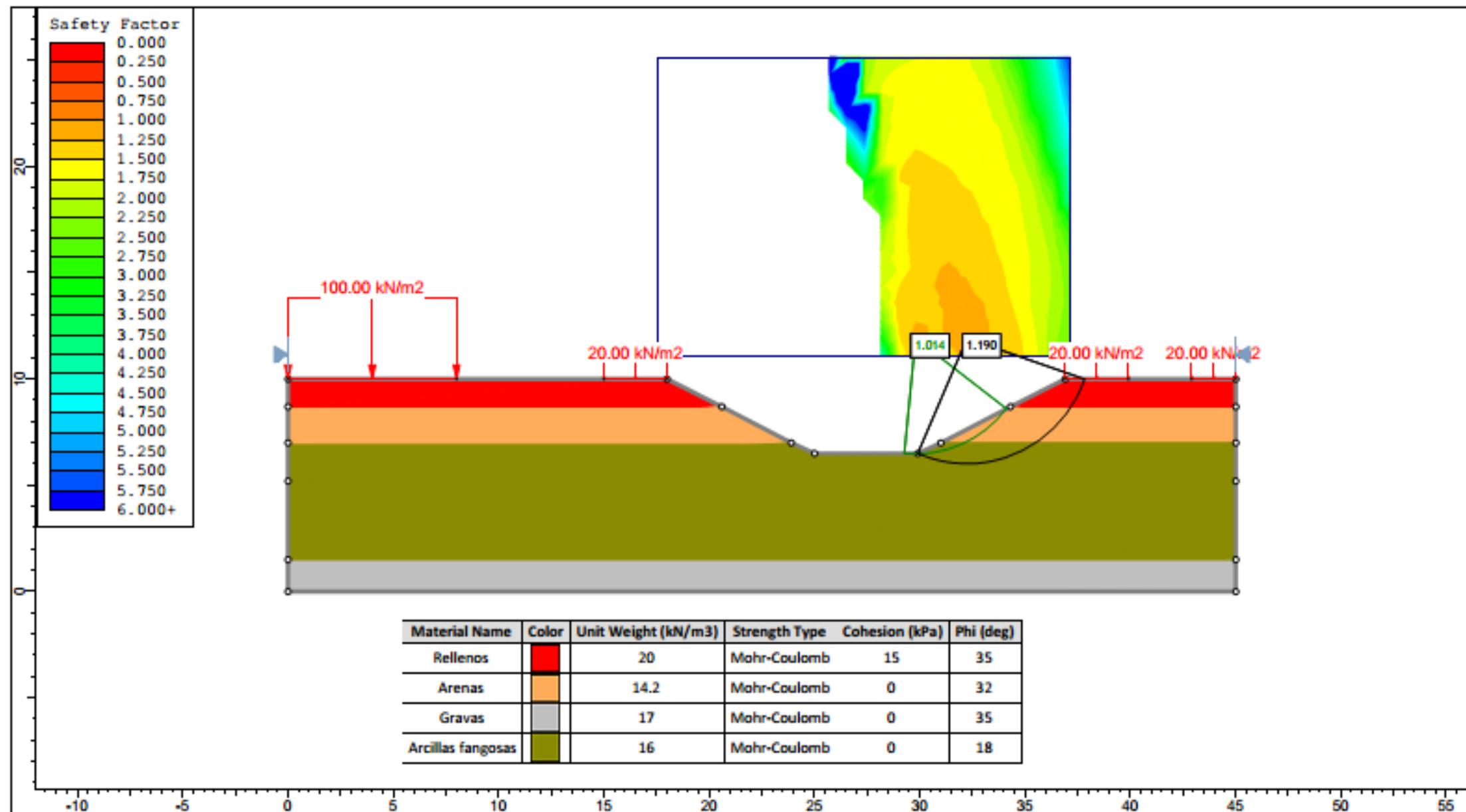
Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
Rellenos	█	20	Mohr-Coulomb	15	35
Arenas	█	14.2	Mohr-Coulomb	0	32
Gravas	█	17	Mohr-Coulomb	0	35
Arcillas fangosas	█	16	Mohr-Coulomb	0	18



<i>Project</i>		Estudio geotecnico de cimentacion de estacion de bombeo	
<i>Location</i>	Ibi, Alicante	<i>College</i>	Universitat Politecnica de Valencia
<i>Analysis</i>	Estabilidad de taludes	<i>Scale</i>	1/200
<i>Date</i>	18/09/2020, 10:03:27	<i>File Name</i>	Slide2.slmd



	Project		Estudio geotecnico de cimentacion de estacion de bombeo		
	Location		Ibi, Alicante	College	Universitat Politecnica de Valencia
	Analysis		Estabilidad de taludes	Scale	1/200
	Date		18/09/2020, 10:03:27	File Name	Slide2.slmd



	Project Estudio geotecnico de cimentacion de estacion de bombeo	
	Location Ibi, Alicante	College Universitat Politecnica de Valencia
	Analysis Estabilidad de taludes	Scale 1/200
	Date 18/09/2020, 10:03:27	File Name Slide2.slmd

DISEÑO DE TABLESTACAS:

La excavación con taludes los suficientemente inclinados no es viable puesto que invadiría la calzada de la carretera CV-805 y parte de la nave industrial construida al oeste del punto en estudio. Por tanto, se plantea una excavación con taludes verticales con método de contención mediante tablestacas.

Para el cálculo de las tablestacas se han seguido las recomendaciones del CTE. Este propone que los esfuerzos sobre una pantalla son los que resultan de los empujes del terreno a los que está sometida en cada una de sus fases.

Además, se ha de tener en cuenta el efecto de los desplazamientos del terreno, ya que influyen en los empujes. Estos efectos se tienen en cuenta a través de unos coeficientes que al multiplicarlos por los empujes se obtienen los empujes activos o pasivos. Estos coeficientes se definen en el CTE como:

- K_A : coeficiente de empuje activo (ecuación 15).
- K_P : coeficiente de empuje pasivo (ecuación 16).

$$K_A = \left[\frac{\operatorname{cosec} \beta \cdot \operatorname{sen}(\beta - \phi')}{\sqrt{\operatorname{sen}(\beta + \delta) + \frac{\operatorname{sen}(\delta + \phi') \cdot \operatorname{sen}(\phi' - i)}{\operatorname{sen}(\beta - i)}}} \right]^2$$

Ecuación 15: coeficiente de empuje activo. Fuente: CTE.

$$K_P = \left[\frac{\operatorname{cosec} \beta \cdot \operatorname{sen}(\beta + \phi')}{\sqrt{\operatorname{sen}(\beta - \delta) - \frac{\operatorname{sen}(\delta + \phi') \cdot \operatorname{sen}(\phi' + i)}{\operatorname{sen}(\beta - i)}}} \right]^2$$

Ecuación 16: coeficiente de empuje pasivo. Fuente: CTE.

Donde:

- ϕ' representa el ángulo de rozamiento de cada material.
- δ es el rozamiento entre el terreno y la pantalla, para el cual el CTE recomienda coger el valor de: $(2/3) \cdot \phi'$
- β y i son los ángulos indicados en la Ilustración 3. (En este caso $i = 0$; $\beta = 90^\circ$)

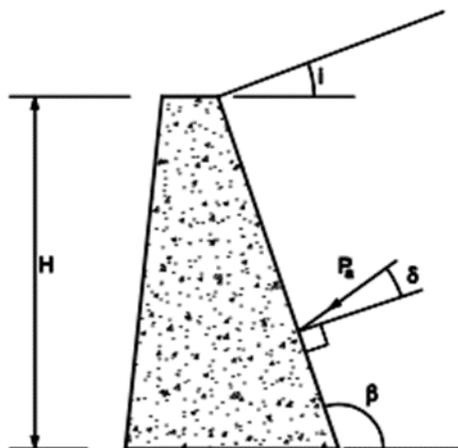


Ilustración 3: croquis parámetros que intervienen en los coeficientes de empujes activos y pasivos. Fuente: Código Técnico de la Edificación.

Con los coeficientes K_a y K_p se calculan los empujes unitarios, utilizando las ecuaciones 17 y 18.

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

$$\sigma'_{ah} = \sigma'_a \cdot \text{sen}(\beta + \delta)$$

Ecuación 17: empujes unitarios activos. Fuente: Código Técnico de la Edificación.

$$\sigma'_p = K_P \cdot \sigma'_v + 2c' \cdot \sqrt{K_P}$$

$$\sigma'_{ph} = \sigma'_p \cdot \text{sen}(\beta - \delta)$$

Ecuación 18: empujes unitarios pasivos. Fuente: Código Técnico de la Edificación.

Para los empujes pasivos se ha aplicado un coeficiente reductor de 0.6 tal y como recomienda el CTE, de este modo se actúa del lado de la seguridad.

El cálculo para el caso 1 se muestra en la tabla 7.

Puntos	σ' (kPa)	K_a	K_p	$\sigma'_{h,a}$ (kPa)	$\sigma'_{h,p}$ (kPa)
A	0	0.23	-	0.00	-
B1	26	0.23	-	6.11	-
B2	26	0.28	-	7.15	-
C1	50.14	0.28	-	13.79	-
C2	50.14	0.24	-	12.25	-
D	58.64	0.24	-	14.33	-
E1	80.74	0.24	-	19.73	-
E1p	22.1	-	4.09	-	54.25
E2	80.74	0.47	-	38.23	-
E2p	22.1	-	2.11	-	28.00
Fa	131.94	0.47	-	62.48	-
Fp	73.3	-	2.11	-	92.88

Tabla 7: resultados del cálculo de empujes unitarios y coeficientes de empuje para el Caso 1. Fuente: elaboración propia.

Los puntos que se señalan en la Tabla 7 corresponden a los que se muestran en la Ilustración 4.

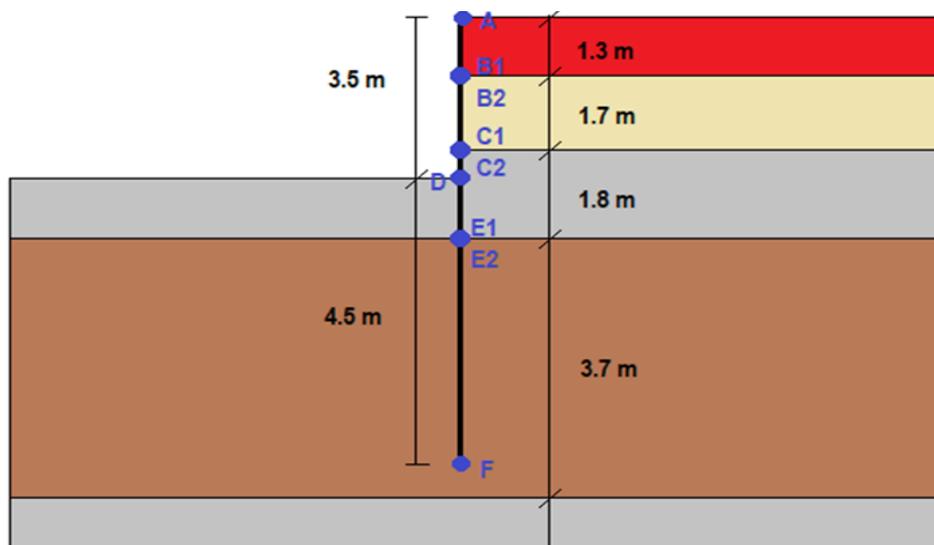


Ilustración 4: croquis de los puntos significantes para el cálculo de estabilidad de la pantalla (Caso 1). Fuente: elaboración propia.

El caso 2 se ha calculado de igual forma. Obteniendo los resultados expuestos en la tabla 8, donde los puntos a los que se hace referencia son los que se muestran la ilustración 5.

Puntos	σ' (kPa)	K_a	K_p	$\sigma'_{h,a}$ (kPa)	$\sigma'_{h,p}$ (kPa)
A	0.00	0.23	-	0.00	-
B1	26.00	0.23	-	6.11	-
B2	26.00	0.28	-	7.15	-
C1	50.14	0.28	-	13.79	-
C2	50.14	0.47	-	23.74	-
D	58.14	0.47	-	27.53	-
Fa	130.14	0.47	-	61.62	-
Fp	72	-	2.11	-	91.23

Tabla 8: resultados del cálculo de empujes unitarios y coeficientes de empuje para el Caso 2. Fuente: elaboración propia.

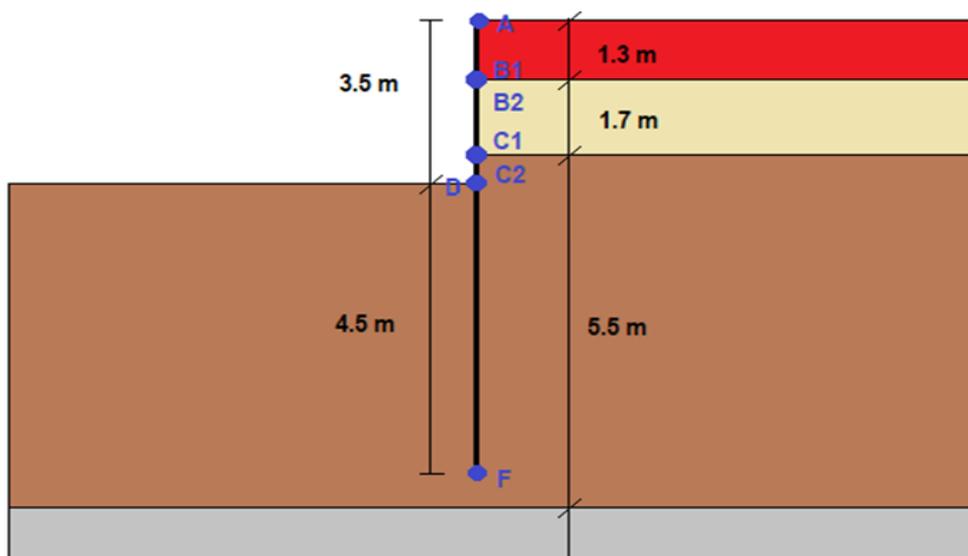


Ilustración 5: croquis de los puntos significantes para el cálculo de estabilidad de la pantalla (Caso 2). Fuente: elaboración propia.

La estabilidad de la pantalla se ha calculado mediante la metodología de empujes de tierras y planteando un equilibrio del sistema pantalla-fuerzas de empuje.

Para diseñar la pantalla, en primer lugar se ha comprobado el comportamiento en voladizo con una distancia de empotramiento de 4.5 m, la máxima posible.

Caso 1: obteniendo los resultados que se muestran en la tabla 9.

Empujes	Fuerza kN	distancia F m	Momentos F kN·m
E1	4.0	7.1	28.3
E2	12.2	5.9	71.1
E3	5.6	5.6	31.4
E4	22.1	4.1	90.4
E5	6.7	3.8	25.6
E6	122.3	1.6	195.7
E7	38.8	1.1	41.4
E8	-35.3	3.6	-128.1
E9	-89.6	1.6	-143.4
E10	-103.8	1.1	-110.7
TOTAL			101.8

Tabla 9: resultados del equilibrio de la pantalla en ménsula. Fuente: elaboración propia.

Siendo este el caso más favorable (Caso 1), la pantalla no es estable, dado que el equilibrio de momentos no es nulo. Los distintos empujes totales se muestran en la ilustración 6.

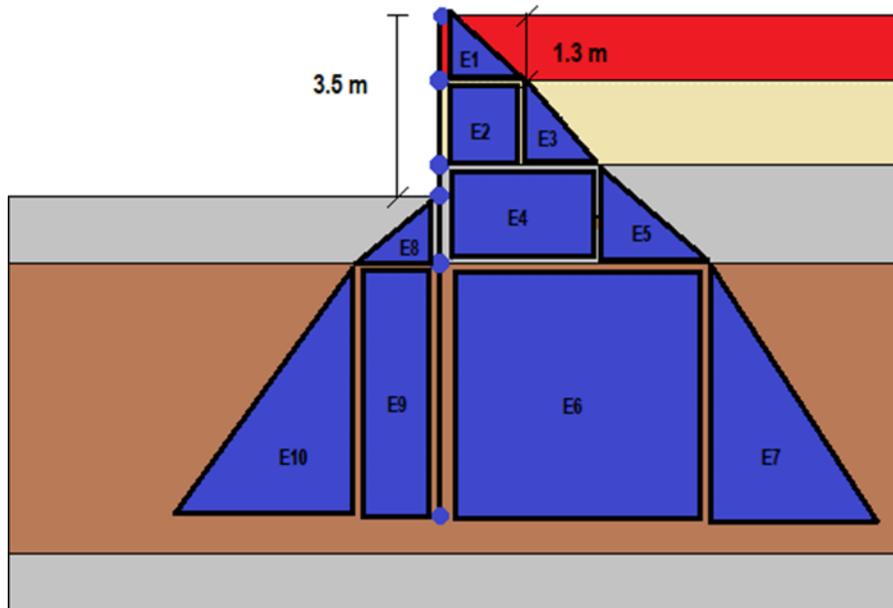


Ilustración 6: croquis empujes en el Caso 1. Fuente: elaboración propia.

El equilibrio de momentos no se cumple, siendo este caso el más favorable, por tanto la pantalla en ménsula no es viable.

A continuación se muestran los cálculos de la solución propuesta, primero con el apoyo a 0.5 m de la cota del terreno y después con la solera funcionando de apoyo.

Todos los cálculos se han realizado mediante el método americano, asumiendo que se genera en el pie de la pantalla una reacción "R". Además se ha fijado la distancia de empotramiento en 4.5 m.

- Caso 1:
 - Con apoyo a 0.5 m de profundidad, tablas 10 y 11.

Empujes	Fuerza (kN)	Distancia al apoyo (m)	Momentos en el apoyo (kN·m)
E1	4.0	0.4	1.5
E2	12.2	1.7	20.1
E3	5.6	1.9	10.9
E4	22.1	3.4	75.0
E5	6.7	3.7	24.9
E6	122.3	5.9	721.8
E7	38.8	6.4	249.6
E8	-35.3	3.9	-136.4
E9	-89.6	5.9	-528.7
E10	-103.8	6.4	-667.8
Total			0.0

Tabla 10: resultados cálculo de estabilidad de pantalla con apoyo (Caso 1). Fuente: elaboración propia.

Fuerza en el apoyo (kN)	-13.6
Distancia al apoyo (m)	7.5
R (reacción en pie) (kN)	30.6
ΣF_x (kN)	0.0

Tabla 11: resultados cálculo de estabilidad de pantalla con apoyo (Caso 1). Fuente: elaboración propia.

- Solera funcionando de apoyo (tablas 12 y 13):

Empujes	Fuerza (kN)	Distancia a la solera (m)	Momentos en la solera (kN·m)
E1	4.0	2.6	10.5
E2	12.2	1.4	16.4
E3	5.6	1.1	6.0
E4	22.1	0.4	8.8
E5	6.7	0.7	4.7
E6	122.3	2.9	354.8
E7	38.8	3.4	133.2
E8	-35.3	0.9	-30.6
E9	-89.6	3.9	-345.0
E10	-103.8	3.4	-356.4
Total			0.0

Tabla 12: resultados cálculo de estabilidad de pantalla con solera (Caso 1). Fuente: elaboración propia.

Fuerza en la solera (kN)	-26.9
Distancia a la solera (m)	4.5
R (reacción en pie) (kN)	43.9
$\sum F_x$ (kN)	0.0

Tabla 13: resultados cálculo de estabilidad de pantalla con solera (Caso 1). Fuente: elaboración propia.

El caso 2 se ha calculado de igual forma que el caso 1. Los empujes que intervienen en esta ocasión son los que aparecen en la ilustración 7.

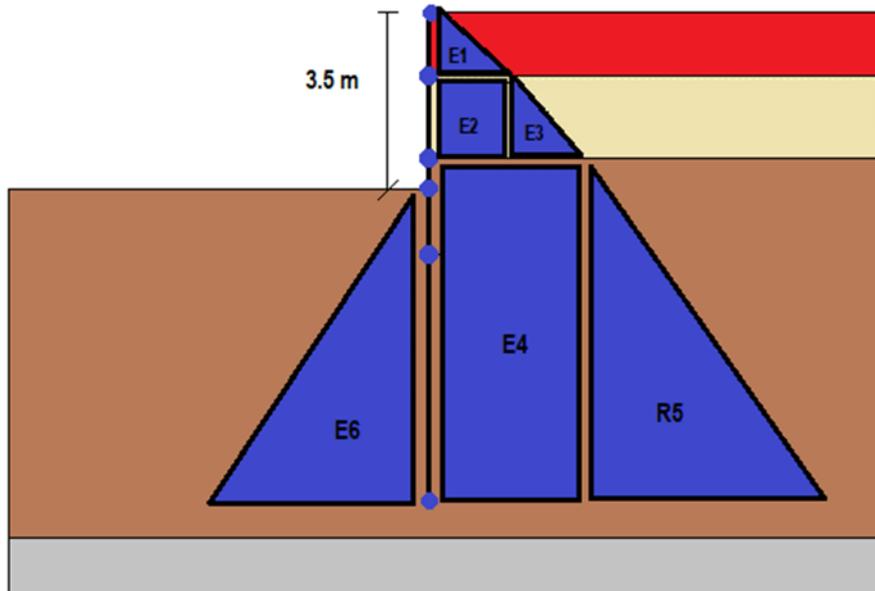


Ilustración 7: croquis empujes en el Caso. Fuente: elaboración propia.

- Caso 2
 - Con apoyo a 0.5 m de profundidad (tablas 14 y 15):

Empujes	Fuerza (kN)	Distancia a apoyo (m)	Momentos en apoyo (kN)
E1	4.0	0.4	1.5
E2	12.2	1.7	20.1
E3	5.6	1.9	10.9
E4	118.7	5.0	593.6
E5	94.7	5.8	552.4
E6	-205.3	6.0	-1231.6
Total			0.0

Tabla 14: resultados cálculo de estabilidad de pantalla con apoyo (Caso 2). Fuente: elaboración propia.

Fuerza en el apoyo (kN)	-37.0
Distancia al apoyo (m)	7.5
R (reacción en pie) (kN)	7.1
$\sum F_x$ (kN)	0.0

Tabla 15: resultados cálculo de estabilidad de pantalla con apoyo (Caso 2). Fuente: elaboración propia.

- Caso 2 Solera funcionando como apoyo (tablas 16 y 17):

Empujes	Fuerza (kN)	Distancia a la solera (m)	Momentos en la solera (kN·m)
E1	4.0	2.6	10.5
E2	12.2	1.4	16.4
E3	5.6	1.1	6.0
E4	118.7	2.0	237.4
E5	94.7	2.8	268.3
E6	-205.3	3.0	-615.8
Total			0.0

Tabla 16: resultados cálculo de estabilidad de pantalla con solera (Caso 2). Fuente: elaboración propia.

Fuerza en la solera (kN)	-47.1
Distancia a la solera (m)	4.5
R (reacción en pie) (kN)	17.1
$\sum F_x$ (kN)	0.0

Tabla 17 resultados cálculo de estabilidad de pantalla con solera (Caso 2). Fuente: elaboración propia.

A la vista de estos resultados queda definido el siguiente procedimiento:

- Hinca de tablaestacas hasta la profundidad 4.5 m.
- Excavación hasta 0.5 m.
- Colocación de codales.
- Excavación hasta cota final de cimentación.
- Colocación de mallazo y hormigonado de la solera.
- Retirada de los codales tras el endurecimiento del hormigón.
- Construcción del resto de la estación.

Con este procedimiento aseguramos en todo momento la seguridad de la excavación y además el resultado final es el deseado.