



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos,
Canales y Puertos

Estudio geotécnico para la excavación y cimentación de
una estación de bombeo en una parcela situada entre el
camino nº 10 y la CV-33 en el T.M de Albal (Valencia).

Trabajo Fin de Grado

Grado en Ingeniería Civil

AUTOR/A: Ferrer Molla, Cristina

Tutor/a: Garrido de la Torre, María Elvira

Cotutor/a: Hidalgo Signes, Carlos

CURSO ACADÉMICO: 2022/2023



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ETS INGENIERÍA DE CAMINOS
CANALES Y PUERTOS

TRABAJO DE FIN DE GRADO

**ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA EXCAVACIÓN Y CIMENTACIÓN DE UNA
ESTACIÓN DE BOMBEO EN UNA PARCELA SITUADA ENTRE EL CAMINO
Nº10 Y LA CV-33 EN EL T. M. DE ALBAL (VALENCIA)**

Presentado por

Cristina Ferrer Mollá

Para la obtención del

Grado en Ingeniería Civil

Curso: 2022 - 2023

Fecha: Julio 2023

Tutora: María Elvira Garrido De La Torre

Cotutor: Carlos Hidalgo Signes



ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA EXCAVACIÓN Y CIMENTACIÓN DE UNA
ESTACIÓN DE BOMBEO EN UNA PARCELA SITUADA ENTRE EL CAMINO Nº10 Y
LA CV-33 EN EL T. M. DE ALBAL (VALENCIA)



ÍNDICE DEL TRABAJO

“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA EXCAVACIÓN Y CIMENTACIÓN DE UNA ESTACIÓN DE BOMBEO EN UNA PARCELA SITUADA ENTRE EL CAMINO Nº10 Y LA CV-33 EN EL T. M. DE ALBAL (VALENCIA)”

- MEMORIA
- ANEJOS



ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA EXCAVACIÓN Y CIMENTACIÓN DE UNA
ESTACIÓN DE BOMBEO EN UNA PARCELA SITUADA ENTRE EL CAMINO Nº10 Y
LA CV-33 EN EL T. M. DE ALBAL (VALENCIA)



TRABAJO DE FIN DE GRADO

ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA EXCAVACIÓN Y CIMENTACIÓN DE UNA
ESTACIÓN DE BOMBEO EN UNA PARCELA SITUADA ENTRE EL CAMINO
Nº10 Y LA CV-33 EN EL T. M. DE ALBAL (VALENCIA)

MEMORIA

Autora: Cristina Ferrer Mollá
Tutora: María Elvira Garrido De La Torre
Cotutor: Carlos Hidalgo Signes
Fecha: Julio 2023
GRADO DE INGENIERÍA CIVIL



Índice

Memoria

1.Introducción.	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Objetivo y alcance	3
1.3 Documentación de partida.	3
2.Estudios previos.	4
2.1 Geomorfología	4
2.2 Sismología.	9
2.3 Hidrogeología	11
2.4 Climatología	12
3.Marco geológico.	13
4.Reconocimiento y parametrización del terreno.	15
4.1 Ensayos de campo	15
4.2 Análisis de la posición del Nivel Freático	21
4.3 Ensayos de laboratorio	22
4.4 Parametrización del terreno	25
5.Diseño geotécnico	31
5.1 Análisis previo y descripción estructura.	31
5.2 Comprobaciones técnicas	33
5.2.1 Flotabilidad	33
5.2.2 E.L.U: Capacidad portante	34
5.2.3 E.L.S: Deformabilidad	35
5.3 Excavación	36
5.3.1 Proceso de excavación y sistema de contención	36
5.3.2 Sistema de arriostramiento	41
5.3.3 Estabilidades hidráulicas	44
6.Recomendaciones y conclusiones.	47

1.Introducción

La finalidad del presente trabajo fin de grado es la elaboración de un estudio geotécnico en el municipio de Albal (Valencia) para la posterior construcción de una estación de bombeo, que se ubicará en una parcela situada entre el Camino nº10 y los PP KK 0+750 y 0+900 de la CV-33 de dicho municipio.

1.1. Antecedentes

Con el estudio geotécnico, se pretende analizar la problemática del terreno para dar solución a los problemas que puedan surgir, tanto en la fase de excavación, como en las de construcción y explotación. La estación de bombeo proyectada se soterrará, y se deberá prestar especial atención a las características hidrogeológicas de la zona, y a la posible subida del nivel freático como consecuencia de la cercanía de la zona, a la Albufera y al mar; teniendo en cuenta que es probable que llegue a ascender hasta la superficie.

La función de las estaciones de bombeo es la de cubrir con el caudal y presión adecuados las necesidades, tanto de gestión del agua, como de transporte a través de la red de alcantarillado. En el caso que nos ocupa, se ejecutará una estación de bombeo de aguas residuales, con el objetivo de derivarlas hacia el colector que conecta con la depuradora de EDAR de Pinedo (Estación depuradora de aguas residuales). Esta depuradora se ubica a ocho kilómetros al Noroeste de Albal.

El área de estudio se encuentra en una zona en expansión, que pertenece al polígono industrial Carrascal Este Nº2. Se trata de una parcela horizontal, sin apenas naves industriales colindantes. Debido a su actual crecimiento, resulta imprescindible la ejecución de una estación de bombeo, que permita recoger las aguas residuales, actuales y futuras, y derivarlas a la depuradora mencionada, para su tratamiento. Si no se realiza una correcta gestión mediante el bombeo a dicha depuradora, a medida que se incrementen los vertidos realizados por las empresas a la red de saneamiento, supondrán un riesgo ecológico para la zona, y podrían acabar contaminando el Mar Mediterráneo y afectar a La Albufera.

El enclave de estudio se ubica en la zona sureste del término municipal de Albal, que delimita con la zona norte de Beniparrell. Se puede acceder desde la CV-33 y desde el propio término de Albal, a través del Camino nº10. A continuación se adjunta la situación de la parcela donde se ejecutará la infraestructura. *Figura 1.y Figura 2*



Figura 1 Planos municipio y localización de la zona de actuación. Fuente: Google Maps.



Figura 2 Plano localización parcela de actuación. Fuente: Google Maps.

1.2. Objeto y alcance

El objeto del presente estudio trata de dar luz a los posibles problemas geotécnicos que se puedan plantear, principalmente en la excavación y cimentación de la estructura; ya que así se evitarán problemas mayores en su construcción y puesta en funcionamiento. Para esto se procede a recopilar datos de campo y realizar ensayos de laboratorio, que indiquen las características más relevantes del terreno que conforma el área de intervención. Además, se busca la solución óptima en la elección del sistema de contención durante la fase de ejecución de la obra, en función del tipo de terreno y otras características de interés.

El alcance del trabajo se configura en diversos aspectos:

-Se procede a la caracterización del terreno con los trabajos de campo y ensayos de laboratorio realizados.

-Se estudia el criterio de excavación y contención más eficiente, para el área donde se opera y la infraestructura que se construirá enterrada.

-Se analizan los cambios tensionales que sufrirá el terreno durante el proceso constructivo y de explotación de la infraestructura, comprobando que se verifiquen las tensiones admisibles requeridas.

-Se comprueba el flujo de agua y la variación del nivel freático, para evitar inestabilidades hidráulicas.

-Se comprueba que se verifican las condiciones de flotabilidad, hundimiento y deformación del terreno, para que no se superen los límites de estado último y de servicio correspondientes, según la normativa vigente.

-Se determina el plano de cimentación en base a las dimensiones y forma de la estación de bombeo que es un condicionante, así como la ubicación precisa en la parcela en la que se opera.

1.3. Documentación de partida

Inicialmente se parte de los resultados de una campaña geotécnica, facilitada por la tutora, realizada con un objetivo distinto al de la estación de bombeo pero que será de gran utilidad para extraer los parámetros del terreno necesario para las comprobaciones técnicas anteriormente mencionadas.

Además, se emplea la hoja geológica del IGME a escala 1:50.000 nº 722 denominada "Valencia" para obtener información de la litología predominante en la zona de estudio.

2. Estudios previos

2.1. Geomorfología

Como se ha mencionado anteriormente, la parcela estudiada, se ubica al sureste del municipio de Albal (Valencia), se localiza en un polígono industrial denominado Carrascal Este Nº2. Esta parcela se encuentra dividida en dos áreas, separadas por una rotonda, señalado en naranja en la *Figura 3*. Se trata de un terreno de escasa pendiente, prácticamente horizontal, en el que aparecen de manera puntual pinos jóvenes y algunos matorrales.



Figura 3. Vista en planta parcela actuación y colindante. Fuente Visor cartográfico Valenciano.

Su zona central es recorrida por la red de drenaje de la CV-33, y además por una red de riego secundaria que deriva de la acequia principal de la Font de la Rambleta. Por otra parte, se encuentra una línea de media tensión, cuyo titular es Iberdrola Distribución Eléctrica S.A.U., de 6 hilos de aluminio-acero LA-56; sustentada por 5 apoyos metálicos de 9 m de altura. Ambas afecciones se sitúan 40 m al sur de la zona de actuación en paralelo a la CV-33, concretamente entre el PK 0+780 y el PK 0+900. Señalar que estos servicios deberán ser desviados para evitar posibles cortes en el servicio de suministro, así como el riesgo para el libre tránsito de la maquinaria (*Figura 4*).

Otro condicionante a tener en cuenta, es el terraplén que se sitúa al este y que configura el estribo del paso superior que salva la línea de ferrocarril Valencia-Alicante.

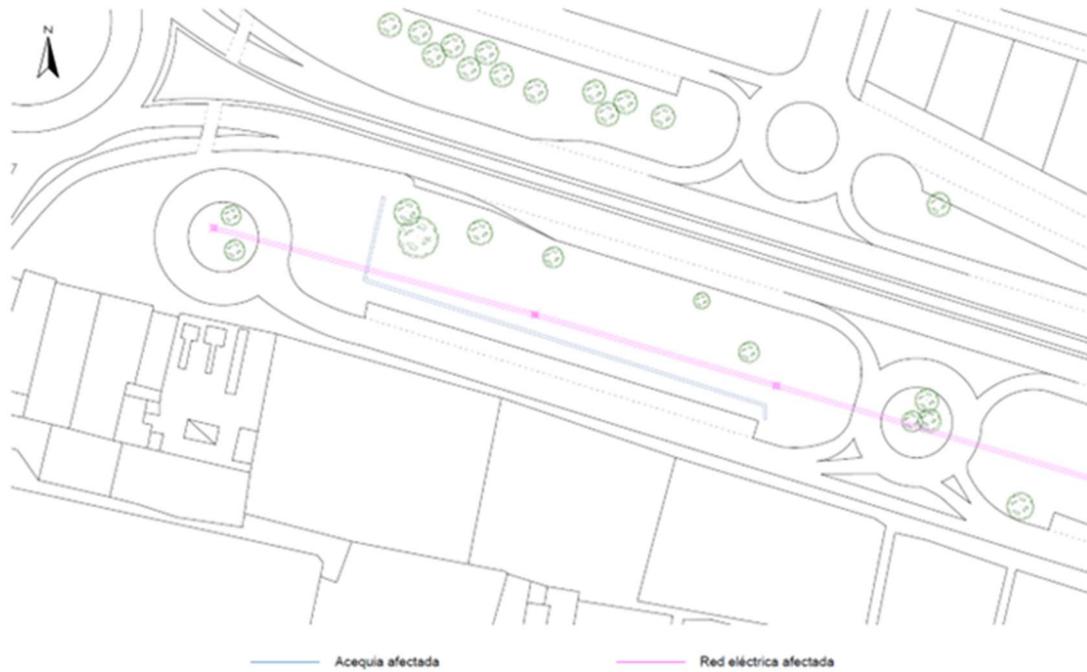


Figura 4 Planta de los servicios afectados

Cabe destacar que, la zona de actuación se encuentra enmarcada al sur, por un estacionamiento perteneciente al Camino número 10, al norte por la CV-33 y por sendas rotondas al este y oeste de la misma. Se trata de una zona de expansión del polígono industrial, por lo que no se localizan naves industriales colindantes, sino amplias porciones de terreno sin ocupar (Figura 5).

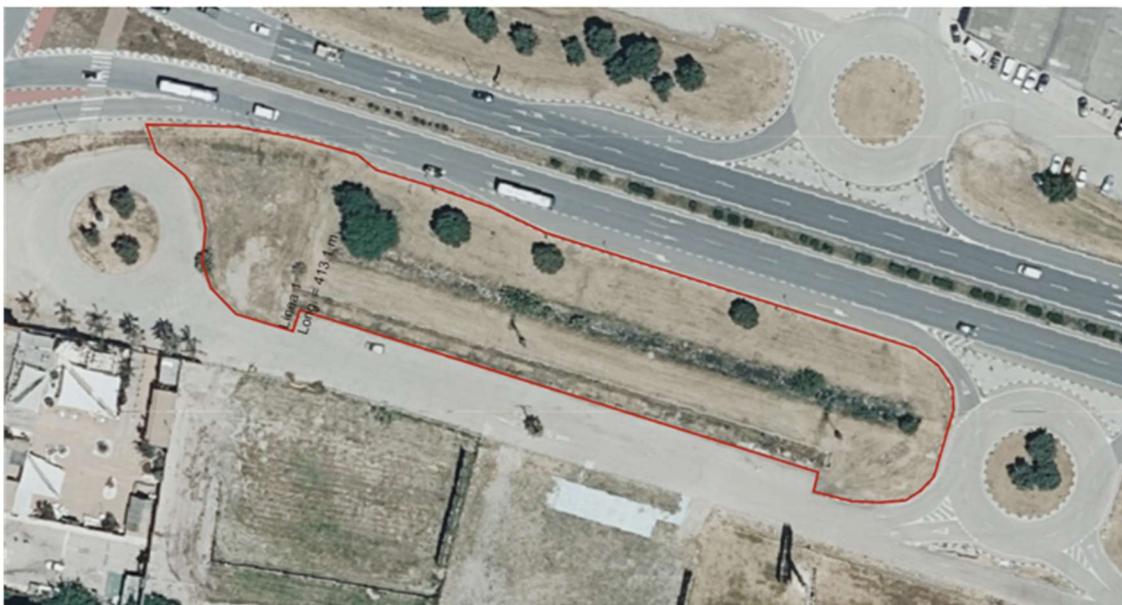


Figura 5 Parcela seleccionada para la actuación

El contorno del sector elegido para implantar la infraestructura se ha delimitado mediante el uso de diez coordenadas UTM (ETRS89, huso 30) y su altitud ortométrica referida al NMM en Alicante, tal y como se recoge en la Figura 6 que aparece seguidamente.

Contorno	Coordenada X (m)	Coordenada Y (m)	Altitud Z (m)	Contorno	Coordenada X (m)	Coordenada Y (m)	Altitud Z (m)
Punto 1	723233,54	4363237,35	6,17	Punto 6	723381,62	4363225,72	5,18
Punto 2	723266,45	4363226,55	5,79	Punto 7	723330,34	4363240,13	5,49
Punto 3	723324,03	4363210,25	6,10	Punto 8	723288,07	4363254,81	5,72
Punto 4	723382,07	4363194,18	4,88	Punto 9	723261,43	4363264,64	5,56
Punto 5	723390,20	4363208,92	4,50	Punto 10	723239,58	4363268,61	6,05

Figura 6 Coordenadas y altitud que definen la parcela de actuación.

Los datos se aportan de forma tabulada con un detalle en planta para facilitar su localización. Así se muestra en la *Figura 7* mediante el uso de diez coordenadas UTM (ETRS89, huso 30) y su altitud ortométrica referida al NMM en Alicante. Los datos se aportan de forma tabulada con un detalle en planta para facilitar su situación.



Figura 7. Señalización coordenadas del contorno de la parcela de actuación.

Fuente Visor Cartográfico Valenciano.

Se estudia la altimetría mediante tres cortes transversales (T1, T2 y T3) y uno longitudinal (L1), verificando que la orografía es prácticamente llana, salvo en la zona central, que aparece una pequeña depresión que conforma el dren de la CV-33. Ver *Figura 8*



Figura 8 Planta parcela de actuación con perfiles de actuaciones.

Fuente Google Earth

A continuación se adjunta el corte longitudinal L1 (Figura 9), así como los tres cortes transversales: T1, T2 y T3 (Figura 10 Figura 11 y Figura 12).

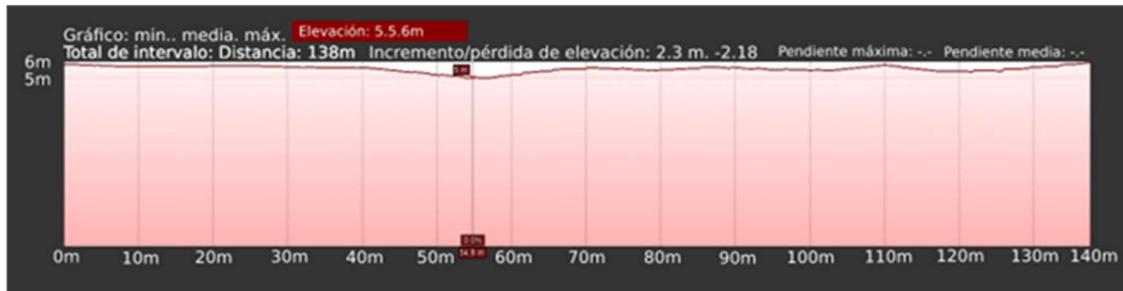


Figura 9 Perfil longitudinal de elevaciones L1.Fuente Google Earth.



Figura 10 Perfil transversal de elevaciones T1.Fuente Google Earth



Figura 11.Perfil transversal de elevaciones T2.Fuente Google Earth

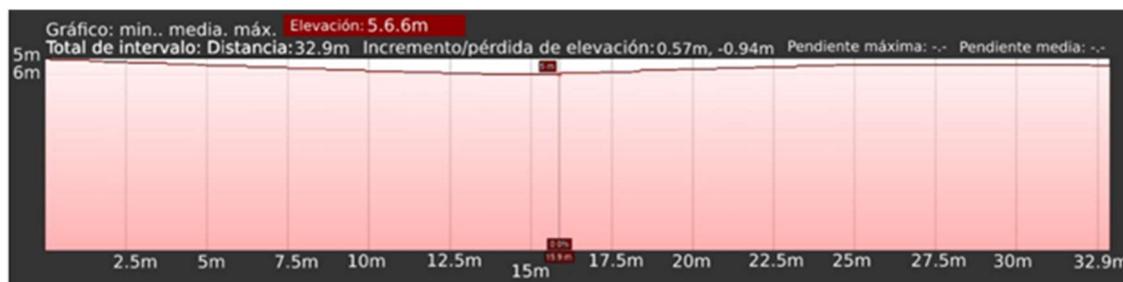


Figura 12.Perfil de elevaciones T3.Fuente Google Earth

Si analizamos las dos posibles áreas de localización de la estación de bombeo, encontramos problemas similares, a excepción de dos puntos condicionantes que sólo se dan en la situada más hacia el este, éstos son: la presencia de un paso superior, cuya cimentación del estribo, limita el espacio de excavación, y la segunda, la presencia de naves industriales colindantes, con el inconveniente de tener menos espacio disponible y mayor flujo de vehículos y peatones. Se decide que la infraestructura se ejecute en el área más al oeste de la parcela señalada con un rectángulo rojo en la imagen superior, ya que ésta cuenta con una superficie libre mayor, que facilita el acopio de materiales y maquinaria. Al estar más aislada, se minimizan las molestias producidas por ruidos y vibraciones durante todo el proceso constructivo. En

conclusión, el encuadre elegido que queda enmarcado por una zona de estacionamiento al sur, la CV-33 al norte y sendas rotondas al este y oeste, se ve afectado por una problemática menor, garantizando su óptimo funcionamiento y facilitando el acceso durante las fases de estudio, construcción y explotación. *Figura 13*



Figura 13 Plano ubicación estación de bombeo en zona actuación. Fuente: Google Maps.

2.2. Sismología

La sismicidad de la zona se estudia atendiendo a los artículos de la norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación (NCSR-02), publicada el veintisiete de septiembre de 2002 en el Real Decreto 997/2002 del B.O.E. (boletín oficial del estado).

Del Anejo I de dicha norma se contempla el mapa de peligrosidad sísmica de España, donde se señala en rojo, el emplazamiento de la infraestructura a realizar. Ver *Figura 14*

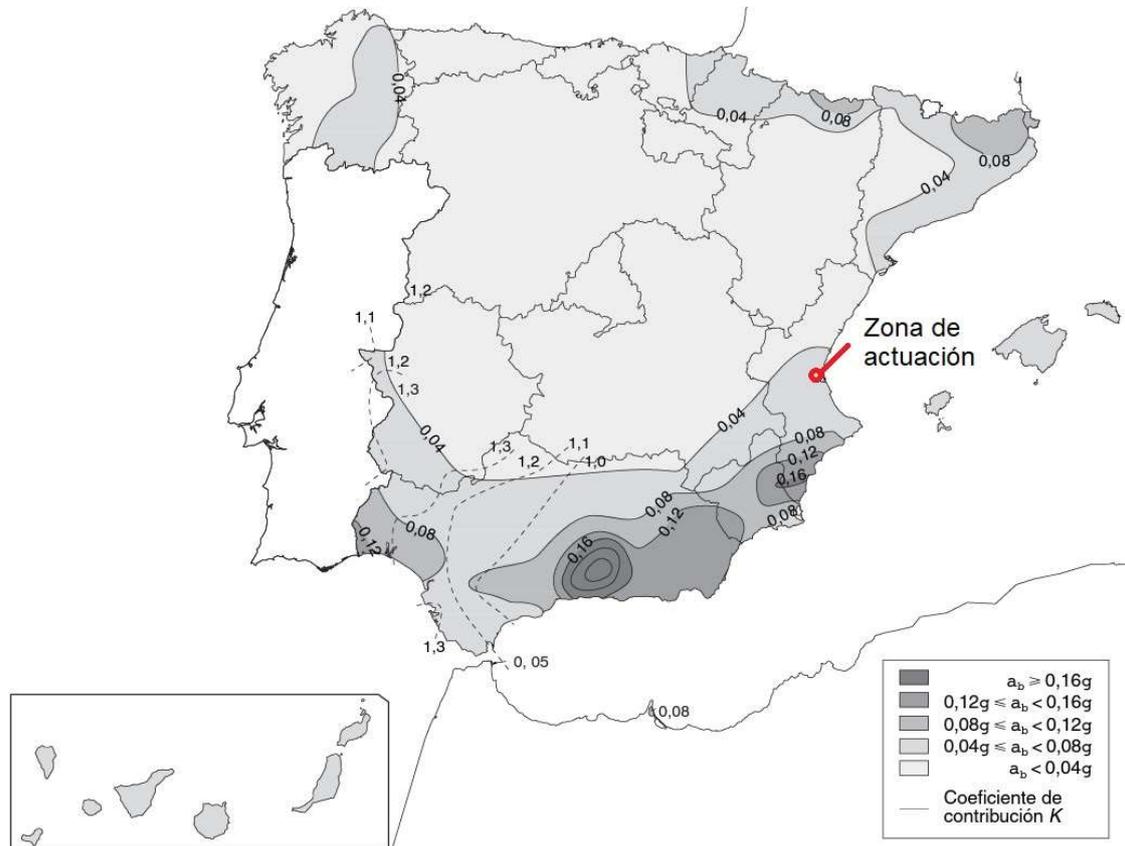


Figura 14. Mapa de peligrosidad sísmica de España.

Fuente: Norma Sismorresistente (NCSE-02)

Según la norma, las construcciones se clasifican en tres tipos: de importancia moderada, normal y especial. La estación de bombeo a ejecutar se considera de importancia moderada, ya que su destrucción por un sismo no supondría víctimas, la interrupción de un servicio primario, ni daños económicos significativos a terceros. Por esto, no es necesaria la aplicación de Normativa Sismorresistente (NCSR) en el diseño estructural. Además, al ser una estructura completamente enterrada no es tan sensible a las acciones sísmicas.

No obstante, se puede determinar la aceleración sísmica de cálculo, se tendrá en cuenta el tipo de terreno de la zona, para seleccionar su coeficiente asociado (C)

Según la clasificación que establece la norma el tipo de terreno de la parcela de estudio es predominantemente de tipo III, se trata de suelo granular de compacidad media y suelo cohesivo de consistencia firme. En los dos casos, la velocidad de propagación de las ondas

elásticas transversales o de cizalla oscila entre los doscientos y los cuatrocientos metros por segundos

Así pues, acudiendo a la *Figura 15* vinculada a la norma mencionada, los coeficientes del terreno son:

TIPO DE TERRENO	COEFICIENTE C
I	1,0
II	1,3
III	1,6
IV	2,0

Figura 15 Tabla 2 Coeficientes del terreno. Fuente: Norma NCSR-02

El valor definitivo del coeficiente de terreno se obtiene con una ponderación, en función de los espesores de los distintos tipos de terreno en los primeros treinta metros bajo la superficie. Se calcula con la fórmula:

$$C = \frac{\sum c * e}{30}$$

c: coeficiente según tipo de terreno.

e: espesor del terreno.

Si suponemos que para el cálculo adoptamos un terreno tipo III y un espesor de treinta metros, queda $C = \frac{1,6 * 30}{30} = 1,6$

De acuerdo con la Normativa de Construcción Sismorresistente NCSE-02, la obra se sitúa en una zona con aceleración básica, a_b , de 0,04g con un coeficiente de contribución $k=1$ y con un coeficiente de riesgo $\rho = 1$.

Como para $\rho * a_b \leq 0,1 * g$;

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

siendo S: coeficiente de ampliación del terreno.

La aceleración sísmica de cálculo, a_c , se define según la norma como:

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

Por lo tanto, queda: $a_c = 1,6 * 1,28 * 0,04g = 0,0819g \text{ m}^2/\text{s}$

2.3. Hidrogeología

La ubicación de la parcela donde se realizará el estudio geotécnico, corresponde al ámbito de la Confederación Hidrográfica del Júcar, en concreto se sitúa en el enclave del acuífero de la Plana de Valencia. Este acuífero se compone por diversas masas de agua subterránea y por el mar Mediterráneo. En particular la zona de actuación se ubica en el área norte del acuífero, el cual ocupa aproximadamente unos cuatrocientos kilómetros y queda a una distancia de unos ocho kilómetros de La Albufera.

Con la información facilitada por la Confederación Hidrográfica del Júcar (CHJ) en colaboración con el Instituto Geológico y Minero de España (IGME) sobre la gestión científico-técnica a la sostenibilidad y protección de aguas subterráneas (*Figura 16*), y con la ayuda del Mapa de Situación de la Masa de Agua Subterránea, se puede llegar a la conclusión de que la infraestructura se enmarcará en una zona, en la que además de tener presencia de agua subterránea, es posible registrar ascensos del nivel freático hasta la superficie, generando problemas tanto en la fase de vaciados, como posteriores en las fases de construcción y explotación, sino se toman las medidas oportunas (agotamiento, entibación,...)

Como consecuencia, se debe tener en cuenta un posible aumento estacional del nivel freático, posicionando el mismo en la superficie del terreno a efectos de la ejecución de las obras.

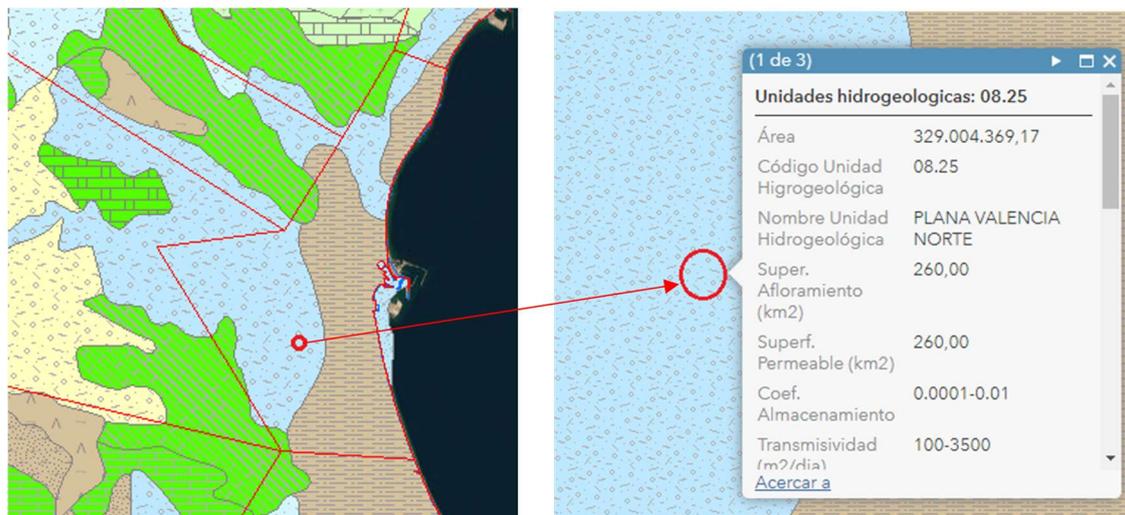


Figura 16. Unidad hidrogeológica. Fuente: Mapa Hidrogeológico de España a escala 1/1.000.000 IGME

Dada la cercanía de La Albufera, al polígono industrial Carrascal Este Nº2, es muy importante reconducir las aguas residuales y derivarlas a la depuradora de Pinedo. La finalidad es evitar que este tipo de aguas residuales acaben en este parque natural, causando efectos muy negativos, tanto al agua de la laguna, como a la flora y fauna que lo configuran

La Albufera, se sitúa en la plana costera de Valencia, con una extensión de 21.200 ha, y tiene la particularidad de ser una laguna litoral de agua dulce, que queda separada del mar por una lengua de tierra. La incalculable riqueza que presenta este espacio natural, permite la existencia de una gran variedad de hábitats, donde conviven una extraordinaria diversidad de especies de fauna y flora. Este parque es de enorme valor ecológico, y por esta razón se incluye en el catálogo de Zonas Húmedas de la Comunidad Valenciana y en la Lista de Humedales de Importancia Internacional, y es Zona de Especial Protección para Aves (ZEPA).

Por este motivo, la estación de bombeo (EBAR) que se está diseñando, permitirá bombear el agua residual, urbana e industrial, y derivarla a la EDAR de Pinedo. De este modo se evitará que La Albufera se contamine con sustancias tóxicas y peligrosas, que le ocasionen daños graves, poniendo su sostenibilidad en peligro a corto y largo plazo.

2.4 Climatología

El principal objetivo del análisis climatológico, es encontrar la ventana temporal óptima para acometer los trabajos a realizar teniendo en cuenta el clima de la zona. Para ello, se estudian las precipitaciones máximas mensuales, así como las temperaturas máximas y mínimas en el municipio de Albal.

Esta población se encuentra a 15 metros sobre el nivel del mar y por ello es importante preveer los meses en los que el nivel freático será más estable, para evitar la aparición de posibles problemas de inestabilidad hidráulica y de filtraciones.

El clima en dicho término municipal se puede dividir en dos franjas climatológicas, una estival, en el que la temperatura media máxima y mínima oscila generalmente entre 29 y 9 grados respectivamente, y que comprende los meses de mayo a octubre; y otra invernal en el que la temperatura media máxima y mínima oscila generalmente entre 16 y 1 grados respectivamente, y que abarca los meses de abril a noviembre. Respecto a las precipitaciones, se observan dos periodos temporales diferenciados, el comprendido entre septiembre a mayo, más lluvioso y que registra una precipitación media entorno a 30mm de lluvia y otro más seco, que abarca los meses de junio a agosto, y que registra una precipitación media inferior a 25mm de lluvia. Se recogen los datos de los últimos 30 años en la *Figura 17*.

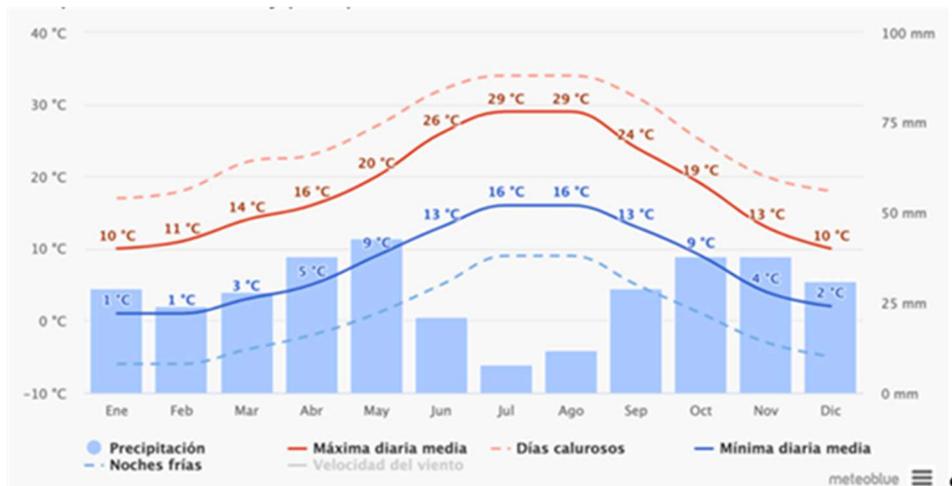


Figura 17 Gráfico Temperaturas medias y precipitaciones. Fuente Meteoblue

Se recomienda realizar los trabajos en la zona de actuación, durante los meses estivales (junio, julio y agosto), ya que, al tratarse de un polígono industrial, encontraremos mayor facilidad a la hora de movilizar maquinaria y acopios al ser meses de menor actividad empresarial, también desde el punto de vista climático, ya que en la zona de actuación se han registrado niveles mínimos de precipitación con temperaturas más estables a lo largo de las jornadas. Señalar que se deberá tener especial cuidado en la fase de hormigonado, ya que, como las temperaturas máximas (*Figura 18*) superan en algunas ocasiones los 35°C, se recomienda realizar un curado intenso en esta época del año.

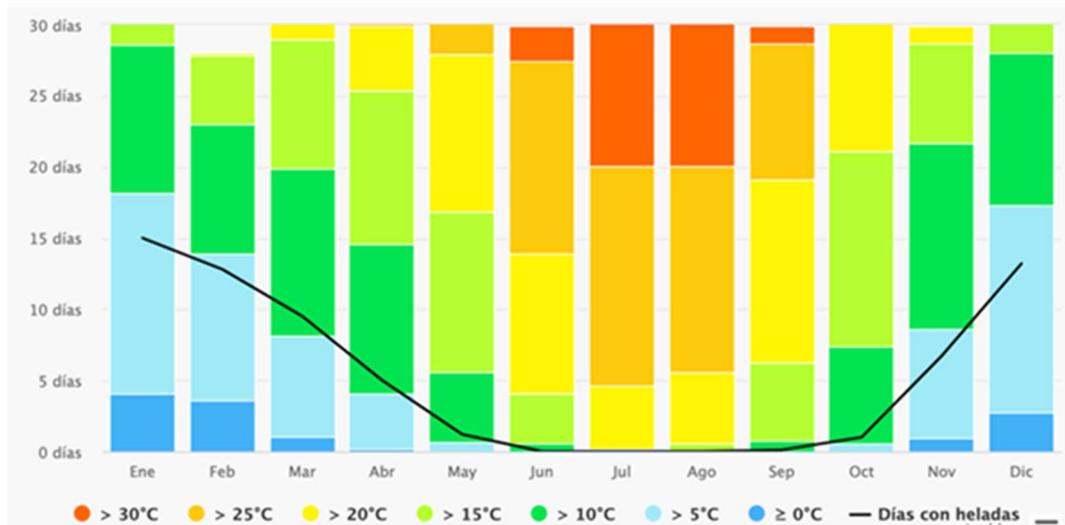


Figura 18 Gráfico Temperaturas máximas Fuente Meteoblue.

3. Marco Geológico

El lugar de actuación se localiza al Sureste del municipio de Albal. Esta población se sitúa aproximadamente a unos ocho kilómetros de Valencia capital, en las estribaciones del Parque Natural de La Albufera. Dicha zona, que pertenece a la comarca de la Horta Sud, se enmarca en lo que se define como Llanura Costera, compartiendo los Sistemas Aluvial-Coluvial Oeste y el de Albuferas y marjales al Este.

Desde el punto de vista geológico se encuadra en la Plana de Valencia, que estructuralmente se conforma como una zona fallada cuyos bloques se hunden hacia el mar. Esta zona se configura en el sector meridional de la llanura litoral valenciana, creada por el relleno progresivo de una depresión tectónica con materiales detríticos continentales, agregados por los relieves mesozoicos circundantes y sedimentos marinos someros y de transición marina-continental, durante el Terciario y el Cuaternario.

Respecto a la litoestratigrafía, la Llanura Litoral Valenciana presenta un relleno sedimentario que abarca desde el Mioceno medio hasta el Cuaternario. De esta manera quedan los depósitos dispuestos sobre materiales de distintas edades, formando el basamento de la cuenca neógena-cuaternaria. El cuaternario constituye la formación más extensa de la zona, abarca la llanura litoral y se prolonga hasta prácticamente cien metros de cota. Los depósitos que se localizan se clasifican atendiendo a su génesis son: continentales, marinos y mixtos.

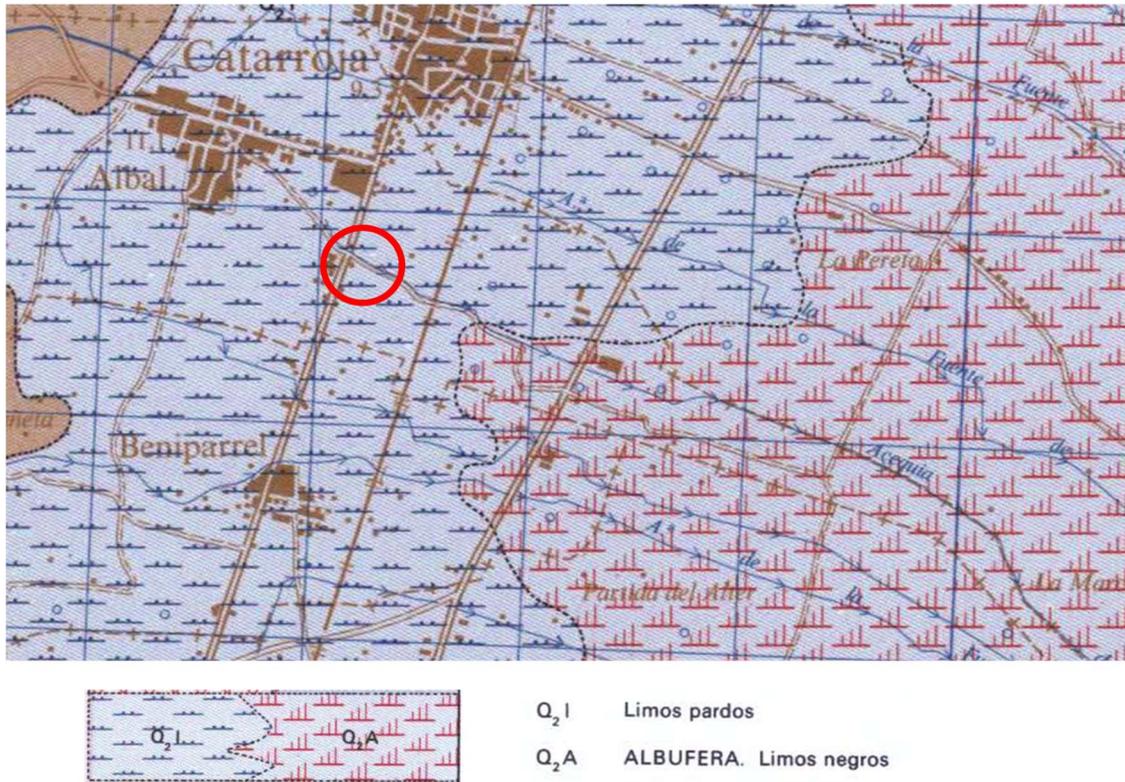


Figura 19. Localización geológica de la zona de actuación. Fuente Hoja 722 IGME. Escala 1:50.000

La zona de estudio se ubica ligeramente al suroeste de la Hoja Nº 722 del Mapa Geológico de España a escala 1:50.000, elaborado por el Instituto Geológico y Minero de España (IGME) Ver *Figura19*.En ella se verifica la presencia del Cuaternario de manera predominante, así como las distintas etapas implicadas en dicho periodo. En particular el área donde se situará la infraestructura, pertenece al Holoceno, que es la última y actual época del cuaternario.

En el área donde se opera, los depósitos continentales que destacan son limos pardos fluviales (Q₂ I) con una presencia secundaria de limos negros de Albufera (Q₂ A), formados por arcillas limosas con materia orgánica, vetas de arena limosa y gravilla.

4. Reconocimiento y parametrización del terreno

Ante la ausencia de normativa específica para abordar la investigación geotécnica vinculada a este tipo de obras de saneamiento, se recurre a otras normativas; tomando las indicaciones más adecuadas de cada una, en el caso que nos ocupa. Así pues, se dispone del Documento Básico de Seguridad Estructural-Cimientos (SE-C) integrado en el Código Técnico de la Edificación (CTE), y de las recomendaciones que aporta la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (GCOC) en su tercer capítulo dedicado al Reconocimiento del Terreno. Además, se procede a consultar las recomendaciones geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias (ROM 0.5-05) disponiendo de la información que nos proporciona el capítulo II sobre Investigación Geotécnica.

Acto seguido, para disponer de la información del terreno suficientemente detallada, se efectúa el correspondiente reconocimiento geotécnico, así como los ensayos de campo y laboratorio necesarios, que nos permitirán elaborar el perfil estratigráfico y obtener los parámetros del terreno, para desarrollar un plan de actuación adecuado en el emplazamiento de la Estación de Bombeo.

4.1. Ensayos de campo

En la parcela donde se ubicará la estación de bombeo, se procede a realizar una campaña de reconocimiento, que consiste en la realización de los siguientes ensayos:

- Dos calicatas, denominadas C1 y C2, ejecutadas mediante excavaciones de baja a media profundidad, realizadas con retroexcavadora, con las que se obtienen muestras alteradas para su identificación mediante ensayos de laboratorio.

- Dos sondeos mecánicos, denominados S1 y S2, ejecutados mediante perforación con equipo de sondeo a rotación. Se emplearon tubos testigos simples, provistos de corona de perforación widia, de diámetro entre ciento uno y ciento dieciséis metros. Durante el sondeo, se necesitó entibación de revestimiento y finalizada su ejecución, se procedió a colocar tubería piezométrica, para controlar los niveles freáticos en diferentes periodos, dada la cercanía de La Albufera.

Mediante un tomamuestras de pared gruesa, se obtuvieron varias muestras inalteradas; de acuerdo a la normativa americana ASTM D 3550-84.

Por otra parte, se extrajeron otras muestras inalteradas, mediante tomamuestras específicos. Se simultaneó la toma de muestras con la ejecución de ensayos de penetración dinámica estándar (SPT), recogido en la norma UNE 103.800-92. Esto proporciona una idea orientativa de la consistencia del terreno.

Además, durante la ejecución de los sondeos, se desarrollaron in situ tres ensayos tipo Lefranc de carga variable, con objeto de determinar las permeabilidades en los suelos cohesivos de la zona de actuación, en particular limos y arcillas. Este tipo de ensayo se aplica en el interior del sondeo, por debajo del nivel freático, durante o en pausas al efectuarse la perforación.

Para finalizar, la campaña de reconocimiento se contempló con la ejecución de tres ensayos de penetración dinámica DPSH (Dynamic Probing Super Heavy), denominados PD1, PD2 y PD3.

En este tipo de ensayo, se emplea un penetrómetro dinámico de accionamiento automático, equipado con varillas de acero de diámetro y peso normalizados. El resultado del ensayo es el índice N_{20} que indica el número de golpes necesario para introducir la puntaza 20

cm; tal y como recoge la norma UNE 103.801-94, y que proporciona una medida cualitativa de la compacidad del terreno.

A continuación, en la *Figura 20* se muestra el emplazamiento de todos los ensayos que se han efectuado en la zona de actuación. Además, en la *Tabla 3* se localizan la posición exacta y las características más relevantes de los mismos.



Figura 20. Localización de los puntos de reconocimiento. Fuente: Elaboración propia sobre imagen Google Earth

Tipo de ensayo	Abreviatura	Coordenada X	Coordenada Y	Cota inicial	Cota final	Profundidad	Muestras inalteradas	Muestras alteradas
Unidades		m	m	m	m	m	-	-
Calicata	C1	723338.7	4363229.5	+ 5.6	+ 3.1	2.50	0	1
Calicata	C2	723511.0	4363163.5	+ 6.0	+ 2.6	3.40	0	1
Sondeo	S1	723277.6	4363238.8	+ 5.9	-14.4	20.25	4	0
Sondeo	S2	723556.1	4363162.5	+ 4.9	-15.5	20.35	4	0
Le Franc de carga variable	LF1	723556.1	4363162.5	-	-	-	-	-
Le Franc de carga variable	LF2	723556.1	4363162.5	-	-	-	-	-
Le Franc de carga variable	LF3	723556.1	4363162.5	-	-	-	-	-
Penetración dinámica	PD1	723441.0	4363200.9	+ 4.4	-7.4	11.80	0	0
Penetración dinámica	PD2	723367.4	4363214.0	+ 5.0	-6.2	11.20	0	0
Penetración dinámica	PD3	723317.7	4363220.8	+ 5.9	-14.1	20.00	0	0

Figura 21 Tabla 3. Altitud ortométrica referida al NMM en Alicante y coordenadas UTM (ETRS89, huso 30).

Fuente visor CV

A continuación, en las *Tablas 1a,1b y 1c* se resumen los resultados obtenidos de las calicatas, los sondeos, ensayos SPT y ensayos Lefranc realizados, respectivamente.

Tabla 1a. Litología obtenida a partir de las calicatas. Cotas relativas

Ensayo realizado		Calicata	Siglas	C1	Ensayo realizado		Calicata	Siglas	C2
Siglas	Litología	Cota techo	Cota muro	Potencia	Siglas	Litología	Cota techo	Cota muro	Potencia
		m	m	m			m	m	m
TV	Tierra Vegetal	0.0	-1.8	1.8	TV	Tierra Vegetal	0.0	-1.5	1.5
QL1	Arcillas Limosas	-1.8	-2.4	0.6	QL1	Arcillas Limosas	-1.5	-2.7	1.2
NF	Nivel Freático	-2.4	-2.4	-	NF	Nivel Freático	-2.7	-2.7	-
QL1	Arcillas Limosas	-2.4	-2.5*	>0.1	QL1	Arcillas Limosas	-2.7	-3.4*	>0.7

*Final catas

Tabla 1b. Litología obtenida a partir de los sondeos. Cotas relativas

Ensayo realizado			Sondeo			Siglas	S1	Ensayo realizado			Sondeo			Siglas	S2
Siglas	Litología	Muestra inalterada	SPT	Nº golpes	Cota techo	Cota muro	Potencia	Siglas	Litología	Muestra inalterada	SPT	Nº golpes	Cota techo	Cota muro	Potencia
					m	m	m						m	m	m
TV	Tierra Vegetal	0	0	-	0.0	-1.0	1.0	TV	Tierra Vegetal	0	0	-	0.0	-1.4	1.4
QL1	Arcillas Limosas	0	1	3	-1.0	-1.4	0.4	NF	Nivel Freático	-	-	-	-1.5	-1.5	-
NF	Nivel Freático	-	-	-	-1.4	-1.4	-	TV	Tierra Vegetal	0	0	-	-1.5	-1.9	0.4
QL1	Arcillas Limosas	1	1	9	-1.4	-2.0	0.6	QL1	Arcillas Limosas	-	-	-	-	-	-
QL2	Arcillas	1	2	11 ; 13	-2.0	-7.6	5.6	QL2	Arcillas	2	3	15 ; 15 ; 17	-1.9	-8.6	6.7
QL3	Limos	1	1	27	-7.6	-12.6	5.0	QL3	Limos	1	1	39	-8.6	-13.0	4.4
QS	Limos Arenosos	1	1	18	-12.6	-14.6	2.0	QS	Limos Arenosos	1	1	27	-13.0	-14.9	1.9
QL4	Arcillas	0	0	-	-14.6	-20.25**	>5.7	QL4	Arcillas	0	0	-	-14.9	-20.35**	>5.5

**Potencia no definible. Fin sondeos.

Tabla 1c. Resultados ensayos de permeabilidad Lefranc

Ensayo	Lefranc realizados en sondeo 2		Abreviatura	LF
Abreviatura	Permeabilidad K	Litología	Tipo	Profundidad
	m/s			
LF1	4.7E-08	QL3	Carga Variable	-13.0
LF2	2.03E-05	QS	Carga Variable	-14.9
LF3	4.00E-07	QL4	Carga Variable	-20.0

Se incorporan los resultados de los tres ensayos de penetración dinámica DPSH ("Dinamic Probing Super Heavy") llevados a cabo durante la campaña geotécnica, adjuntando en las *Tablas 2a,2b,2c* y la *Figura 22*, ensayos de penetración dinámica DPSH, la información detallada de los resultados obtenidos.

Tabla 2a. Datos ensayo DPSH – PD1

Ensayo de penetración dinámica DPSH - PD1														
Cotas		Golpeo	Cotas		Golpeo	Cotas		Golpeo	Cotas		Golpeo	Cotas		Golpeo
0 - 1	0.00 - 0.20	1	3 - 4	0.00 - 0.20	4	6 - 7	0.00 - 0.20	15	9 - 10	0.00 - 0.20	82	12 - 13	-	-
	0.20 - 0.40	1		0.20 - 0.40	6		0.20 - 0.40	17		0.20 - 0.40	90		-	-
	0.40 - 0.60	2		0.40 - 0.60	6		0.40 - 0.60	22		0.40 - 0.60	78		-	-
	0.60 - 0.80	1		0.60 - 0.80	5		0.60 - 0.80	19		0.60 - 0.80	81		-	-
0.80 - 1.00	3	0.80 - 1.00	3	0.80 - 1.00	24	0.80 - 1.00	70	0.80 - 1.00	70	-	-			
1 - 2	0.00 - 0.20	4	4 - 5	0.00 - 0.20	1	7 - 8	0.00 - 0.20	26	10 - 11	0.00 - 0.20	65	13 - 14	-	-
	0.20 - 0.40	3		0.20 - 0.40	2		0.20 - 0.40	22		0.20 - 0.40	62		-	-
	0.40 - 0.60	4		0.40 - 0.60	1		0.40 - 0.60	29		0.40 - 0.60	67		-	-
	0.60 - 0.80	4		0.60 - 0.80	5		0.60 - 0.80	30		0.60 - 0.80	56		-	-
0.80 - 1.00	3	0.80 - 1.00	4	0.80 - 1.00	29	0.80 - 1.00	59	0.80 - 1.00	59	-	-			
2 - 3	0.00 - 0.20	4	5 - 6	0.00 - 0.20	8	8 - 9	0.00 - 0.20	30	11 - 12	0.00 - 0.20	71	14 - 15	-	-
	0.20 - 0.40	5		0.20 - 0.40	5		0.20 - 0.40	27		0.20 - 0.40	60		-	-
	0.40 - 0.60	4		0.40 - 0.60	9		0.40 - 0.60	25		0.40 - 0.60	62		-	-
	0.60 - 0.80	4		0.60 - 0.80	12		0.60 - 0.80	50		0.60 - 0.80	65		-	-
0.80 - 1.00	6	0.80 - 1.00	10	0.80 - 1.00	68	0.80 - 1.00	68	-	-					

Tabla 2b Datos ensayo DPSH – PD2

Ensayo de penetración dinámica DPSH - PD2														
Cotas		Golpeo	Cotas		Golpeo	Cotas		Golpeo	Cotas		Golpeo	Cotas		Golpeo
0 - 1	0.00 - 0.20	1	3 - 4	0.00 - 0.20	3	6 - 7	0.00 - 0.20	27	9 - 10	0.00 - 0.20	72	12 - 13	-	-
	0.20 - 0.40	2		0.20 - 0.40	4		0.20 - 0.40	29		0.20 - 0.40	78		-	-
	0.40 - 0.60	2		0.40 - 0.60	5		0.40 - 0.60	30		0.40 - 0.60	76		-	-
	0.60 - 0.80	3		0.60 - 0.80	6		0.60 - 0.80	29		0.60 - 0.80	75		-	-
0.80 - 1.00	4	0.80 - 1.00	9	0.80 - 1.00	27	0.80 - 1.00	74	0.80 - 1.00	74	-	-			
1 - 2	0.00 - 0.20	2	4 - 5	0.00 - 0.20	5	7 - 8	0.00 - 0.20	28	10 - 11	0.00 - 0.20	62	13 - 14	-	-
	0.20 - 0.40	3		0.20 - 0.40	13		0.20 - 0.40	29		0.20 - 0.40	58		-	-
	0.40 - 0.60	4		0.40 - 0.60	11		0.40 - 0.60	30		0.40 - 0.60	87		-	-
	0.60 - 0.80	5		0.60 - 0.80	9		0.60 - 0.80	28		0.60 - 0.80	95		-	-
0.80 - 1.00	6	0.80 - 1.00	16	0.80 - 1.00	32	0.80 - 1.00	91	0.80 - 1.00	91	-	-			
2 - 3	0.00 - 0.20	3	5 - 6	0.00 - 0.20	22	8 - 9	0.00 - 0.20	34	11 - 12	0.00 - 0.20	76	14 - 15	-	-
	0.20 - 0.40	1		0.20 - 0.40	17		0.20 - 0.40	42		-	-		-	-
	0.40 - 0.60	3		0.40 - 0.60	21		0.40 - 0.60	54		-	-		-	-
	0.60 - 0.80	2		0.60 - 0.80	24		0.60 - 0.80	64		-	-		-	-
0.80 - 1.00	1	0.80 - 1.00	23	0.80 - 1.00	68	0.80 - 1.00	68	-	-					

Tabla 2c. Datos ensayo DPSH – PD3

Ensayo de penetración dinámica DPSH - PD3														
Cotas		Golpeo	Cotas		Golpeo	Cotas		Golpeo	Cotas		Golpeo	Cotas		Golpeo
0 - 1	0.00 - 0.20	2	4 - 5	0.00 - 0.20	6	8 - 9	0.00 - 0.20	34	12 - 13	0.00 - 0.20	42	16 - 17	0.00 - 0.20	15
	0.20 - 0.40	2		0.20 - 0.40	12		0.20 - 0.40	39		0.20 - 0.40	35		0.20 - 0.40	17
	0.40 - 0.60	3		0.40 - 0.60	10		0.40 - 0.60	50		0.40 - 0.60	20		0.40 - 0.60	14
	0.60 - 0.80	2		0.60 - 0.80	12		0.60 - 0.80	64		0.60 - 0.80	25		0.60 - 0.80	20
0.80 - 1.00	4	0.80 - 1.00	15	0.80 - 1.00	68	0.80 - 1.00	22	0.80 - 1.00	22	0.80 - 1.00	24			
1 - 2	0.00 - 0.20	3	5 - 6	0.00 - 0.20	21	9 - 10	0.00 - 0.20	70	13 - 14	0.00 - 0.20	18	17 - 18	0.00 - 0.20	30
	0.20 - 0.40	2		0.20 - 0.40	18		0.20 - 0.40	76		0.20 - 0.40	22		0.20 - 0.40	25
	0.40 - 0.60	4		0.40 - 0.60	20		0.40 - 0.60	78		0.40 - 0.60	26		0.40 - 0.60	34
	0.60 - 0.80	6		0.60 - 0.80	24		0.60 - 0.80	81		0.60 - 0.80	18		0.60 - 0.80	50
0.80 - 1.00	4	0.80 - 1.00	24	0.80 - 1.00	72	0.80 - 1.00	20	0.80 - 1.00	20	0.80 - 1.00	55			
2 - 3	0.00 - 0.20	3	6 - 7	0.00 - 0.20	29	10 - 11	0.00 - 0.20	65	14 - 15	0.00 - 0.20	18	18 - 19	0.00 - 0.20	52
	0.20 - 0.40	2		0.20 - 0.40	29		0.20 - 0.40	60		0.20 - 0.40	14		0.20 - 0.40	58
	0.40 - 0.60	2		0.40 - 0.60	30		0.40 - 0.60	85		0.40 - 0.60	16		0.40 - 0.60	62
	0.60 - 0.80	1		0.60 - 0.80	28		0.60 - 0.80	102		0.60 - 0.80	14		0.60 - 0.80	68
0.80 - 1.00	1	0.80 - 1.00	30	0.80 - 1.00	95	0.80 - 1.00	10	0.80 - 1.00	10	0.80 - 1.00	76			
3 - 4	0.00 - 0.20	2	7 - 8	0.00 - 0.20	27	11 - 12	0.00 - 0.20	80	15 - 16	0.00 - 0.20	8	19 - 20	0.00 - 0.20	82
	0.20 - 0.40	4		0.20 - 0.40	28		0.20 - 0.40	60		0.20 - 0.40	6		0.20 - 0.40	80
	0.40 - 0.60	6		0.40 - 0.60	28		0.40 - 0.60	54		0.40 - 0.60	7		0.40 - 0.60	90
	0.60 - 0.80	6		0.60 - 0.80	25		0.60 - 0.80	45		0.60 - 0.80	6		0.60 - 0.80	82
0.80 - 1.00	8	0.80 - 1.00	30	0.80 - 1.00	50	0.80 - 1.00	9	0.80 - 1.00	9	0.80 - 1.00	86			

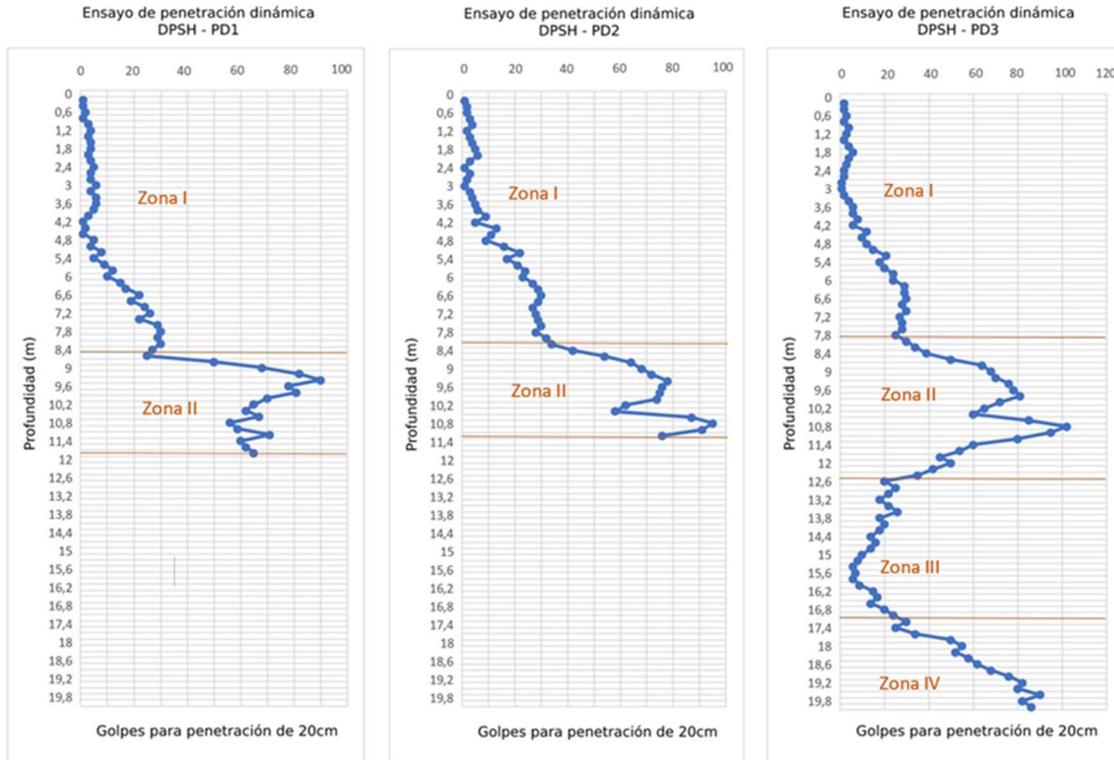


Figura 22 Gráficos: Ensayos de penetración dinámica

Posteriormente, se procedió a calcular la media de golpes de los tres ensayos de penetración dinámica y mediante el uso de la tabla propuesta por Terzaghi y Peck, se aproximó la capacidad portante de los diferentes estratos en función del número de golpes y de la plasticidad de los materiales.

A continuación, se presenta la *Tabla 3* con los resultados obtenidos, y la *Figura 23* utilizada para calcular la capacidad portante.

Tabla 3. Resultados DPSH

Ensayo	Media DPSH	Abreviatura	PD1, PD2 y PD3	
Abreviatura	Litología	Nº Golpes	Capacidad portante Kpa	
Zona I	TV	Tierra Vegetal	2 - 4	25,00
	QL1	Arcillas Limosas	2 - 6	25,00
	QL2	Arcillas	8 - 11	74,00
Zona II	QL3	Limos Arcillosos	15 - 30	175,00
Zona III	QS	Arenas y Limos Arenosos	14 - 26	155,00
Zona IV	QL4	Arcillas	14 - 18	125,00

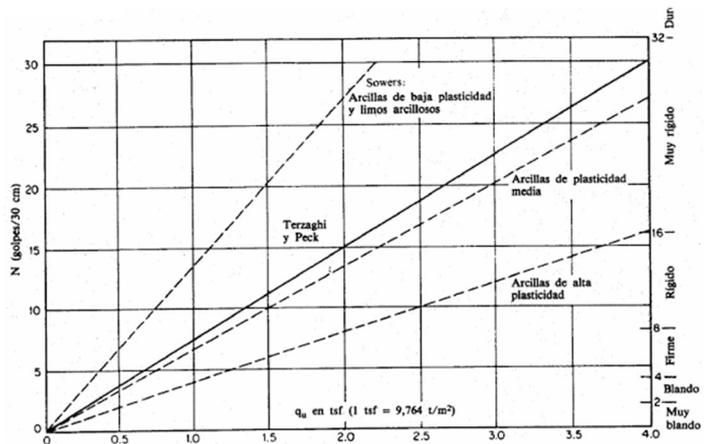


Figura 23 Gráfico relación N(golpes/30cm) con resistencia a compresión simple. Fuente :Terzaghi y Peck (1948)

Las conclusiones que se extraen de los tres ensayos de penetración dinámica, delimitan el terreno estudiado en cuatro zonas:

- *Zona I:*

Se corresponde con los ensayos DPSH (Dinamic proving super heavy) realizados entre la superficie del terreno y una profundidad entorno a los 8 m, que corresponde a la primera línea roja dibujada en la Gráfico 1. Lleva asociada un número de golpes bajo (menor a 10 en los primeros cuatro metros de ensayo), lo que se relaciona con una baja capacidad portante, inferior a 25 KPa y una elevada deformabilidad.

- *Zona II:*

La variabilidad del número de golpes registrados en este tramo, que se localiza aproximadamente entre 8 m y 12 m de profundidad, denota una heterogeneidad del estrato muy importante, oscilando la compacidad de muy baja, ligada a un único golpe, a muy alta registrada con 30. De la misma manera, se determina un rango muy amplio de valores de la resistencia, quedando éste comprendido entre 10 kPa y 230 kPa.

Para evaluar con mayor claridad las características resistentes, se comparan los valores medios registrados en los ensayos de penetración dinámica de tipo DPSH, con los ensayos de penetración dinámica estándar SPT. Se asume que la resistencia media es de 125 kPa.

- *Zona III:*

A lo largo de esta zona, que se sitúa en torno a cerca de 12 m y 17 m de profundidad, el DPSH indica la presencia de un terreno de compacidad media-alta. La capacidad media portante es de 155 kPa.

- *Zona IV:*

En la última zona, localizada a partir de 17 m de profundidad, el DPSH fluctúa de forma considerable, lo que supone una heterogeneidad alta. Esta información se complementa con el reconocimiento del suelo, indicando una compacidad media-alta. Por tanto, se asume que la capacidad portante media es de 125 kPa.

Se observa en la *Figura 22*, que las zonas más competentes son la Zona II, y la Zona IV. En oposición a éstas, se localizan las de menor capacidad portante, localizadas en la Zona I, y en la Zona III.

Como resultado de toda la información obtenida de los ensayos de campo, la suma de las pruebas de penetración dinámica y la descripción estratigráfica resultante de la inspección de los testigos extraídos en los sondeos, se deduce la siguiente distribución estratigráfica del terreno:

- *Nivel I: Tierra Vegetal (TV)*

Inicialmente, se detectan rellenos y tierra vegetal con una potencia media de 1.5 m. Está formado por arcillas de tonalidad marrón oscuro con nódulos, alguna grava dispersa, restos de materia orgánica y esporádicos restos cerámicos.

- Nivel II: Arcillas Limosas (QL1)

Es el nivel estratigráfico más moderno geológicamente hablando, integrado por arcillas limosas de color beige claro, que ocasionalmente pasan a limos arcillosos y en el que aparecen nódulos calcáreos. Su potencia oscila entre 0.6 m a 1.2 m, no se ha detectado en el sondeo S2.

- Nivel III: Arcilla (QL2)

Se compone de una arcilla limosa de color pardo, con tonos verdosos, que incluyen nódulos calcáreos hasta de dos centímetros de diámetro. Ocasionalmente presenta limos arcillosos y arenas limosas, y de manera puntual contienen ciertos niveles de gravas. Su potencia es de aproximadamente 6 m.

- Nivel IV: Limos Arcillosos (QL3)

Se compone de limos arcillosos de color marrón, con aparición de gravas del orden del 10% aproximadamente, que hacia el muro presentan niveles de arena fina y algunas pasadas más arcillosas. Su potencia varía entre 2 m y 5 m, menor en el sondeo SX que en el sondeo SY.

- Nivel V: Arenas y Limos Arenosos (QS)

Se configura de arenas finas y limos arenosos de color beige claro, con presencia de gravas del orden del 10%, situándose su potencia en torno a 2 m.

- Nivel VI: Arcillas (QL4)

Se encuentra formado por arcillas de color marrón y tonos rojizos, que incluyen abundantes nódulos calcáreos, y que en ocasiones presentan diversos niveles de gravas. Este material aparece a partir de los 14 m de profundidad, siendo su potencia mayor de 5 m.

4.2. Análisis de la posición del Nivel Freático

Los datos aportados de los ensayos de campo, muestran el nivel freático al corte, es decir medidos, justo en el momento en el que se realizan los sondeos y calicatas. Se observa que en el sondeo S1 el nivel freático llega hasta la cota +4.5m, frente al S2 que resulta ser de +3.4 m. En las calicatas C1 y C2 el nivel freático se localiza a cota +3.2 m y +3.3 m respectivamente.

En esta zona el nivel freático tiene una variación máxima de ± 1 m. Esto supone que la cota a la que queda el nivel freático en el sondeo S1, que según los partes de trabajo es +4.5 m debe ser errónea. Por lo tanto, sólo se tendrán en cuenta en los cálculos la cota a la que se detecta el nivel freático en el sondeo S2 y las calicatas. De estos tres se obtendrá la media aritmética, quedando un valor medio de nivel freático de +3.3 m

Por otra parte, para realizar los cálculos se recomienda tomar el mayor valor del nivel freático que se puede alcanzar en la zona, dado que al estar cerca de la Albufera es probable que esto se produzca. Por lo que, la cota final de nivel freático debe ser tomada a +4.3 m y así se refleja en el perfil litoestratigráfico de la *Figura 24* que se incluye posteriormente, en el apartado de parametrización del terreno.

4.3. Ensayos de laboratorio

Con las muestras tomadas en los ensayos de campo, se efectúan diversos ensayos de identificación, resistencia y agresividad frente a componentes químicos.

En el grupo de identificación se desarrollan los siguientes ensayos:

- Análisis Granulométrico de suelos por tamizado, mediante la Norma UNE 103-101/95.
- Humedad del suelo, mediante el Método de Secado en estufa, recopilado en la Norma UNE 103.300/93.
- Densidad del suelo, a través del Método de la Balanza Hidroestática, que se recoge en la Norma UNE 103.301/94. Además, se realiza el ensayo de la Densidad específica de las partículas, utilizando el Método del Picnómetro, localizado en la Norma UNE 103.302/94.
- Límites de Atterberg, que están formados por el Límite Líquido de un suelo, ensayado por el Método de la Cuchara de Casagrande con la Norma UNE 103.103/1994, el Límite Plástico de un suelo recogido en la Norma UNE 103.104/1993 y el Límite de retracción, que determina las características de retracción de un suelo, empleando la Norma UNE 103.108/1994.

En el grupo de resistencia se efectúan:

- Ensayos de Rotura a Compresión Simple, siguiendo la Norma UNE 103.400/93.
- Ensayos Edométricos, atendiendo a la Norma UNE 103-405/94.

En el grupo de componentes químicos agresivos al suelo y nivel freático, se estudia la presencia de sulfatos en agua y suelo, atendiendo la norma UNE 83963:2008, de forma complementaria, también se estudia su acidez mediante Baumann-Gully que viene recopilada en la norma UNE-EN 16502:2015.

A continuación, en la *tabla 4*, se indica el número de los ensayos anteriores que se realizaron, localizando las profundidades a las que se tomaron las muestras, así como del ensayo del que proceden.

Tabla 4. Enumeración de los ensayos realizados

Ensayos											
Tipo	Abreviatura	Sondeo	Profundidad	Tipo	Abreviatura	Sondeo	Profundidad	Tipo	Abreviatura	Sondeo	Profundidad
			Unidades m				Unidades m				Unidades m
Granulometrías	GL1	C1	-2.5	Límites de Atterberg	LA1	C1	-2.5	Humedad natural	W1	S1	-2.0
	GL2	C2	-2.5		LA2	C2	-2.5		W2	S2	-6.4
	GL3	S1	-4.0		LA3	S1	-4.0		W3	S2	-10.0
	GL4	S1	-8.0		LA4	S1	-8.0	Densidad aparente	p1	S1	-2.0
	GL5	S1	-12.0		LA5	S1	-12.0		p2	S2	-6.4
	GL6	S1	-14.0		LA6	S1	-14.0		p3	S2	-10.0
	GL7	S2	-4.0		LA7	S2	-4.0	Densidad seca	pd1	S1	-2.0
	GL8	S2	-8.0		LA8	S2	-8.0		pd2	S2	-6.4
	GL9	S2	-12.0		LA9	S2	-12.0		pd3	S2	-10.0
	GL10	S2	-14.0		LA10	S2	-14.0				
Presencia de materia orgánica	MO1	S1	-4.0	Acidez Baumann-Gully	A1	S1	-4.0	Presencia de sulfatos en el suelo	SFS1	S1	-4.0
	MO2	S1	-8.0		A2	S1	-8.0		SFS2	S1	-8.0
	MO3	S1	-12.0		A3	S1	-12.0		SFS3	S1	-12.0
	MO4	S1	-14.0		A4	S1	-14.0		SFS4	S1	-14.0
	MO5	S2	-4.0		A5	S2	-4.0		SFS5	S2	-4.0
	MO6	S2	-8.0		A6	S2	-8.0		SFS6	S2	-8.0
	MO7	S2	-12.0		A7	S2	-12.0		SFS7	S2	-12.0
	MO8	S2	-14.0		A8	S2	-14.0		SFS8	S2	-14.0
Compresión simple	Ru1	S1	-2.0	Ensayos edométricos	ED1	S1	-6.0	Sulfatos en el agua	SFA1	S1	-1.4
	Ru2	S1	-10.0								
	Ru3	S2	-6.0								
	Ru4	S2	-10.0								

- Exposición resultados anteriores.

En los niveles estratigráficos señalados anteriormente, se analizan los ensayos que aparecen en la tabla 4, arrojando los siguientes resultados:

- Nivel I: Tierra vegetal (TV)

La granulometría, los límites de Atterberg, así como su composición, no son relevantes, puesto que se van a retirar los dos primeros metros del mismo.

- Nivel II: Arcillas Limosas (QL2)

En general se trata de suelos homogéneos, con alto contenido en finos, que varían entre el 50.20% y 65.80%.

Se realizan dos granulometrías y se observa que una de ellas presenta un mayor porcentaje de fracción gruesa, en torno al 30% de la muestra. Esto se debe al mayor contenido en nódulos carbonatados.

Presenta una plasticidad baja, con límites líquidos comprendidos entre 22.2 y 23.4, e índice de plasticidad entre 8.2 y 8.4.

Se ensayan las muestras procedentes de las catas C1 y C2, y atendiendo al Sistema Unificado de Clasificación del Suelo (SUCS), se determina que es del tipo CL.

- Nivel III: Arcilla (QL2)

Análogamente los suelos son homogéneos, con un contenido de finos que oscila entre el 68% y 77% y con unos niveles de nódulos calcáreos en fracción grava de hasta un 9%.

Su plasticidad es media, habiéndose determinado límites líquidos comprendidos entre 32.7 y 41.4, e índices de plasticidad que fluctúan entre 14.1 y 21.2.

En estas arcillas el contenido en materia orgánica, varía entre el 0.14% y 0.22% y el de sulfatos entre el 0.02% y el 0.03%.

Se ensayan las muestras que proceden de los sondeos S-1 y S-2, y se clasifica el suelo como CL, según criterios SUCS.

- Nivel IV: Limos Arcillosos (QL3)

Se encuentran suelos con variación gradual de sus parámetros y con un contenido en finos variable, entre el 59% y 66%.

Su plasticidad es baja, teniendo sus límites líquidos comprendidos entre 18.3 y 21.8 y sus índices de plasticidad variando entre 5.5 y 6.9.

En los limos el contenido detectado de materia orgánica varía entre 0.13% y 0.19% y el de sulfatos oscila entre el 0.01% y el 0.02%.

Los ensayos realizados a las muestras procedentes de los sondeos S-1 y S-2, clasifican el suelo como ML-CL, según criterios SUCS.

- Nivel V: Arenas y Limos Arenosos (QS)

Se aprecia un suelo con una variación de parámetros gradual, desde el nivel anterior, en el que el contenido en finos oscila entre el 13% y 60%.

No procede el cálculo de los límites de Atterberg al tratarse en general, de material granular. Respecto al contenido localizado de materia orgánica oscila entre 0.11% y 0.26%, y el porcentaje de sulfatos en estas arenas limosas, se sitúa alrededor del 0.01%.

Los ensayos efectuados a las muestras que proceden de los sondeos S-1 y S-2, clasifican el suelo como SM-ML, según los criterios SUCS.

- Nivel VI: Arcillas (QL4)

El cálculo de la granulometría y los límites de Atterberg no son relevantes, ya que este nivel, se encuentra a una profundidad fuera de la zona de influencia de la cimentación.

Se ensayan muestras que proceden de los sondeos S-1, S-2 clasificando el suelo como de ML a CL, según criterios SUCS.

En el último nivel se determinó una resistencia a compresión simple de 125Kpa.

4.4. Parametrización del terreno

De los ensayos de campo y laboratorio efectuados, se obtienen una serie de parámetros, que caracterizan al suelo y otorgan información necesaria en la toma de decisiones del diseño geotécnico de la estación de bombeo.

Se presenta el perfil estratigráfico obtenido a partir de los ensayos de campo correspondiente a toda la zona de actuación. *Figura 24.*

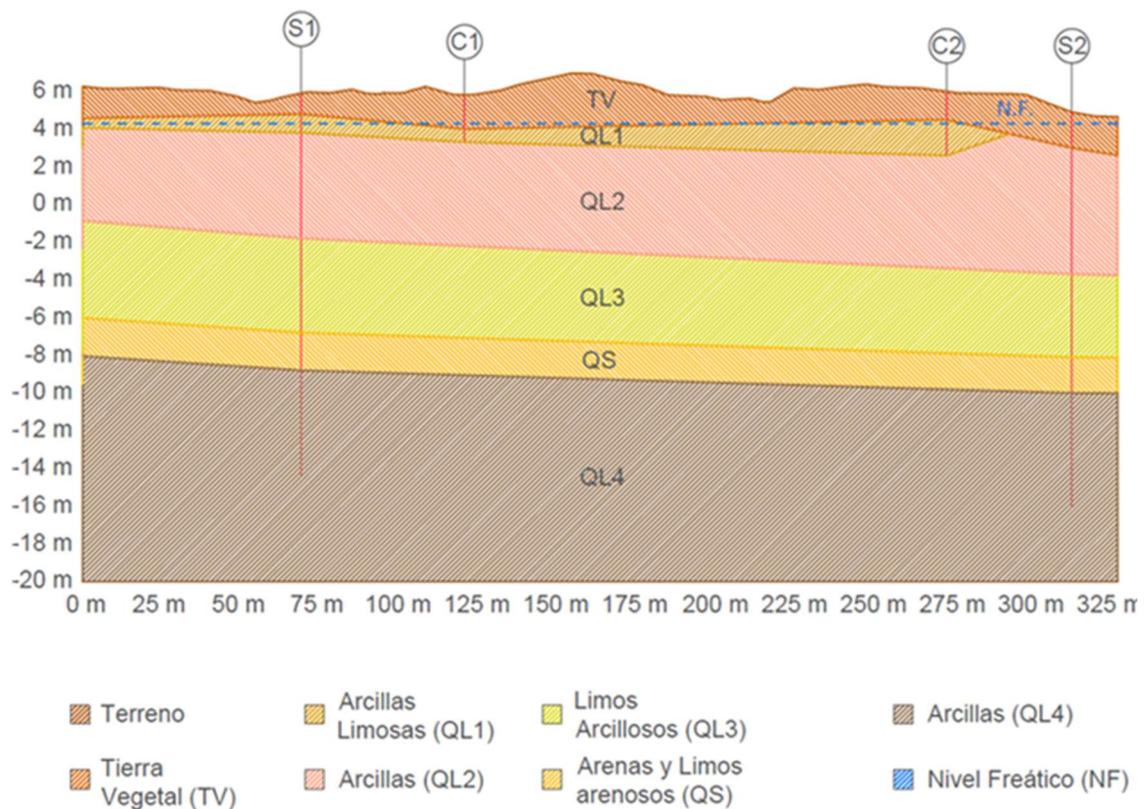
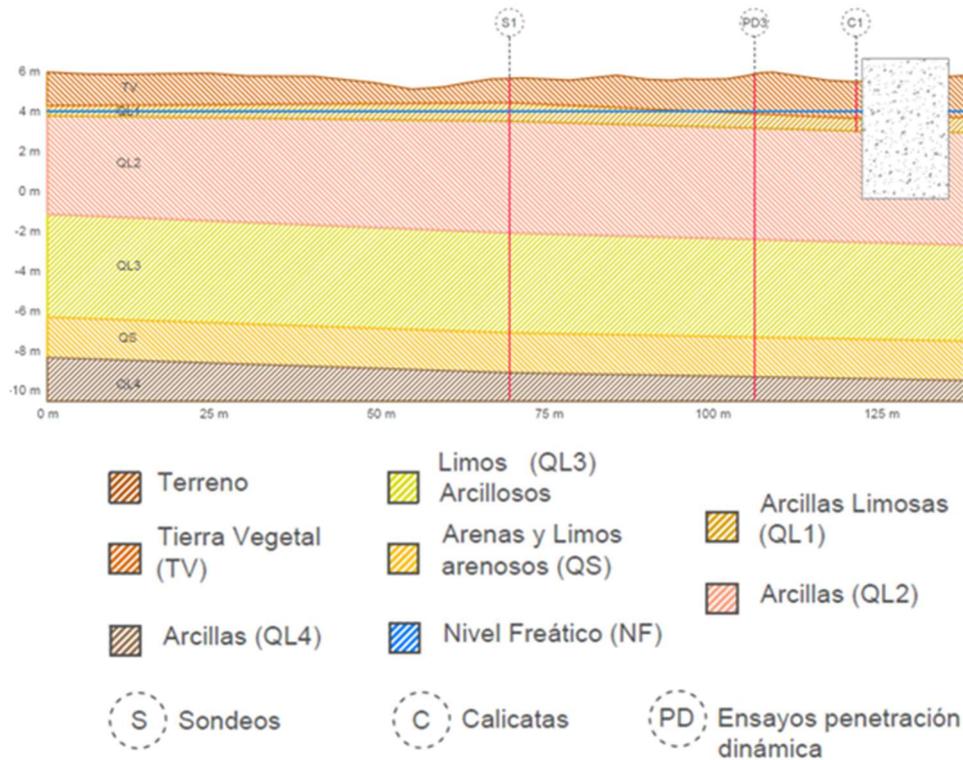


Figura 24 Perfil estratigráfico de la zona de actuación con nivel freático más desfavorable. Fuente: Elaboración propia.

Análogamente se muestra el perfil estratigráfico correspondiente a la ubicación de la estación de bombeo. *Figura 25.*



*Figura 25 Perfil estratigráfico del área de ubicación de la EBAR.
Fuente: Elaboración propia.*

Seguidamente se realiza la descripción con las principales características de los estratos que componen el perfil estratigráfico:

- Tierra Vegetal (TV)

Se trata de rellenos y tierra vegetal con una potencia media de 1.5 m. Formado por arcillas, alguna grava dispersa, restos de materia orgánica y algunos restos cerámicos.

- Arcillas Limosas (QL1)

Se compone de arcillas limosas y limos arcillosos con nódulos calcáreos. Su potencia media es de 0.9 m.

- Arcilla (QL2)

Se caracteriza por la presencia de arcillas limosas con pequeñas betas intercaladas de limos arcillosos, gravas y arenas limosas, con nódulos calcáreos de diámetro máximo de 0.02 m. Su potencia media es de 6 m.

Su granulometría presenta un porcentaje de la fracción gruesa entorno al 30%, y de la fracción fina alrededor del 70%. Su plasticidad es baja, con un límite líquido medio de 32.3 y un índice de plasticidad de 14.5 y un contenido en materia orgánica del 0.18%. Su clasificación atendiendo al Sistema Unificado de Clasificación del Suelo (en adelante SUCS) es CL.

- Limos Arcillosos (QL3)

Se compone de limos arcillosos y un pequeño porcentaje de grava con una potencia media de 3.5 m.

Su contenido de gruesos es de aproximadamente del 37% y el de finos, del 63%. Presenta una plasticidad baja, unos valores medios del límite líquido de 21 y del índice de plasticidad de 6.2 y un contenido de materia orgánica del 0.16%. Su clasificación atendiendo al Sistema Unificado de Clasificación del Suelo es ML-CL.

- Arenas y Limos Arenosos (QS)

Se configura de arenas finas y limos arenosos con presencia de gravas, situándose su potencia en torno a 2 m. Se aprecia un suelo con una variación gradual importante en el contenido de finos, que oscila entre el 13% en el techo y del 60% en el suelo del estrato.

El contenido de materia orgánica es del 0.19% y su clasificación es SM-ML, según los criterios SUCS.

- Arcillas (QL4)

Se encuentra formado por arcillas con abundantes nódulos calcáreos, y pequeñas alternancias de niveles de gravas. Este material aparece a partir de los 14 m de profundidad, siendo su potencia desconocida y superior a 5 m.

Su clasificación atendiendo al Sistema Unificado de Clasificación del Suelo es ML-CL.

A continuación, en la *Tabla 5*, se puede apreciar la parametrización del suelo con valores reales extraídos de los ensayos de laboratorio.

Tabla 5. Parámetros de cada estrato obtenidos de los ensayos de laboratorio

Ensayos y parámetros	QL1 Arcillas Limosas	QL2 Arcillas	QL3 Limos Arcillosos	QS Arenas y Limos	QL4 Arcillas	Normativa
Clasificación de Casagrande	CL	CL	ML-CL	SM	ML-CL	
Granulometría por tamizado						NLT-104/91 UNE103101/95
% Gravas	[5.4, 29.8]	[4, 9]	[9, 11]	[1, 8]	...	
% Arenas	[20, 28.8]	[14, 28]	[23, 30]	[39, 79]	...	
% Finos	[50.2, 65.8]	[68, 77]	[59, 66]	[13, 60]	...	
Método de la cuchara de Casagrande						NLT-105/91 UNE103103/94
% Límite Líquido	[22.2, 23.4]	[32.7, 41.4]	[18.3, 21.8]	15.5	...	
Límite plástico						NLT-106/91 UNE103104/93
% Límite Plástico	[13.8, 15.2]	[19.6, 20.2]	[12.1, 14.9]	12.3	...	
Índice de plasticidad						
Índice plasticidad	[8.8, 8.4]	[14.1, 21.2]	[5.5, 6.9]	3.2	...	
Densidad aparente y seca						NLT-206/91 UNE103301/94
Densidad aparente (g/cm ³)	...	[2.2, 2.3]	2.1	
Densidad seca (g/cm ³)	...	[1.8, 2.0]	1.7	
Humedad natural por secado en estufa						NLT-102/91 UNE 103300/93
% Humedad natural	...	[0.1, 0.2]	0.2	
Ensayo a compresión simple						NLT-202/91 UNE103400/95
Resistencia compresión simple (Kpa)	...	[180, 470]	160.0	
Módulo deformación corto plazo (Kpa)	...	[2800, 13043]	3703.0	
Eu/Ru	...	[16, 28]	23.0	
Ensayo Edométrico						UNE 103405/94 o ASTM2435/74
Modulo edométrico (Kpa)	...	[3267, 15217]	
Coefficiente de consolidación (m ² /s)	...	[7.2E-08, 7.2E-05]	
Acidez por Baumann-Gully						UNE-EN 16502:2015
Presencia o ausencia de acidez	...	Ausencia	Ausencia	Ausencia	...	
Determinación de sulfatos solubles						NLT-119/72 UNE 103202/95
Sulfatos suelo (mg/Kg)	...	[181.4, 279.6]	[184.7, 218]	[83.2, 114.8]	...	
Sulfatos agua (mg/l)	3394.6	3234.8	
Contenido en materia orgánica						UNE 103204:2019
% Materia orgánica	...	[01, 0.2]	[01, 0.7]	[01, 0.3]	...	

A partir de los resultados obtenidos de los ensayos de campo, mediante el uso de bibliografía específica de los ensayos SPT y DPSH, y apoyándonos en el Código Técnico de la Edificación y la ROM entre otros, se establecen correlaciones, que permiten obtener parámetros estimados para complementar los ya obtenidos en laboratorio y en base a éstos, poder plantear con mayor fiabilidad el diseño de la cimentación. Se recopilan en tablas 6a, 6b y 6c.

Tabla 6a. Parámetros estimados en base a los ensayos de campo

Ensayos y parámetros	TV	QL1	QL2	Normativa
	Tierra Vegetal	Arcillas Limosas	Arcillas	
Clasificación de Casagrande	CL	CL	CL	
Ensayo SPT				NLT-104/91 UNE103101/95
Número de golpes	...	3 ; 9	11 ; 13 ; 15 ; 17	
Índice plasticidad	[14.1, 21.2]	
Módulo Young efectivo (Kpa)	
Módulo Young no drenado (Kpa)	[20900, 27750] ⁽²⁾	
Tensión vertical efectiva (Kpa)	
Densidad relativa (%)	
Ángulo de rozamiento efectivo (°)	
Resistencia a compresión simple (Kpa)	...	[20.6, 61.8] ⁽⁸⁾	[128.6, 198.8] ⁽⁸⁾	
Ensayo Lefranc de carga variable				ASTM D4631 - 95(2008)
Permeabilidad (m/s)	
Ensayo DPSH				UNE 103.801-94
Zonas	Zona I			
Litología	TV	QL1	QL2	
Número de golpes	2 ; 4	2 ; 6	8 ; 11	
Resistencia a compresión simple (Kpa)	25	25	74	

Tabla 6b. Parámetros estimados en base a los ensayos de campo

Ensayos y parámetros	TV Tierra Vegetal	QL1 Arcillas Limosas	QL2 Arcillas	Normativa
Clasificación de Casagrande	CL	CL	CL	
Ensayo SPT				NLT-104/91 UNE103101/95
Número de golpes	...	3 ; 9	11 ; 13 ; 15 ; 17	
Índice plasticidad	[14.1 , 21.2]	
Módulo Young efectivo (Kpa)	
Módulo Young no drenado (Kpa)	[20900 , 27750] ⁽²⁾	
Tensión vertical efectiva (Kpa)	
Densidad relativa (%)	
Ángulo de rozamiento efectivo (°)	
Resistencia a compresión simple (Kpa)	...	[20.6 , 61.8] ⁽⁸⁾	[128.6 , 198.8] ⁽⁸⁾	
Ensayo Lefranc de carga variable				ASTM D4631 - 95(2008)
Permeabilidad (m/s)	
Ensayo DPSH				UNE 103.801-94
Zonas Litología	Zona I			
	TV	QL1	QL2	
Número de golpes	2 ; 4	2 ; 6	8 ; 11	
Resistencia a compresión simple (Kpa)	25	25	74	

Tabla 6c. Parámetros estimados en base a los ensayos de campo

Ensayos y parámetros	QL3 Limos Arcillosos	QS Arenas y Limos Arenosos	QL4 Arcillas	Normativa
Clasificación de Casagrande	ML-CL	SM	ML-CL	
Ensayo SPT				NLT-104/91
Número de golpes	27 ; 39	18 ; 27	...	
Índice plasticidad	
Módulo Young efectivo (Kpa)	...	[7200 , 9900] ⁽¹⁾	...	
Módulo Young no drenado (Kpa)	[13244 , 19130] ⁽³⁾	[24000 , 45000] ⁽⁴⁾	...	
Tensión vertical efectiva (Kpa)	...	[390 , 580] ⁽⁵⁾	...	
Densidad relativa (%)	...	[47 , 60.5] ⁽⁶⁾	...	
Ángulo de rozamiento efectivo (°)	...	[32 , 34] ⁽⁷⁾	...	
Resistencia a compresión simple (Kpa)	[185.5 , 267.9] ⁽⁸⁾	[40 , 70] ⁽⁹⁾	...	
Ensayo Lefranc de carga variable				ASTM D4631 - 95(2008)
Permeabilidad (m/s)	...	[4.8E-8 , 2.0E-5]	4,0E-07	
Ensayo DPSH				UNE 103.801-94
Zonas Litología	Zona II QL3	Zona III QS	Zona IV QL4	
Número de golpes	15 ; 30	14 ; 26	14 ; 18	
Resistencia a compresión simple (Kpa)	175	155	125	

(1) Bowles (1982)

(2) Stroud (1974)

(3) Meigh y Nixon (1961)

(4) CTE - Tabla D.23

(5) Gibbs y Holtz (1957)

(6) Gibbs y Holtz (1957)

(7) CTE – Tabla 4.1

(8) Terzaghi y Peck (1948)

(9) Terzaghi y Peck (1967)

5. Diseño Geotécnico

5.1. Análisis previo y descripción de la estructura

La estación de bombeo objeto de este estudio geotécnico quedará soterrada por completo. Por condicionantes hidráulicos su forjado superior quedará 1.0 m por encima de la cota de la superficie del terreno y se debe apoyar sobre el terreno a 6.0 m de profundidad (por lo que su solera quedará a cota 0 aproximadamente), de los cuales 4.3 m se encuentran bajo nivel freático (*Figura 26*). El terreno donde se localiza se constituye principalmente por arcillas y limos, siendo un factor determinante en la geometría y cimentación proyectadas, ya que, al poseer una capacidad portante reducida, obliga a adoptar geometrías con mayor superficie.

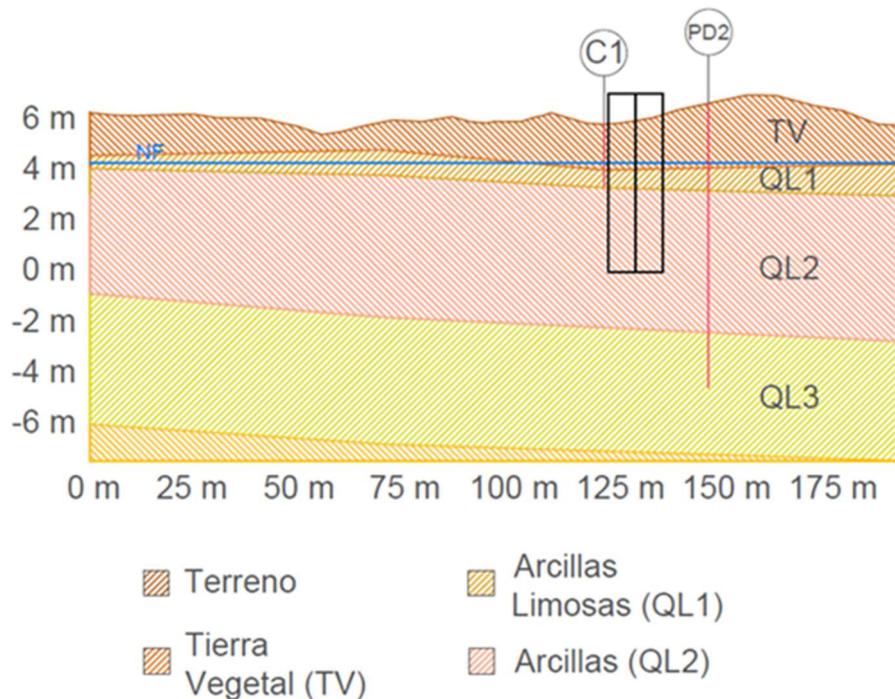


Figura 26 Perfil estratigráfico de detalle con posición exacta de la estación de bombeo. Fuente: Elaboración propia.

La EBAR proyectada cuenta con una longitud máxima 12.8 m y anchos de 10.8 m y 6.8 m. Se considera que su superficie de apoyo es aproximadamente de 87 m². Se construye con hormigón armado tipo HA-30/B/20/IV+Qb y su planta tiene forma de "L, tal y como se muestra en la *Figura 27*. En la estación de bombeo, se pueden diferenciar dos recintos distintos: cámara de entrada y cámara de impulsión. En la primera se recogen las aguas residuales y se bombean hasta la cámara de impulsión, desde donde el agua es conducida hasta la depuradora de Pinedo. El sistema de bombeo está compuesto por dos motobombas sumergibles para aguas residuales, de tornillo abierto para impulsores cortantes y voluta para líquidos, que contengan fibras y sólidos de gran tamaño. La estación se encuentra regulada por un sistema de compuertas, tanto a la entrada como a la salida, que permite aislar por completo el complejo para poder desarrollar las labores de mantenimiento.

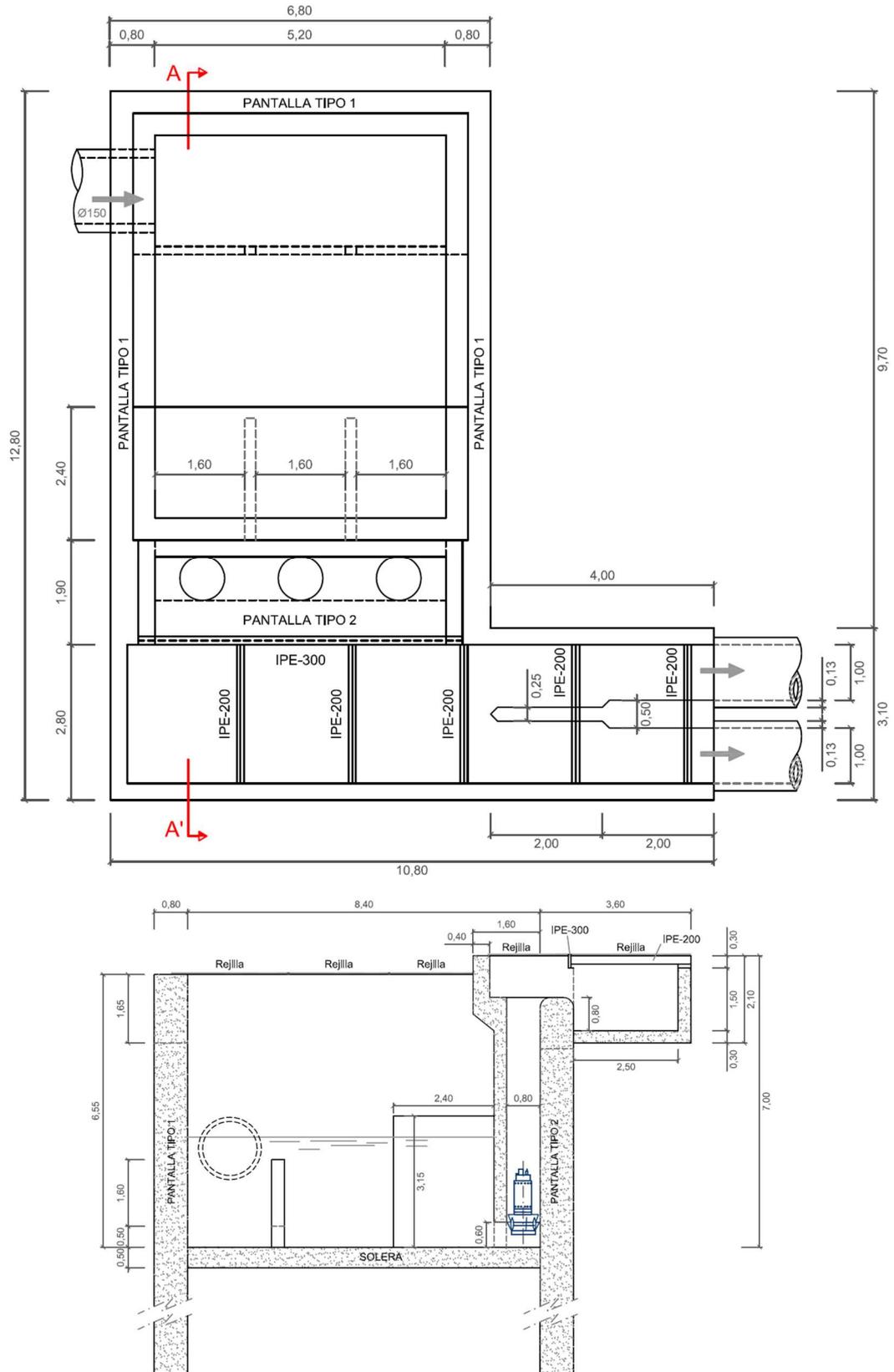


Figura 27 Planta estación de bombeo y detalle sección A-A'

5.2. Comprobaciones Técnicas

Con los resultados obtenidos en el apartado de “Reconocimiento y parametrización del terreno” y ante la inexistencia de una normativa específica establecida, para las comprobaciones geotécnicas requeridas, se emplea el “Documento Básico de Seguridad Estructural” del Código Técnico de la Edificación (CTE).

Se efectúan distintas comprobaciones geotécnicas necesarias para asegurar la ausencia de flotabilidad de la infraestructura en el terreno donde se ubica; así como la capacidad portante y la deformabilidad producidas en el mismo, en aras de estar del lado de la seguridad y verificar que las cargas que actúan, no provoquen hundimiento ni asentamientos inadmisibles. Los cálculos efectuados se detallan en el anejo 3.

5.2.1 Flotabilidad

Dado que el Nivel freático se ha detectado a cota +4.3 m, se comprueba la condición de flotabilidad para la estación de bombeo de aguas residuales diseñada. El procedimiento consiste en determinar el coeficiente de seguridad en el escenario más desfavorable. Para que no se produzca flotabilidad es necesario que el coeficiente de seguridad de la peor de las situaciones constructivas sea superior al que exige la normativa vigente ($F_F = 1.2$). Este coeficiente es la relación entre la carga total transmitida y la subpresión que ejerce el agua en la base de la EBAR. Para su análisis se consideran las siguientes condiciones:

- Depósito vacío. Se corresponde con la carga mínima transmitida por esta estructura que será la que se dé por ejemplo cuando, una vez en servicio, se realicen labores de limpieza y mantenimiento
- Nivel freático a cota +5.3 m, es decir, un metro por encima del existente en el momento de realizar la campaña geotécnica de campo (+4.3m), dado que el recorrido estacional máximo del nivel freático en la zona levantina es de ± 1.0 m y no se sabe si el valor aportado por la campaña geotécnica está en su posición máxima, mínima o una intermedia.

Con estas consideraciones; la subpresión en la estructura sería de 53 kPa. El peso total de la EBAR es de 6059 kN repartidos en una superficie de 87 m², genera una presión transmitida de 69.6 kPa, con lo que el coeficiente de seguridad frente a la flotabilidad es de 1.3 que resulta ser mayor que el exigido por la norma, verificándose que no se produce flotabilidad incluso en la situación más desfavorable.

A continuación, se muestran los resultados del cálculo realizado para la comprobación de la ausencia de flotabilidad de la estación de bombeo. Ver *Tabla 7*.

Tabla 7. Resumen comprobación flotabilidad

Resumen cálculos flotabilidad			
Empuje subpresión en situación más desfavorable			
Cota cimentación (m)	0	Peso esp. Agua (kN/m ³)	10
Cota N.F. (m)	+ 5.3	Subpresión (kPa)	53
Peso de la estructura y sus instalaciones			
Solera (kN)	753.3	Arqueta de impulsión (kN)	235.7
Pantallas (kN)	4769.1	Muro Cámara de bombas (kN)	249.6
Murete tranquilizador (kN)	51.3	Peso total transmitido (kN)	6059
Superficie de la estación de bombeo			
Cámara de entrada a la estación de bombeo (m ²)			87
Comprobación frente a flotabilidad			
Tensión transmitida (kPa)	69.6	Subpresión (kPa)	53
Coefficiente seguridad existente	1.30	Coefficiente seguridad límite	1.20
Flotabilidad de la estación de bombeo			NULA

5.2.2 E.L.U: Capacidad portante

Se estudia el estado límite último de la capacidad portante del terreno, para comprobar si se producirá hundimiento, esto ocurre cuando la tensión transmitida es inferior a la admisible por el terreno.

Para su análisis, la situación más desfavorable es considerar que la estación de bombeo se encuentra con el depósito lleno de agua. Aunque cuando la EBAR esté en servicio está previsto que el fluido alcance una altura de 3.15 m de altura sobre solera en el interior de la cámara de entrada, podría ocurrir que esta se llenará completamente de agua residual en el caso de que las bombas de impulsión se averiaran.

En este caso, la presión total neta es negativa, ya que la presión transmitida es menor que la tensión natural del terreno a cota de cimentación y, por tanto, queda verificada la inexistencia de hundimiento. Se resumen los resultados del cálculo relativo a la comprobación de la capacidad portante de la EBAR. *Tabla nº11.*

Tabla 8 Resumen comprobación hundimiento

Resumen cálculos de hundimiento			
Peso terreno excavado			
Tierra Vegetal - TV (kPa)	29.7	Arcillas Limosas - QL1 (kPa)	15.2
Arcillas - QL2 (kPa)	72.2	Carga transmitida a cota de cimentación	119.2
Peso de la estructura y sus instalaciones			
Solera (kN)	753.3	Arqueta de impulsión (kN)	235.7
Pantallas (kN)	4769.1	Muro Cámara de bombas (kN)	249.6
Murete tranquilizador (kN)	51.3	Peso total transmitido (kN)	6059
Peso de agua a máxima carga			
Volumen agua cámara entrada (m ³)	304.3	Peso total de agua (kN)	3347
Superficie de la estación de bombeo			
Cámara de entrada a la estación de bombeo (m ²)			87
Comprobación frente a hundimiento			
Peso total (kN)	9406	Superficie total (m ²)	87
Tensión transmitida neta (kPa)	-11.1	Posibilidad de hundimiento	NULA

5.2.3 E.L.S: Deformabilidad

Se analiza en el estado límite de servicio la deformabilidad del terreno, comparando el valor calculado para los niveles de tensión que se darán sobre el terreno, con el máximo admisible por la normativa. Así pues, se considera que la mayoría de las estructuras de hormigón armado admiten una deformabilidad máxima del terreno de hasta 25 mm.

Se contemplan dos situaciones posibles:

- Cuando la estación se encuentra en labores de mantenimiento, en las que la infraestructura se encontrará vacía

- EBAR en servicio, en el que tiene un cierto nivel de agua (3.15 m) sin llegar a llenarse por completo salvo avería puntual.

Se verifica en ambas situaciones, que la tensión transmitida neta es negativa y por tanto, que deformabilidad esperable en el terreno es de hinchamiento. Como la presión neta transmitida cuando la estación está en uso, es mayor que la transmitida cuando se ha vaciado para labores de limpieza, la situación más desfavorable a estudiar es esta segunda. Con esta información se procede al cálculo de la deformación máxima del terreno. Mediante la fórmula de Boussinesq se obtiene que el hinchamiento máximo del terreno será de 14.23 mm, verificándose la condición de deformabilidad del terreno al obtener un resultado inferior al estipulado por la normativa vigente.

A continuación, se muestran los resultados relativos a la comprobación de la deformabilidad en la cimentación de la estación de bombeo. Ver *Tabla 9*.

Tabla 9 Resumen comprobación deformabilidad

Resumen cálculos de asientos			
Resumen de tensiones transmitidas			
P_{vt} - Presión vertical total (kPa)	108.1	P_{tn} - Presión transmitida neta (kPa)	-11.1
σ_{v0} - Presión transmitida por el terreno a cota de cimentación (kPa)	119.2	$\Delta\sigma$ - Incremento de tensión $\sigma_{uso} - \sigma_{vacío}$ (kPa)	-34.65
Datos relativos a la geometría			
B - Ancho de la cimentación (m)	6.8	$n = L/B$	1.9
L - Largo de la cimentación (m)	12.8	Is - Factor de forma	0.75
Datos relativos al terreno			
E_u - Módulo de elasticidad corto plazo (kPa)	13043	ν - Coeficiente de Poisson corto plazo	0.5
E' - Módulo de elasticidad efectivo (kPa)	11304	ν' - Coeficiente de Poisson efectivo	0.3
Cálculo y comprobación del asiento			
S - Asiento producido (mm)	14.23	Asiento máximo permitido (mm)	25
Cumplimiento de deformabilidad en la cimentación			Sí

5.3. Excavación

5.3.1 Proceso de excavación y sistema de contención

En este apartado se analiza el tipo de vaciado a realizar y se aborda la necesidad de adoptar un sistema de contención y el diseño del mismo.

Debido a la proximidad de la CV-33 al norte, el camino nº 10 al sur y al este la rotonda de acceso a dicha vía secundaria, existen unas barreras físicas importante en las dos direcciones donde se debe ejecutar la excavación en talud. Además, atendiendo al bajo valor del ángulo de rozamiento interno de los materiales excavados, que limita los posibles taludes a inclinaciones 1H:1V o incluso 2H:1V, queda descartada una posible excavación a cielo abierto, ya que se afectaría sin ninguna duda a las vías circundantes anteriormente mencionadas.

Estos factores condicionan a que el talud a ejecutar sea vertical; sin embargo, con la presencia del nivel freático casi en superficie, es necesario utilizar un medio de contención provisional hasta conseguir la estanqueidad que permita agotar el nivel freático de la zona de trabajo para garantizar el trabajo en seco durante la construcción de la estación.

En la elección del tipo de tablestaca necesaria para abordar la contención, se tienen en cuenta dos factores: la longitud y el momento máximo de cálculo que ha de soportar. En el caso de la longitud, se ha de ajustar a los valores convencionales que ofrecen los fabricantes nacionales para no caer en sobrecostes. Con respecto al momento máximo de cálculo, señalar que no puede superarse un valor en torno a 840 kN.m, que es el valor orientativo máximo localizado en los catálogos de los principales fabricantes. Para determinar estos factores, se recurre al Método de Blum basado en la comprobación de estados límites. El primer método es el de "Muro autoportante" (Blum, 1931), y resulta más económico que el segundo, denominado "Muro sin empotramiento en el terreno" (Hagerty y Nofal 1992), vinculado a la utilización de uno o más niveles de arriostramiento. Ambos métodos precisan inicialmente del cálculo previo de los empujes activos y pasivos, así como del planteamiento de las hipótesis que intervienen y que se desarrollan en los párrafos sucesivos, con el objetivo de determinar en qué estrato se localiza el empotramiento necesario d_s de la tablestaca.

Por motivos económicos, en aras de encontrar la solución óptima se comienzan los cálculos suponiendo un muro autoportante. Su objetivo es obtener el empotramiento necesario d_s de la pantalla en voladizo, así como el momento máximo de cálculo que se producirá en la tablestaca empotrada. El proceso seguido para conseguir determinar la solución mediante tablestaca en ménsula autoportante es el siguiente:

- Se hace una hipótesis de localización de d_s , para determinar en qué estrato se encuentra. Para esto se calcula su valor aplicando $\sum M_c = 0$ a los empujes calculados previamente. El punto c, es el punto de empotramiento de la tablestaca. Ver *Figura 28*.

- Posteriormente, mediante el equilibrio de empujes horizontales, se calcula el valor de la profundidad donde los empujes pasivos son iguales a los activos (Z_s), ya que en dicha profundidad el cortante será nulo y el momento máximo. Y a partir del cálculo en este punto, se obtiene el momento máximo de cálculo que se puede producir en la tablestaca. $M_{max,Ed}$.

En este caso, se supone la primera hipótesis en la que d_s llega hasta el estrato de QS (Arenas y Limos arenosos), y por tanto, $d_s \in [6.5; 8.5]$. Además, se toma como coeficiente de seguridad de los empujes pasivos $F=2$ y se aplica equilibrio de momentos en el punto C (indicado

en la Figura 28) de los empujes activos y pasivos, obteniendo como resultado un valor de $d_s=23.1$ m que queda fuera de intervalo establecido en la hipótesis inicial, y por tanto, se descarta. Se repite el proceso anterior, pero utilizando un coeficiente de seguridad de $F=1.5$ que es el marcado por el Código Técnico de la Edificación. En este caso, $d_s=16,06$ m que incumple, de nuevo la primera hipótesis planteada.

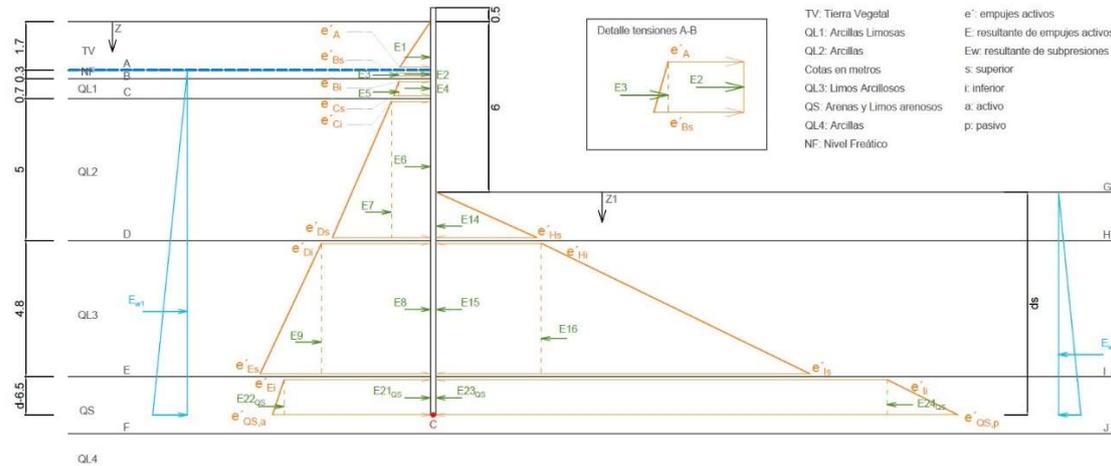


Figura 28. Procedimiento "Muro autoportante"
Distribución de tensiones, hipótesis $d_s \in QS$. Fuente: Elaboración propia.

Se analiza la segunda hipótesis y se supone que d_s llega hasta el estrato de QL4 (Arcillas) y por lo tanto que $d_s > 8.5$ m y $F = 2$. Se aplica de nuevo equilibrio de momentos en el punto C (indicado en la Figura 29) de los empujes activos y pasivos, obteniendo como resultado $d_s=29.4$ m que sí que pertenece al intervalo planteado. Se calcula la longitud de la tablestaca:

Según la recomendación de Blum, este valor se mayor a un 20%.

$$d = 1,20 * d_s$$

Además, es necesario dejar 0.50m de tablestaca por encima de la superficie del terreno, con la finalidad de que la maquinaria pueda operar en su colocación, así como en su extracción una vez finalizada la obra. Sumando 6 m de excavación a realizar. Por tanto, la profundidad de empotramiento de la tablestaca en el terreno será:

$$L = 0.5 + d_s * 1.20 + 6 = 42.5 \text{ m} \approx 43 \text{ m}$$

Se calcula el valor de la profundidad, donde los empujes pasivos son iguales a los activos (Z_s), ya que en dicha profundidad el cortante será nulo y el momento máximo.

$$Z_s = 18.89 \text{ m}$$

Quedando situado en el estrato QL4.

$$\text{Momento máximo: } M_{\text{max}} = 7633.07 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Se descarta esta solución por dar un momento máximo desproporcionado y una longitud de tablestaca inviable.

De nuevo se repiten los cálculos de esta segunda hipótesis para un coeficiente $F=1.5$ y se obtiene como resultado:

$$ds = 16.47m.$$

$$d = 1.20 \cdot ds = 19.76m$$

$$L = 19.76 + 0.5 + 6 = 26.6 = 27m \text{ de longitud de tablestaca.}$$

$$Zs = 10.21m$$

$$\text{Momento máximo: } M_{max} = 2896.55 \text{KN} \cdot m$$

Siendo el momento máximo muy superior al resistido por las tablestacas convencionales. Por lo tanto, queda descartado este procedimiento y, se decide realizar el diseño de la tablestaca con un nivel de arriostramiento mediante anclajes provisionales.

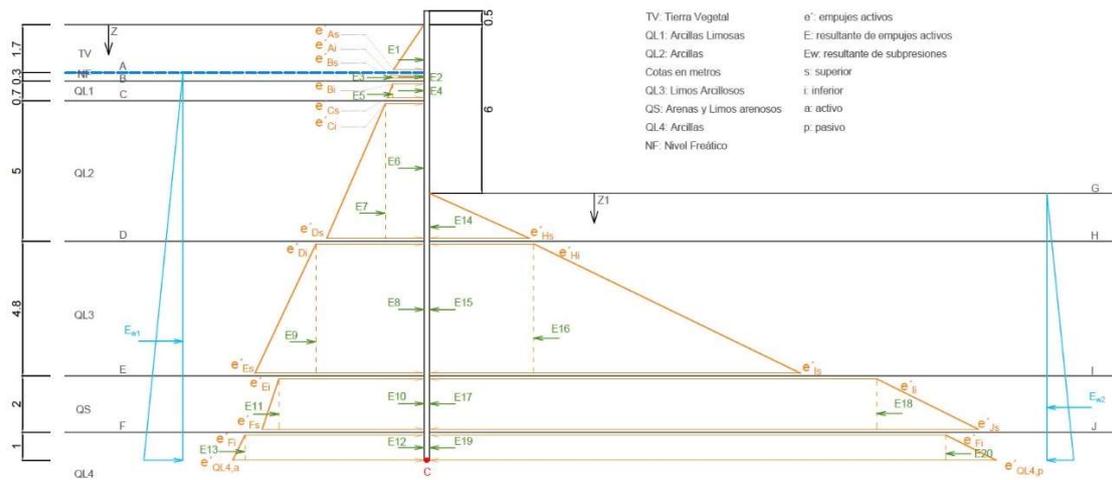


Figura nº29. Procedimiento "Muro autoportante".
Distribución de tensiones, hipótesis $ds \in QL4$. Elaboración propia.

Este segundo procedimiento está estáticamente determinado, ya que tiene dos incógnitas: la profundidad del pie libre ds y la reacción en el anclaje P y como condiciones de borde de la pantalla en su base, el esfuerzo cortante y el momento flector han de ser nulos. Análogamente al primer método y una vez calculados los empujes, se plantea una hipótesis para localizar el estrato en el que se encuentra la profundidad de pie libre ds .

En este caso se calcula el valor de estos parámetros, resolviendo el sistema de ecuaciones que aparece al plantear equilibrio de momentos y de fuerzas horizontales, de los empujes pasivos y activos. $\sum M_c = 0$ y $\sum F = 0$. Siendo c el punto de la base de la tablestaca. Finalmente se obtiene el momento máximo de cálculo que se puede producir en la tablestaca $M_{max,Ed}$ mediante la representación gráfica de la ley de flectores, que se muestra en la Figura 31.

Se plantea para este segundo método, una primera hipótesis en la que se supone que d_s llega hasta el estrato de QS (Arenas y Limos arenosos), quedando $d_s \in [6.5; 8.5]$ y $F = 1.5$. Se realizan los cálculos, obteniendo:

$$ds = 7.86m$$

$$P=213.36 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

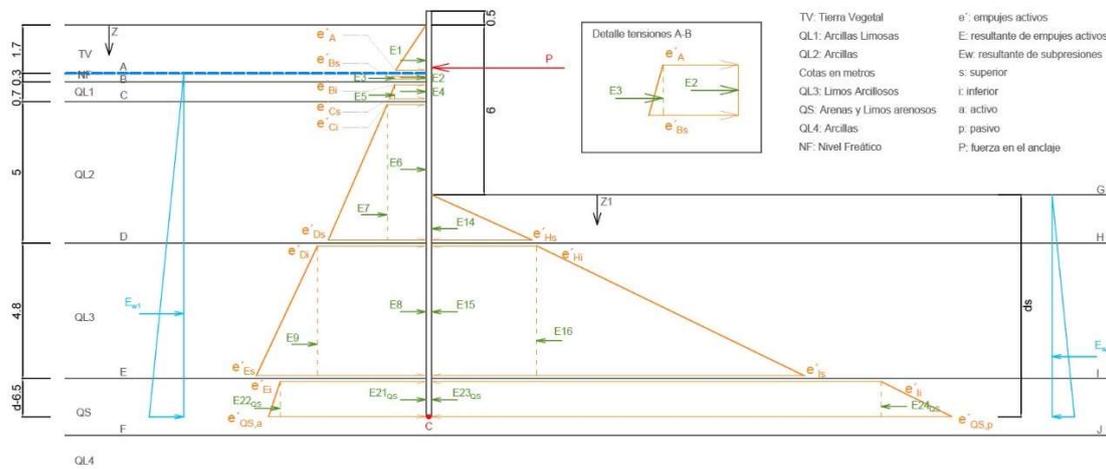
Con lo que se verifica la hipótesis anterior.

Por buena práctica y estar del lado de la seguridad, se mayor a un 20% el valor d_s .

$d=1.20\cdot d_s$ y además, se dejan 0.50m de tablestaca por encima de la superficie del terreno, con la finalidad de que la maquinaria pueda operar en su colocación, así como en su extracción una vez finalizada la obra. Sumando 6 m de excavación a realizar, la longitud total de la tablestaca L queda:

$$L = 1.20\cdot d_s + 0.5 + 6 = 15.93 \cong 16\text{m}$$

Seguidamente, se adjunta la *Figura 30*. en la que se muestra la distribución de tensiones y la hipótesis mencionada anteriormente al aplicar el método de “Muro sin empotramiento en el terreno”.



Con la ayuda de la representación de la ley de momentos flectores, que previamente se calculó y se recogió en el anejo 3, se determina el momento máximo de cálculo y el punto donde se localiza. Así puede observarse a continuación, en la *Figura31*.

$$|M_{m\acute{a}x,Ed}| = 645.21\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$Z = -6.5\text{m}$$

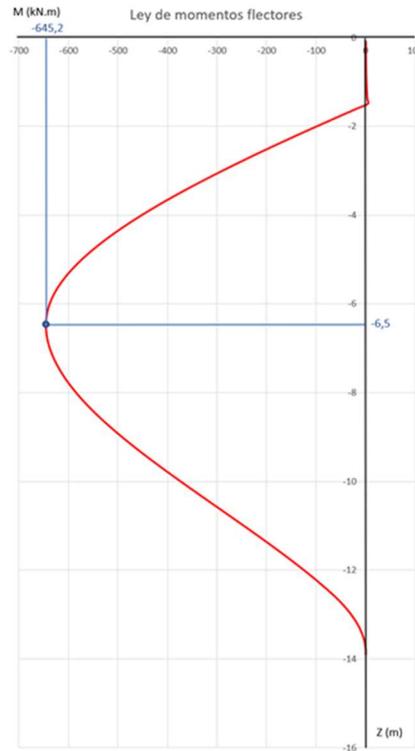
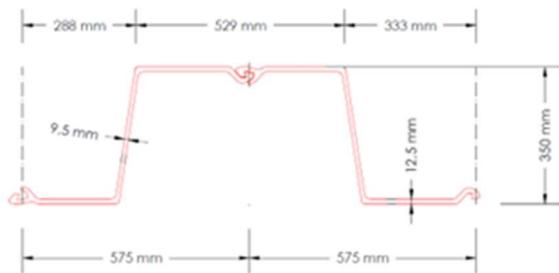


Figura 31 Gráfica ley de momentos flectores en la tablestaca.
Fuente: Elaboración propia

Se decide recomendar una tablestaca modelo: HOESCH 2500, del catálogo de pantallas de tablestacas “Ischebeck Ibérica”, o similar. Esta tablestaca es capaz de resistir un momento máximo $M_{max} = 838.48 kN \cdot m$, superior al de cálculo $|M_{máx,Ed}| = 645.21 kN \cdot m$. A partir del momento máximo calculado, se determina el módulo plástico resistente necesario $w_{pl} = 1908.37 cm^3/m$ de pantalla, inferior al del modelo seleccionado $w_{pl} = 2500 cm^3/m$.

Se adjuntan las características y la geometría de la tablestaca recomendada, en la Figura 32.



MODELO	HOESCH 2500
ANCHO PERFIL	1.150 mm
ALTO PARED	350 mm
PESO/m ²	152 kg/m ²
PESO/m	174,8 kg/m
MÓDULO RESISTENTE	2480 cm ³ /m de pared
ÁREA DE LA SECCIÓN	222 cm ²
ESPESOR	9,5-12,5 mm
TIPO	MACHIHEMBADA
CALIDAD DEL ACERO	S 355 GP

Figura 32. Datos y geometría de la tablestaca modelo “HOESCH 2500

Con las limitaciones citadas, se propone una secuencia de trabajo para el proceso de vaciado, al abrigo de tablestacas. Previamente se limpia y desbroza la parcela de actuación y a continuación se hincan las tablestacas hasta la cota absoluta de -9.5m. Se excava con retroexcavadora hasta alcanzar la cota absoluta de +4.50 m. y se procede a la ejecución de los anclajes provisionales. Seguidamente, se continúa excavando, con la misma maquinaria, hasta encontrar el nivel freático en la cota absoluta de +4,3 m. A continuación, se ejecutan pozos

drenantes, hasta la cota absoluta de -0.5 m, colocando un sistema de bombeo auxiliar y después se sigue con el vaciado, hasta la cota absoluta de 0. Posteriormente se procede a la retirada del sistema de bombeo auxiliar, e inmediato vertido de hormigón de limpieza y ejecución de la losa de cimentación, con las correspondientes esperas, para los muros perimetrales. Una vez ejecutados estos muros, se finaliza con la retirada de los anclajes provisionales y tablestacas.

5.3.2 Sistema de arriostramiento

Se procede al cálculo del anclaje que se colocará para arriostrar la tablestaca. El cálculo se realiza siguiendo la “Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera” editada por el Ministerio de Fomento (2001).

Se decide situar la cabeza del anclaje por encima del nivel freático para evitar posibles problemas de corrosión y filtrado de agua en la zona de excavación. Además, se tiene en cuenta que la zona del bulbo quede por debajo del estrato de tierra vegetal, para asegurar un correcto funcionamiento del sistema de arriostramiento. Ver Figura 33.

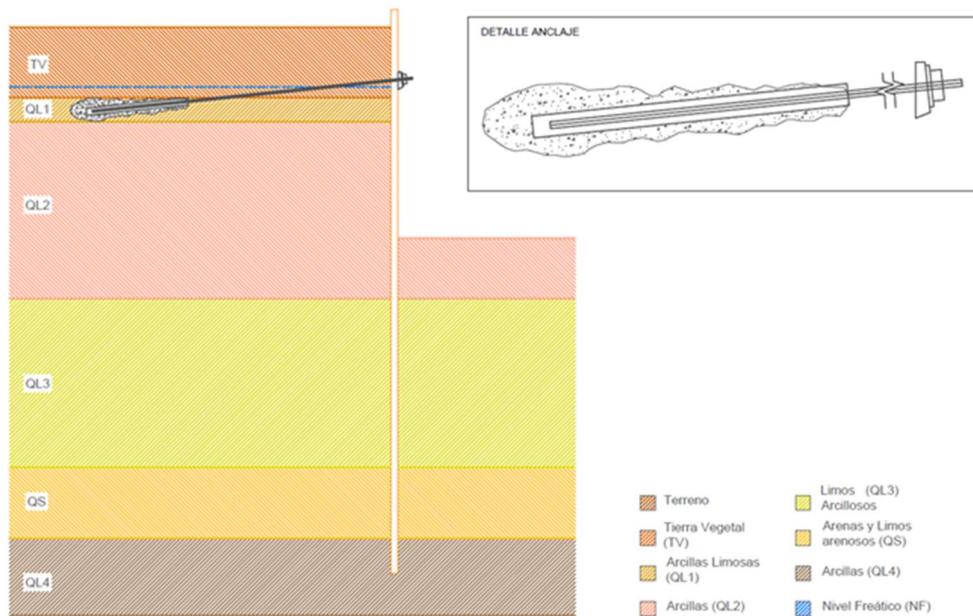


Figura 33. Esquema de localización del anclaje en la tablestaca Fuente: Elaboración propia.

Para asegurar el correcto funcionamiento de los anclajes, se evalúan cuatro puntos principales. El primero de ellos es la mayoración de cargas actuantes, que consiste en obtener la carga P_N (carga nominal del anclaje) a partir del ángulo de inclinación (α) necesario para asegurar que el bulbo del anclaje quede en el estrato QL1 y la carga P del cálculo realizado en el apartado 5.3.1, de esta memoria. A partir de P_N se determina P_{Nd} (carga nominal mayorada del anclaje) aplicando un coeficiente de mayoración para un anclaje provisional.

Seguidamente, se comprueba la tensión admisible del acero, minorando su valor, de manera que se cumplan simultáneamente las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} P_{Nd} / A_T &\leq f_{pk} / 1,25 \\ P_{Nd} / A_T &\leq f_{yk} / 1,10 \end{aligned}$$

Con:

P_{Nd} : carga nominal mayorada de cada anclaje

A_T : sección del tirante

f_{pk} : límite de rotura del acero del tirante

f_{yk} : límite elástico del acero del tirante

Posteriormente, se comprueba el deslizamiento del tirante en la lechada, dentro del bulbo con el objetivo de verificar que no se produzca, para estar del lado de la seguridad, se minorara la adherencia límite entre el tirante y la lechada, con un coeficiente de 1.2.

$$P_{Nd} / (L_b \cdot p_T) \leq \tau_{lim} / 1,2$$

Con:

$$\tau_{lim} = 6.9 (f_{ck}/22.5)^{(2/3)}$$

P_{Nd} : carga nominal mayorada de cada anclaje.

p_T : perímetro nominal del tirante = $2\sqrt{\pi * A_T}$

A_T : sección del tirante.

L_b : longitud de cálculo del bulbo.

τ_{lim} : adherencia límite entre el tirante y la lechada expresada en MPa.

f_{ck} : resistencia característica (rotura a compresión a 28 días) de la lechada en MPa.

Finalmente se verifica la seguridad frente al arrancamiento del bulbo, minorando la adherencia límite del terreno en contacto con el bulbo del anclaje y obteniendo la adherencia admisible (a_{adm}).

$$P_{Nd} / (\pi \cdot D_N \cdot L_b) \leq a_{adm}$$

Siendo:

P_{Nd} = carga nominal mayorada de cada anclaje.

D_N = diámetro nominal del bulbo.

L_b = longitud de cálculo del bulbo.

a_{adm} = adherencia admisible frente al deslizamiento o arrancamiento del terreno que rodea el bulbo.

Para verificar los cuatro puntos citados, se parte de la información obtenida en el apartado de reconocimiento y parametrización del terreno de esta memoria, y adicionalmente se seleccionan ciertos datos de partida, como son el tipo de barra utilizada Dywidag (DW), el tipo de acero empleado, la longitud del anclaje y la inclinación del mismo. Ver *Tabla 10*.

Tabla 10. Datos de partida seleccionados

Datos de partida y seleccionados									
P (kN)	213.36	qu (Mpa)	0.325	f _{pk} (Mpa)	1050	f _{yk} (Mpa)	850	f _{ck} (Mpa)	30
α (°)	20	∅ (mm)	26.5	L (mm)	2900	L _b (mm)	966.67	DN (mm)	350

Siguiendo la “Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera”, las comprobaciones efectuadas quedan verificadas y resumidas, en la tabla 11.

Tabla 11. Comprobaciones Anclaje

Comprobaciones			
Comprobación de la tensión admisible del acero			
PNd/AT (Mpa)	494	f _{pk} /1,25 (Mpa)	840
PNd/AT (Mpa)	494	f _{yk} /1,10 (Mpa)	772.73
Comprobación del deslizamiento del tirante en la lechada, dentro del bulbo			
PNd/(L _b *pT) (Mpa)	3.39	τ _{lim} /1,20 (Mpa)	6.97
Comprobación de la seguridad frente al arrancamiento del bulbo			
PNd/(π*DN*L _b) (Mpa)	0.25	τ _{lim} /1,20 (Mpa)	0.26

En base a la longitud obtenida, se comprueba que, con la inclinación prevista para este anclaje provisional, la zona del bulbo quede en el estrato QL1, ya que, de no ser así, la resistencia a compresión simple empleada no se correspondería con el terreno en el que este se ancla. *Figura 34.*

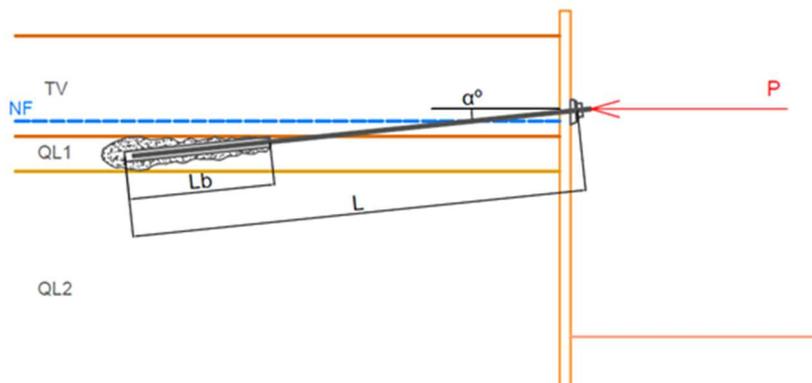


Figura 34. Esquema anclaje. Fuente: Elaboración propia

Para llevar a cabo el arriostramiento de la tablestaca, se decide utilizar anclajes provisionales. Cada uno, se ejecuta mediante barra de tipo DW (Dywidag), rodeada por una vaina de plástico, solidaria a la placa y rellena de material anticorrosión. La barra es de Tipo 6B, la lechada de cemento utilizada tiene una relación agua/cemento (a/c) no superior a 0.4 y la inyección es de tipo repetitivo y selectivo (IRS). Para evitar las agresiones mecánicas en la fase de excavación posterior a la puesta en obra de los anclajes, se protege la cabeza con una caperuza metálica.

5.3.3 Estabilidades hidráulicas

En este apartado de la memoria se analizan las posibles inestabilidades hidráulicas que podrían llegar producirse debido a la excavación ejecutada para la construcción de la estación de bombeo. Los cálculos efectuados se recopilan en el anejo 3

- Sifonamiento

En el presente estudio geotécnico se puede afirmar que, en la excavación de 6 m de profundidad, necesaria para la construcción de la estación de bombeo, en la que se utilizan tablestacas de longitud 16 m; no se producirá sifonamiento.

Para que pueda producirse sifonamiento, es necesaria la existencia de un flujo vertical ascendente a través de un material granular, y que el gradiente existente sea mayor que el gradiente crítico. En este caso, la alternancia de estratos de material cohesivo, con material granular; provoca que, al tener el primero una permeabilidad mucho menor que el segundo, baje la velocidad del flujo del agua considerablemente, puesto que con flujo vertical la conductividad hidráulica equivalente del conjunto de estratos es gobernada por el estrato de menor conductividad. En consecuencia, se produce un gradiente real del estrato granular (denominado QS), siendo muy inferior al gradiente crítico.

A continuación, en la *Tabla 12* se muestra un resumen de los resultados relativos a la comprobación del sifonamiento.

Tabla 12 Resumen cálculos sifonamiento

Estrato	HA (mca)	HB (mca)	LAB (m)	$\gamma_{SAT, QS}$ (kN/m ³)	Ireal	Icrítico	F _{sifonamiento}
QS	9.5	13.8	8.5	20	0.013	1	76.92

Para realizar la comprobación del sifonamiento detallada en el anejo mencionado anteriormente, se ha planteado un único estrato de 8.5m de potencia y permeabilidad equivalente de 5×10^{-7} m/s, compuesto por los estratos existentes entre el fondo de la excavación (punto A) y el suelo del estrato QS (punto B). *Figura 35*.

Se determina el caudal que atraviesa el estrato equivalente citado en el párrafo anterior, resultando de 2.63×10^{-7} m³/s. Por continuidad, se supone el caudal constante en todos los estratos y se establece que el gradiente real en el estrato granular es de 0.013, siendo mucho menor que el gradiente crítico, cuyo valor obtenido es 1. Con lo que se verifica que no se producirá dicha inestabilidad hidráulica.

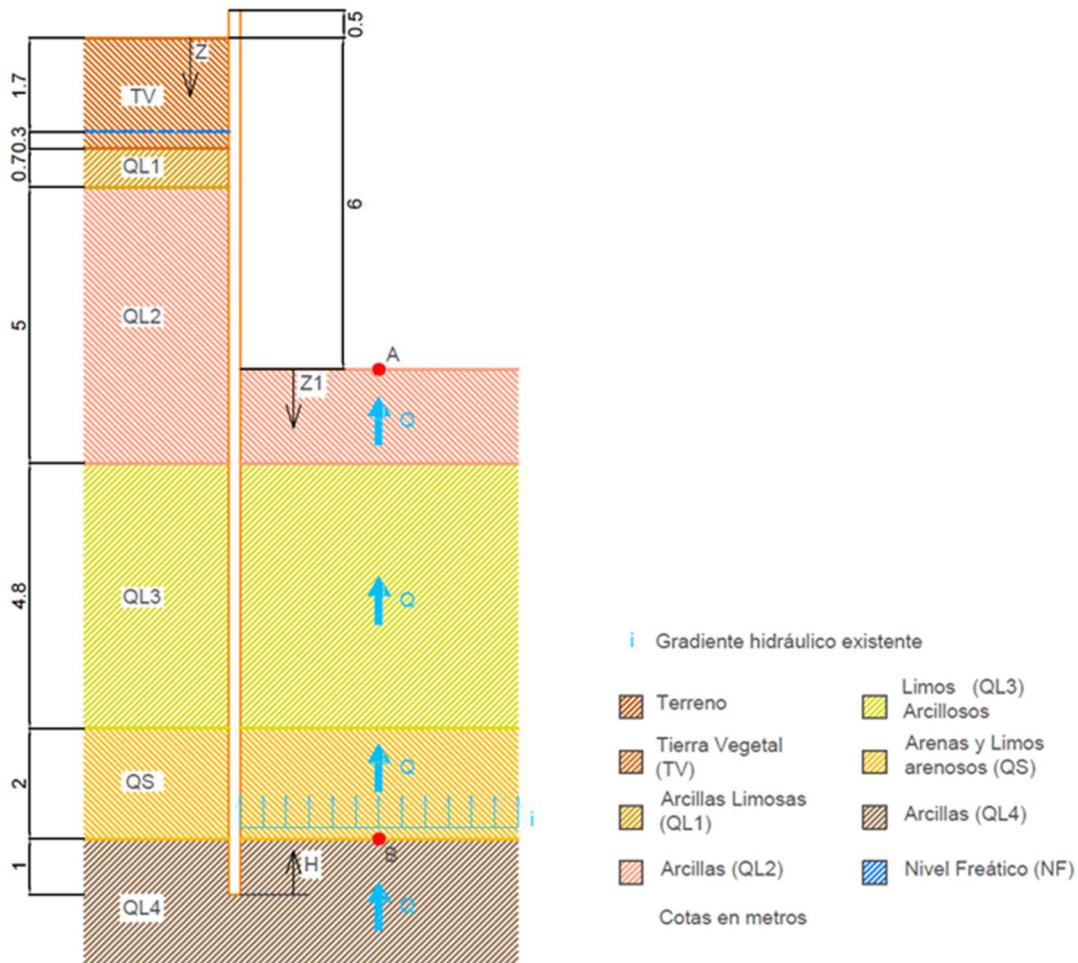


Figura 35 Dibujo explicativo relativo al sifonamiento. Fuente: Elaboración propia.

- Levantamiento de fondo

Análogamente se procede al estudio del posible levantamiento de fondo en la excavación que nos ocupa, teniendo en cuenta que la tablestaca de 16 m se hinca hasta el estrato de las arcillas QL4.

El objetivo principal de la comprobación del levantamiento de fondo es asegurar que la presión intersticial no supere a la tensión total existente en el pie de la tablestaca (punto J). *Figura 36*. En materiales cohesivos, dicha presión intersticial no sufrirá cambios apreciables entre el inicio y final de la excavación, esto es debido a que la disipación de dicha presión en arcillas, es un proceso que requiere un periodo de tiempo superior al empleado en ejecutar el vaciado.

La presión intersticial (u) en el extremo inferior de la tablestaca, donde se apoya en el terreno, es de 138 kPa y la presión total (σ) en el intradós de la tablestaca, en este mismo plano, teniendo en cuenta cómo quedará el terreno después de realizar la excavación, es de 206 kPa. Por tanto, el coeficiente de seguridad frente a esta inestabilidad hidráulica es 1.5, igual al mínimo que admite la normativa vigente. Por este motivo se concluye que, no se producirá levantamiento de fondo al ejecutar el vaciado.

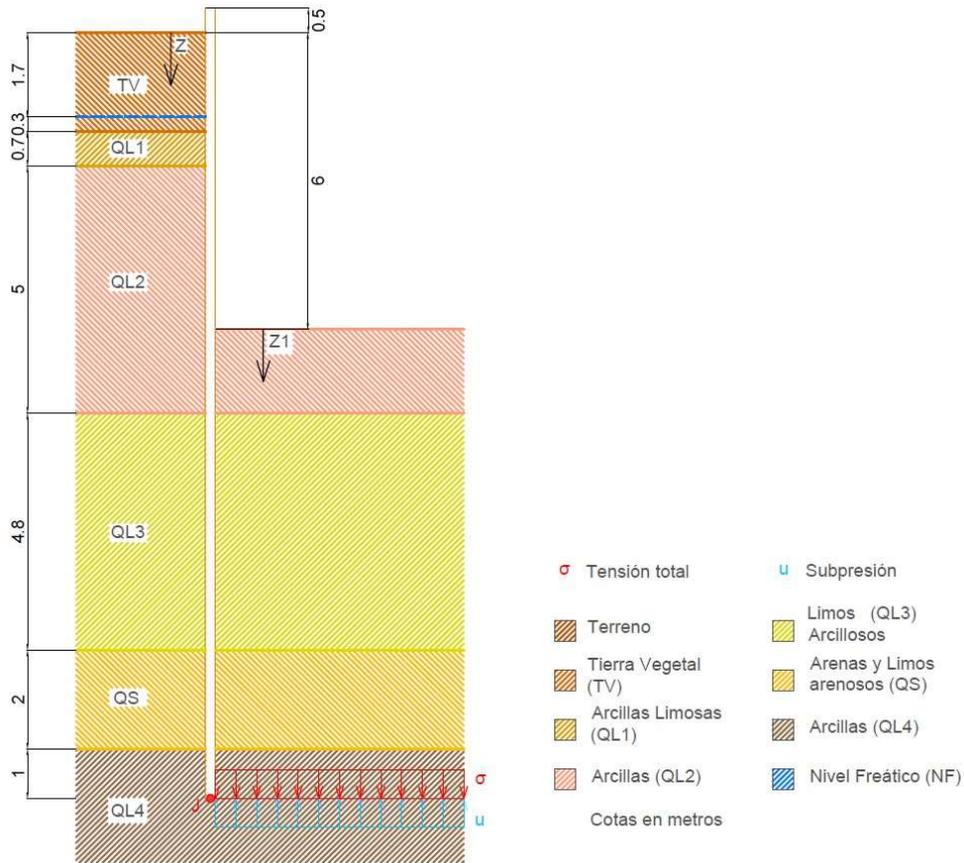


Figura 36. Levantamiento de fondo. Fuente: Elaboración propia.

Se recogen los resultados relativos al levantamiento de fondo en la *tabla 13*.

Tabla 13. Resumen cálculos Levantamiento de fondo

Estrato	Espesor	γ_{SAT} (kN/m ³)	σ (kN/m ₂)	Punto	Zpunto-Z _{NF}	γ_w (kN/m ³)	U (kN/m ₂)
QL2	1.7	22	37.4	J	13.8	10	0
QL3	4.8	22	105.6	σ_{TOT} (kN/m ₂)		206	
QS	2	20	40	u_{TOT} (kN/m ₂)		138	
QL4	1	23	23	F		1.5	

Cabe señalar que, si al ejecutar el vaciado en obra, se encontrara un estrato de arenas (QS) de mayor potencia que la prevista según el perfil estratigráfico; probablemente se produciría levantamiento de fondo. Para evitar dicha inestabilidad hidráulica, se proponen dos posibles soluciones para aumentar el peso de la estructura: la ejecución de una losa de mayor canto, rebajando el nivel de la solera lo que supondría una profundidad de excavación adicional encareciendo la obra; o bien aumentar el espesor de los muros perimetrales, esto también supondría una sobre excavación lateral pero, al hacerla al abrigo de las tablestacas y teniendo en cuenta que la parcela tiene extensión suficiente para alojar este sobredimensionamiento, se entiende que esta última solución es la óptima e incluso puede resultar más económica.

6.Recomendaciones y conclusiones

A partir de los ensayos de campo se obtiene una visión general de la composición del terreno, presentando una predominancia de materiales cohesivos, esto queda corroborado en la presente memoria por el perfil estratigráfico realizado, que permite recorrer los estratos desde la superficie del terreno hacia el pie de la tablestaca. La secuencia que se registra es la siguiente: TV: tierra vegetal, QL2: Arcillas Limosas, QL3: Limos Arcillosos, QS: Arenas y Limos Arenosos y QL4: arcillas. Encontrándose el nivel freático en el estrato de tierra vegetal, en concreto a una cota de +4.3 m.

Mediante ensayos de laboratorio y el uso de correlaciones comúnmente aceptadas en ingeniería geotécnica, se determinan los parámetros que permiten evaluar los taludes óptimos a realizar en el proceso de vaciado, así como, las comprobaciones técnicas que permitirán ejecutar la estación de bombeo, como son: comprobación de flotabilidad, capacidad portante, deformabilidad y estabilidades hidráulicas

En base a la información obtenida de los ensayos de campo y de laboratorio, se concluye que el método óptimo de vaciado a ejecutar debe ser al abrigo de tablestacas por la imposibilidad de realizar taludes tendidos o verticales a cielo abierto. Esto implica el uso de un método de arriostamiento provisional, como es el uso de anclajes; recomendando el uso de caperuza metálica para proteger la cabeza del anclaje frente a agresiones mecánicas al utilizar retroexcavadora.

A tener en cuenta que, al realizar la excavación se deben utilizar pozos drenantes y que queda asegurada su estabilidad frente al sifonamiento y levantamiento de fondo, siempre que no se exceda, bajo ningún concepto, la cota de 0 m en absolutas, cota donde inicia la cimentación de la estación de bombeo.

Comentar que se ha seguido el método de "Pantalla sin empotramiento en el terreno" en los cálculos definitivos efectuados y que se ha mantenido la cabeza del anclaje por encima del nivel freático, para evitar posibles problemas de corrosión y filtración del agua en la zona de trabajo.

Bajo estas condiciones, queda definido el sistema de contención, siendo la profundidad de las tablestacas de -9.5m en cotas absolutas, y alcanzando una longitud de 15.5m y de 16 m si atendemos a la recomendación de dejar medio metro por encima de la cota del terreno, para facilitar su posterior retirada.

Valencia, Julio 2023

Cristina Ferrer Mollá





ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA EXCAVACIÓN Y CIMENTACIÓN DE UNA
ESTACIÓN DE BOMBEO EN UNA PARCELA SITUADA ENTRE EL CAMINO Nº10 Y
LA CV-33 EN EL T. M. DE ALBAL (VALENCIA)



TRABAJO DE FIN DE GRADO

**ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA EXCAVACIÓN Y CIMENTACIÓN DE UNA
ESTACIÓN DE BOMBEO EN UNA PARCELA SITUADA ENTRE EL CAMINO
Nº10 Y LA CV-33 EN EL T. M. DE ALBAL (VALENCIA)**

ANEJOS



Índices anejos

Anejos

A1. Localización	48
A2. Planos	49
A3. Cálculos y comprobaciones	50

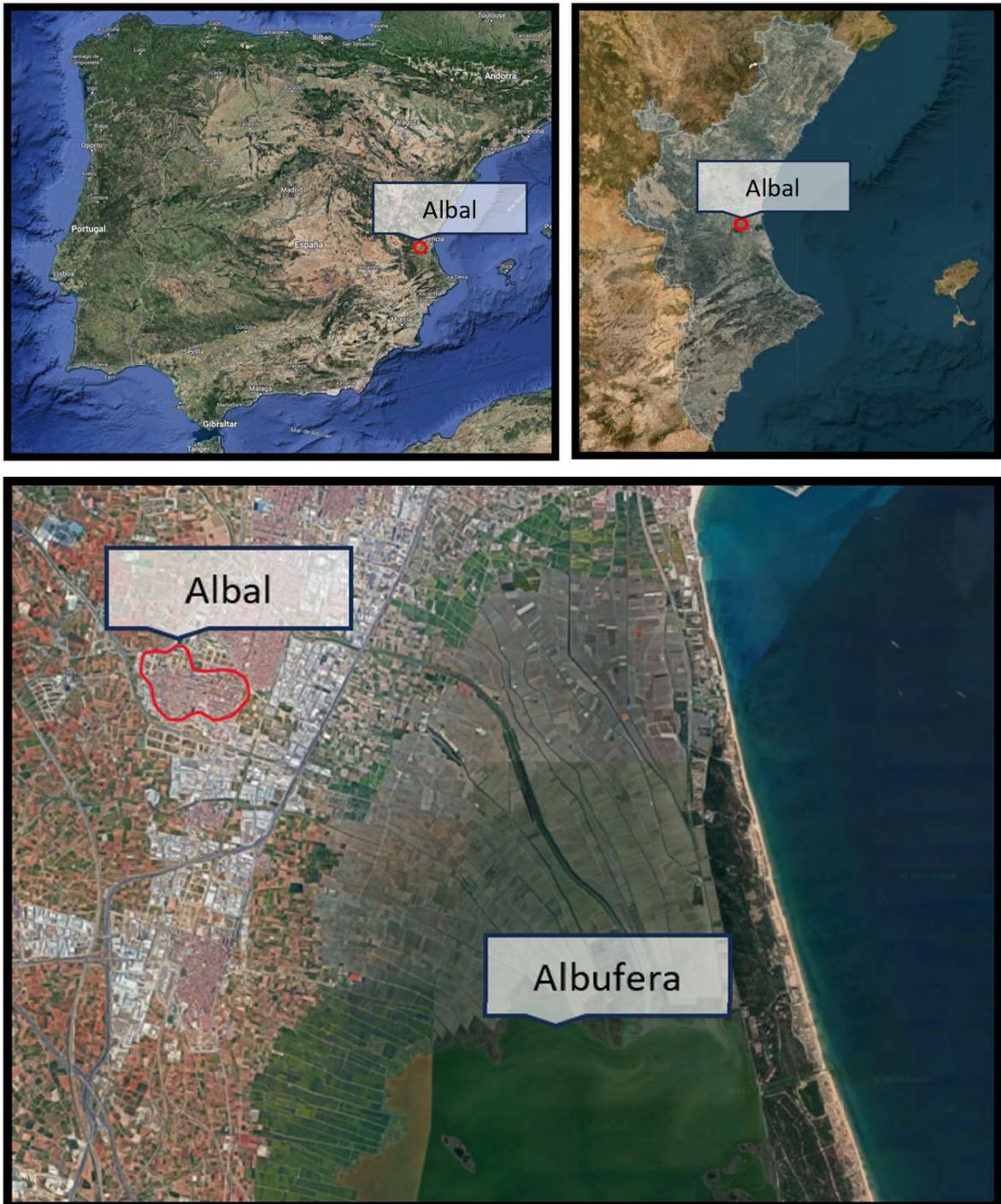
Anejo 1
Localización

Anejo 1 – Índice

A1.1. Localización general de la zona de actuación

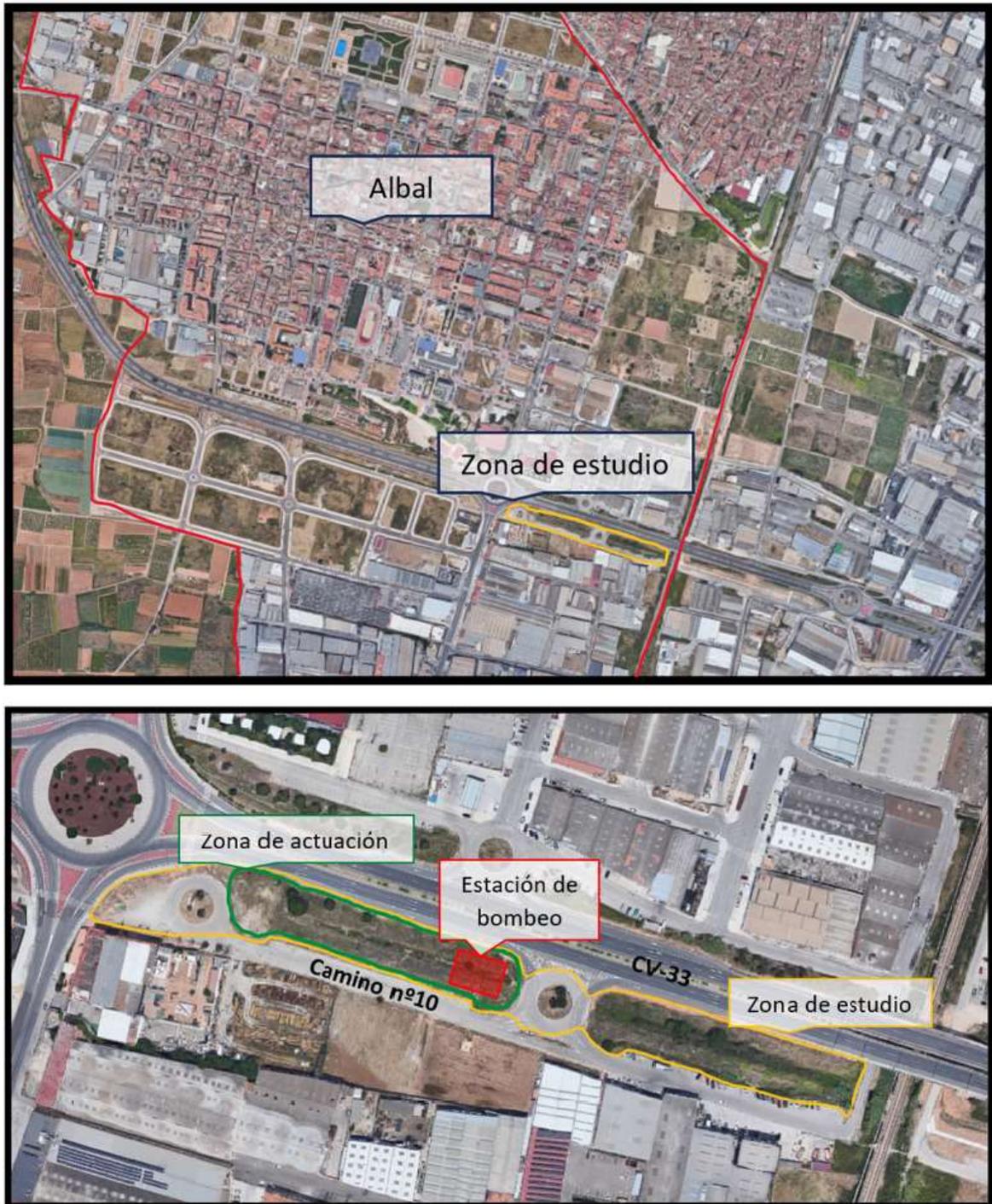
A1.2. Localización de la estación de bombeo en la zona de actuación

A1.1. Localización general de la zona de actuación



*Figura A.1.1.A Localización general de la zona de actuación
Fuente: Google Maps.*

A1.2. Localización de la estación de bombeo en la zona de actuación



*Figura A.1.2.A Localización de la estación de bombeo en la zona de actuación.
Fuente: Google Maps.*

Anejo 2

Planos

Anejo 2 – Índice

A2.1. Planta general zona de actuación

A2.2. Servicios afectados

A2.3. Perfiles litológicos

A2.3.1. Perfil litológico y estratigráfico – corte A-A´

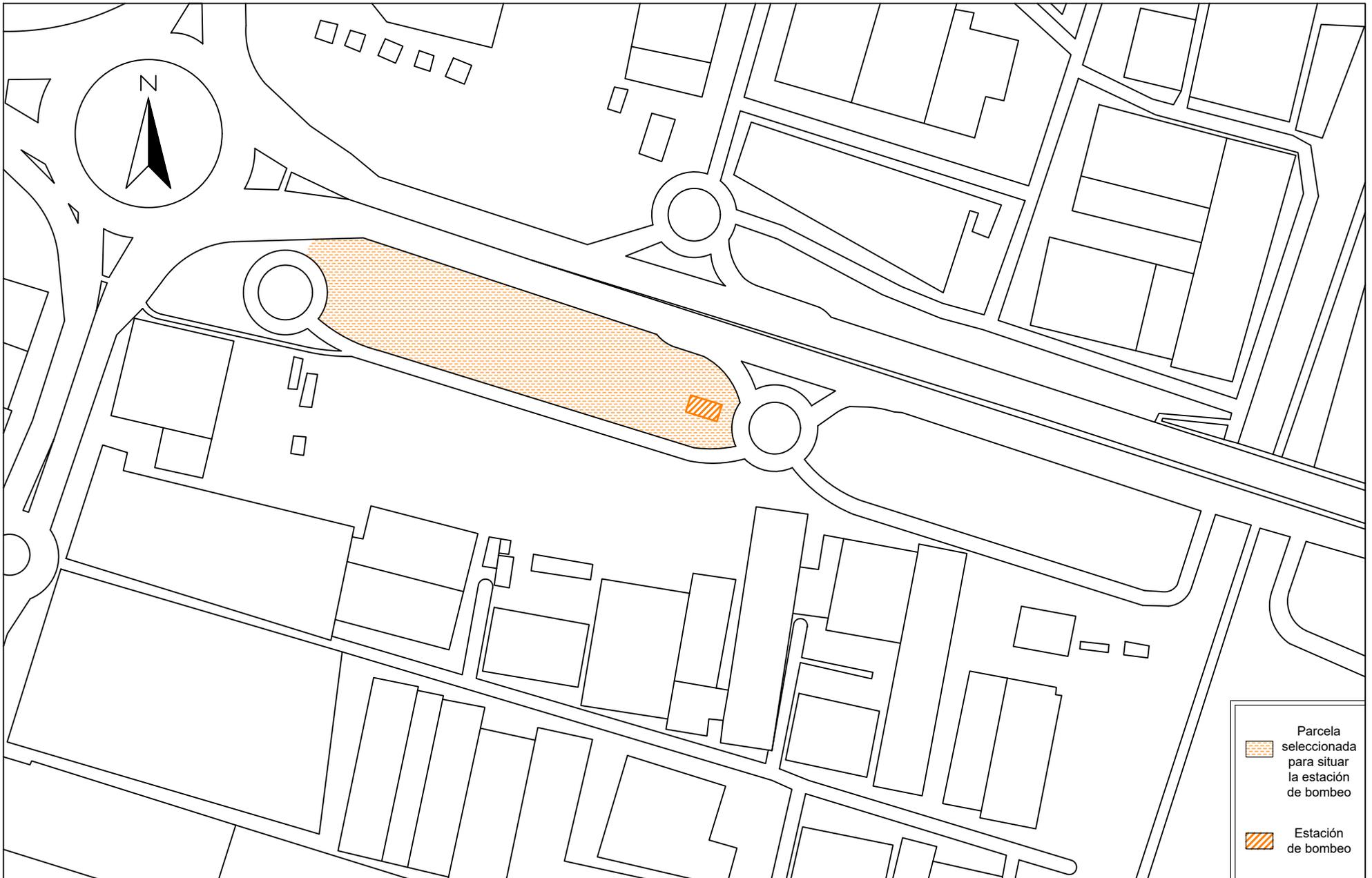
A2.3.2. Ubicación estación atendiendo al perfil litológico y afecciones – corte B-B´

A2.4. Anclaje tablestaca

A2.5. Estudio estabilidad hidráulica.

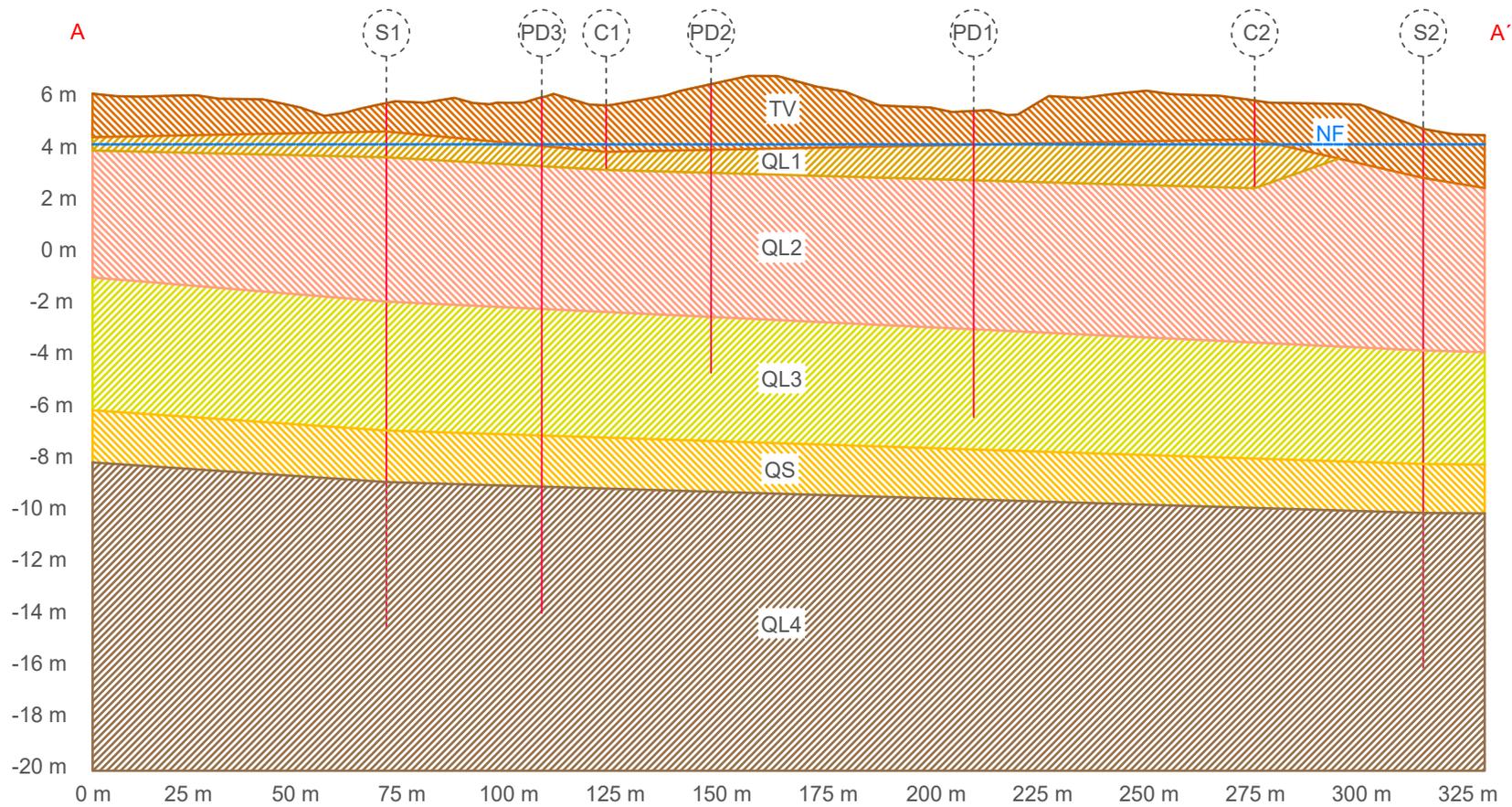
A2.5.1. Estudio estabilidad hidráulica - sifonamiento

A2.5.2. Estudio estabilidad hidráulica - rotura de fondo

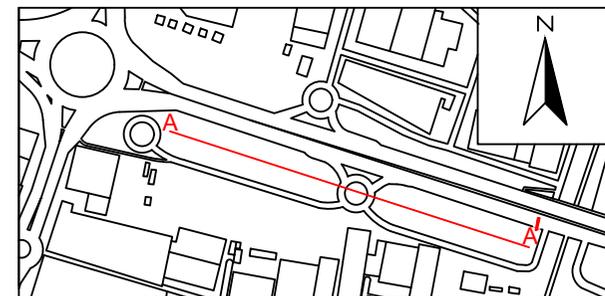


-  Parcela seleccionada para situar la estación de bombeo
-  Estación de bombeo

 UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS	AUTOR CRISTINA FERRER MOLLÁ 	FECHA JULIO 2023	TÍTULO DE TRABAJO FINAL DE GRADO ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA EXCAVACIÓN Y CIMENTACIÓN DE UNA ESTACIÓN DE BOMBEO EN UNA PARCELA SITUADA ENTRE EL CAMINO Nº10 Y LA CV-33 EN EL T. M. DE ALBAL (VALENCIA)	ESCALA 1:2250	TÍTULO DEL PLANO PLANTA GENERAL ZONA ACTUACIÓN	Nº DE PLANO 1
						HOJA 1 de 1



- | | | |
|------------------------|------------------------------|---------------------------------|
| Terreno | Limos (QL3) Arcillosos | S Sondeos |
| Tierra Vegetal (TV) | Arenas y Limos arenosos (QS) | C Calicatas |
| Arcillas Limosas (QL1) | Arcillas (QL4) | PD Ensayos penetración dinámica |
| Arcillas (QL2) | Nivel Freático (NF) | |



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS
CANALES Y PUERTOS



AUTOR
CRISTINA FERRER MOLLÁ

Cristina Ferrer

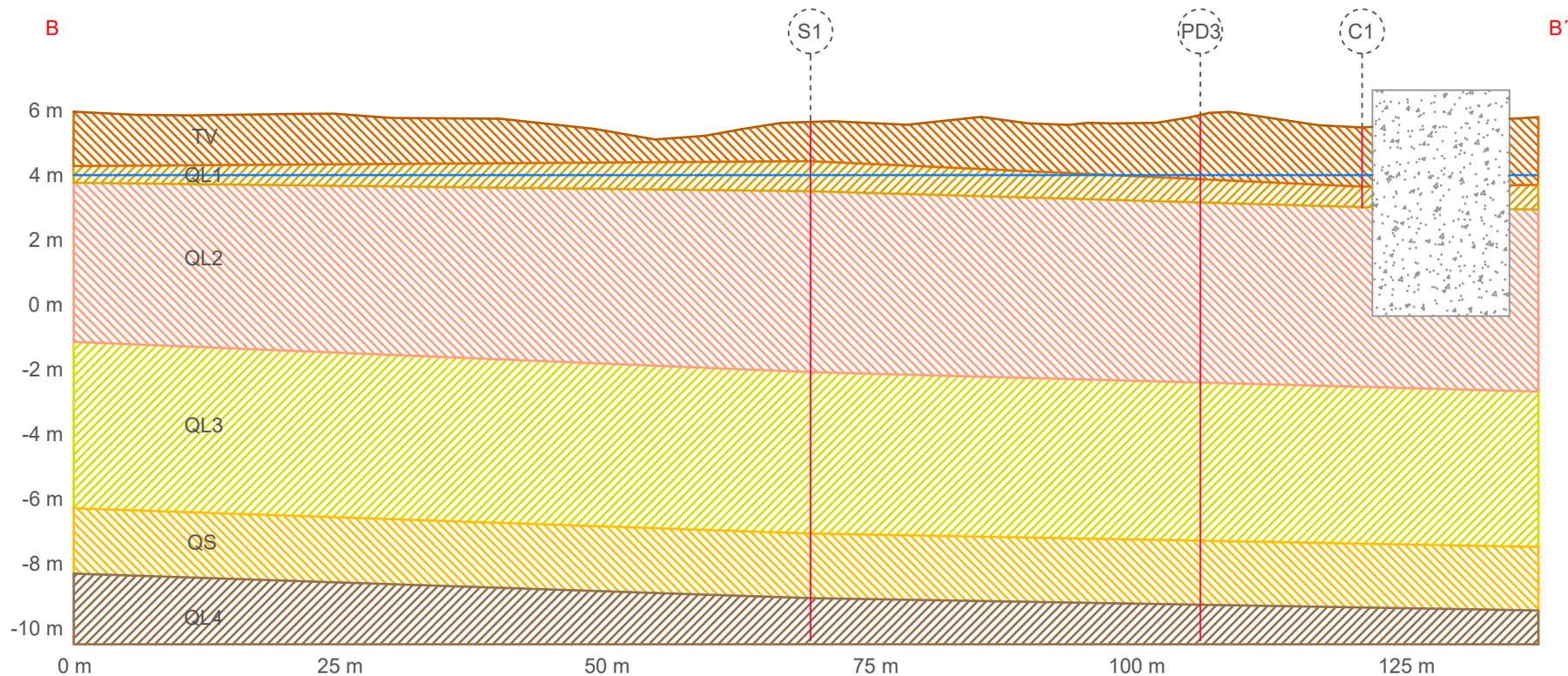
FECHA
JULIO 2023

TÍTULO DE TRABAJO FINAL DE GRADO
ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA EXCAVACIÓN Y
CIMENTACIÓN DE UNA ESTACIÓN DE BOMBEO EN
UNA PARCELA SITUADA ENTRE EL CAMINO Nº10
Y LA CV-33 EN EL T. M. DE ALBAL (VALENCIA)

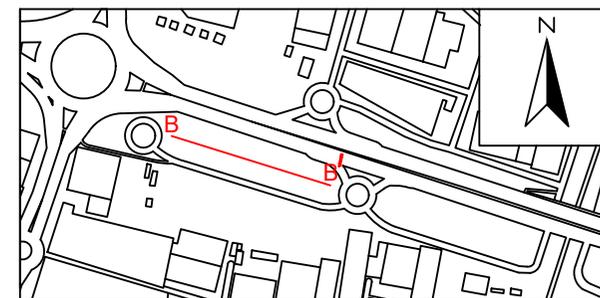
ESCALA
H 1:1600
V 1:250

TÍTULO DEL PLANO
PERFIL
LITOLÓGICO Y
ESTRATIGRÁFICO
CORTE A-A'

Nº DE PLANO
3
HOJA
1 de 2



- Terreno
- Tierra Vegetal (TV)
- Arcillas Limosas (QL1)
- Arcillas (QL2)
- Limos (QL3) Arcillosos
- Arenas y Limos arenosos (QS)
- Arcillas (QL4)
- Nivel Freático (NF)
- S Sondeos
- C Calicatas
- PD Ensayos penetración dinámica



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS



AUTOR
CRISTINA FERRER MOLLÁ

Cristina Ferrer

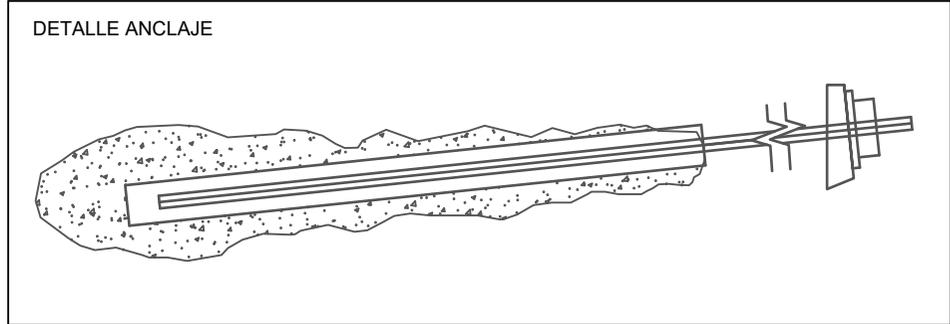
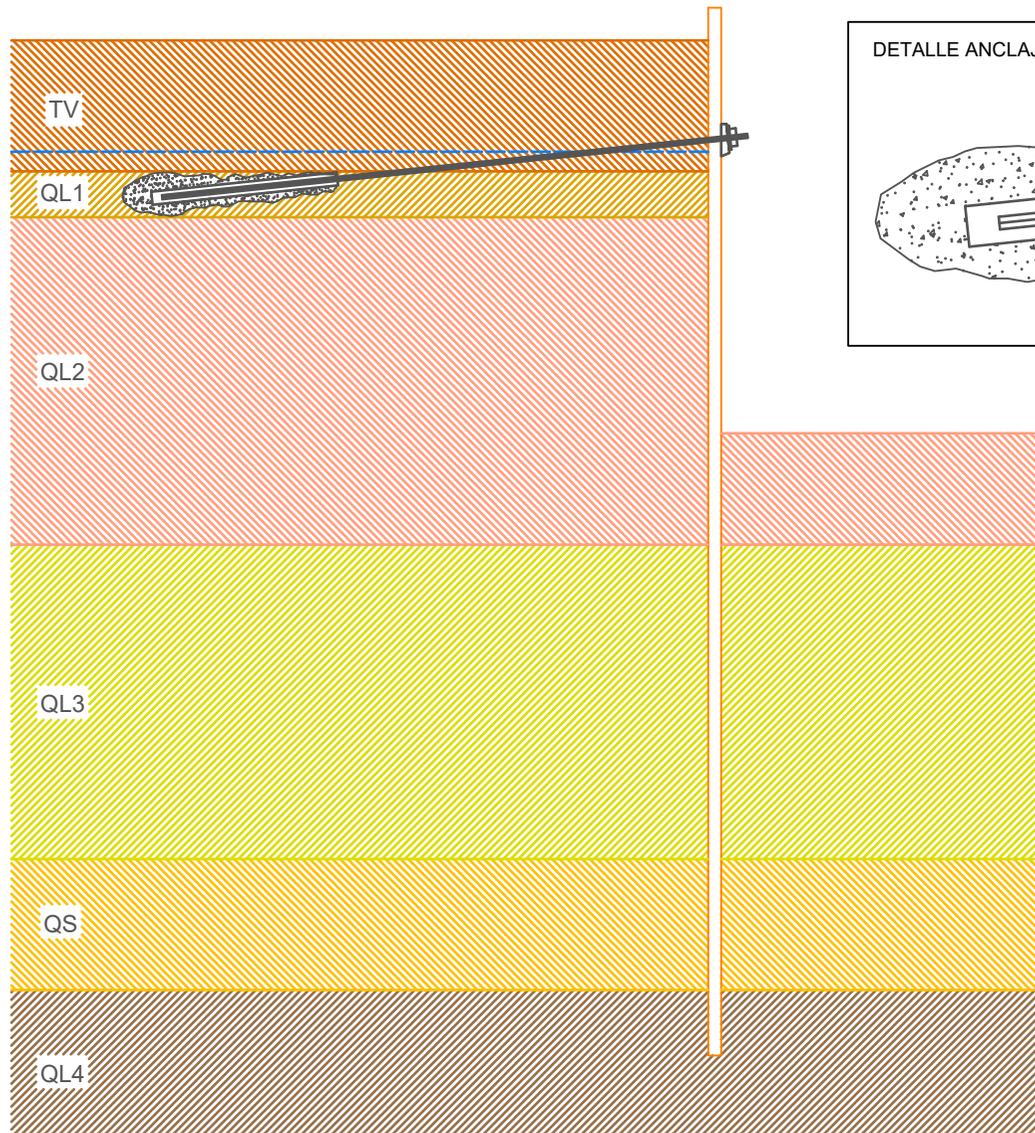
FECHA
JULIO 2023

TÍTULO DE TRABAJO FINAL DE GRADO
ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA EXCAVACIÓN Y CIMENTACIÓN DE UNA ESTACIÓN DE BOMBEO EN UNA PARCELA SITUADA ENTRE EL CAMINO Nº10 Y LA CV-33 EN EL T. M. DE ALBAL (VALENCIA)

ESCALA
H 1:600
V 1:200

TÍTULO DEL PLANO
UBICACIÓN ESTACIÓN ATENDIENDO AL PERFIL LITOLÓGICO Y AFECCIONES
CORTE B-B'

Nº DE PLANO
3
HOJA
2 de 2



- Terreno
- Tierra Vegetal (TV)
- Arcillas Limosas (QL1)
- Arcillas (QL2)
- Limos (QL3) Arcillosos
- Arenas y Limos arenosos (QS)
- Arcillas (QL4)
- Nivel Freático (NF)



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS
CANALES Y PUERTOS



AUTOR
CRISTINA FERRER MOLLÁ

Cristina Ferrer

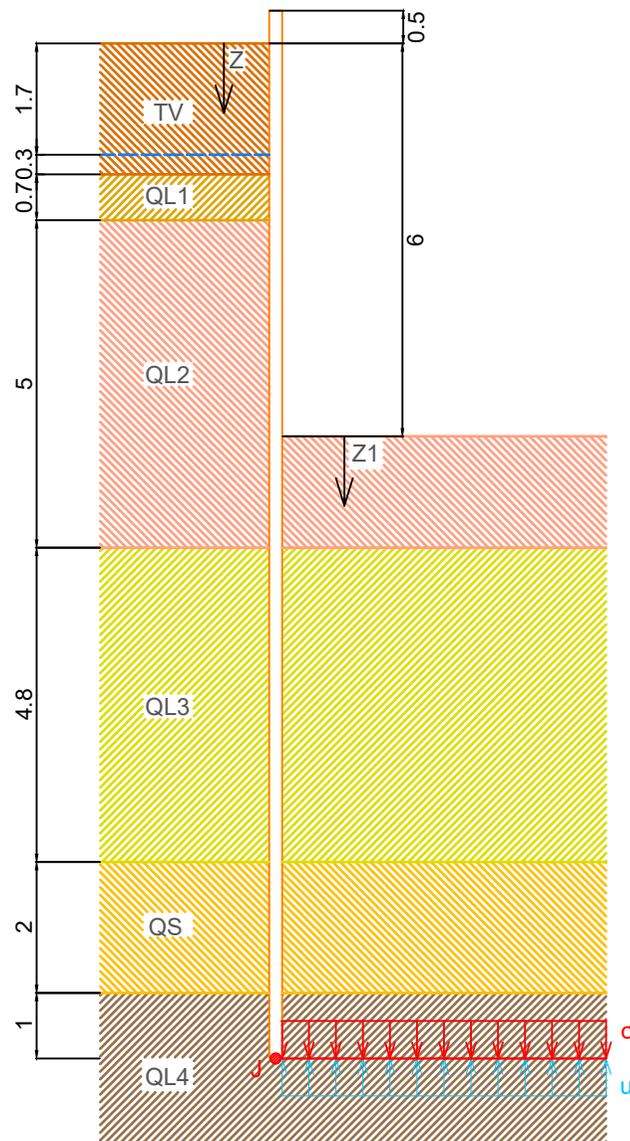
FECHA
JULIO 2023

TÍTULO DE TRABAJO FINAL DE GRADO
ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA EXCAVACIÓN Y
CIMENTACIÓN DE UNA ESTACIÓN DE BOMBEO EN
UNA PARCELA SITUADA ENTRE EL CAMINO Nº10
Y LA CV-33 EN EL T. M. DE ALBAL (VALENCIA)

ESCALA
1:100

TÍTULO DEL PLANO
ANCLAJE
TABLESTACA

Nº DE PLANO
4
HOJA
1 de 1



- σ Tensión total
 - u Subpresión
 - Terreno
 - Tierra Vegetal (TV)
 - Arcillas Limosas (QL1)
 - Arcillas (QL2)
 - Limos (QL3) Arcillosos
 - Arenas y Limos arenosos (QS)
 - Arcillas (QL4)
 - Nivel Freático (NF)
- Cotas en metros



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS
CANALES Y PUERTOS



AUTOR
CRISTINA FERRER MOLLÁ

Cristina Ferrer

JULIO 2023

TÍTULO DE TRABAJO FINAL DE GRADO
ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA EXCAVACIÓN Y
CIMENTACIÓN DE UNA ESTACIÓN DE BOMBEO EN
UNA PARCELA SITUADA ENTRE EL CAMINO Nº10
Y LA CV-33 EN EL T. M. DE ALBAL (VALENCIA)

ESCALA
1:100

TÍTULO DEL PLANO
ESTUDIO
ESTABILIDAD
HIDRÁULICA
ROTURA DE FONDO

Nº DE PLANO
5
HOJA
2 de 2

Anejo 3

Cálculos y comprobaciones

Anejo 3 – Índice

A3.1. Cálculos relativos a la geometría general de la estación de bombeo

A3.2. Datos iniciales

A3.3. Comprobaciones técnicas

A3.3.1 Comprobación de flotabilidad

A3.3.2 Comprobación de hundimiento

A3.3.3 Comprobación de deformabilidad

A3.4. Cálculo del sistema de contención

A3.4.1 Cálculo de tensiones

A3.4.2 Cálculo de la tablestaca

A3.5. Cálculo del sistema de arriostramiento

A3.6. Comprobación de estabilidades hidráulicas

A3.6.1 Comprobación de sifonamiento

A3.6.2 Comprobación de levantamiento de fondo

A3. Cálculos y comprobaciones

A3.1. Cálculos relativos a la geometría general de la estación de bombeo

Se muestra la planta y sección A-A 'de la EBAR y seguidamente los cálculos necesarios

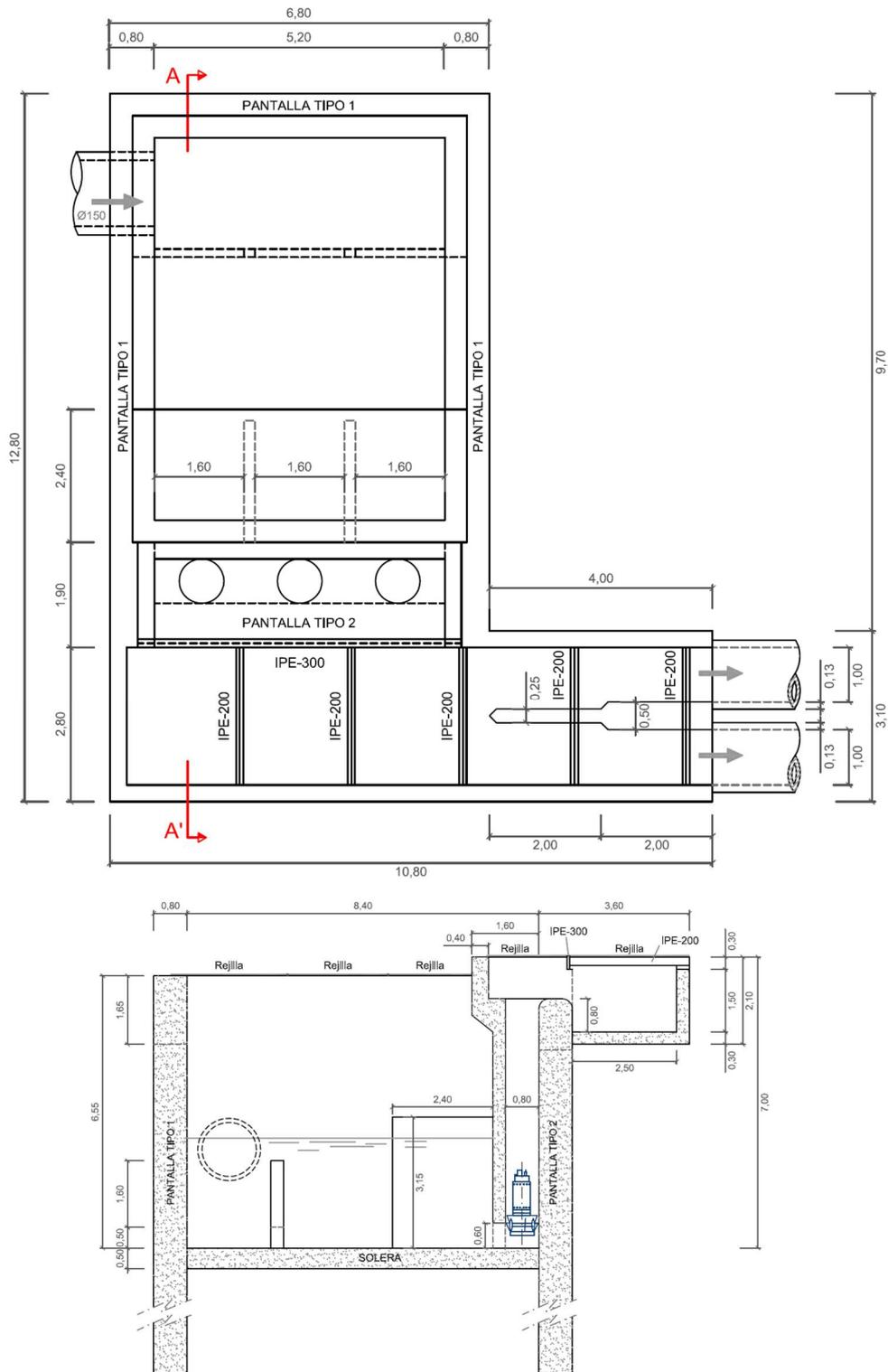


Figura A.3.1.A planta y sección A-A' Estación de bombeo

Teniendo en cuenta los datos que se muestran en la de la estación de bombeo que de la *Figura A.3.1.A* y sin considerar elementos tales como, válvulas, compuertas o bombas se procede a realizar a continuación los cálculos siguientes:

Peso total = peso total solera + peso pantallas totales + peso murete tranquilizador + peso arqueta de impulsión + peso muro cámara de bombas

Peso total solera: cámara principal y arqueta de impulsión

Se considera el siguiente valor para el peso específico del hormigón armado:

$$\gamma_{\text{Hormigón}} = 25 \text{ kN/ m}^3$$

$$\text{Peso cámara principal} = (6.8-1.6) \cdot (9.7-1.6) \cdot 0.5 \cdot 25 = 526.5 \text{ kN}$$

$$\text{Peso arqueta de impulsión} = 0.3 \cdot 2.8 \cdot 10.8 \cdot 25 = 226.8 \text{ kN}$$

$$\text{Peso total solera} = 526.5 + 226.8 = \mathbf{753.3 \text{ kN}}$$

Peso total pantallas: peso muros cámara principal y peso costillas

$$\text{Peso muros cámara principal} = 25 \cdot 0.8 \cdot 7.05 \cdot (10+6.8+10+6.8) = 4737.6 \text{ kN}$$

$$\text{Peso costillas} = 0.2 \cdot 2 \cdot 3.15 \cdot 25 = 31.5 \text{ kN}$$

$$\text{Peso total pantallas} = 4737.6 + 31.5 = \mathbf{4769.1 \text{ kN}}$$

Peso murete tranquilizador:

$$\text{Peso murete} = 5.2 \cdot 2.1 \cdot 0.2 \cdot 25 - 2 \cdot 2 \cdot 0.2 \cdot 0.165 \cdot 25 = \mathbf{51.3 \text{ kN}}$$

$$\text{Ancho murete} = 5.2 \text{ m} \quad \text{alto murete} = 2.1 \text{ m} \quad \text{espesor} = 0.2$$

$$\text{N}^\circ \text{ de huecos} = 2 \quad \text{altura huecos} = 2 \text{ m} \quad \text{ancho huecos} = 0.165 \text{ m}$$

Peso arqueta de impulsión: muretes y perfiles IPE-200

$$\text{Peso muretes} = 0.3 \cdot 1.5 \cdot (2.8 + 10.8 + 4 + 3.1) \cdot 25 = 232.9 \text{ kN}$$

$$\text{IPE-200: peso propio del acero} = 22.4 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso perfiles acero} = 22.4 \cdot 5 \cdot 2.5 \cdot 9.8 = 2746.8 \text{ N} = 2.8 \text{ kN}$$

$$\text{Peso arqueta de impulsión} = 232.9 + 2.8 = \mathbf{235.7 \text{ kN}}$$

Peso muro cámara de bombas o muro separador:

$$\text{Peso muro separador} = 0.3 \cdot 6.4 \cdot 5.2 \cdot 25 = \mathbf{249.6 \text{ kN}}$$

Peso total transmitido:

$$\text{Peso total} = 753.3 + 4769.1 + 51.3 + 235.7 + 249.6 = \mathbf{6059 \text{ kN}}$$

Superficie cámara entrada:

$$\text{Superficie cámara} = 12.8 * 6.8 = \mathbf{87 \text{ m}^2}$$

Volumen cámara entrada en carga:

$$\text{Volumen cámara en carga} = 9.2 * 5.2 * 6.36 = \mathbf{304.31 \text{ m}^3}$$

Altura libre alcanzada cuando la cámara entra en carga = 6.36 m *

Nota *: En la *Figura A.3.1.A* la altura es de 6.55 m, sin embargo, hay que descontarle 0.19 m ya que cuando entra en carga, el agua al alcanzar los 6.36 m pasa en régimen permanente y lento por el murete, hasta la cámara de impulsión.

$$\gamma_{w \text{ residual}} = 11 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Peso total agua con cámara en carga} = 304.31 * 11 = \mathbf{3347 \text{ kN}}$$

Volumen cámara uso:

$$\text{Volumen cámara uso} = 9.2 * 5.2 * 3.15 = 150.7 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso total agua con cámara uso} = 150.7 * 11 = \mathbf{1657.7 \text{ kN}}$$

A3.2 Datos iniciales

A continuación, se detallan los valores de los pesos específicos de cada uno de los estratos implicados en la ejecución y cimentación de la EBAR, necesarios para el cálculo y cuya determinación se ha explicado con detalle en el capítulo de parametrización del terreno:

$$\gamma_{T.V.}^d = 16kN/m^3$$

$$\gamma_{T.V.}^{sat} = 18kN/m^3$$

$$\gamma_{QL1} = 20kN/m^3$$

$$\gamma_{QL2} = 22kN/m^3$$

$$\gamma_{QL3} = 22kN/m^3$$

$$\gamma_{QS} = 20kN/m^3$$

$$\gamma_{QL4} = 23kN/m^3$$

Ángulos de rozamiento interno. Cálculo coeficientes empujes activos (K_a) y pasivos (K_p) a partir de las fórmulas:

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

$$K_p = \frac{1}{K_a}$$

$$\phi_{T.V.} = 24^\circ \quad K_a=0.42 \quad K_p=2.37$$

$$\phi_{QL1} = 28^\circ \quad K_a=0.36 \quad K_p=2.76$$

$$\phi_{QL2} = 28^\circ \quad K_a=0.36 \quad K_p=2.76$$

$$\phi_{QL3} = 26^\circ \quad K_a=0.39 \quad K_p=2.56$$

$$\phi_{QS} = 30^\circ \quad K_a=0.33 \quad K_p=3$$

$$\phi_{QL4} = 28^\circ \quad K_a=0.36 \quad K_p=2.76$$

A3.3 Comprobaciones técnicas

A3.3.1 Comprobación de flotabilidad

$$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3 \qquad \gamma_{wresidual} = 11 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{total\ vacia}: \text{Peso total estación vacía} \qquad P_{total\ vacia} = 6059 \text{ kN}$$

$$P_{total\ agua}: \text{Peso total agua en la estación} \qquad P_{total\ agua} = 3347 \text{ kN}$$

$$S: \text{superficie de la estación de bombeo} \qquad S = 87 \text{ m}^2$$

u: Subpresión del agua

$$\text{Para nivel freático de 4.3 m; } u = 4.3 * \gamma_w = 43 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Para nivel freático de 5.3 m; } u = 5.3 * \gamma_{wresidual} = 53 \text{ kN/m}^2$$

$$P_t = \frac{P_{total\ vacia}}{S} = \frac{6059}{87} = 69.6 \text{ kPa}$$

P_t : carga total transmitida

$$F_F = \frac{P_t}{u} = \frac{69.6}{4.3} = 1.6 > 1.2 \text{ (valor coeficiente de seguridad permitido)}$$

NO SE PRODUCE FLOTABILIDAD

Se realizan los cálculos relativos a la situación más desfavorable; con la cámara de entrada en vacío debido a labores de limpieza o mantenimiento, y con el nivel freático un metro por encima de la cota habitual.

Cota habitual del nivel freático = +4.3m

Mayor cota alcanzada por el nivel freático = +5.3m

Con:

$$u = 53 \text{ kN/m}^2$$

$$F_F = \frac{P_t}{u} = \frac{69.6}{53} = 2.1 > 1.2$$

NO SE PRODUCE FLOTABILIDAD

A3.3.2 Comprobación de hundimiento

$$P_t = \frac{P_{total\ vacia} + P_{total\ agua}}{S} = \frac{6059 + 3347}{87} = 108.1 \text{ kPa}$$

$$\nabla_0 = \gamma_{T.V.}^d * H_{T.V.} + \gamma_{T.V.}^{sat} * H_{T.V.} + \gamma_{QL1} * H_{QL1} + \gamma_{QL2} * H_{QL2} = 16 * 1.7 + 18 * 0.3 + 20 * 0.7 + 22 * 3.3 = 119.2 \text{ kPa}$$

∇_0 : tensión del terreno en la cota de excavación.

$$P_{tn} = P_t - \nabla_0 = 108.1 - 119.2 = -11.1 \text{ kPa} < 0$$

NO SE PRODUCE HUNDIMIENTO

A3.3.3 Comprobación de deformabilidad

$$P_{\text{Estación en uso}} = P_{\text{total vacía}} + P_{\text{estación en uso}} = 6059 + (87 * 3.15 * 11) = 9073.6 \text{ kN}$$

$$\Delta P = P_{\text{estación en uso}} - P_{\text{estación vacía}} = 9073.6 - 6059 = 3014.6 \text{ kPa}$$

$$\Delta \sigma = \frac{\Delta P_t}{s} = \frac{3014.6}{87} = 34.65 \text{ kPa}$$

$$\text{Si estación vacía: } P_{t \text{ vacía}} = 69.6 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Si estación en uso: } P_{t \text{ uso}} = 69.6 + 34.65 = 104.3 \text{ kN/m}^2$$

$P_{t \text{ uso}} > P_{t \text{ vacía}} \rightarrow$ Cuando estación se vacía, el suelo se descarga y se produce un hinchamiento.

Se calcula la deformabilidad por hinchamiento s.

$$s = I_s * B * P_{tn} * \frac{1 - \nu'^2}{E'}$$

s: deformabilidad por hinchamiento en mm I_s : factor de forma
B: ancho cimentación L: longitud cimentación.

$$B = 6.8 \text{ m}$$

$$L = 12.8 \text{ m}$$

$$n = \frac{L}{B} = \frac{12.8}{6.8} = 1.9$$

$$I_s = \frac{1}{\pi} * [Ln(n + \sqrt{1 + n^2}) + n * Ln(\frac{1 + \sqrt{1 + n^2}}{n})] = 0.75$$

Con:

$$\nu' : \text{coeficiente de Poisson a largo plazo. } \nu' = 0.3$$

$$\nu_u : \text{coeficiente de Poisson a corto plazo. } \nu_u = 0.5$$

$$E_u : \text{módulo de elasticidad a corto plazo. } E_u = 13043 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sustituyendo en la ecuación: } \frac{E_u}{1 + \nu_u} = \frac{E'}{1 + \nu'} \rightarrow E' = 11304 \text{ kN/m}^2$$

$$S = 0.75 * 6.8 * 34.65 * \frac{1 - 0.3^2}{11304} = 14.23 \text{ mm} < 25 \text{ mm.}$$

LA DEFORMABILIDAD POR HINCHAMIENTO ESPERABLE ES INFERIOR AL VALOR LÍMITE ADMISIBLE

POR LA NORMATIVA VIGENTE.

A3.4 Diseño del sistema de contención

Se procede al cálculo de las tensiones, empujes activos y pasivos.

A3.4.1 Cálculo de tensiones

Se procede al cálculo de las tensiones en el trasdós e intradós de la tablestaca

Se utiliza la formulación:

$$\sigma' = \sigma - u$$

$$\sigma = \gamma_{estrato} * (Z - Zi)$$

$$u = \gamma_w * (Z - Zi)$$

Con:

σ' : tensión efectiva.

σ : tensión total.

u : presión intersticial.

$\gamma_{estrato}$: peso específico del material del estrato en el que se calculan las tensiones.

Z : cota vertical medida desde la superficie del terreno. Positiva descendiente en el trasdós de la pantalla.

Zi : cota del techo del estrato calculado. Medida desde la superficie del terreno. Positiva descendiente.

- Cálculo de tensiones efectivas en el trasdós de la tablestaca

$0 \leq Z \leq 1.7m$

$$\sigma = 16 * Z$$

$$\sigma_0 = 0$$

$$\sigma_{1.7} = 27.2kPa$$

$$u = 0$$

$$\sigma' = 16 * Z$$

$$\sigma'_0 = 0$$

$$\sigma'_{1.7} = 27.2 kPa$$

$1.7 \leq Z \leq 2m$

$$\sigma = 27.2 + 18 * (Z - 1.7)$$

$$\sigma_{1.7} = 27.2kPa$$

$$\sigma_2 = 32.6kPa$$

$$u = 10 * (Z - 1.7)$$

$$u_{1.7} = 0$$

$$u_2 = 3kPa$$

$$\sigma' = 27.2 + 8 * (z - 1.7)$$

$$\sigma'_{1.7} = 27.2kPa$$

$$\sigma'_2 = 29.6kPa$$

$2 \leq Z \leq 2.7m$

$$\sigma = 32.6 + 20 * (Z - 2)$$

$$\sigma_2 = 32.6kPa$$

$$\sigma_{2.7} = 46.6kPa$$

$$u = 3 + 10 * (Z - 2)$$

$$u_2 = 3kPa$$

$$u_{2.7} = 10kPa$$

$$\sigma' = 29.6 + 10 * (Z - 2)$$

$$\sigma'_2 = 29.6kPa$$

$$\sigma'_{2.7} = 36.6kPa$$

2.7 ≤ Z ≤ 7.7m

$$\sigma = 46.6 + 22 * (Z - 2.7) \quad \sigma_{2.7} = 46.6kPa \quad \sigma_{7.7} = 156.6kPa$$

$$u = 10 + 10 * (Z - 2.7) \quad u_{2.7} = 10kPa \quad u_{7.7} = 60kPa$$

$$\sigma' = 36.6 + 12 * (Z - 2.7) \quad \sigma'_{2.7} = 36.6kPa \quad \sigma'_{7.7} = 96.6kPa$$

7.7 ≤ Z ≤ 12.5m

$$\sigma = 156.6 + 22 * (Z - 7.7) \quad \sigma_{7.7} = 156.6kPa \quad \sigma_{12.5} = 262.2kPa$$

$$u = 60 + 10 * (Z - 7.7) \quad u_{7.7} = 60kPa \quad u_{12.5} = 108kPa$$

$$\sigma' = 96.6 + 12 * (Z - 7.7) \quad \sigma'_{7.7} = 96.6kPa \quad \sigma'_{12.5} = 154.2kPa$$

12.5 ≤ Z ≤ 14.5m

$$\sigma = 262.2 + 20 * (Z - 12.5) \quad \sigma_{12.5} = 262.2kPa \quad \sigma_{14.5} = 302.2kPa$$

$$u = 108 + 10 * (Z - 12.5) \quad u_{12.5}=108kPa \quad u_{14.5} = 128kPa$$

$$\sigma' = 154.2 + 10 * (Z - 12.5) \quad \sigma'_{12.5} = 154.2kPa \quad \sigma'_{14.5}=174.2kPa$$

Para el estrato QS: Z=ds+6

$$\sigma'_{QS} = 154.2 + 10 * (Z - 12.5) = 154 + 10 * (ds - 6.5)$$

14.5 ≤ Z ≤ ∞

$$\sigma = 302.2 + 23 * (Z - 14.5) \quad \sigma_{14.5} = 302.2kPa$$

$$u = 128 + 10 * (Z - 14.5) \quad u_{14.5} = 128kPa$$

$$\sigma' = 174 + 13 * (Z - 14.5) \quad \sigma'_{14.5} = 174.2kPa$$

Para el estrato QL4: Z=ds+6

$$\sigma'_{QL4} = 174.2 + 13 * (Z - 14.5) = 174.2 + 13 * (ds - 8.5)$$

Con:

Z: cota medida desde la superficie del terreno, positiva descendente, en el trasdós de la tablestaca hasta el punto considerado.

- Cálculo de tensiones pasivas en el intradós de la tablestaca

$$0 \leq Z_1 \leq 1.7m$$

$$\sigma = 22 * Z_1$$

$$\sigma_0 = 0 \text{ Kpa}$$

$$\sigma_{1.7} = 37.4 \text{ Kpa}$$

$$u = 10 * Z_1$$

$$u_0 = 0 \text{ kPa}$$

$$u_{1.7} = 17 \text{ kPa}$$

$$\sigma' = 12 * Z_1$$

$$\sigma'_0 = 0 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{1.7} = 20.4 \text{ kPa}$$

$$1.7 \leq Z_1 \leq 6.5m$$

$$\sigma = 37.4 + 22 * (Z_1 - 1.7)$$

$$\sigma_{1.7} = 37.4 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{6.5} = 143 \text{ kPa}$$

$$u = 17 + 10 * (Z_1 - 1.7)$$

$$u_{1.7} = 17 \text{ kPa}$$

$$u_{6.5} = 65 \text{ kPa}$$

$$\sigma' = 20.4 + 12 * (Z_1 - 1.7)$$

$$\sigma'_{1.7} = 20.4 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{6.5} = 78 \text{ kPa}$$

$$6.5 \leq Z_1 \leq 8.5m$$

$$\sigma = 143 + 20 * (Z_1 - 6.5)$$

$$\sigma_{6.5} = 143 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{8.5} = 183 \text{ kPa}$$

$$u = 65 + 10 * (Z_1 - 6.5)$$

$$u_{6.5} = 65 \text{ kPa}$$

$$u_{8.5} = 85 \text{ kPa}$$

$$\sigma = 78 + 10 * (Z_1 - 6.5)$$

$$\sigma'_{6.5} = 78 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{8.5} = 98 \text{ kPa}$$

Para el estrato QS: $Z_1 = ds$

$$\sigma = 78 + 10 * (Z_1 - 6.5) = 78 + 10 * (ds - 6.5)$$

$$8.5 \leq Z_1 \leq \infty$$

$$\sigma = 183 + 23 * (Z_1 - 8.5)$$

$$\sigma_{8.5} = 183 \text{ kPa}$$

$$u = 85 + 10 * (Z_1 - 8.5)$$

$$u_{8.5} = 85 \text{ kPa}$$

$$\sigma' = 98 + 13 * (Z_1 - 8.5)$$

$$\sigma'_{8.5} = 98 \text{ kPa}$$

Para el estrato QL4: $Z_1 = ds$

$$\sigma' = 98 + 13 * (Z_1 - 8.5) = 98 + 13 * (ds - 8.5)$$

Con:

Z1: cota medida desde la superficie del terreno, positiva descendente, en el intradós de la tablestaca hasta el punto considerado.

- Cálculo de empujes activos en el trasdós de la tablestaca

Se utiliza el método de Rankine.

Se suponen las arcillas normalmente consolidadas ($c'=0$)

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

Con:

e'_a : empuje activo

σ'_v : tensión vertical efectiva

c' : cohesión efectiva

K_a : coeficiente de empuje activo.

$$e'_A = 27.2 * 0.42 = 11.42KPa$$

$$e'_{BS} = 29.6 * 0.42 = 12.43KPa$$

$$e'_{Bi} = 29.6 * 0.36 = 10.36KPa$$

$$e'_{CS} = 36.6 * 0.36 = 13.18KPa$$

$$e'_{Ci} = 36.6 * 0.36 = 13.18KPa$$

$$e'_{DS} = 96.6 * 0.36 = 34.78KPa$$

$$e'_{Di} = 96.6 * 0.39 = 37.67KPa$$

$$e'_{ES} = 154.2 * 0.39 = 60.14KPa$$

$$e'_{Ei} = 154.2 * 0.33 = 50.89KPa$$

$$e'_{Fi} = 174.2 * 0.33 = 57.49KPa$$

$$e'_{Fi} = 174.2 * 0.36 = 62.71KPa$$

$$e'_A = 27.2 * 0.42 = 11.42KPa$$

$$e'_{QS \text{ activo}} = 154.2 + 10 * (Z - 12.5) * 0.33 = 29.44 + 3.3 * d_s \text{ KPa}$$

$$e'_{QL4 \text{ activo}} = 174.2 + 13 * (Z - 14.5) * 0.36 = 22.93 + 4.68 * d_s \text{ KPa}$$

Con:

Z: cota medida desde la superficie del terreno, positiva descendente, en el trasdós de la tablestaca hasta el punto considerado.

- Cálculo de empujes pasivos en el intradós de la tablestaca.

Se utiliza el método de Rankine.

Se suponen las arcillas normalmente consolidadas ($c'=0$)

$$e'_p = \sigma'_v * K_p + 2 * c' * \sqrt{K_p}$$

Con:

e'_a : empuje activo

σ'_v : tensión vertical efectiva

c' : cohesión efectiva

K_p : coeficiente de empuje pasivo.

Utilizando coeficiente F=2

$$e'_{HS} = 20.4 * 2.76/2 = 28.15KPa$$

$$e'_{Hi} = 20.4 * 2.56/2 = 26.11KPa$$

$$e'_{IS} = 78 * 2.56/2 = 99.84KPa$$

$$e'_{Hi} = 78 * 3/2 = 117KPa$$

$$e'_{JS} = 98 * 3/2 = 147KPa$$

$$e'_{ji} = 98 * 2.76/2 = 135.24KPa$$

$$e'_{QSpasivo} = [78 + 10 * (Z_1 - 6.5)] * \frac{3}{2} = 19.5 + 15 * d_s KPa$$

$$e'_{QL4pasivo} = [98 + 13 * (Z_1 - 8.5)] * \frac{2.76}{2} = 17.94 * d_s - 17.25KPa$$

Utilizando coeficiente F=1.5

$$e'_{HS} = 20.4 * 2.76/1.5 = 37.54KPa$$

$$e'_{Hi} = 20.4 * 2.56/1.5 = 34.82KPa$$

$$e'_{IS} = 78 * 2.56/1.5 = 133.12KPa$$

$$e'_{Hi} = 78 * 3/1.5 = 156KPa$$

$$e'_{JS} = 98 * 3/1.5 = 196KPa$$

$$e'_{ji} = 98 * 2.76/1.5 = 180.32KPa$$

$$e'_{QSpasivo} = [78 + 10 * (Z_1 - 6.5)] * \frac{3}{1.5} = 26 + 20 * d_s KPa$$

$$e'_{QL4pasivo} = [98 + 13 * (Z_1 - 8.5)] * \frac{2.76}{1.5} = 23.92 * d_s - 23KPa$$

Todos los subíndices de los empujes calculados hacen referencia a los diferentes puntos entre estratos, que se muestran en las figuras: *Figura A.3.4.1.A* y *Figura A.3.4.1.B*

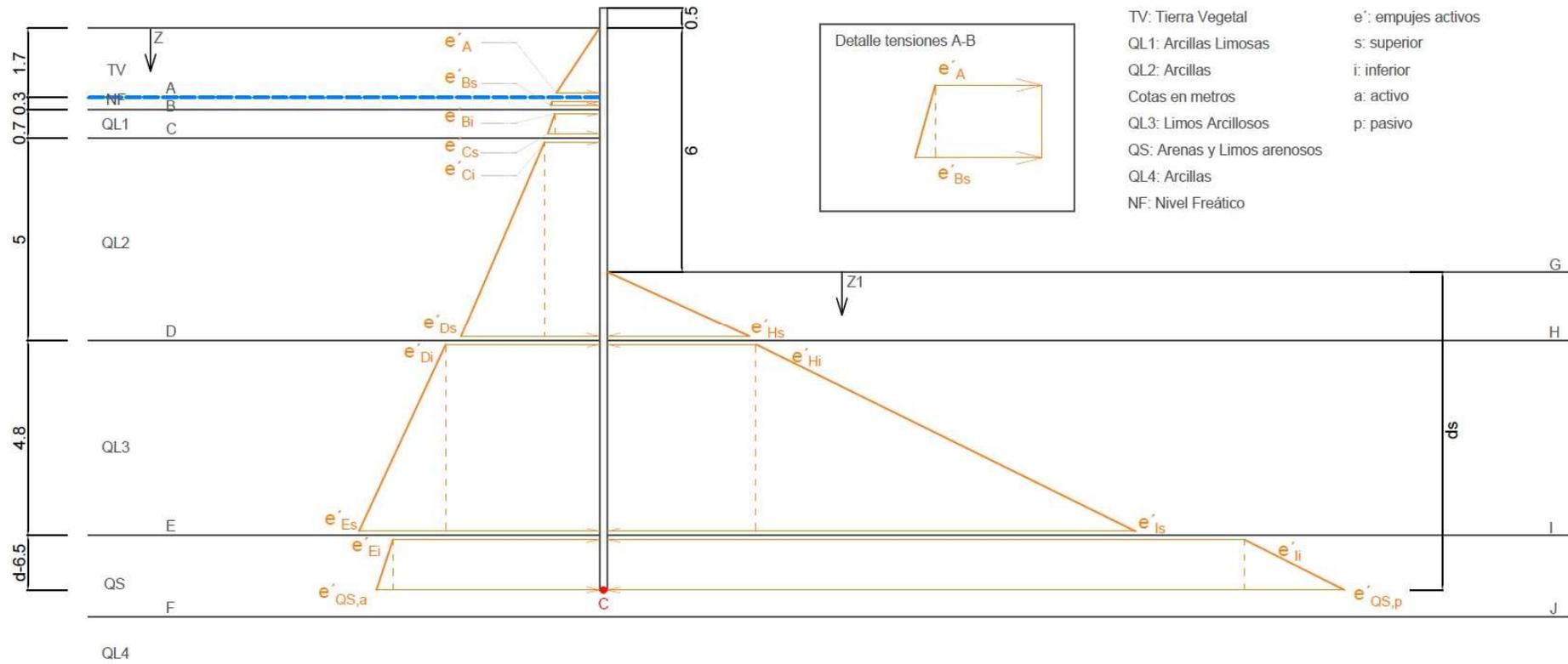


Figura A3.4.1.B Empujes unitarios hasta estrato QS. Fuente elaboración propia.

- Cálculo de empujes totales.

En el trasdós: empujes activos y distancias al punto de cálculos de momentos:

$$\begin{aligned}
 E_1 &= \frac{1}{2} * 1.7 * 11.42 = 9.71 \text{ kN/m} & d_1 &= d_s + 6 - \frac{2}{3} * 1.7 \\
 E_2 &= 11.42 * 0.3 = 3.43 \text{ kN/m} & d_2 &= d_s + 6 - 1.7 - 0.15 \\
 E_3 &= \frac{1}{2} * 0.3 * (12.43 - 11.42) = 0.15 \text{ kN/m} & d_3 &= d_s + 6 - 1.7 - \frac{2}{3} * 0.3 \\
 E_4 &= 10.66 * 0.7 = 7.46 \text{ kN/m} & d_4 &= d_s + 6 - 2 - 0.35 \\
 E_5 &= \frac{1}{2} * (13.18 - 10.66) * 0.7 = 0.88 \text{ kN/m} & d_5 &= d_s + 6 - 2 - \frac{2}{3} * 0.7 \\
 E_6 &= 13.18 * 5 = 65.9 \text{ kN/m} & d_6 &= d_s + 6 - 2.7 - 2.5 \\
 E_7 &= \frac{1}{2} * (34.78 - 13.18) * 5 = 54 \text{ kN/m} & d_7 &= d_s + 6 - 2.7 - \frac{2}{3} * 5 \\
 E_8 &= 37.67 * 4.8 = 180.82 \text{ kN/m} & d_8 &= d_s - 1.7 - 2.4 \\
 E_9 &= \frac{1}{2} * (60.14 - 37.67) * 4.8 = 53.93 \text{ kN/m} & d_9 &= d_s - 1.7 - \frac{2}{3} * 4.8 \\
 E_{w1} &= \frac{1}{2} * (d_s + 6 - 1.7) * 10 * (d_s + 6 - 1.7) \text{ kN} & d_{w1} &= \frac{1}{3} * (d_s + 6 - 1.7) \\
 E_{10} &= 50.89 * 2 = 101.78 \text{ kN/m} & d_{10} &= d_s - 1.7 - 4.8 - 1 \\
 E_{11} &= \frac{1}{2} * (57.49 - 50.89) * 2 = 16.6 \text{ kN/m} & d_{11} &= d_s - 1.7 - 4.8 - \frac{2}{3} * 2 \\
 E_{12QL4} &= 62.71 * (d_s - 8.5) \text{ kN/m} & d_{12QL4} &= d_s - 1.7 - 4.8 - 2 - \frac{(d_s - 8.5)}{2} \\
 E_{13QL4} &= \frac{1}{2} * (d_s - 8.5) * (22.93 + 4.68 * d_s - 62.71) \text{ kN/m} & d_{13QL4} &= \frac{1}{3} * (d_s - 8.5) \\
 E_{21QS} &= 50.89 * (d_s - 6.5) \text{ kN/m} & d_{21QS} &= \frac{d_s - 6.5}{2} \\
 E_{22QS} &= \frac{1}{2} * (d_s - 6.5) * (29.44 + 3.3 * d_s - 50.89) \text{ kN/m} & d_{22QS} &= \frac{d_s - 6.5}{3}
 \end{aligned}$$

En el intradós: empujes pasivos y distancias al punto de cálculo de momentos:

Con coeficiente F=2 los empujes son los siguientes:

$$\begin{aligned}
 E_{14} &= \frac{1}{2} * 28.15 * 1.7 = 47.86 \text{ kN/m} & d_{14} &= d_s - \frac{2}{3} * 1.7 \\
 E_{15} &= 26.11 * 4.8 = 125.33 \text{ kN/m} & d_{15} &= d_s - 1.7 - 2.4 \\
 E_{16} &= \frac{1}{2} * (99.84 - 26.11) * 4.8 = 176.95 \text{ kN/m} & d_{16} &= d_s - 1.7 - \frac{2}{3} * 4.8 \\
 E_{17} &= 117 * 2 = 234 \text{ kN/m} & d_{17} &= d_s - 1.7 - 4.8 - 1 \\
 E_{18} &= \frac{1}{2} * (147 - 117) * 2 = 30 \text{ kN/m} & d_{18} &= d_s - 1.7 - 4.8 - \frac{2}{3} * 2 \\
 E_{19QL} &= 135.24 * (d_s - 8.5) \text{ kN/m} & d_{19} &= d_s - 1.7 - 4.8 - 2 - \frac{d_s - 8.5}{2} \\
 E_{20QL4} &= \frac{1}{2} * (d_s - 8.5) * (17.94 * d_s - 17.25 - 135.24) \text{ kN/m} \\
 d_{20QL4} &= d_s - 1.7 - 4.8 - 2 - \frac{2}{3} * (d_s - 8.5) \\
 E_{23QS} &= 117 * (d_s - 6.5) \text{ kN/m} & d_{23QS} &= \frac{d_s - 6.5}{2} \\
 E_{24QS} &= \frac{1}{2} * (d_s - 6.5) * (15 * d_s - 58.5 - 117) \text{ kN/m} & d_{24QS} &= \frac{d_s - 6.5}{3} \\
 E_{w2} &= \frac{1}{2} * 10 * d_s^2 & d_{w2} &= \frac{1}{3} * d_s
 \end{aligned}$$

Con coeficiente F=1.5 los empujes son los siguientes:

$$\begin{aligned}
 E_{14} &= \frac{1}{2} * 37.54 * 1.7 = 31.91 \text{ kN/m} & d_{14} &= d_s - \frac{2}{3} * 1.7 \\
 E_{15} &= 34.82 * 4.8 = 167.136 \text{ kN/m} & d_{15} &= d_s - 1.7 - 2.4 \\
 E_{16} &= \frac{1}{2} * (133.12 - 34.82) * 4.8 = 235.92 \text{ kN/m} & d_{16} &= d_s - 1.7 - \frac{2}{3} * 4.8 \\
 E_{17} &= 156 * 2 = 312 \text{ kN/m} & d_{17} &= d_s - 1.7 - 4.8 - 1 \\
 E_{18} &= \frac{1}{2} * (196 - 156) * 2 = 40 \text{ kN/m} & d_{18} &= d_s - 1.7 - 4.8 - \frac{2}{3} * 2 \\
 E_{19QL4} &= 180.32 * (d_s - 8.5) \text{ kN/m} & d_{19} &= d_s - 1.7 - 4.8 - 2 - \frac{d_s - 8.5}{2} \\
 E_{20QL4} &= \frac{1}{2} * (d_s - 8.5) * (23.92 * d_s - 23 - 180.32) \text{ kN/m} \\
 d_{20QL4} &= d_s - 1.7 - 4.8 - 2 - \frac{2}{3} * (d_s - 8.5) \\
 E_{23QS} &= 156 * (d_s - 6.5) \text{ kN/m} & d_{23QS} &= \frac{d_s - 6.5}{2} \\
 E_{24QS} &= \frac{1}{2} * (d_s - 6.5) * (26 + 20 * d_s - 156) \text{ kN/m} & d_{24QS} &= \frac{d_s - 6.5}{3} \\
 E_{w2} &= \frac{1}{2} * 10 * d_s^2 \text{ kN/m} & d_{w2} &= \frac{1}{3} * d_s
 \end{aligned}$$

Todos los subíndices de los empujes resultantes calculados se muestran en las figuras:

Figura A.3.4.1.C y Figura A.3.4.1.D

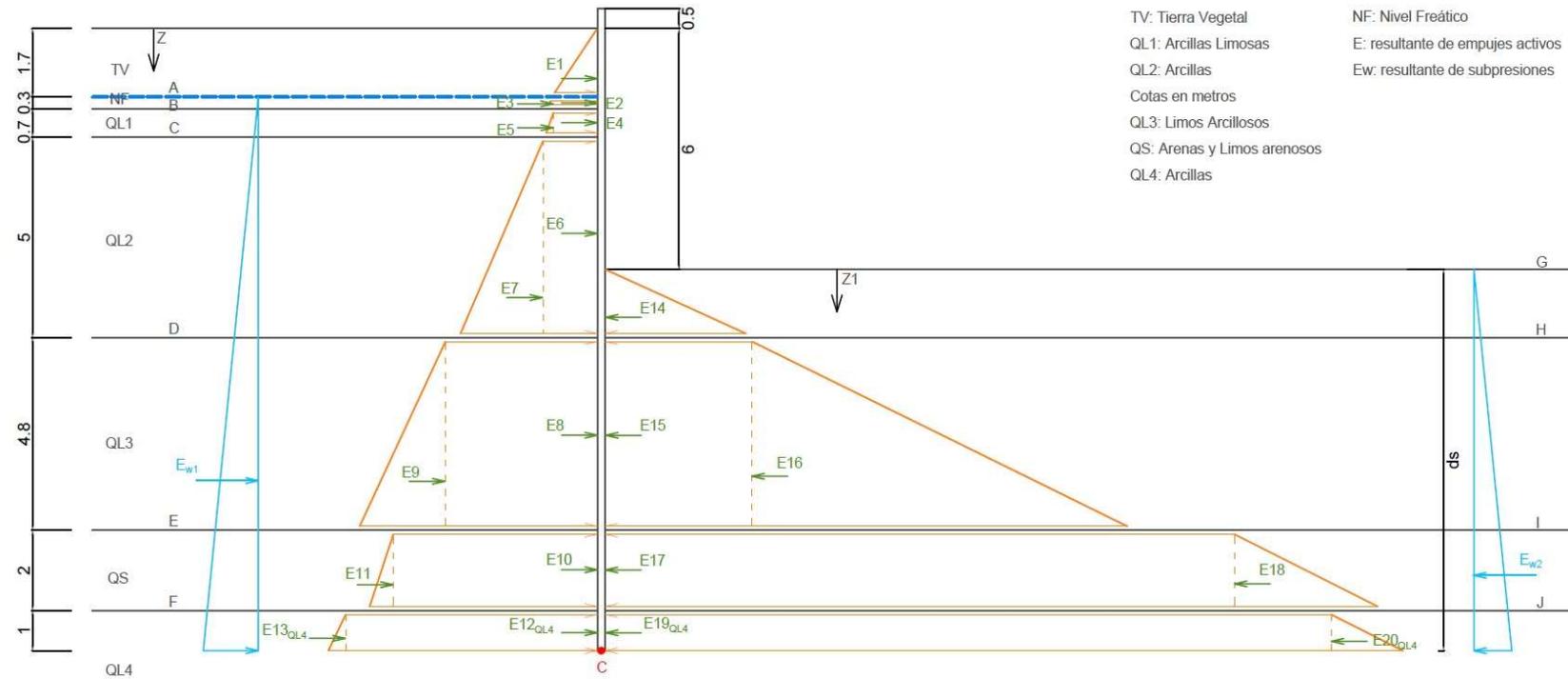


Figura A.3.4.1.C Empujes resultantes hasta estrato QL4. Fuente Elaboración propia.

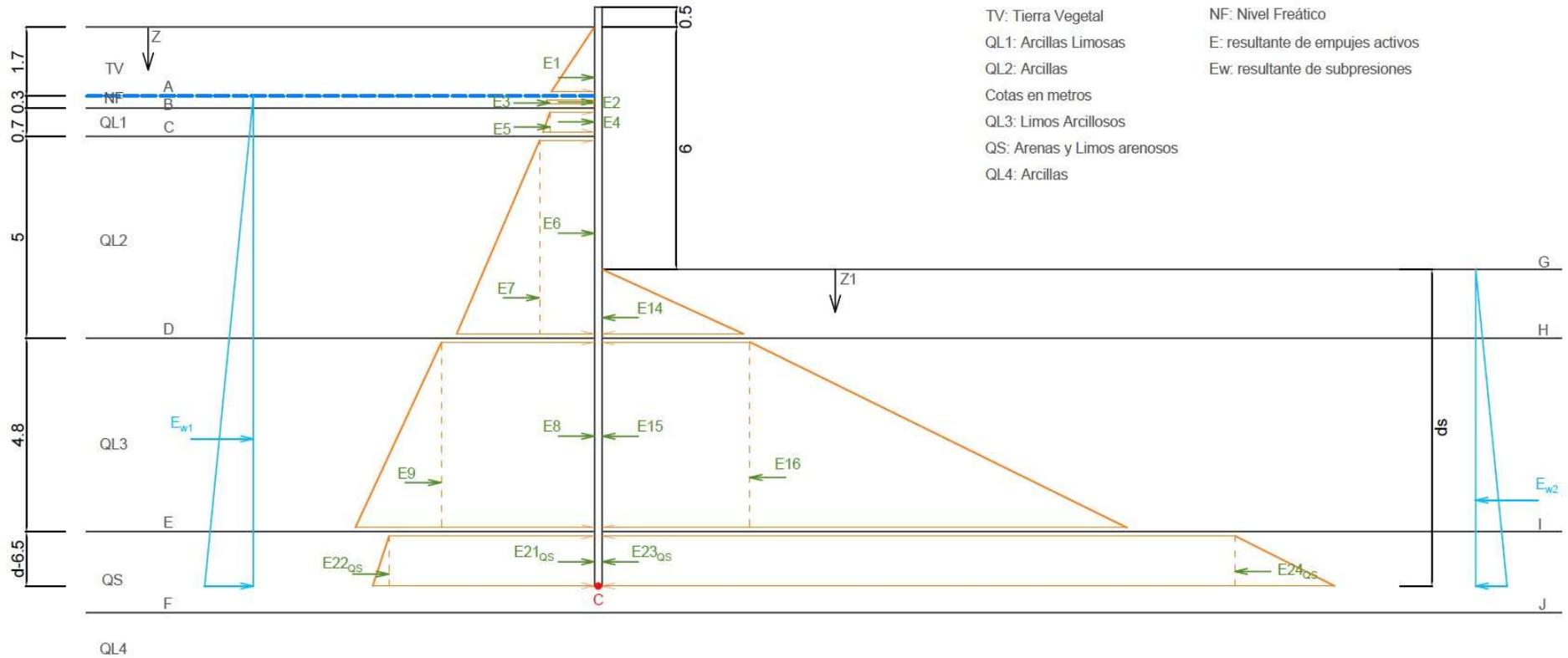


Figura A.3.4.1.D Empujes resultantes hasta estrato QS. Fuente: Elaboración propia.

A3.4.2 Cálculo de la tablestaca

- Se aplica el método de cálculo de "Muro autoportante" (Blum, 1931).

El proceso seguido para calcular el elemento resistente, ha sido el siguiente:

- Inicialmente obtener los empujes activos y pasivos que recibe sistema de contención.
- Calcular el valor de d_s aplicando $\sum M_c = 0$ de los empujes que intervienen.
El punto c, es el punto de empotramiento de la tablestaca.
- Calcular el valor de la profundidad Z_s
- Obtener el momento máximo de cálculo de la tablestaca. $M_{max,Ed}$

Hipótesis 1

Suponer que d_s alcanza estrato QS. Ver Figura A.3.4.2.A

$$d_s \in [6.5; 8.5] \text{ y } F = 2$$

Se aplica equilibrio de momentos en C.

$$\sum M_c = 0$$

$$E_1 * d_1 + E_2 * d_2 + E_3 * d_3 + E_4 * d_4 + E_5 * d_5 + E_6 * d_6 + E_7 * d_7 + E_8 * d_8 + E_9 * d_9 + E_{21QS} * d_{21QS} + E_{22QS} * d_{22QS} + E_{w1} * d_{w1} - E_{14} * d_{14} - E_{15} * d_{15} - E_{16} * d_{16} - E_{23QS} * d_{23QS} - E_{24QS} * d_{24QS} - E_{w2} * d_{w2} = 0$$

Resultado:

$$d_s = 23.92 \text{ m}$$

$$d_s \notin [6.5, 8.5]$$

No se cumple la hipótesis 1

Se repiten los cálculos para F=1.5

Se repiten los cálculos anteriores para F=1.5 y se obtiene:

$$d_s = 16.06 \text{ m.}$$

$$d_s \notin [6.5, 8.5]$$

QUEDA DESCARTADA, LA HIPÓTESIS 1 PARA EL ESTRATO QS.

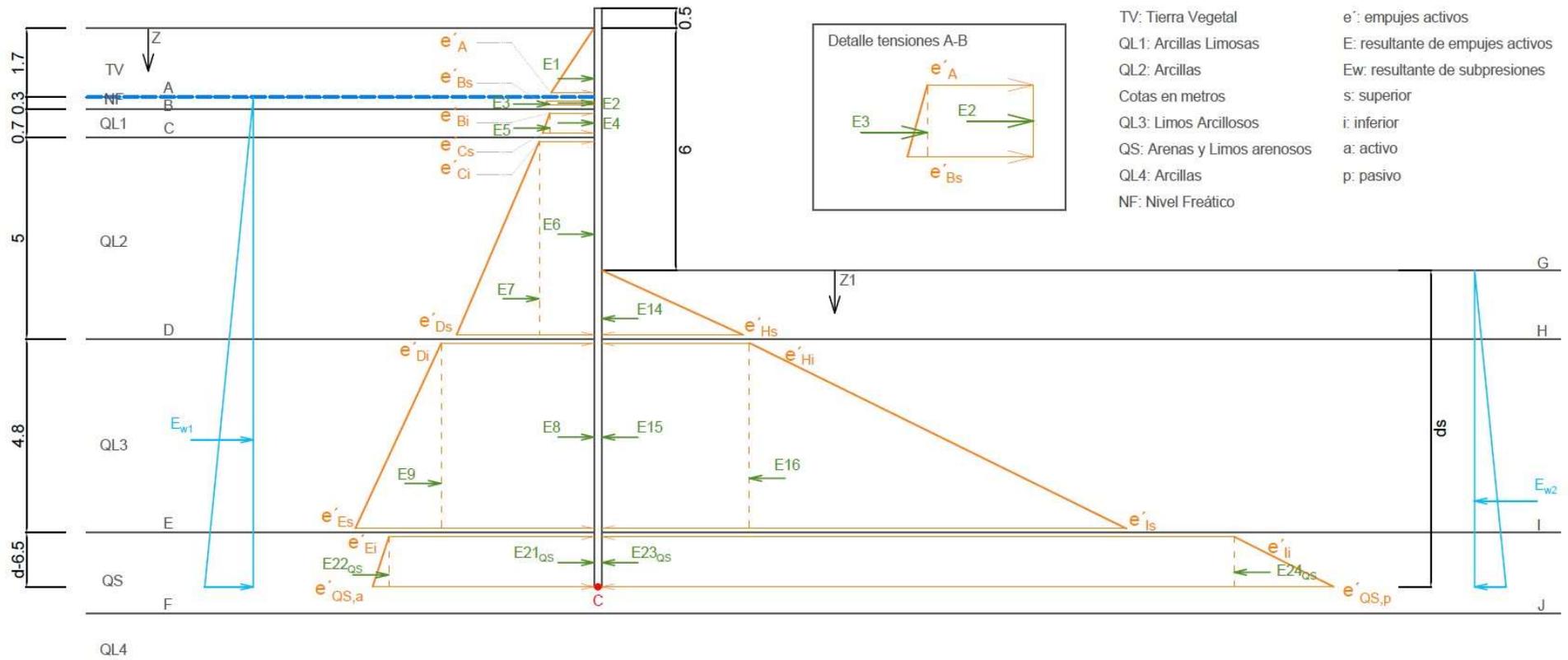


Figura A.3.4.2.A Empujes totales hasta estrato QS. Fuente: Elaboración propia.

Hipótesis 2:

Suponer que d_s llega hasta el estrato de QL4. Ver la Figura A.3.4.2.B:

$$d_s > 8.5 \text{ m y } F = 2.$$

Se aplica equilibrio de momentos en C

$$\sum M_c = 0$$

$$E_1 * d_1 + E_2 * d_2 + E_3 * d_3 + E_4 * d_4 + E_5 * d_5 + E_6 * d_6 + E_7 * d_7 + E_8 * d_8 + E_9 * d_9 + E_{10} * d_{10} + E_{11} * d_{11} + E_{12Q} * d_{12QL4} + E_{13QL4} * d_{13Q} + E_{w1} * d_{w1} - E_{14} * d_{14} - E_{15} * d_{15} - E_{16} * d_{16} - E_{17} * d_{17} - E_{18} * d_{18} - E_{19QL4} * d_{19QL} - E_{20QL4} * d_{20QL4} - E_{w2} * d_{w2} = 0$$

Resultado:

$$d_s = 29.41 \text{ m}$$

$$d_s > 8.5 \text{ m}$$

Queda incluido en el intervalo de hipótesis 2. Por lo tanto, pertenece al estrato QL4 y se realizan los cálculos posteriores.

Longitud de la tablestaca

$$L = 0.5 + d_s * 1.20 + 6 = 42.5 \text{ m} \approx 43 \text{ m. Siendo este valor excesivo}$$

Se calcula el valor de la profundidad Z_s . Sustituir: $d_s = z_s$ en el sumatorio siguiente:

$$\sum E_{activos} = \sum E_{pasivos}$$

$$E_1 + E_2 + E_3 + E_4 + E_5 + E_6 + E_7 + E_8 + E_9 + E_{10} + E_{11} + E_{12QL4} + E_{13QL4} + E_{w1} = E_{14} + E_{15} + E_{16} + E_{17} + E_{18} + E_{19QL4} + E_{20QL4} + E_{w2} = 0$$

$$\text{Solución: } Z_s = 18.89 \text{ m.}$$

Con $Z_s = 18.89 \text{ m}$, se calcula $\sum M_{Z_s} = 0$ para obtener momento máximo de cálculo $M_{max,Ed}$

$$\text{Solución: } M_{max,Ed} = 7633.07 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Como $M_{max,Ed}$ excesivo y longitud de tablestaca inviable.

SE DESCARTA ESTA SOLUCIÓN**Se repiten los cálculos para F=1.5**

Se recalcula la hipótesis 2, para F=1.5, siguiendo el mismo proceso de cálculo.

Resultado:

$$d_s = 16.47 \text{ m.}$$

$$d = 1.20 * d_s = 19.76 \text{ m}$$

$$L = 19.76 + 0.5 + 6 = 26.6 = 27 \text{ m de longitud de tablestaca.}$$

$$Z_s = 10.21 \text{ m}$$

$$\text{Momento máximo: } M_{max,Ed} = 2896.55 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Se descarta, porque $M_{max,Ed}$, muy superior al resistido por tablestacas convencionales.

QUEDA DESCARTADO ESTE MÉTODO

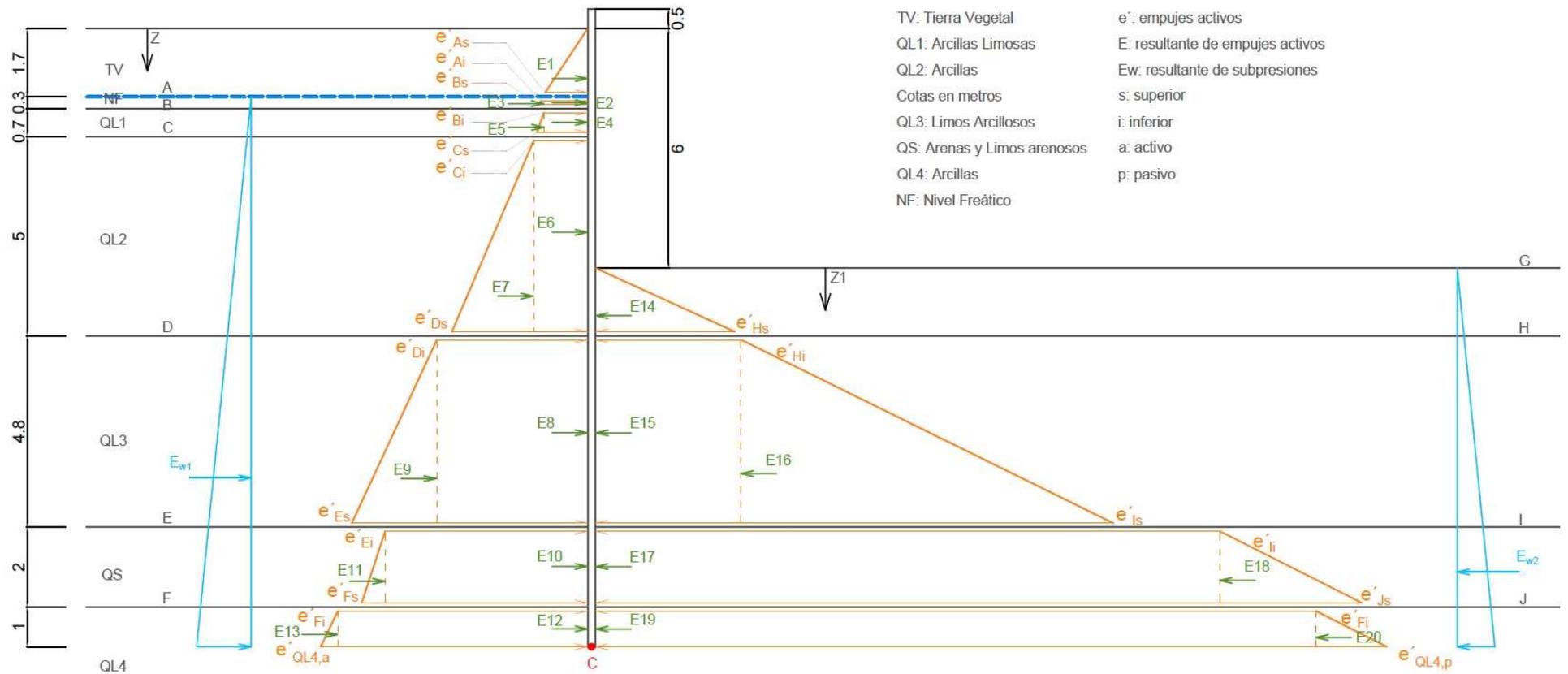


Figura A.3.4.2.B Empujes totales hasta estrato QL4. Fuente: Elaboración propia.

Por lo tanto, se procede al cálculo de la pantalla mediante el método “Muro sin empotramiento en el terreno” de Hagerty y Nofal (1992), en el que se emplea el anclaje como sistema de arriostramiento.

- Se aplica el método de cálculo de “Muro sin empotramiento en el terreno”

El proceso seguido para calcular el elemento resistente, ha sido el siguiente:

- Obtener los empujes activos y pasivos que recibe sistema de contención.
- Se calcula el valor de P (reacción del anclaje) y d_s (profundidad del pie libre), mediante el sistema de ecuaciones:
 $\sum M_C = 0$ y $\sum E = 0$. Siendo C el punto de la base de la tablestaca. Con condiciones de borde de la pantalla en su base: momento flector y cortante nulo.
- Se obtiene el momento máximo de cálculo que se puede producir en la tablestaca. $M_{max,Ed}$. Mediante la representación gráfica de la ley de flectores.

Hipótesis 1

- Suponer que d_s alcanza hasta el estrato de QS. Ver *Figura A.3.4.2.C*

$$d_s \in [6.5; 8.5] \text{ y } F = 1.5$$

Se resuelve sistema de ecuaciones:

$$\sum M_C^{Activos} = \sum M_C^{pasivos} + P * (d_s + 4.5)$$

$$E_1 * d_1 + E_2 * d_2 + E_3 * d_3 + E_4 * d_4 + E_5 * d_5 + E_6 * d_6 + E_7 * d_7 + E_8 * d_8 + E_9 * d_9 + E_{21QS} * d_{21QS} + E_{22QS} * d_{22QS} + E_{w1} * d_{w1} = E_{14} * d_{14} + E_{15} * d_{15} + E_{16} * d_{16} + E_{23QS} * d_{23QS} + E_{24QS} * d_{24QS} + E_{w2} * d_{w2} + P * (d_s + 4.5)$$

$$\sum E^{activos} = \sum E^{pasivos} + P$$

$$E_1 + E_2 + E_3 + E_4 + E_5 + E_6 + E_7 + E_8 + E_9 + E_{21QS} + E_{22QS} + E_{w1} = E_{14} + E_{15} + E_{16} + E_{23QS} + E_{24QS} + E_{w2} + P$$

Solución:

$$d_s = 7.86 \text{ m}$$

$$P = 213.36 \text{ kN*m}$$

SE VERIFICA LA HIPÓTESIS 1

Según la recomendación de Blum, este valor se mayor un 20%:

$$d = 1.20 * d_s$$

Se deja una distancia libre para facilitar la extracción de la tablestaca: 0.5m

Profundidad excavación: 6m

$$L = 1.20 * d_s + 0.5 + 6 = 15.93 \cong 16 \text{ m}$$

Longitud total tablestaca: L=16m

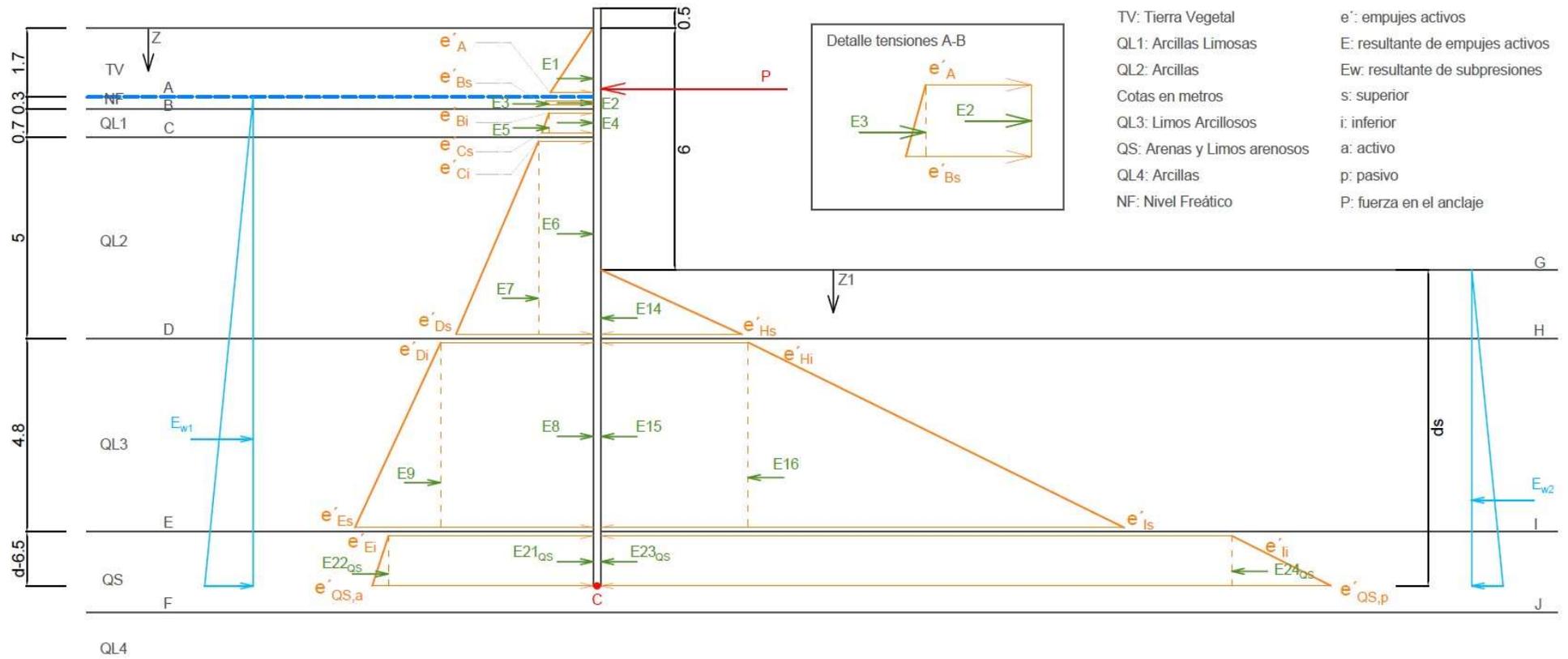


Figura A.3.4.2.C Empujes totales hasta estrato QS con anclaje. Fuente: Elaboración propia.

- Ley de momentos para obtener el momento máximo.

$$0 \leq X \leq 1.5 \text{ m}$$

$$\frac{11.42 * X}{1.7} * X * \frac{1}{3} * X = M(X)$$

$$1.5 \leq X \leq 1.7 \text{ m}$$

$$\frac{11.42 * X}{1.7} * X * \frac{1}{3} * X - P * (X - 1.5) = M(X)$$

$$1.7 \leq X \leq 2 \text{ m}$$

$$9.71 * \left(X - \frac{2}{3} * 1.7 \right) + 11.42 * \frac{(X-1.7)^2}{2} + \frac{(12.43-11.42)*(X-1.7)}{0.3} * \frac{1}{2} * \frac{(X-1.7)^2}{3} - P * (X - 1.5) + \frac{10*(X-1.7)^3}{6} = M(X)$$

$$2 \leq X \leq 2.7 \text{ m}$$

$$9.71 * \left(X - \frac{2}{3} * 1.7 \right) + 3.43 * (X - 1.7 - 0.15) + 0.15 * \left(X - 1.7 - \frac{2}{3} * 0.3 \right) + \frac{10.66*(X-2)^2}{2} + \frac{(13.18-1.66)*(X-2)}{0.7} * \frac{1}{2} * \frac{(X-2)^2}{3} - P * (X - 1.5) + \frac{10*(X-1.7)^3}{6} = M(X)$$

$$2.7 \leq X \leq 6 \text{ m}$$

$$9.71 * \left(X - \frac{2}{3} * 1.7 \right) + 3.43 * (X - 1.7 - 0.15) + 0.15 * \left(X - 1.7 - \frac{2}{3} * 0.3 \right) + 7.46 * (X - 2 - 0.35) + 0.88 * \left(X - 2 - \frac{2}{3} * 0.7 \right) + 13.18 * \frac{(X-2.7)^2}{2} + \frac{(34.78-13.18)*(X-2.7)}{5} * \frac{1}{2} * \frac{(X-2.7)^2}{3} - P * (X - 1.5) + \frac{10*(X-1.7)^3}{6} = M(X)$$

$$6 \leq X \leq 7.7 \text{ m}$$

$$9.71 * \left(X - \frac{2}{3} * 1.7 \right) + 3.43 * (X - 1.7 - 0.15) + 0.15 * \left(X - 1.7 - \frac{2}{3} * 0.3 \right) + 7.46 * (X - 2 - 0.35) + 0.88 * \left(X - 2 - \frac{2}{3} * 0.7 \right) + 13.18 * \frac{(X-2.7)^2}{2} + \frac{(34.78-1.18)*(X-2.7)}{5} * \frac{1}{2} * \frac{(X-2.7)^2}{3} - P * (X - 1.5) - \frac{37.54*(X-6)}{1.7} * \frac{1}{2} * \frac{(X-6)^2}{3} + \frac{10*(X-1.7)^3}{6} - \frac{10*(X-6)^3}{6} = M(X)$$

$$7.7 \leq X \leq 12.5 \text{ m}$$

$$9.71 * \left(X - \frac{2}{3} * 1.7 \right) + 3.43 * (X - 1.7 - 0.15) + 0.15 * \left(X - 1.7 - \frac{2}{3} * 0.3 \right) + 7.46 * (X - 2 - 0.35) + 0.88 * \left(X - 2 - \frac{2}{3} * 0.7 \right) + 65.9 * (X - 5.2) + 54 * \left(X - 2.7 - \frac{2}{3} * 5 \right) + 37.67 * \frac{(X-7.7)^2}{2} + \frac{(60.14-37.67)*(X-7.7)}{4.8} * \frac{1}{2} * \frac{(X-7.7)^2}{3} - 31.91 * \left(X - 6 - \frac{2}{3} * 1.7 \right) - \frac{34.82*(X-7.7)^2}{2} - \frac{(133.12-3.82)*(X-7.7)}{4.8} * \frac{1}{2} * \frac{(X-7.7)^2}{3} - P * (X - 1.5) + \frac{10*(X-1.7)^3}{6} - \frac{10*(X-6)^3}{6} = M(X)$$

$$12.5 \leq X \leq 14.5 \text{ m}$$

$$9.71 * \left(X - \frac{2}{3} * 1.7\right) + 3.43 * (X - 1.7 - 0.15) + 0.15 * \left(X - 1.7 - \frac{2}{3} * 0.3\right) + 7.46 * (X - 2 - 0.35) + 0.88 * \left(X - 2 - \frac{2}{3} * 0.7\right) + 65.9 * (X - 5.2) + 54 * \left(X - 2.7 - \frac{2}{3} * 5\right) + 180.82 * (X - 10.1) + 53.93 * \left(X - 7.7 - \frac{2}{3} * 4.8\right) + 50.89 * \frac{(X-12.5)^2}{2} + \frac{(57.49-50.89)*(X-12.5)}{2} * \frac{1}{2} * \frac{(X-12.5)^2}{3} - 31.91 * \left(X - 6 - \frac{2}{3} * 1.7\right) - 167.136 * (X - 10.1) - 235.92 * \left(X - 7.7 - \frac{2}{3} * 4.8\right) - \frac{156*(X-12.5)^2}{2} - \frac{(196-156)*(X-12.5)}{2} * \frac{1}{2} * \frac{(X-12.5)^2}{3} - P * (X - 1.5) + \frac{10*(X-1.7)^3}{6} - \frac{10*(X-6)^3}{6} = M(X)$$

Con la ayuda de la representación en Excel de la ley de momentos flectores, se determina el momento máximo de cálculo y el punto donde se localiza Ver Figura A.3.4.2.D

$$|M_{m\acute{a}x,Ed}| = 645.21 \text{ kN} * \text{ m}$$

$$Z = -6.5 \text{ m}$$

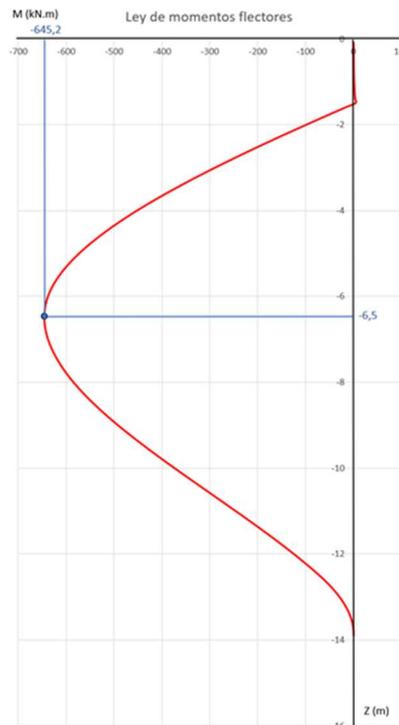


Figura A.3.4.2.D Ley de momentos flectores de la tablestaca arriostrada con anclaje.
Fuente: Elaboración propia.

$$M_{max} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{Mo}}$$

$$W_{pl} = \frac{645.21 * 10^6 * 1.05}{355} = 1908367 \text{ mm}^3 / \text{ m} = 1908.3 \text{ cm}^3 / \text{ m}$$

W_{pl} : módulo resistente

f_y : límite elástico acero γ_{Mo} : coeficiente de seguridad acero

f_y : límite elástico acero

$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{Mo} = 1.05$

Se localiza en catálogo Ischebeck Ibérica modelo tablestaca con $W_{pl} = 2480 \geq 1908.3 \text{ cm}^3 / \text{ m}$

MODELO SELECCIONADO DE TABLESTACA: HOESCH 2500

A3.5 Cálculo del sistema de arriostramiento

- Mayoración de cargas actuantes

P_N (carga nominal del anclaje) = 227052.97 N

Angulo de inclinación: $\alpha = 20^\circ$,

$$P_N = \frac{P}{\cos 20} = \frac{213.36}{\cos 20} = 227052.97 \text{ N}$$

Ver Figura A.3.5.A

P_N (carga nominal del anclaje) = 227052.97 N

$P_{Nd} = F_1 * P_N = 1.20 * 227052.97 = 272463.563 \text{ N}$

Coefficiente de mayoración para un anclaje provisional: $F_1 = 1.20$.

Ver Figura A.3.5.B

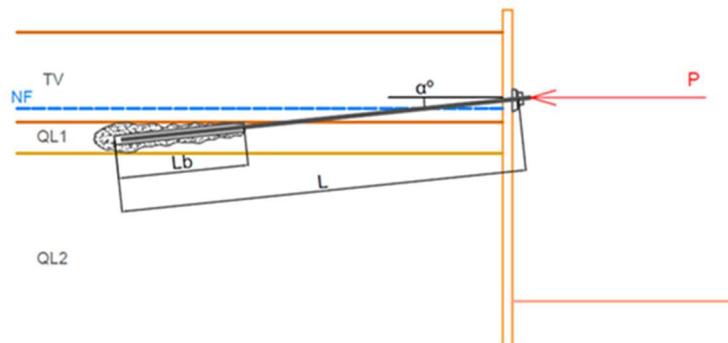


Figura A.3.5.A Esquema anclaje. Fuente: Elaboración propia.

TIPO DE ANCLAJE	F_1
Permanente	1,50
Provisional	1,20

Figura A.3.5.B Tabla 3.1. Coeficiente F_1 en función del tipo de anclaje.
Fuente: Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carreteras.

- Se comprueba la tensión admisible del acero

$$P_{ND} / A_T \leq f_{pk} / 1.25$$

$$P_{ND} / A_T \leq f_{yk} / 1.10$$

Comprobación:

$$\frac{272463.563}{555.54} \leq \frac{1050}{1.25} \quad \text{Cumple}$$

$$\frac{272463.563}{555.54} \leq \frac{850}{1.10} \quad \text{Cumple}$$

Ver Figura A.3.5.C

Con:

P_{Nd} : carga nominal mayorada de cada anclaje

A_T : sección del tirante;

$$A_T = \pi * \left(\frac{26.5}{2}\right)^2 = 555.54 \text{ mm}^2$$

Ver Figura A.3.5.D

f_{pk} : límite de rotura del acero del tirante; $f_{pk}=1050$ Mpa

f_{yk} : límite elástico del acero del tirante; $f_{yk}=850$ Mpa

TIPO DE TIRANTE	LÍMITE ELÁSTICO (MPa)	CARGA UNITARIA DE ROTURA (MPa)
Barra tipo DW (Diwidag) o similar	850	1.050
Barra tipo Gewi o similar	500	550
Cables	1.710	1.910

Figura A.3.5.C. Tabla 2.1 principales características mecánicas de los aceros.

Fuente: Guía para el diseño y la ejecución de anclajes en obras de carreteras.

Núcleo Barra Ø (mm)	Ø exterior (mm)	paso (mm)	Carga admitida (kN)	Carga al límite de elasticidad (kN)	Carga de rotura (kN)
15,0	17,0	10	91	159	195
20,0	22,0	10	162	283	345
26,5	30,0	13	300	525	580
32,0	37,0	17	434	760	850
36,0	41,5	18	549	960	1.070

Figura A.3.5.D. Características barra tipo DW . Fuente catálogo fabricante Maxim.TM

- Se comprueba el deslizamiento del tirante en la lechada.

$$P_{Nd} / (L_b \cdot p_T) \leq \tau_{lim} / 1.2$$

$$\text{Con: } \frac{272463.563}{(966.67 \cdot 83.25)} \leq \frac{1050}{1.25} \text{ Cumple}$$

$$\tau_{lim} = 6.9 (f_{ck} / 22.5)^{2/3}$$

$$\tau_{lim} = 6.9 \cdot \left(\frac{30}{22.5}\right)^{2/3} = 8.36 \text{ Mpa}$$

P_{Nd} : carga nominal mayorada de cada anclaje.

p_T : perímetro nominal del tirante = $2 \cdot \sqrt{\pi} \cdot A_T = 2 \cdot \sqrt{\pi} \cdot 555.54 = 83.25 \text{ mm}$

A_T : sección del tirante.

L : Longitud anclaje. Se supone $L=2900 \text{ mm}$

L_b : longitud de cálculo del bulbo. Aproximadamente $L_b = \frac{1}{3} \cdot L = 966.67 \text{ mm}$

τ_{lim} : adherencia límite entre el tirante y la lechada expresada en MPa.

f_{ck} : resistencia característica (rotura a compresión a 28 días) de la lechada en MPa.

- verifica la seguridad frente al arrancamiento del bulbo.

$$P_{Nd} / (\pi \cdot D_N \cdot L_b) \leq a_{adm}$$

$$\frac{272463.563}{(\pi \cdot 350 \cdot 966.66)} \leq 0.375$$

Siendo:

P_{Nd} = carga nominal mayorada de cada anclaje.

D_N = diámetro nominal del bulbo.

L_b = longitud de cálculo del bulbo.

a_{adm} = adherencia admisible arrancamiento del terreno que rodea al bulbo.

Ver Figura A.3.5.E

$$a_{adm} = \frac{a_{lim}}{F_3} = \frac{0.37}{1.45} = 0.26$$

Ver Figura A.3.5.F

Solución Anclaje:

$L=2900 \text{ mm}$. $\alpha = 20^\circ$

$\emptyset = 26.5$ barra de anclaje tipo Dywidag. Tirante de barra tipo 6B y tipo de inyección

Repetitiva y selectiva (IRS)

$DN = 350 \text{ mm}$

Ver Figura A3.5.G y Figura A.3.5.H

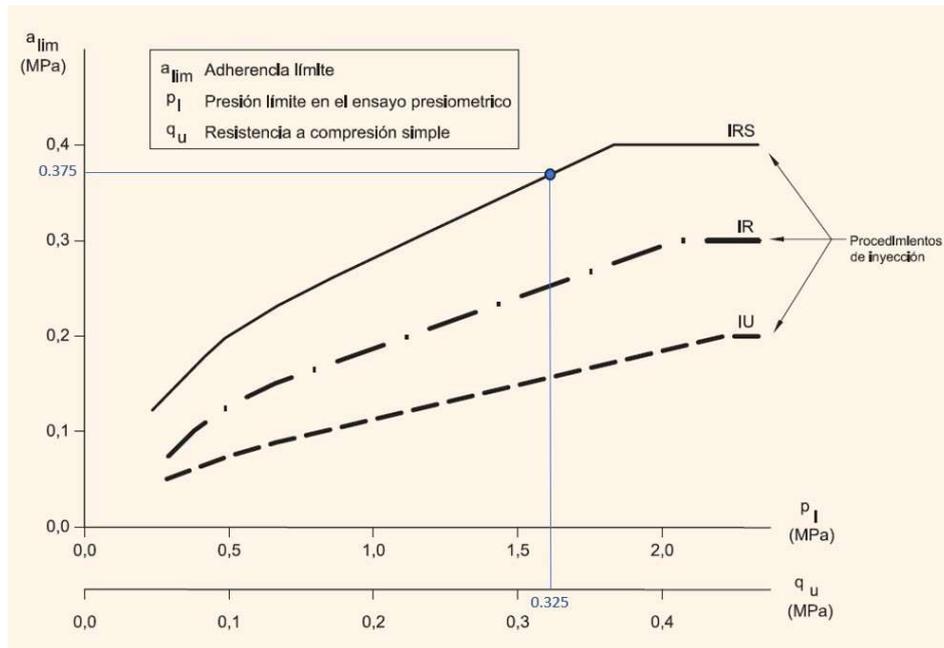


Figura A.3.5.E Relación entre resistencia a compresión simple y adherencia límite.

Fuente: Guía para el diseño y la ejecución de anclajes en obras de carretera.

TIPO DE ANCLAJE	F_3
Provisional	1,45
Permanente	1,65

Figura A.3.5.F. Tabla 3.2 Coeficiente F_3 en función del Tipo de Anclaje.

Fuente: Guía para el diseño y la ejecución de anclajes en obras de carreteras.

DIÁMETRO DE LA BARRA (mm)	DIÁMETRO MÍNIMO EXTERIOR DE LA ENTUBACIÓN (mm) ^(*)	DIÁMETRO MÍNIMO DE LA PERFORACIÓN NO ENTUBADA (mm)
TIPO 5. ANCLAJES PROVISIONALES CON INYECCIÓN ÚNICA GLOBAL (IU)		
$\phi \leq 25$	90	68
$25 < \phi \leq 40$	101	85
TIPO 7. ANCLAJES PERMANENTES CON INYECCIÓN ÚNICA GLOBAL (IU)		
$\phi \leq 25$	114	85
$25 < \phi \leq 40$	133	105
TIPOS 6 A, 6 B, 8 A Y 8 B. ANCLAJES CON REINYECCIÓN (IR, IRS)		
$\phi \leq 20$	133	105
$20 < \phi \leq 25$	152	114
$25 < \phi \leq 40$	178	133

^(*) Siempre que no existan empalmes en la barra

Figura A.3.5.G Tabla 4.2 Diámetros mínimos de perforación para anclajes de barra
Fuente: Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera.

VIDA ÚTIL Y TIPO DE INYECCIÓN	TIRANTE DE CABLES	TIRANTE DE BARRA
Provisional con inyección única global (IU)	Tipo 1	Tipo 5
Provisional con inyección repetitiva (IR)	Tipo 2A	Tipo 6A
Provisional con inyección repetitiva y selectiva (IRS)	Tipo 2B	Tipo 6B
Permanente con inyección única global (IU)	Tipo 3	Tipo 7
Permanente con inyección repetitiva (IR)	Tipo 4A	Tipo 8A
Permanente con inyección repetitiva y selectiva (IRS)	Tipo 4B	Tipo 8B

Figura A.3.5.H Nomenclatura Anclajes.
Fuente: Guía para el diseño y ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera.

A3.6 Comprobación de estabilidades hidráulicas

A3.6.1 Comprobación de sifonamiento

La condición para que se produzca sifonamiento es que el gradiente real sea mayor al gradiente crítico. Si $i_{real} > i_{crítico} \rightarrow$ se produce sifonamiento

Para mayor comprensión de los cálculos efectuados, se muestra la *Figura A.3.6.1.A*. Se procede al cálculo, con los datos de los que disponemos, obtenidos al parametrizar el terreno.

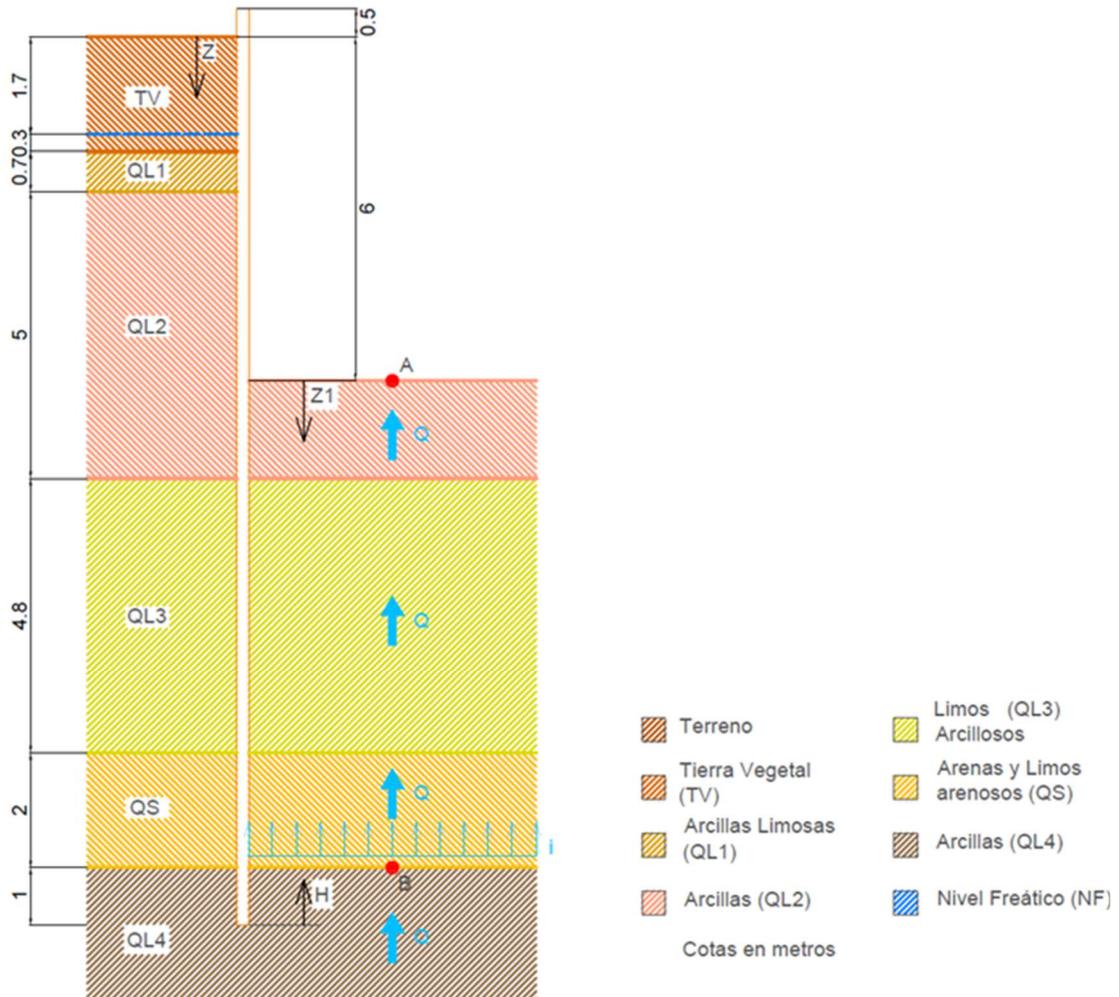


Figura A.3.6.1.A Sifonamiento. Fuente: Elaboración propia.

Se procede al cálculo, con los datos de los que disponemos, obtenidos al parametrizar el terreno. Las permeabilidades de los estratos son:

$$k_{QS} = 2 * 10^{-5} m/s$$

$$k_{QL} = 4 * 10^{-7} m/s$$

No se disponen de las permeabilidades de los estratos QL2 y QL4, por lo que al ser arcillas se supone la misma que para el estrato QL4.

$$k_{QL3} = K_{QL2} = 4 * 10^{-7}$$

$$K_{V,eq} = \frac{\sum_{i=1}^3 e_i}{\sum_{i=1}^3 \frac{e_i}{K_i}} = \frac{1.7+4.8+2}{\frac{1.7}{4*10^{-7}} + \frac{4.8}{4*10^{-7}} + \frac{2}{2*10^{-5}}} = 5.2 * 10^{-7} \text{ m/s}$$

$K_{V,eq}$ = permeabilidad equivalente y e_i = espesores en m, de QL2, QL3, QL4

Aplicando la ecuación de Bernoulli en el punto A y B respectivamente:

$$H_A = \frac{P_A}{\gamma_w} + Z_A + \frac{V_A^2}{2*g} = 0 + 9.5 = 9.5 \text{ mca.}$$

$$H_B = \frac{P_B}{\gamma_w} + Z_B + \frac{V_B^2}{2*g} = \frac{12.8*10}{10} + 1 = 13.8 \text{ mca}$$

$$V_A = V_B = 0$$

Peso específico del agua: $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$

Gravedad = $g \approx 10 \text{ m/s}^2$

Z_A, Z_B : cotas en m de A y B.

$$i_{eq} = \frac{\Delta H}{Z_L} = \frac{13.8-9.5}{8.5} = 0.506$$

i_{eq} = gradiente equivalente

ΔH = incremento energía en mca, entre A y B.

$$Z_L = \sum_{i=1}^3 e_i = 1.7 + 4.8 + 2 = 8.5 \text{ m}$$

Aplicando la ecuación de Darcy: $Q = K * i * A = 5.2 * 10^{-7} * 0.506 * 1 = 2.63 * 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$

$$K = K_{v,eq}$$

$$i = i_{eq}$$

A = área en m^2 atravesada por el flujo de agua

Aplicando la misma ecuación para el estrato QS: $Q = Q_{QS} = i_{QS} * A_{QS} * K_{QS}$

Siendo:

A_{QS} = área en m^2 , atravesada por el flujo en el estrato QS

$$K_{QS} = 2 * 10^{-5} \text{ m/s}$$

$$2.63 * 10^{-7} = i_{QS} * 1 * 2 * 10^{-5} \rightarrow i_{QS} = 1.3 * 10^{-2}$$

$$i_{real} = i_{QS} = 1.3 * 10^{-2}$$

$$i_{critico} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_{sat}} = \frac{20-1}{10} = 1$$

Donde:

γ' : peso específico sumergido del terreno, en kN/m^3

γ_{sat} = peso específico saturado del terreno, en kN/m^3

Como $i_{real} < i_{crítico} \rightarrow$ No se produce sifonamiento.

$$\text{Por lo tanto: } F_{sifonamiento} = \frac{i_{crítico}}{i_{real}} = \frac{1}{1.3 \cdot 10^{-6}} = 76.93 \gg 1$$

NO SE PRODUCE SIFONAMIENTO

A3.6.2 Comprobación de levantamiento de fondo

La condición para que se produzca levantamiento de fondo es que la presión intersticial del agua sea mayor que la tensión total. Para mayor comprensión de los cálculos efectuados, se muestra la *Figura A.3.6.2.A*.

Si $u > \sigma \rightarrow$ Se produce levantamiento de fondo

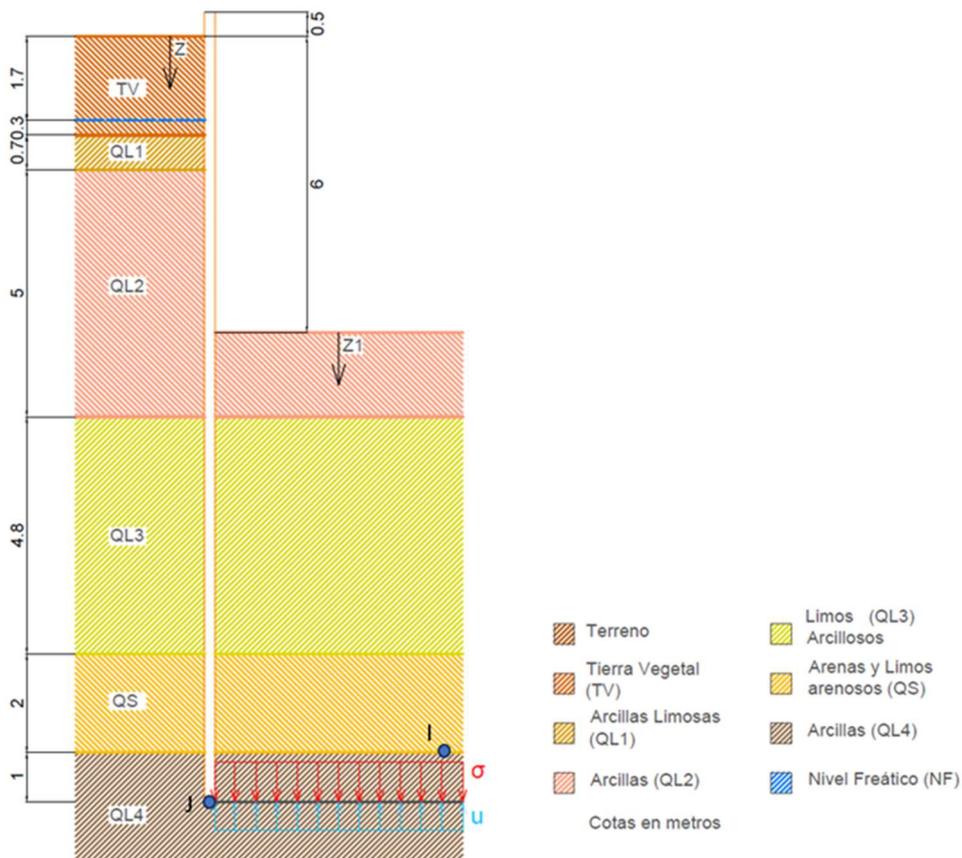


Figura A.3.6.2.A Levantamiento de Fondo. Fuente: Elaboración propia.

En el lado de los empujes activos

$$14.5 \leq Z \leq \infty:$$

$$\text{Si } Z = 16 - 0.5 = 15.5 \text{ m};$$

$$u_j = u_i + \gamma_w * (Z - Z_i) = 128 + 10 * (15.5 - 14.5) = 138 \text{ kPa}$$

En el lado de los empujes pasivos:

$$8.5 \leq Z_1 \leq \infty$$

$$Z_1 = 16 - 6.5 = 9.5 \text{ m}$$

$$\sigma_j = \sigma_i + \gamma_{QL4} * (Z_1 - Z_i) = 183 + 23 * (Z_1 - 8.5) = 206 \text{ kPa}$$

Como $u < \sigma \rightarrow$ No se produce levantamiento de fondo

Por lo tanto:

$$F = \frac{\sigma_j}{u_j} = \frac{206}{138} = 1.5$$

Según la recomendación la ROM un valor de $F \leq 1.5$

Cumple la normativa aplicada