



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos,
Canales y Puertos

Diseño geotécnico de un depósito de tormentas en Avda
del Profesor López Piñero esquina con Avda. Alcalde
Gisbert Rico de Valencia

Trabajo Fin de Grado

Grado en Ingeniería Civil

AUTOR/A: Miñana Borja, Diego

Tutor/a: Garrido de la Torre, M^a Elvira

Cotutor/a: Hidalgo Signes, Carlos

CURSO ACADÉMICO: 2021/2022



TRABAJO DE FIN DE GRADO

DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN AVDA. DEL PROFESOR LÓPEZ PIÑERO
CON AVDA. ALCALDE GISBERT RICO (VALENCIA)

MEMORIA





ÍNDICE	
MEMORIA	
1.INTRODUCCIÓN	2
1.1. ANTECEDENTES.....	2
1.1.1. HISTÓRICOS.....	2
1.1.2. CLIMÁTICOS	3
1.1.3. OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE (ODS)	4
1.2. JUSTIFICACIÓN DEL TFG.....	5
1.3. LOCALIZACIÓN	5
1.4. OBJETO Y ALCANCE.....	5
1.5. DOCUMENTACIÓN DE PARTIDA	6
2. ESTUDIOS PREVIOS.....	7
2.1. GEOMORFOLOGÍA	7
2.2. HIDROGEOLOGÍA	7
2.3. MARCO GEOLÓGICO.....	9
2.4. SISMOLOGÍA	9
3. RECONOCIMIENTOS Y PARAMETRIZACIÓN DEL TERRENO	11
3.1. PLANIFICACIÓN DE LA CAMPAÑA GEOTÉCNICA.....	11
3.2. ENSAYOS DE CAMPO	12
3.2.1. SONDEOS	13
3.2.2. PRUEBAS DE PENETRACIÓN DINÁMICA.....	14
3.3. ENSAYOS DE LABORATORIO	15
3.4. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS.....	16
3.5. ANÁLISIS CRÍTICO	17
4. DISEÑO GEOTÉCNICO	18
4.1. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS: DIMENSIONES Y UBICACIÓN	18
4.2. COMPROBACIONES TÉCNICAS	20
4.2.1. ELU: CAPACIDAD PORTANTE	21
4.2.2. ELS: DEFORMABILIDAD.....	22
4.2.3. ELS: FLOTABILIDAD	23
4.3. EXCAVACIÓN.....	23
4.3.1. SISTEMAS DE CONTENCIÓN.....	23
4.3.2. ESTABILIDAD HIDRÁULICA	24
5. VALORACIÓN ECONÓMICA	25
6. RESUMEN Y CONCLUSIONES	26
ANEJOS	
1. LOCALIZACIÓN	
2. PERFILES ESTRATIGRÁFICOS	
3. PLANOS	
4. COMPROBACIONES TÉCNICAS. CÁLCULOS	
5. VALORACIÓN ECONÓMICA	
6. DOCUMENTACIÓN GRÁFICA	

1. INTRODUCCIÓN

Valencia es una ciudad localizada en la costa mediterránea de la península ibérica, concretamente sobre la llanura aluvial del río Turia, en el centro del golfo de Valencia, que comprende las costas de Castellón y Valencia. Posee un clima suave, típicamente mediterráneo, con veranos cálidos y los inviernos muy moderados; sin embargo, la humedad relativa del aire aumenta la sensación de frío durante la época invernal. Aunque las lluvias sean algo escasas durante buena parte del año en el territorio valenciano, se debe destacar un fenómeno meteorológico comúnmente denominado 'gota fría' o 'DANA' cuya frecuencia se ha visto aumentada en las últimas décadas, probablemente asociada al cambio climático. Se denomina gota fría a un embolsamiento de aire frío en altura. Esta borrasca de aire muy frío desciende hasta el suelo y obliga a ascender violentamente al aire más cálido de las capas bajas, provocando fuertes precipitaciones, en ocasiones torrenciales que pueden provocar daños importantes.

Durante estos periodos se producen varios eventos de lluvias torrenciales donde pueden caer precipitaciones hasta una cuarta parte o incluso la mitad del promedio de precipitación anual, causando daños ambientales y económicos.

En la ciudad de Valencia, tanto las aguas provenientes de precipitaciones como las fecales son captadas a través de la misma red de colectores, por lo que, cuando la ciudad sufre algún episodio de lluvias torrenciales, la red de saneamiento no soporta el volumen de agua y el sistema acaba desbordando. Una de las posibles soluciones que contribuyen a evitar que el sistema desborde es la construcción de los tanques de tormentas. Estas infraestructuras complementan a la red de estaciones de bombeo y colectores y evitan las posibles inundaciones causadas por estas precipitaciones. Adicionalmente, evitan el vertido de agua contaminada al mar o en otros sistemas acuáticos naturales, como la Albufera, dónde debido al desarrollo urbano e industrial de Valencia, el ecosistema ha sufrido efectos negativos, y dónde a pesar de todas las implementaciones en las redes de saneamiento y depuración, se siguen vertiendo residuos de origen industrial y urbano.

Los tanques de tormentas son una solución efectiva en lo referente a laminación y protección frente a inundaciones, así como en la reducción de la carga contaminante. La construcción de estas infraestructuras hidráulicas suponen una pieza fundamental en el saneamiento y preservación del medio ambiente, al ser cada vez más frecuentes los episodios de lluvias torrenciales, causados por el cambio climático.

El diseño de un tanque de tormentas tiene tres vertientes: diseño hidráulico, diseño estructural y diseño geotécnico. En este caso los aspectos hidráulicos son condicionantes: volumen del depósito, localización en la ciudad y cota de conexión con el sistema de colectores. En este trabajo se va a abordar el diseño geotécnico, teniendo en cuenta los condicionantes hidráulicos.

1.1. ANTECEDENTES

1.1.1. HISTÓRICOS

Históricamente, desde su fundación, en la ciudad de Valencia se han realizado incontables actuaciones hidráulicas para gestionar y planificar el ciclo del agua. Bajo la ciudad aún se conservan las ruinas de antiguas acequias y cloacas de la Valencia romana, pertenecientes a un sistema muy sencillo, abastecido por un acueducto.

Desde la llegada de los musulmanes en el siglo VIII, se construyen canales y acequias para sanear la ciudad y potenciar la agricultura de los alrededores (ver Figura 1). El agua para uso público provenía de pozos.

El gran avance en el ámbito hidráulico se llevó a cabo con la llegada de los cristianos durante la reconquista, que dotó a Valencia de murallas, fosos y alcantarillado para proteger a la ciudad frente a inundaciones.

A partir del siglo XIX las murallas que rodeaban la ciudad fueron derribadas para poder facilitar el saneamiento a los nuevos barrios que surgieron tras crearse el ensanche. Ya en el siglo XX y tras la riada de 1957 y la realización del Plan Sur, se planificó el alcantarillado en dos colectores tangentes a la ciudad, pasando por el norte y por el sur. Las aguas se concentraron en la Estación Depuradora de Aguas Residuales de Pinedo.

Con el continuo crecimiento de la ciudad han sido necesarias varias actuaciones para aumentar el número de colectores paralelos (ver Figuras 2 y 3).

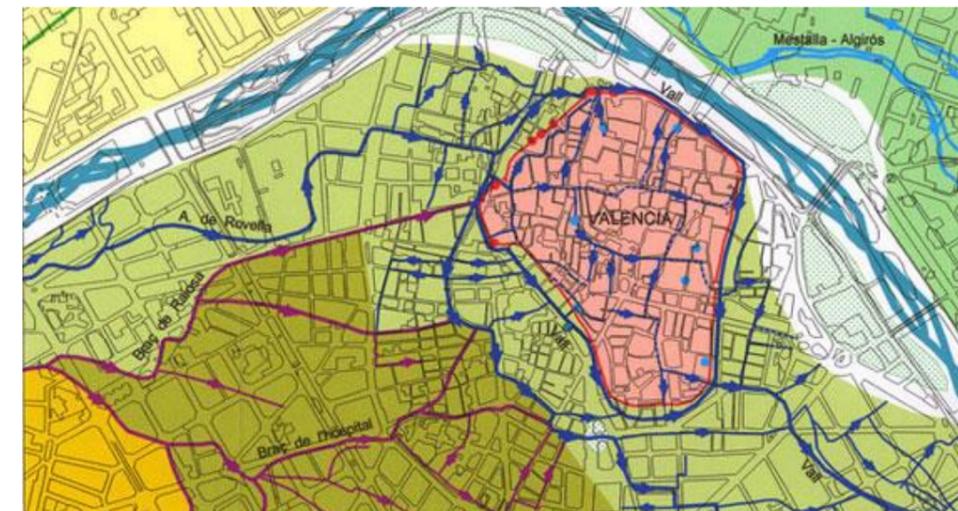


Figura 1. Red de acequias en la ciudad medieval. (Fuente: Ciclo Integral del Agua)

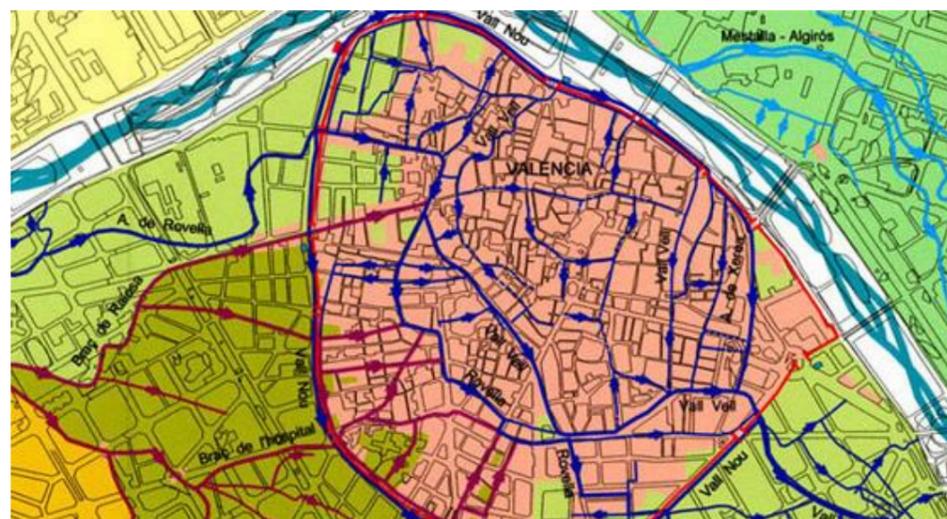


Figura 2. Red de acequias en el siglo XV. (Fuente: Ciclo Integral del Agua)

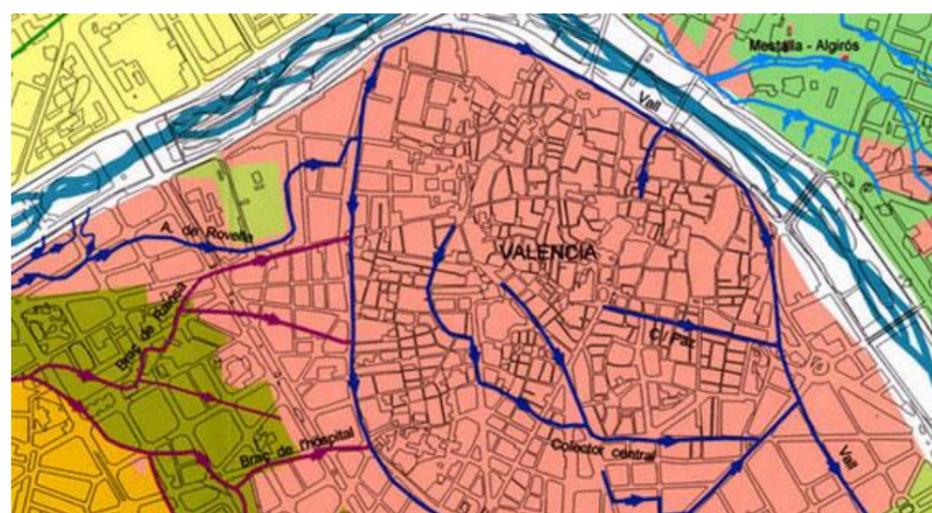


Figura 3. Red de acequias en 1920. (Fuente: Ciclo Integral del Agua)

1.1.2. CLIMÁTICOS

Valencia es una ciudad con clima templado mediterráneo, con veranos calurosos, bochornosos y con cielos despejados y, con inviernos suaves, ventosos y generalmente con pocas precipitaciones. La temperatura media anual ronda los 17°C, siendo agosto el mes con la temperatura promedio más elevada y enero el mes con la menor temperatura promedio.

Las lluvias son escasas e irregulares durante todo el año, aunque suelen haber precipitaciones durante el otoño y la primavera, concretamente en los meses de abril y octubre. Cabe destacar el periodo de sequía estival producido durante los 3 meses de duración del verano.

1.1.2.1. TEMPERATURA

La temporada calurosa coincide con los meses del verano, del 19 de junio al 20 de septiembre aproximadamente, con una temperatura promedio de 27°C. El mes más caluroso es agosto, con temperaturas que oscilan entre los 22°C de temperatura mínima y 32°C de temperatura máxima.

La temporada fresca dura aproximadamente 4 meses, entre los meses de noviembre y marzo, con una temperatura promedio de 19°C. El mes más frío corresponde a enero, con una temperatura que oscila entre 6°C de temperatura mínima y 16°C de temperatura máxima.

La figura 4 muestra la temperatura máxima y mínima promedio diaria, con líneas roja y azul respectivamente. En el gráfico se muestran las épocas del año correspondientes a las temporadas frescas y cálidas y los meses que abarcan.

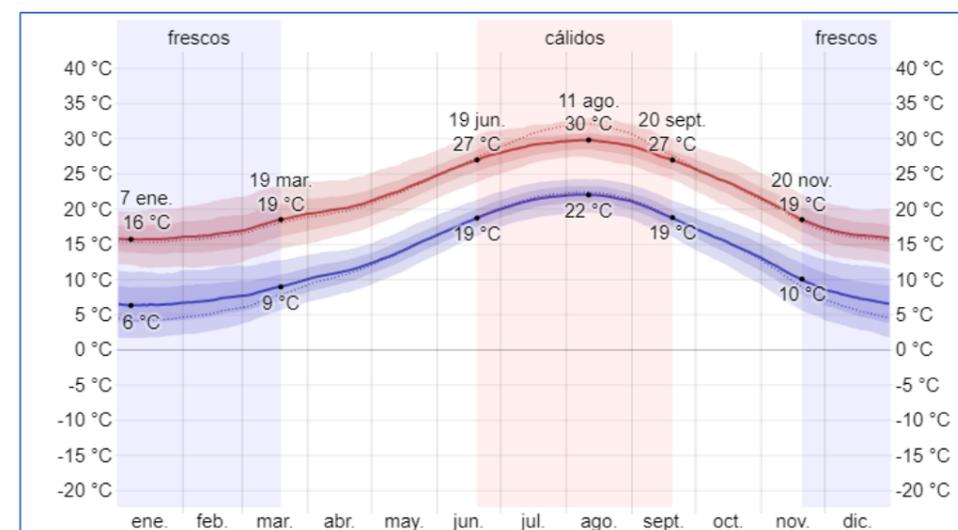


Figura 4. Temperatura máxima (línea de color rojo) y mínima (línea de color azul) promedio en Valencia (Fuente: Weather Spark Valencia)

1.1.2.1. PRECIPITACIONES

Respecto a las precipitaciones en Valencia, según la información obtenida de la Asociación Valenciana de Meteorología (AVAMET) y la Agencia Estatal de Meteorología (AEMET), las precipitaciones promedio anuales varían en torno a los 475 mm, siendo octubre el mes con más probabilidad de precipitaciones con una media de 77 mm. El mes con la precipitación más baja corresponde a Julio con una media de 8 mm.

La probabilidad de días mojados en Valencia varían durante el año. Un día mojado es el día donde cae al menos 1 mm de líquido o precipitación equivalente a líquido.

Valencia cuenta con una temporada de lluvia con una duración de 10 meses, desde mediados de agosto hasta mediados de junio, con un intervalo móvil de 31 días de lluvia de al menos 13 mm de precipitación en forma de lluvia. La probabilidad de precipitaciones en esta época del año es cercana al 12%. El mes con más días mojados corresponde a octubre, con un promedio de 44 mm de lluvia. Al ser octubre el mes más lluvioso y con mejores condiciones para ello, es donde más episodios de lluvias torrenciales se producen, cayendo, en un solo día, grandes cantidades de precipitación, correspondiente a la mitad del promedio de precipitación anual.

El periodo del año sin lluvia dura 2 meses aproximadamente, y cubre gran parte del estío, desde mediados de junio a finales de agosto. El mes con menos precipitaciones es julio con un promedio de 5 mm de lluvia y 1,2 días mojados.

Entre los días mojados, se distingue entre los días con lluvia, nieve o ambos tipos de precipitación combinados. En la ciudad de Valencia predomina la precipitación en forma de lluvia, con una probabilidad máxima del 18% en octubre.

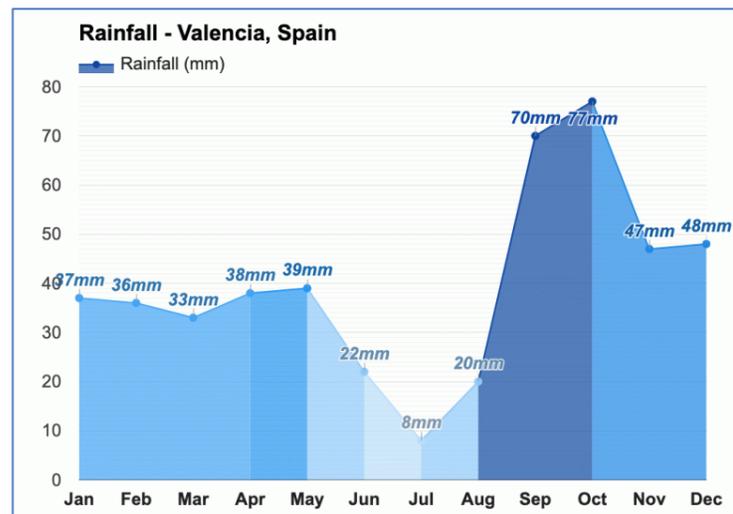


Figura 5. Precipitación media en Valencia. (Fuente: Weather Atlas)

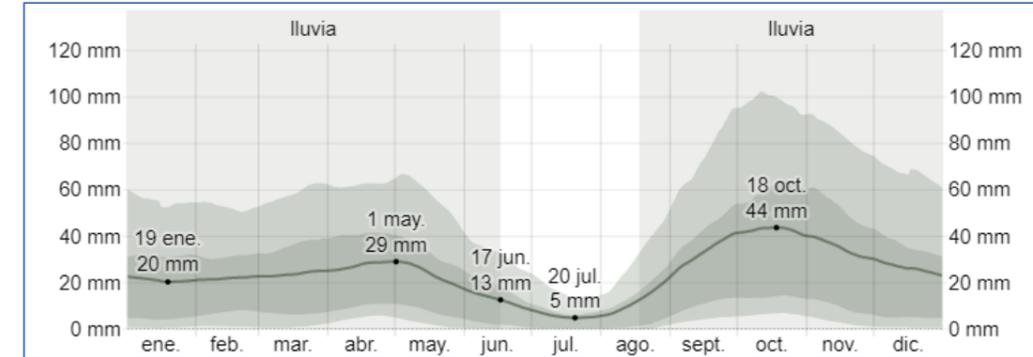


Figura 6. Promedio mensual de lluvia en Valencia

1.1.3. OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE (ODS)

Los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS) fueron adoptados por las Naciones Unidas en el año 2015, cuando se aprobó la Agenda 2030 con el fin de erradicar la pobreza, proteger al planeta y asegurar la prosperidad de todas las personas para el 2030. La Agenda 2030 cuenta con 17 ODS.

Para alcanzar las metas propuestas por la ONU, tanto gobiernos como sectores privados y la sociedad civil, se deben poner de acuerdo para alcanzar la meta propuesta.

Según la ONU, una de cada tres personas no dispone de acceso a agua potable salubre, y dos de cada cinco personas no dispone de instalaciones para su saneamiento e higiene, siendo un derecho humano esencial. El suministro de agua en cantidad y calidad suficiente es primordial para el correcto desarrollo de la sociedad. Por otra parte, se debe promover la correcta gestión y el uso eficiente del agua, así como de otros recursos naturales. Así mismo, la construcción de un depósito de tormentas está asociado a lo mencionado previamente. Con la implantación de los tanques de tormentas se reducen los problemas causados por inundaciones y se previene el vertido de residuos al mar o a otros ecosistemas, como la Albufera en Valencia. De acuerdo con lo mencionado, este trabajo colabora en el progreso de los siguientes ODS:

- **Objetivo 6: Agua limpia y saneamiento.**

Garantizar la disponibilidad de agua y su gestión sostenible y el saneamiento para todos.

- **Objetivo 11: Ciudades y comunidades sostenibles**

Lograr que las ciudades sean más inclusivas, seguras, resilientes y sostenibles.

- **Objetivo 12: Producción y consumo responsables**

Garantizar modalidades de consumo y producción sostenibles.

Uno de los factores que evalúa el progreso de un país es el nivel de desarrollo de sus infraestructuras y su nivel de industrialización. Para potenciar la recuperación económica de un país, así como para mejorar la calidad de vida, la creación de empleo o disponer de asistencia sanitaria, saneamiento y educación de calidad es necesario que se desarrollen infraestructuras fiables, sostenibles y de calidad, así como disponer de un ideal económico donde prime la innovación. En consecuencia, se debe de incentivar la construcción de infraestructuras como la de este trabajo. De acuerdo con lo mencionado, este trabajo colabora en el progreso del siguiente ODS:

- **Objetivo 9: Industria, innovación e infraestructura**

Construir infraestructuras resilientes, promover la industrialización sostenible y fomentar la innovación.

Los océanos, mares y recursos marinos se deben de conservar y utilizar de forma sostenible ya que proporcionan productos indispensables. Para ello se deben de gestionar de forma cuidadosa y protegerlos frente a la contaminación. Con la construcción de un depósito de tormentas, la contaminación que se vierte en los ecosistemas marinos se ve reducida. De acuerdo con lo mencionado, este trabajo colabora en el progreso del siguiente ODS:

- **Objetivo 14: Vida submarina**

Conservar y utilizar sosteniblemente los océanos, los mares y los recursos marinos.

1.2. JUSTIFICACIÓN DEL TFG

Como se ha mencionado previamente, las gotas frías, que se suceden con cada vez mayor frecuencia en el municipio de Valencia, suponen un problema de cierta relevancia, debido a que la red de saneamiento de la ciudad no está preparada para resistir dicha cantidad de agua. Como consecuencia el sistema colapsa y los residuos son transportados a zonas de alta vulnerabilidad como el mar o la Albufera.

En 2016 se aprobó la 'Ordenanza Reguladora de Saneamiento' y la 'Normativa para obras de Saneamiento', sustituyendo a la realizada en 2004, abordándose una serie de mejoras en infraestructuras para mejorar la red de saneamiento de la ciudad. Entre las medidas mencionadas destacan la construcción de siete depósitos de tormentas, evitando así el vertido de residuos y el colapso de la red de colectores.

Este es el marco en el que se desarrolla este trabajo fin de grado.

1.3. LOCALIZACIÓN

La parcela objeto de este trabajo se ubica próximo a la ribera sur del antiguo cauce del río Turia, al Sudeste de la Ciudad de las Artes y las Ciencias. La parcela queda delimitada por las calles Huerto de San Valero, Nino Bravo y las avenidas Alcalde Gisbert Rico y Av. del Profesor López Piñero, en el distrito 10 de la ciudad de Valencia, Quatre Carreres, y dentro del barrio de la Ciutat de les Arts i les Ciències. A continuación se muestra una imagen en planta, indicando el norte geográfico, donde se puede apreciar la ubicación de la parcela de estudio junto a algunas referencias, como nombres de calles o de vías, facilitando su localización (figura 7).



Figura 7. Localización del emplazamiento a estudiar. (Fuente: Visor Cartogràfic de la Generalitat Terrasit)

1.4. OBJETO Y ALCANCE

El objeto de este documento es el estudio del diseño geotécnico de un depósito de tormentas localizado en la Avenida del Profesor López Piñero con Avenida Alcalde Gisbert Rico, en la ciudad de Valencia. Este tipo de infraestructura se diseña con el fin de almacenar las primeras aguas de lluvia, que son las más contaminantes debido a que durante los primeros cuarenta y cinco minutos de lluvia el agua arrastra todos los residuos que se acumulan, transportando dichos residuos a la red de colectores y posteriormente a los diversos ecosistemas. Estas infraestructuras también son empleadas para resolver el problema que sufre la ciudad de Valencia con respecto al colapso de la red de saneamiento y el agotamiento de la capacidad de las depuradoras, provocado por las cada vez más frecuentes lluvias torrenciales.

Este trabajo comprende los siguientes puntos:

- Definir las propiedades geomecánicas del terreno dónde se ubicará el depósito mediante los correspondientes ensayos de campo y laboratorio.
- Seleccionar la ubicación, forma y dimensiones, con su correspondiente justificación, del depósito de tormentas dentro de una parcela delimitada por las calles Huerto de San Valero, Nino Bravo y las avenidas Alcalde Gisbert Rico y Av. del Profesor López Piñero, en el distrito 10 de Quatre Carreres, concretamente en el barrio de la Ciutat de les Arts i les Ciències, situado en la zona sur de la ciudad de Valencia.

- Desarrollar el diseño geotécnico, cumpliendo con las comprobaciones de seguridad para un comportamiento adecuado, siendo éstas: el estado de límite último de capacidad portante, el estado límite de servicio de deformabilidad y flotabilidad.
- Estudiar y decidir el sistema de contención más conveniente durante la excavación del depósito de tormentas.

1.5. DOCUMENTACIÓN DE PARTIDA

La información de partida es importante de tal forma que una documentación adecuada, con la calidad óptima, con información actualizada y con un nivel de detalle correcto, asegura un buen resultado en las diferentes etapas de este trabajo. La documentación de partida proporcionada por los tutores es el estudio geotécnico.

En el estudio se realiza la campaña geotécnica de la parcela donde se pretende ubicar el depósito de tormentas. Sin embargo, el emplazamiento del depósito, mostrado en la figura 8, no coincide con la parcela donde se han efectuado los ensayos, realizados en la parcela adyacente, en la calle Huerto de San Valero, situada al oeste. La información obtenida en esta parcela se ha extrapolado a la parcela dónde se ubica el depósito de tormentas, objeto de este trabajo, debido a que este documento tiene un fin académico. Adicionalmente se ha realizado una planificación de la campaña geotécnica como si se realizara dicho estudio en el emplazamiento pensado para este trabajo (3.1. Planificación de la campaña geotécnica).



Figura 8. Foto aérea del emplazamiento del depósito de tormentas (2) junto a la zona donde se realizó la campaña geotécnica (1). (Fuente: Google Earth)

Para realización de la campaña geotécnica se han realizado dos sondeos mecánicos a rotación y tres pruebas de penetración dinámica superpesada. Durante la ejecución de los sondeos mecánicos a rotación, se llevaron a cabo seis ensayos SPT siguiendo la Norma UNE 103800-92, cuatro de ellos con puntaza ciega, tomándose once muestras de pared gruesa, se confeccionaron dos muestras parafinadas, se tomaron un par de muestras alteradas y se realizaron dos ensayos de permeabilidad de Lefranc. Además de los citados trabajos de campo y trabajos in situ, se han realizado los correspondientes ensayos de laboratorio con las muestras obtenidas a diferentes profundidades (ver figura 9).

Así mismo, el Instituto Geológico Minero de España (IGME) proporciona información adicional por medio del Mapa Geológico de España (MAGNA), mediante el cual se puede observar la litología referente a la zona donde se ubica el depósito, concretamente en la 722 del MAGNA. Según la información obtenida del Mapa Geológico, el emplazamiento se realiza en una zona donde predominan los limos arenosos.

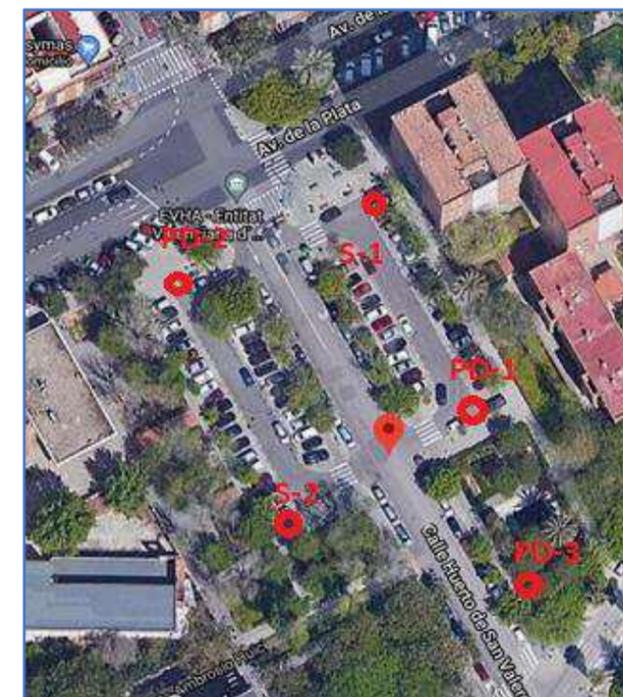


Figura 9. Localización de los trabajos de campo realizados. (Fuente: Estudio geotécnico)

En cuanto a la normativa utilizada para la realización del diseño del depósito de tormentas se han empleado:

- 'Manual Nacional de Recomendaciones para el Diseño de Tanques de Tormenta', elaborado por el Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente en conjunto con otros departamentos ministeriales, cuya función es la de determinar una serie de pautas para uniformizar los métodos de diseño de este tipo de infraestructuras.
- 'Guía de cimentaciones en obras de carretera', elaborada por la Dirección Técnica de la Dirección General de Carreteras, del Ministerio de Fomento, para la realización del diseño geotécnico.

- ‘Código Técnico de la Edificación de España’, es la norma que establece los requisitos básicos de calidad que deben cumplir los edificios en relación con los requisitos básicos de seguridad y habitabilidad.

2. ESTUDIOS PREVIOS

2.1. GEOMORFOLOGÍA

La parcela pensada para ubicar el depósito de tormentas tiene forma de trapecio rectángulo, y cuenta con un área aproximada de 5062,5 m² y un perímetro aproximado de 340 metros. En la figura 10 se muestra un perfil longitudinal y transversal realizados con el Visor Cartogràfic de la Generalitat *Terrasit*. El desnivel máximo es de 0.3 metros. Los puntos con cotas más elevadas corresponden a la zona exterior de la parcela, mientras que los puntos con cotas más bajas se localizan en el centro de ésta.

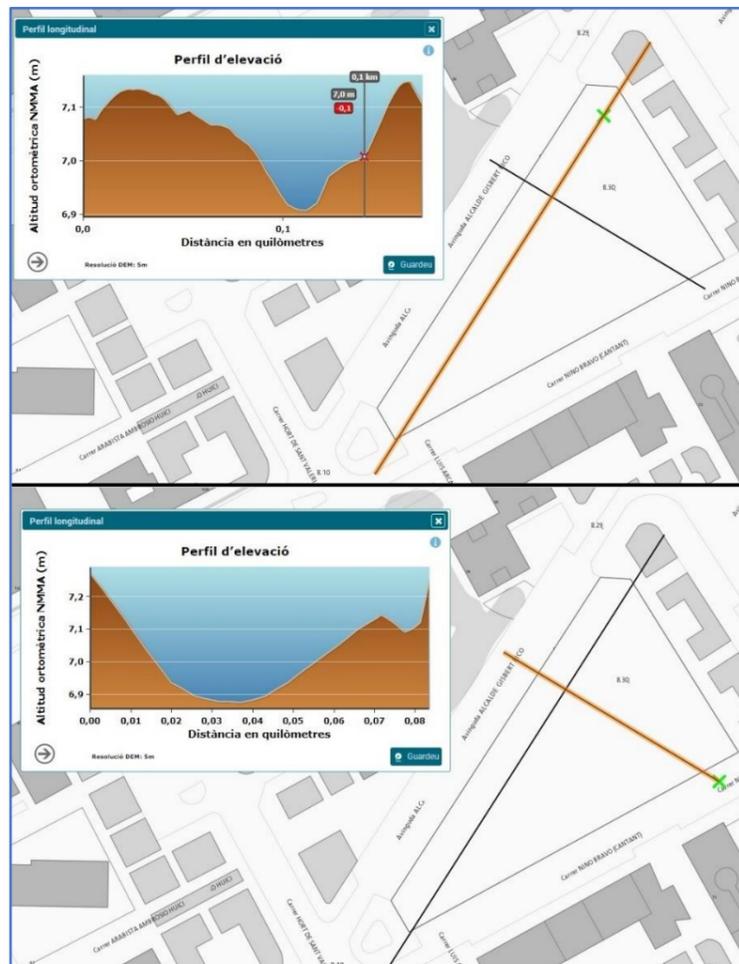


Figura 10. Perfil longitudinal y transversal de la parcela de estudio. (Fuente: Visor Cartogràfic de la Generalitat *Terrasit*)

En lo referente a usos del suelo se ha empleado el Visor Cartogràfic de la Generalitat *Terrasit*. El visor proporciona dicha información mediante la herramienta SIOSE 2015 (*Sistema de Información de la Ocupación del suelo en España*) y CORINE (*Coordination of Information on the Environment*) proporcionado por la Agencia Europea de Medio Ambiente. Según los datos que ofrece SIOSE, la parcela sería de uso urbano no edificable. Por otra parte, CORINE cataloga a la parcela y a sus alrededores como tejido urbano discontinuo.

Adicionalmente, según el Plan General de Ordenación Urbana de Valencia, la parcela, que queda dentro de la zona A, está clasificada como suelo urbano (SU).

Actualmente, la parcela es aprovechada en su totalidad como parking público de la ciudad de Valencia, cuya entrada se realiza por la Avenida Alcalde Gisbert Rico. El emplazamiento queda rodeado por varias zonas verdes, así como de grandes bloques de edificios. El actual parking linda con la Avenida del Profesor López Piñero que a su vez es aledaño al Palacio de las Artes Reina Sofía.

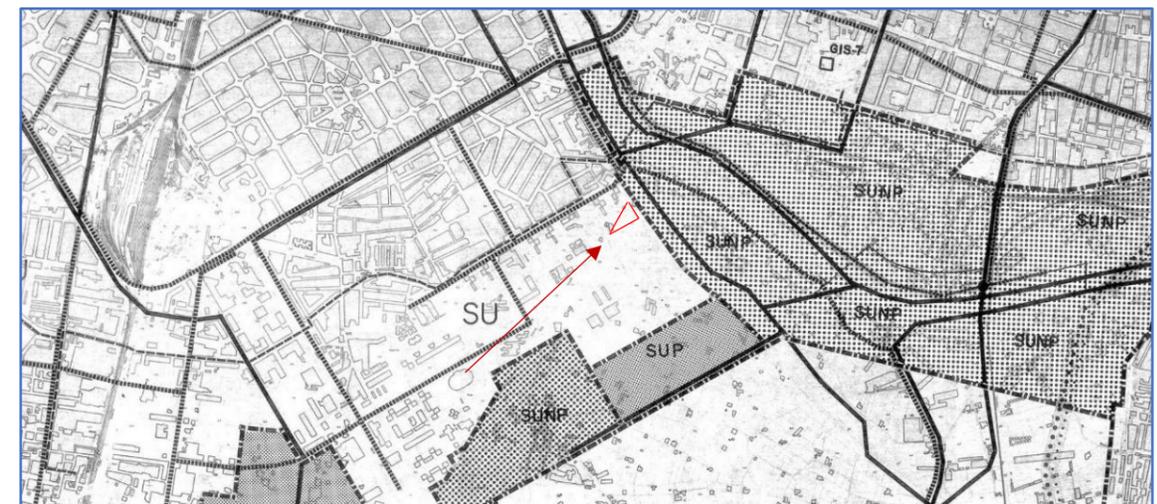


Figura 11. Mapa de clasificación según el Plan General de Ordenación Urbanística de Valencia. El recuadro de color rojo muestra la localización de la parcela en estudio. (Fuente: Ayuntamiento de Valencia valencia.es)

2.2. HIDROGEOLOGÍA

La superficie donde se realiza el estudio, se integra en la unidad hidrogeológica 08.25 de la Plana de Valencia Norte, delimitada en el sector norte de la llanura litoral valenciana, con una superficie aproximada de 330 km². Forma parte de la Confederación Hidrográfica del Júcar (CHJ), como se observa en la figura 12. La siguiente imagen muestra la hoja 56, perteneciente a Valencia, del Mapa Hidrogeológico de España, facilitado por el IGME.

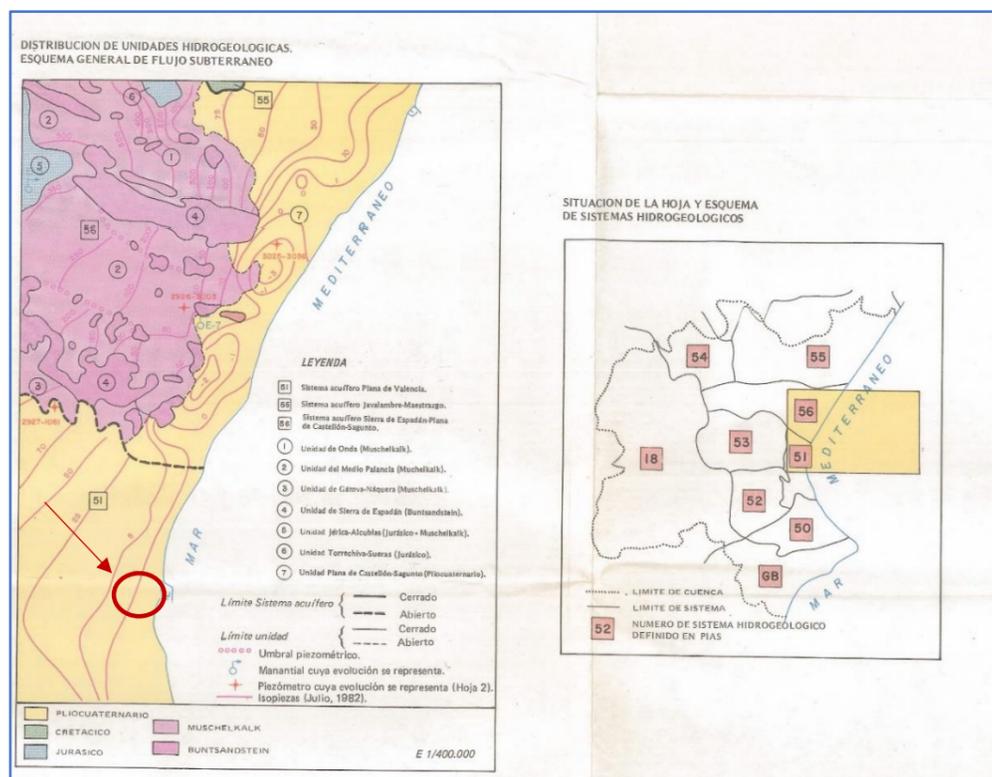


Figura 12. Hoja 56 (Valencia) del Mapa Hidrogeológico de España. El círculo y flecha de color rojo señalan la zona de estudio. (Fuente: IGME)

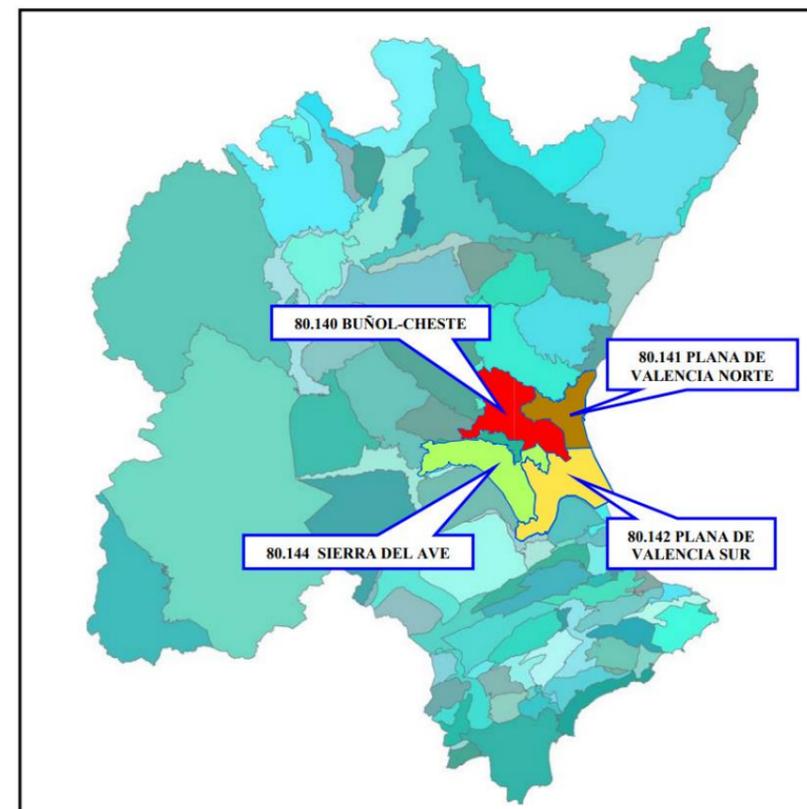


Figura 13. Masas de agua de la cuenca del Júcar. (Fuente IGME)

El sistema acuífero de la Plana de Valencia ocupa en su totalidad una superficie de 880 km² aproximadamente y coincide con la llanura costera, contenida entre el Mar Mediterráneo y varios relieves mesozoicos. El acuífero está delimitado por el Mar Mediterráneo, además de por varias masas de agua subterránea. El sistema de la Plana de Valencia está subdividido en dos masas de agua subterráneas (MAS), la MAS Plana de Valencia Norte, donde se realiza el estudio, y la MAS Plana de Valencia Sur (Figura 13).

En relación al flujo subterráneo, tiene sentido Oeste-Este, en dirección hacia el Mar Mediterráneo. Por tanto, el flujo sigue un rumbo perpendicular al litoral. El acuífero es de tipo multicapa y los intervalos permeables se agrupan en dos grandes grupos intercalados entre sí. Primeramente, un tramo superior, o acuífero Miocuaternario, formado por una sucesión de arenas y gravas cuaternarias combinadas en una formación limo-arcillosa, con eventuales niveles de calizas lacustres correspondientes al Mioceno terminal, con las que existe continuidad hidráulica. En segundo lugar, un tramo de menor transmisividad, compuesto de paquetes detríticos, niveles de areniscas, calcarenitas y calizas bioclásticas, que se combinan en una formación margo-arcillosa, que actúa como impermeable del acuífero superior.

La piezometría del acuífero no ha sufrido grandes cambios en los últimos años. Desde 1971 se han realizado varias captaciones, pudiéndose determinar de esta forma la piezometría general, así como la evolución en cada zona. A mayor cercanía de la costa, la piezometría desciende, llegando a alcanzar en ocasiones cotas por debajo del nivel del mar. Las cotas piezométricas oscilan entre los 2 y los 15 m.s.n.m.

En la siguiente imagen (figura 14), se observa la evolución del nivel piezométrico a lo largo del tiempo, desde 1972 hasta 2019, permaneciendo constante durante buena parte del tiempo, exceptuando los cambios estacionales. La gráfica se realizó con los datos obtenidos del piezómetro 8.25.009, situado en el margen izquierdo del río Túria.

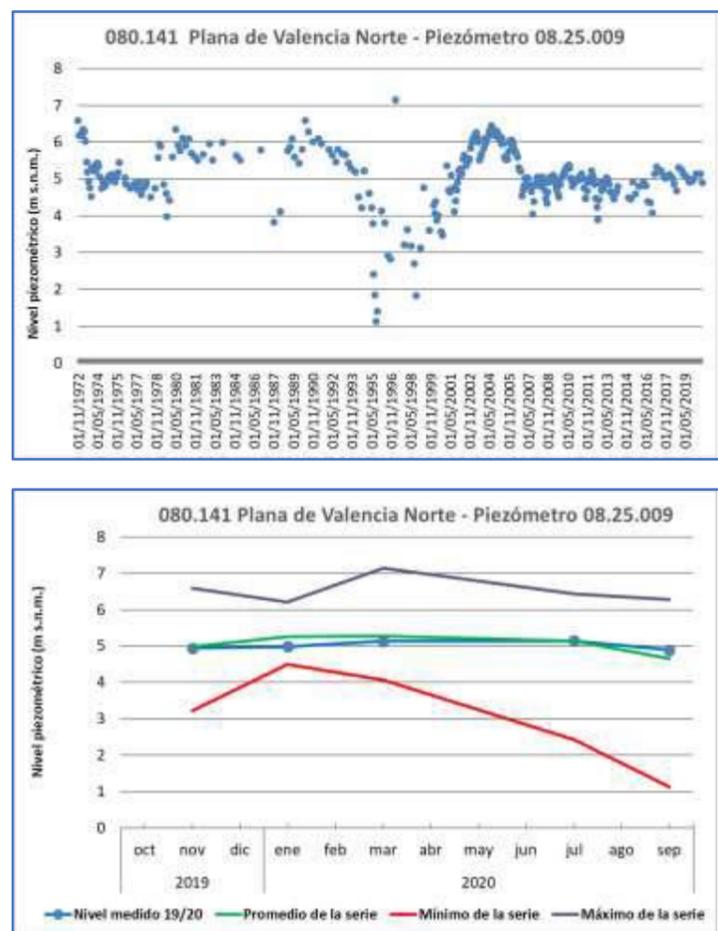


Figura 14. Progreso del nivel piezométrico. (Fuente: Confederación Hidrográfica del Júcar)

2.3. MARCO GEOLÓGICO

La situación general del área de estudio se enmarca dentro del Golfo de Valencia, que comprende las costas de Valencia y Castellón, cuyo trazado se caracteriza por su apariencia en arco en la que concurren varias alineaciones tectónicas. La zona de estudio se sitúa sobre una llanura prelitoral, ocupada, en su mayor parte, por la Albufera y sedimentos asociados como los limos pardos, por otra parte por limos-arcillosos y gravas de inundación del río Turia.

De acuerdo con el IGME, el municipio de Valencia se emplaza sobre depósitos mixtos-continuales correspondientes a la era del Cenozoico, concretamente al último periodo de ésta era, el Cuaternario, que comprende los últimos 2,59 millones de años hasta la actualidad, y más concretamente pertenecientes a los periodos del Pleistoceno Superior. Estos depósitos están constituidos por limos de inundación, tal y como se puede observar en la figura 15, que muestra la hoja número 722 del Mapa Geológico de España (MAGNA) a escala 1:50.000. Estos limos son, en su gran mayoría, arcillas arenosas, gravas y arenas limosas de playa.

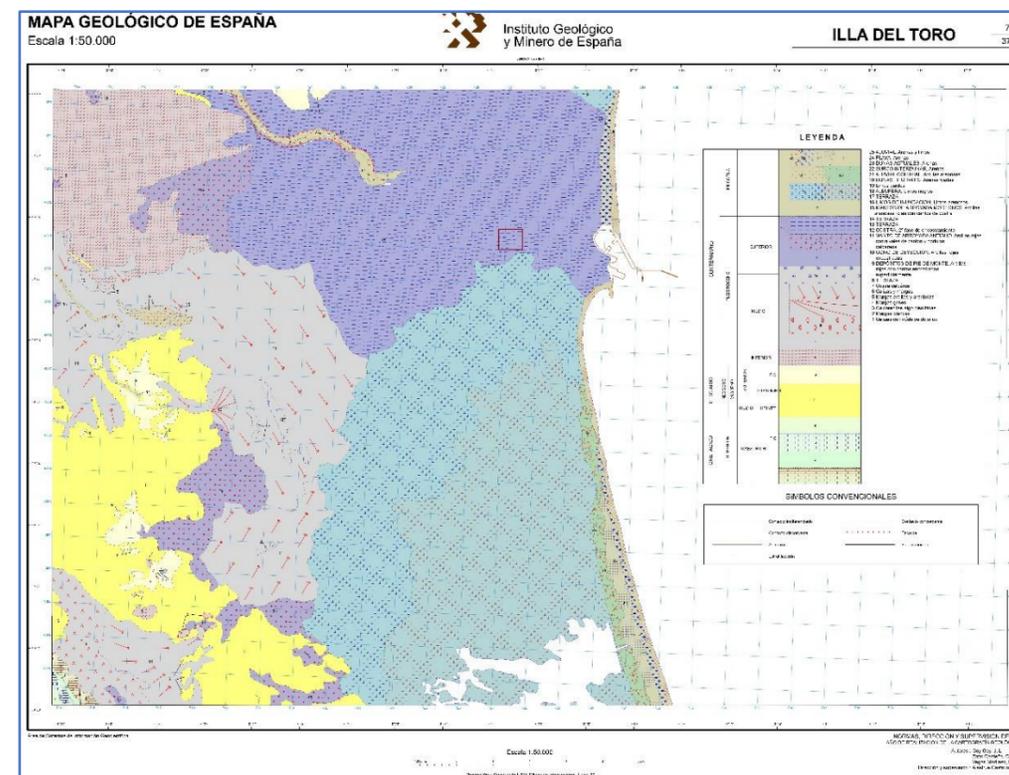


Figura 15. Mapa Geológico y leyenda de Valencia. Escala: 1/50.000. (Fuente: IGME modificado)

Los limos de inundación, mencionados previamente, conforman un holgado cono que coincide con la parte superficial del delta del Turia y que ocupa los alrededores del municipio de Valencia. Están formados por limos arenosos grises y pardos sobre los que el río Turia ha excavado un nivel de terrazas, en las que destaca la existencia de gravas y arenas-arcillosas.

La morfología actual de la llanura valenciana es consecuencia del comportamiento neotectónico de la zona. Esto se traduce en una serie de rasgos morfológicos característicos, como el escalonamiento progresivo de materiales hacia el Este y una acusada subsidencia en el área próxima al litoral, con espesores de sedimentos cuaternarios en torno a los 200 m.

2.4. SISMOLOGÍA

En cuanto a la sismología de la zona de estudio, se han seguido los requisitos reunidos en la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02), desarrollada por la Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes del Ministerio de Fomento y aprobada por el Real Decreto 997/2002 de 27 de septiembre. Esta norma sustituye a la NCSE-94.

De acuerdo con el Mapa de Peligrosidad Sísmica (Figura 16), la aceleración sísmica básica (a_b) para el municipio de Valencia, donde se emplaza el depósito de tormentas es:

$$a_b = 0,06 \cdot g$$

La fuerza de la gravedad g con valor de 9.8 m/s^2 .

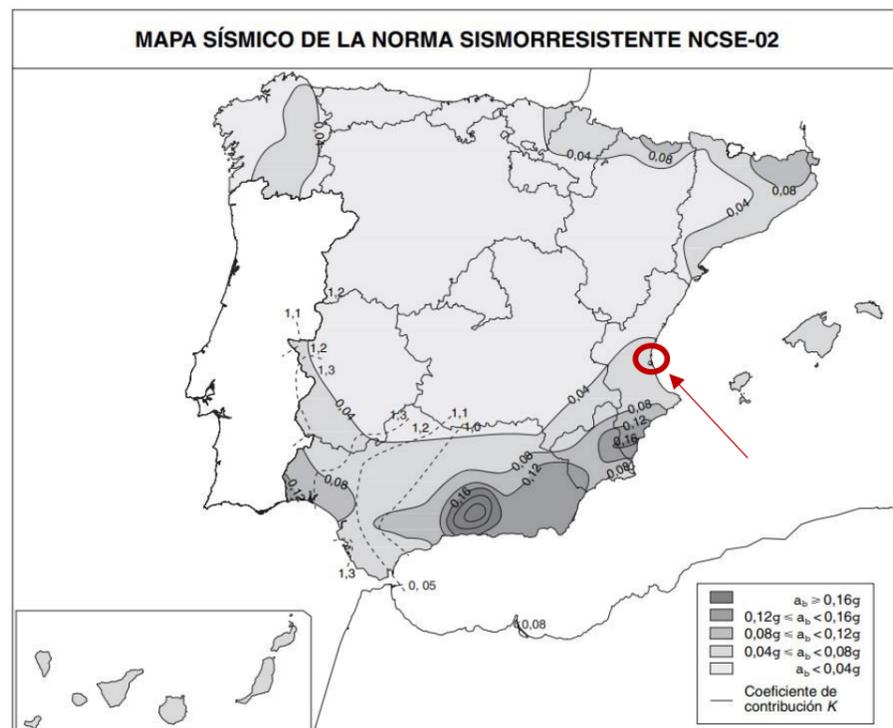


Figura 16. Mapa de Peligrosidad Sísmica del territorio nacional. El círculo y la flecha de color rojo marcan la localización de la zona de estudio. (Fuente: Norma NCSE-02)

En función de la información aportada por la hoja geológica y campañas geotécnicas previas realizadas en esta misma zona, el terreno se puede catalogar como tipos III y IV de acuerdo con la Norma NCSE-02, atendiendo a las diferentes litologías y tipos de materiales del subsuelo. Estos terrenos son:

- Terreno tipo III: Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $400 \text{ m/s} \geq v_s > 200 \text{ m/s}$.
- Terreno tipo IV: Suelo granular suelto, o suelto cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_s \leq 200 \text{ m/s}$.

Cada tipo de terreno tiene un asignado un valor del coeficiente C , siendo C el coeficiente del terreno que depende de las características geotécnicas del plano de cimentación, considerando los primeros 30 metros bajo la superficie. Los valores de C para cada terreno quedan reflejados en la figura 17.

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

Figura 17. Coeficientes del terreno. (Fuente: Norma NCSE-02)

El valor de C se corresponde con el valor medio obtenido al ponderar los coeficientes C_i de cada estrato con su espesor e_i en metros. La expresión que determina su valor es:

$$C = \frac{\sum C_i \cdot e_i}{30} = \frac{(1,6 \cdot 15) + (2,0 \cdot 15)}{30} = 1,8$$

Para determinar la aceleración sísmica de cálculo (a_c), primero se debe de precisar el valor asociado al coeficiente adimensional de riesgo ρ . Para ello, se debe disponer la importancia de la construcción, el depósito de tormentas en concreto. En este caso el daño que puede causar un movimiento sísmico es mínimo desde el punto de vista de víctimas humanas; sí puede ocasionar daños materiales y económicos no demasiado importantes, por lo tanto se clasifica como una obra de importancia moderada, por lo que el valor de ρ equivale a 1,0.

Por otra parte, el coeficiente de amplificación del terreno S es:

$$\rho \cdot a_b \leq 0,1 \cdot g \Rightarrow 1 \cdot 0,06 \cdot g \leq 0,1 \cdot g$$

$$S = \frac{C}{1,25} = \frac{1,8}{1,25} = 1,44$$

Por ende, la aceleración sísmica de cálculo sería:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b = 1,44 \cdot 1 \cdot 0,06 \cdot g = 0,0864 \cdot g$$

En definitiva, la norma NCSE-02 expone que para una aceleración sísmica de cálculo mayor a $0,06 \cdot g$, es necesario tener en cuenta las acciones sísmicas al realizar el diseño de la estructura, así como el cálculo de la cimentación.

Sin embargo, se especifica en el apartado 1.2.3., referente a los criterios de aplicación de la Norma, que el uso de la Norma no es de obligado cumplimiento si la construcción es de importancia moderada. Por tanto, no es necesario tener en cuenta las acciones sísmicas en el diseño de la estructura debido a la importancia que presenta la obra.

3. RECONOCIMIENTOS Y PARAMETRIZACIÓN DEL TERRENO

3.1. PLANIFICACIÓN DE LA CAMPAÑA GEOTÉCNICA

Como se ha mencionado previamente en el apartado referente a la documentación de partida, el estudio geotécnico ha sido realizado en la parcela adyacente al emplazamiento elegido como ubicación para el depósito de tormentas, por lo que se ha adaptado la información obtenida en el estudio geotécnico a la parcela objeto de este trabajo, debido a que se trata de un trabajo de ámbito académico. Sin embargo, se ha decidido llevar a cabo una planificación de la campaña geotécnica y cómo debe llevarse a cabo en el emplazamiento.

Para realizar la planificación de la campaña geotécnica se ha empleado la *Guía de cimentaciones en obras de carretera* (GCOC), elaborada por la Dirección Técnica de la Dirección General de Carreteras, concretamente el apartado 3, correspondiente a reconocimiento del terreno.

Primeramente se debe realizar un reconocimiento geológico-geotécnico del terreno, con información existente y reconocimientos de campo sencillos. Dicha información ya ha sido recogida en apartados anteriores con datos geológicos extraídos del IGME, junto con datos hidrogeológicos y sismológicos.

La correspondiente campaña geotécnica debe recoger los objetivos de los reconocimientos, así como los trabajos de campo realizados y los elementos empleados para su realización, las muestras obtenidas y los ensayos de laboratorio efectuados, planos con la ubicación de los reconocimientos y los criterios seguidos en los ensayos de laboratorio. Todos los ensayos se realizan de acuerdo con la norma que regula cada uno de ellos.

Los reconocimientos del terreno deben ser lo suficientemente amplios y extensos, de tal modo que faciliten conocer el terreno. La amplitud de los reconocimientos es insuficiente si solo se limita en planta. La amplitud también se refiere a la profundidad, alcanzando una cota suficiente para parametrizar correctamente los niveles del terreno sobre el que apoyará la infraestructura de este trabajo. Para determinar el alcance de los reconocimientos y si cuentan con una amplitud e intensidad suficientes la guía basa la calificación de acuerdo a la naturaleza del terreno y del tipo de obra.

La naturaleza del terreno se puede clasificar según la variabilidad de éste y de la capacidad portante relativa respecto a la necesaria para soportar la estructura. Según la variabilidad del terreno, estos se categorizan como heterogéneos, homogéneos y normales. Respecto a la capacidad portante de soporte relativa a la cimentación de la estructura se distingue en situaciones favorables, normales o adversas.

En lo relativo a la variabilidad, se entiende como situación “normal” aquella en la que las características geotécnicas del terreno en la vertical de un punto concreto pueden predecirse con una exactitud adecuada al fin que se persigue, interpolándolas entre las obtenidas en los sondeos mecánicos unos 20 m entre sí. En cuanto a las condiciones de cimentación, se entiende como situación “normal” aquella en la que empleando una cimentación habitual, sencilla de ejecutar y en la que se tiene suficiente experiencia, no resulta susceptible a variaciones en la calidad del terreno de cimentación.

Este trabajo tiene como objetivo la construcción de un depósito de tormentas, que se localiza sobre un terreno se define como normal en lo que a variabilidad del terreno se refiere. De manera análoga, las condiciones de cimentación también se creen normales. Atendiendo con este criterio y siguiendo las pautas establecidas en la GCOC, el reconocimiento del terreno se considera como normal.

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

Tabla 1. Clases de reconocimiento (Fuente: Guía de cimentaciones en obras de carreteras)

En cuanto al número de puntos recomendados en situaciones normales, la norma recomienda entre dos y tres puntos por perfil. En cuanto a la profundidad, se debe determinar qué tipo de cimentación se va a ejecutar, en este caso cimentación directa por medio de una losa. En relación a la parcela adyacente a la Calle Huerto de San Valero, al constar de un área con forma de trapecio, se realizarán dos sondeos, así como dos penetraciones dinámicas, realizándose dos perfiles estratigráficos a partir de aunar la información obtenida entre un sondeo y una penetración dinámica. Un procedimiento a seguir de cómo se realizarían los perfiles es el mostrado en la figura 18. Los puntos de reconocimiento se han ubicado de manera que cada uno de los dos perfiles cuenten con una prueba de cada tipo, sondeo mecánico y prueba de penetración dinámica.

En cuanto a la profundidad alcanzada por las pruebas depende de la estructura. Al tratarse de una estructura enterrada que se ejecutara después de un gran vaciado del solar, se sabe que las tensiones transmitidas no serán muy elevadas. En este caso es la altura de la estructura y sus dimensiones en planta las que marcarán esta profundidad. Se sabe que en caso de ser necesario método de contención, cuando el área es tan extensa y el nivel freático se presume muy superficial, no es conveniente arriesgar la contención por lo que se debe conocer la naturaleza del terreno como mínimo dos veces la altura de la excavación que es lo que puede llegar a alcanzar una contención mediante muros-pantalla o tablestacas cuando se diseñan como estructuras autoportantes (en voladizo). Si suponemos que la estructura que se proyecta necesitará un vaciado de como mínimo 6 metros, la profundidad de exploración como mínimo debería ser de 18 m tanto en los cuatro puntos de reconocimiento.

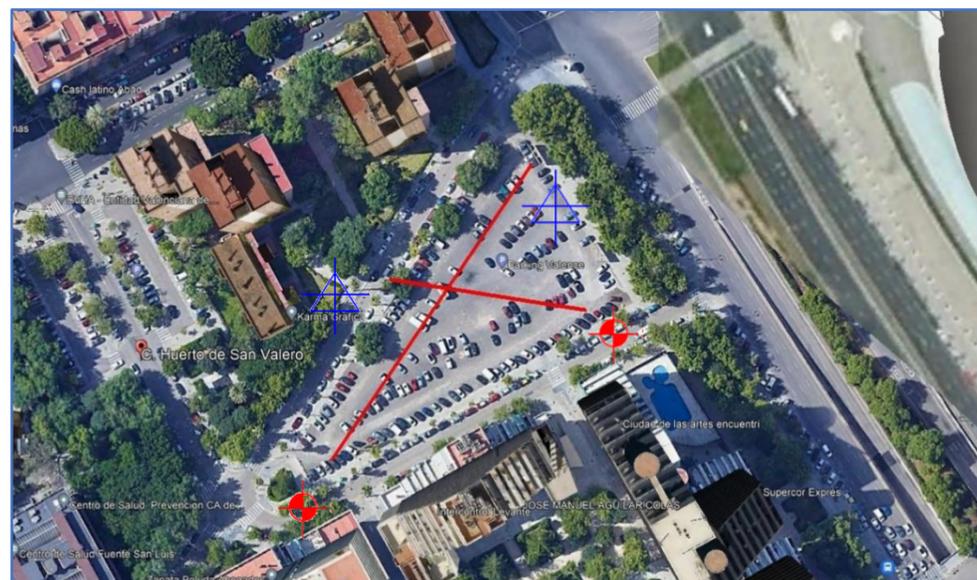


Figura 18. Perfiles extraídos entre sondeos mecánicos y penetraciones dinámicas (Fuente: Google Earth)

3.2. ENSAYOS DE CAMPO

Los ensayos de campo son estudios realizados cuya finalidad es la de realizar un reconocimiento del terreno, extraer muestras del suelo e interpretar los datos obtenidos, para poder caracterizar los múltiples tipos de suelos presentes en el área de estudio y descubrir su naturaleza.

Los ensayos de campo complementan a los ensayos de laboratorio, obteniendo de ambos la base para poder realizar el cálculo de los parámetros de deformación, permeabilidad o resistencia a corte, entre otros. Por otra parte, sirven para ratificar las características de resistencia y deformabilidad de los diferentes tipos de suelo.

Este tipo de ensayos deben realizarse preliminarmente al desarrollo del proyecto, debido a que, con la información geotécnica obtenida, se definen los pasos a seguir, determinando el plano de apoyo más adecuado, las condiciones de cimentación, el proceso constructivo, la tipología y las dimensiones de la infraestructura, así como cualquier imprevisto que de otra modo sería imprevisible.

Los ensayos realizados en la campaña geotécnica proporcionada han constado de la ejecución de un reconocimiento de campo sobre la zona de aparcamiento y las zonas ajardinadas, dos sondeos a rotación con extracción de testigo continuo, tres pruebas de penetración dinámica superpesada (DPSH), según la norma UNE 103-801-94. Adicionalmente, durante la ejecución de los sondeos mecánicos, se llevaron a cabo seis ensayos SPT, siguiendo la Norma UNE 103800-92, cuatro de ellos con puntaza ciega, once muestras de pared gruesa (MGR), se obtuvieron dos muestras parafinadas (MP), se obtuvieron dos muestras alteradas y se realizaron dos ensayos de permeabilidad Lefranc.

A continuación, en la tabla 1, se muestran los ensayos realizados, con sus correspondientes coordenadas, las profundidades alcanzadas en cada uno de los ensayos, y la profundidad del nivel freático.

ENSAYOS DE CAMPO	COORDENADAS UTM		PROFUNDIDAD (m)	NIVEL FREÁTICO (m)	COTA TERRENO (m)
	X	Y			
SR-01	39.457888	-0.359757	25.2	6.9	7.3
SR-02	39.457295	-0.359942	25.0	6.9	6.2
PD-01	39.457502	-0.359517	11.2	-	7.2
PD-02	39.45773	-0.360184	13.5	-	6.2
PD-03	39.45176	-0.359405	11.6	-	7.0

Tabla 2. Sondeos mecánicos a rotación (SR) y pruebas de penetración dinámica pesada (DPSH) realizados.

De acuerdo con las recomendaciones de la GCOC, durante la realización de los sondeos, se deberán de extraer suficientes muestras de acuerdo con la intensidad especificada previamente, y se deberán realizar los perfiles geotécnicos diferenciando los tipos de suelo encontrados. Adicionalmente, en terrenos con presencia de material arenoso se recomienda la realización del ensayo SPT. Las muestras obtenidas durante los sondeos mecánicos deben ser inalteradas o con la mínima alteración posible, y deben ser lo más representativas del terreno. La norma general es tomar una muestra o realizar un ensayo SPT, según la naturaleza del suelo, cada 1,5 metros si se supone terreno heterogéneo o cada 2 m si se supone terreno homogéneo. En este caso, dado que la zona es muy cercana a la parte final del curso fluvial, se presupone terreno muy heterogéneo, por lo que el muestreo será cada 15 m en el primer sondeo y se puede reducir a 2 m en el segundo dada su cercanía. Esto supone un total de 21 puntos de muestreo.

En lo referente a ensayos de laboratorio, todas las muestras han de someterse a ensayos de identificación sencillos, como el ensayo límites de Atterberg o granulometría, y al menos dos muestras deben de someterse a ensayos de identificación más completos, como los ensayos de mineralogía o de pesos específicos, sin embargo, en este caso los ensayos de mineralogía no son necesarios y los pesos específicos se pueden determinar con los de humedad y densidad. De todas las muestras inalteradas se debe determinar su densidad de acuerdo con la Norma UNE 103301, así como su humedad natural, siguiendo las pautas de la Norma UNE 103300. De manera análoga, el terreno debe ser caracterizado mediante, al menos, el 50% de las muestras deberían someterse a ensayos de resistencia y deformabilidad, y dependiendo del tipo de terreno los ensayos a realizar serán triaxiales, de corte directo o edométricos.

3.2.1. SONDEOS

Como se ha mencionado anteriormente, se han ejecutado dos sondeos mecánicos a rotación, cuya situación exacta se especifica en la tabla 1.

Un sondeo mecánico es un tipo de prospección empleado para realizar el reconocimiento del terreno y del que se obtienen muestras del terreno con los que se realizan ensayos a posteriori. Los sondeos alcanzan mayores profundidades que las calicatas y permiten determinar la cota del nivel freático.

Los dos sondeos mecánicos se han ejecutado con extracción de testigo continuo con una sonda Tecoinsa TP-50 autotransportada sobre orugas. Las perforaciones se han desarrollado mediante batería simple, tipo B, y con corona de Widia, con un diámetro de 116 mm y 86 mm, dependiendo de la profundidad.

Adicionalmente se requirió del uso de una tubería de revestimiento, a partir de la profundidad -8,00 m en el SR-01 y a partir de -7,00 en el SR-02, para sostener las paredes de las perforaciones debido al tipo de material y la presencia del nivel freático.

En la tabla 2 se detallan tanto los niveles litológicos traspasados por cada sondeo, así como las profundidades a la que se encuentran.

SONDEO	NIVELES LITOLÓGICOS	PROFUNDIDAD* (m)
SR-01	Rellenos granulares y cohesivos con escombros a muro	0,00 - 1,30
	Arcillas limosas de color marrón oscuro con materia orgánica	1,30 - 3,10
	Arenas limosas ocre	3,10 - 8,00
	Gravas calcáreas subredondeadas en matriz de relleno arenosa blanquecina	8,00 - 13,60
	Arcillas limosas de color rojizo claro con abundantes carbonatos y litificaciones	13,60 - 16,80
	Arenas algo limosas de color ocre	16,80 - 19,60
	Gravas calcáreas subredondeadas en matriz de relleno arenosa blanquecina	19,60 - 21,00
	Arcillas rojizas con nódulos y carbonatos	21,00 - 25,20
SR-02	Rellenos granulares y cohesivos con escombros a muro	0,00 - 1,90
	Arcillas limosas de color marrón oscuro con materia orgánica	1,90 - 3,80
	Arcillas de color marrón claro con algunas vetas arenosas con nódulos y carbonatos	3,80 - 8,40
	Arenas limosas ocre	8,40 - 9,40
	Gravas calcáreas subredondeadas en matriz de relleno arenosa blanquecina	9,40 - 13,40
	Arcillas limosas de color rojizo claro con abundantes carbonatos y litificaciones	13,40 - 18,00
	Arenas algo limosas de color ocre	18,00 - 18,50
	Gravas calcáreas subredondeadas en matriz de relleno arenosa blanquecina	18,50 - 22,50
Arcillas rojizas con nódulos y carbonatos	22,50 - 25,00	

Tabla 3. Situación de los sondeos.

*profundidad de cada tramo en cotas negativas.

Tras analizar ambos sondeos se observa un paralelismo en la estratigrafía del terreno. Los materiales encontrados en la investigación corresponden a niveles de arenas y gravas intercalados. Se distinguen 5 niveles, representados gráficamente en la figura 19.

- Nivel I. Rellenos: Materiales superficiales de carácter antrópico, divididos en tres subniveles dependiendo del tipo de material que lo compone. Los materiales del relleno no son aptos para soportar cargas por su naturaleza heterogénea y contaminada.
- Nivel II. Limos: El segundo nivel está compuesto principalmente por limos de baja plasticidad, de color marrón oscuro con materia orgánica.
- Nivel III. Arcillas limosas con nódulos y carbonatos: El nivel está formado por arcillas limosas de color ocre y por arcillas de color marrón claro y rojizo con algunas vetas arenosas, nódulos y carbonatos.
- Nivel IV. Arenas limosas: El cuarto nivel está constituido por arenas limosas.
- Nivel V. Gravass en matriz de relleno arenosa: Este nivel está compuesto por gravas calcáreas subredondeadas en matriz de relleno de naturaleza arenosa de color blanquecino. Es un estrato muy denso.



Figura 19. Perfil donde se muestran los diferentes niveles estratigráficos. (Fuente: Elaboración propia)

Como se ha mencionado anteriormente, durante la realización de los sondeos mecánicos se llevaron a cabo una serie de ensayos “in situ” y se tomaron varias muestras para ello. Se realizaron 6 ensayos SPT, de acuerdo con los criterios establecidos en la Norma UNE 103800-92.

A continuación se adjunta la tabla 3, con la procedencia, profundidad de las muestras obtenidas y los valores de golpeo de los ensayos realizados en los sondeos.

SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	N30
SR-01	8,40 - 9,00	11
	12,00 - 12,60	14
	24,60 - 25,20	24
SR-02	9,60 - 10,20	44
	12,60 - 13,20	62
	20,50 - 20,60	50

Tabla 4. Ensayos de penetración dinámica estándar.

Las muestras obtenidas se enviaron al laboratorio, debidamente etiquetadas, para la realización de los diversos ensayos.

3.2.2. PRUEBAS DE PENETRACIÓN DINÁMICA

Se han realizado tres pruebas de penetración dinámica superpesada (DPSH), bajo los criterios de la NORMA UNE 103-801-94. Las profundidades alcanzadas en cada ensayo se muestran la tabla 1.

Las pruebas se inician por debajo de la capa de hormigón que descansa sobre el estrato de rellenos. Las pruebas de penetración dinámica se dieron por finalizadas al producirse el rechazo de las tres al alcanzar las profundidades dadas en la tabla 1.

Se debe tener en cuenta la similitud en los gráficos de penetración de las pruebas 1 y 2, debido a la proximidad entre ellas. A continuación, se explica la interpretación de cada uno de los ensayos:

PD-01: En el ensayo de penetración dinámica PD-01, se percibe un tramo más consistente. Este tramo es el relleno formado por materiales antrópicos, tanto granulares como cohesivos con escombros a muro, de acuerdo con la información obtenida de los sondeos mecánicos. Este tramo es más resistente debido a los esfuerzos transmitidos por las cargas superficiales a las cuáles se ve afectado.

Seguidamente, se encuentra un tramo aparentemente de suelo cohesivo, entre las cotas 0,80 y 3,80, conservando una continuidad en el número de golpes y sin ofrecer resistencias elevadas. Esta estabilidad se mantiene hasta la cota 3,8 donde se produce un brusco cambio en el número de golpes, pasando de 6 a 30 súbitamente. Esto puede ser producido por un estrato de suelo granular, de muy pequeño espesor.

El siguiente tramo presenta un suelo cohesivo, desde la cota 3,80 hasta la 10,0 aproximadamente, donde se vuelve a mantener la continuidad. Sin embargo, la resistencia aumenta considerablemente respecto al tramo anterior a partir de la cota 8,60, donde el número de golpes aumenta considerablemente.

El último tramo presenta resistencias muy elevadas, tratándose del estrato de gravas calcáreas.

PD-02: El gráfico de penetración de este ensayo se inicia de manera similar al anterior, con un estrato de rellenos más resistente debido a las cargas superficiales transmitidas, pero con mayor potencia que el mostrado en el PD-01. A continuación, se distingue un tramo con variaciones muy ligeras de resistencia a la

penetración, probablemente debido a la similitud de los estratos. Esta estabilidad se prolonga hasta la cota 9,80.

A partir de la cota 9,80, aumenta drásticamente la resistencia al golpeo con la aparición de grandes picos, por lo que nuevamente se alcanza el estrato de suelo granular.

PD-03: Este ensayo se realiza en una zona más lejana de los otros ensayos. El estrato inicial de rellenos es superior en cuanto a espesor respecto a las otras dos pruebas. La resistencia se mantiene similar en las tres pruebas.

El segundo tramo, de suelo cohesivo, mantiene un equilibrio constante a la resistencia al golpeo, entre la cota 1,40 y la 2,80, a partir de la cuál, se produce un aumento de la resistencia, probablemente por la aparición de un estrato de suelo granular, entre las cotas 3,00 y 4,20.

Se repite el mismo proceso en el siguiente tramo, manteniendo la resistencia al golpeo constante, hasta la aparición nuevamente de un estrato que presenta mayor consistencia.

Finalmente, se presenta un tramo con baja resistencia, de suelo cohesivo, hasta la cota 9,00. A partir de esta cota, aparece un estrato de arenas y posteriormente de gravas, donde la resistencia del terreno aumenta considerablemente.

A continuación se muestra un gráfico donde se representan los ensayos de penetración dinámica realizados, con el número de golpes y la profundidad alcanzada en cada uno de ellos.

En este gráfico se puede observar, como ya se comentaba anteriormente, como entre 4.0 y 9.0 m de profundidad el suelo proporciona golpes medios menores de 10 golpes, es decir, entre estas dos cotas el terreno es muy blando por lo que será imprescindible determinar con rigurosidad las tensiones que se van a transmitir al terreno y comprobar que para estas tensiones se verifican las condiciones de hundimiento y asiento, especialmente asientos diferenciales, puesto que la estructura que se proyecta es muy sensible a este tipo de movimientos que pueden producir fisuras por las que el agua se filtre al terreno y en consecuencia la estructura podría perder funcionalidad y, al mismo tiempo, el agua infiltrada podría modificar las características del terreno natural.

Por último, las tres pruebas muestran un aumento significativo de la resistencia en profundidad, de hecho en las tres pruebas se alcanza rechazo (más de 100 golpes) antes de alcanzar la profundidad inicialmente proyectada.

3.3. ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos de laboratorio, al igual que los ensayos de campo, son necesarios para caracterizar y clasificar los suelos. Los ensayos se realizan sobre las muestras extraídas previamente en el terreno. Existen una diversa variedad de ensayos.

La toma de muestras se ha realizado durante la ejecución de los sondeos mecánicos, a diferentes profundidades. Se han realizado un total de once ensayos de laboratorio de identificación, resistencia-deformación y de agresividad de suelos. Los ensayos realizados se enumeran a continuación:

Ensayos de identificación (físicos y químicos):

- Granulometría por tamizado según la Norma UNE 103101-95.
- Determinación del límite líquido empleando el método de Casagrande según la Norma UNE 103103-94.
- Determinación del límite plástico de acuerdo con la Norma UNE 103104-93.
- Determinación de la densidad de un suelo por medio del método de la balanza hidrostática según la Norma UNE 103-301-94.
- Determinación de la humedad de un suelo mediante secado en estufa según la Norma UNE 103-300-93.
- Contenido en materia orgánica empleando en el método del permanganato de acuerdo con los criterios de la Norma UNE 103-204-93.

Ensayos de resistencia-deformación:

- Ensayo de resistencia a compresión simple en probetas de acuerdo con la Norma UNE 103400-93.
- Ensayo de corte directo con consolidación y con drenaje según la Norma UNE 103-401-98.

Ensayos de agresividad de suelos:

- Determinación del contenido de sulfatos solubles en suelos de acuerdo con el Anejo 5 de la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE).
- Ensayo de Acidez Baumann-Gully según la Norma UNE 8030-96.

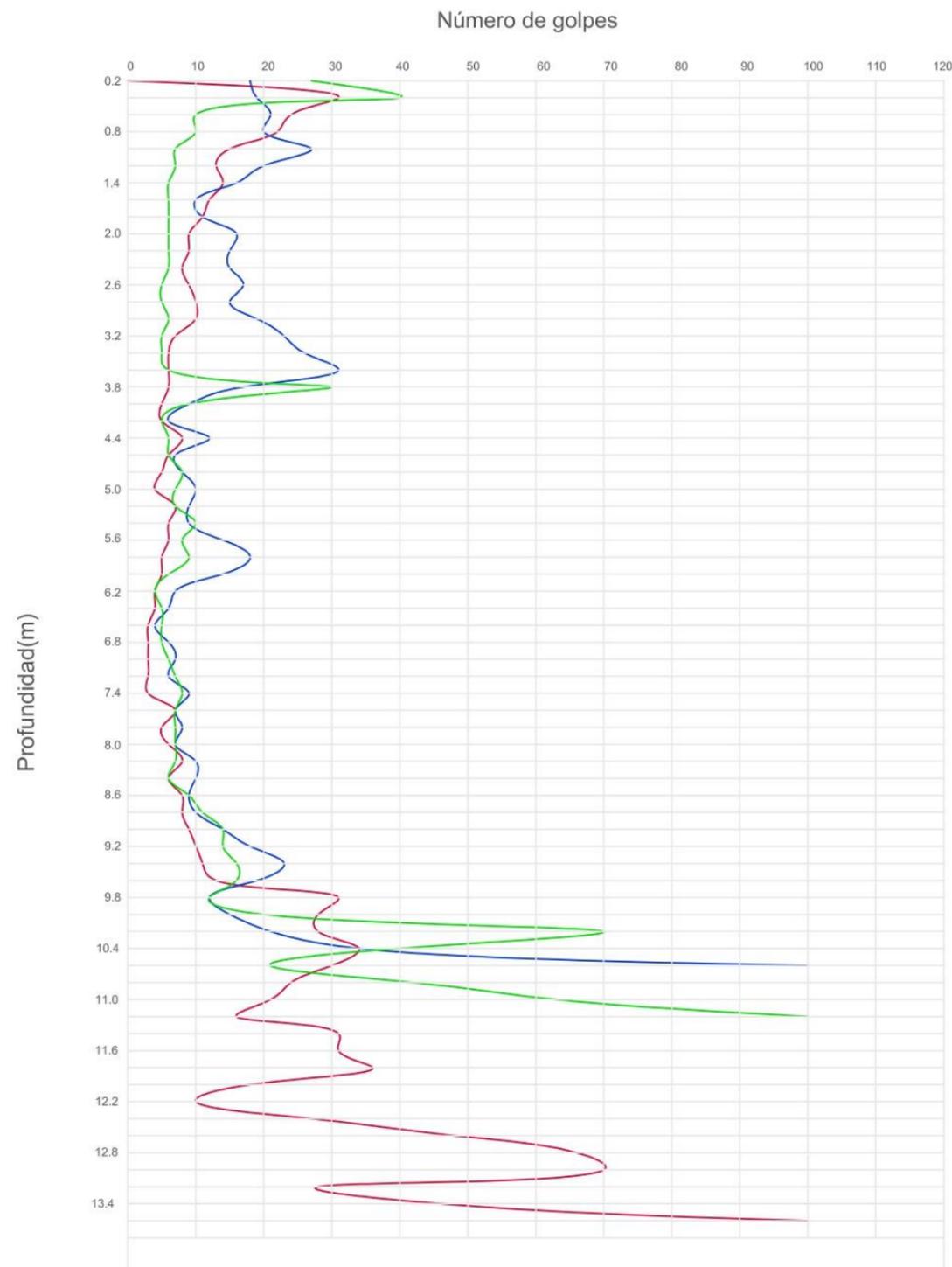


Figura 20. Pruebas de penetración dinámica (Fuente: Elaboración propia)

3.4. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Tras haber realizado los pertinentes trabajos de campo y laboratorio del terreno, se han obtenido los parámetros geotécnicos de cada nivel litológico, excepto del nivel de rellenos, debido a que los materiales que lo componen no son aptos para la admisión de cargas, por su naturaleza heterogénea y contaminada. Estos parámetros son considerados como óptimos para realizar el cálculo del diseño de la cimentación.

A continuación se muestran los valores de los parámetros geotécnicos de cada estrato, con su correspondiente leyenda.

LEYENDA			
Sistema unificado clasific. suelos	S.U.C.S	Densidad aparente	γ
Tamiz UNE N.200	# 0.08	Densidad seca	γ_d
Límite Líquido	WL	Materia orgánica	MO
Índice de Plasticidad	IP	Acidez Baumann-Gully	Baumann-Gully
Humedad	W	Sulfatos solubles	S.S.
Ángulo de rozamiento	ϕ'	Peso específico de las partículas	γ_s
Cohesión efectiva	c'	Índice de huecos	e_o
Resistencia a compresión simple	qu	Grado de saturación	Sr

Tabla 5. Leyenda empleada para aclarar los parámetros del terreno.

LIMOS	PARÁMETROS					
		# 0.08	W (%)	Φ' (°)	c' (kN/m ²)	S.U.C.S
	SR-01	80.3	17.4	-	-	ML
	SR-02	89.8	17.9	28	0	
		γ (g/cm ³)	qu (kPa)			
	SR-01	1.54 - 1.81	73.55			
	SR-02	1.58 - 1.87	101			

Tabla 6. Parámetros geotécnicos del Nivel II: Limos de baja plasticidad.

ARCILLAS	PARÁMETROS					
			# 0.08	W (%)	WL	I.P
	SR-01	Max	87	20.3	23.8	5.8
		Min	76.1	18.4	5.8	5.13
	SR-02	Max	89.3	21.1	26.9	7.5
		Min	60.7	14.2	24.7	6.3
			γ (g/cm ³)	qu (kPa)	Φ' (°)	c' (kN/m ²)
	SR-01	Max	1.68 - 1.99	58.84	31	101
		Min	1.60 - 1.93	51		
	SR-02	Max	1.81 - 2.06	173.58	32	12
Min		1.51 - 1.82	50			
	S.U.C.S	MO (%)	Baumann-Gully	S.S. (mg SO4/Kg)		
SR-02	ML / CL	0.33	1	145.58		
SR-01	CL-ML					
		ENSAYOS EDOMÉTRICOS				
		γ_s (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)	e_o	Sr (%)	
SR-01		2.68	1.79	0.500	96.1	
SR-02	Max	2.61	1.80	0.507	104.5	
	Min		1.73	0.452	96.0	

ARENAS LIMOSAS	PARÁMETROS					
			# 0.08	W (%)	γ (g/cm ³)	Φ' (°)
	SR-01	Max	73.1	20.3	1.74 - 1.95	28
		Min	18.6	12.2	1.57 - 1.89	
	SR-02	Max	68.9	15.6	1.89 - 2.19	
		Min	29.8			
		S.U.C.S	MO (%)	Baumann-Gully	S.S. (mg SO4/Kg)	qu (kPa)
	SR-01	SM /ML	0.12	2	50.75	-
	SR-02	SM /ML				52
			ENSAYOS EDOMÉTRICOS			
		γ_s (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)	e_o	Sr (%)	
SR-01		2.61	1.79	0.457	95.1	

Tablas 7 y 8. Parámetros de los niveles III y IV: Arcillas y arenas limosas.

		PARÁMETROS				
		# 0.08	W (%)	γ (g/cm ³)		
GRAVAS EN MR DE RELLENO ARENOSA	SR-01	Max	73.1	20.3	1.74 - 1.95	
		Min	2.8	11.5	1.57 - 1.89	
	SR-02	Max	20.5	6.8	-	
		Min	10.4			
			S.U.C.S	MO (%)	Baumann-Gully	S.S. (mg SO ₄ /Kg)
	SR-01	SM / ML / SP	0.12	2	50.75	
	SR-02	SM / GP-GM				

Tabla 9. Parámetros geotécnicos del Nivel V: Gravas.

3.5. ANÁLISIS CRÍTICO

En este apartado se llevarán a discusión aquellos errores encontrados en el documento del estudio geotécnico con el fin de aportar un pensamiento crítico y completar la información obtenida en dicho escrito. Los fallos encontrados son de diversas magnitudes, como aspectos formales y materiales tales como datos o unidades en los que se proporcionan dichos resultados o el orden en el que se presentan los distintos anejos del estudios.

Primeramente se abordarán los aspectos formales, que son el conglomerado de pautas de presentación, organización y apariencia de un texto, ajenos al contenido. La parte correspondiente a la memoria es clara y se divide correctamente en apartados y subapartados. Sin embargo, en la parte correspondiente a los anejos, en los de los ensayos de laboratorio concretamente, no se sigue un criterio de organización, sino que se exponen todos los ensayos realizados entrelazando ensayos y muestras.

Como solución para evitar este tipo de errores, se sugiere seguir un orden basado en colocar los ensayos por sondeos, y ordenar los ensayos realizados a las muestras obtenidas en ese sondeo por cota, de esta forma, la información se extrae con más rapidez y sencillez.

Otro aspecto negativo es el tamaño con el que se adjuntan los gráficos, los cuales son diminutos en comparación a la información que ofrecen, impidiendo el análisis adecuado del material que ofrecen, por lo que son inservibles.

En lo referente a la información transmitida, se han encontrado varios errores en la interpretación de resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio. A continuación se mencionarán algunos de ellos.

En primer lugar hay una serie de errores en el apartado en el que se expone la caracterización geotécnica. Algunos de ellos tienen que ver en el resultado que ofrecen, cambiando unidades o exponiendo un resultado totalmente fuera de los valores aceptables, ya sea por error en las unidades que fueron obtenidos o por fallos a la hora de redactarlos.

Adicionalmente, se dan casos en los que la información redactada cuando se exponen los parámetros geotécnicos no tienen nada que ver con el nivel estratigráfico que se está explicando. En el apartado mencionado, en el nivel que habla de los limos de baja plasticidad, cuando comenta los parámetros geotécnicos a modo resumen, cambia el texto, hablando de un nivel de arenas, lo cual lleva a la confusión del lector. En este mismo apartado se ofrece un valor para la cohesión efectiva desproporcionado, ofreciendo un valor de 4917 kPa.

Así mismo, el valor que ofrece el nivel de limos con respecto a la cohesión efectiva no es el correcto. El valor es cercano a 0, tal y como se expone en las actas de los ensayos de laboratorio.

En segundo lugar, se da otro error de interpretación, el cual se da en el apartado donde se exponen los parámetros asociados al nivel 4 correspondiente a gravas en matriz de relleno arenosa. Sin embargo, a pesar de ser definido como gravas, dista mucho de ser un nivel compuesto por gravas con arenas. El nivel en su gran mayoría está compuesto por arenas limosas con gravas (SM), siendo únicamente entre la cota 12.60 y 13.20 donde se localizan las gravas. Por este motivo, al realizar los perfiles estratigráficos, se ha decidido separar en dos partes este nivel. El primer nivel, y más próximo a la superficie, corresponde a un nivel de arenas, mientras que el más profundo se corresponde con el ya mencionado nivel de gravas.

Se han expuesto algunos de los errores encontrados durante el análisis de los datos del estudio geotécnico y han sido corregidos de la manera más apropiada posible, ofreciendo un nivel de información más adecuado y cercano a la realidad.

4. DISEÑO GEOTÉCNICO

4.1. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS: DIMENSIONES Y UBICACIÓN

Los depósitos de tormentas son enormes infraestructuras hidráulico-sanitarias cuya función más relevante es la de almacenar el agua fruto de las lluvias intensas y así regular los flujos que circulan por los sistemas de saneamiento unitarios, reduciendo el riesgo de inundaciones y disminuyendo el nivel de contaminación de vertidos al medio receptor. Adicionalmente cumplen la función de regular los caudales previamente a su llegada a las estaciones depuradoras. De esta manera se reducen significativamente las sobrecargas hidráulicas y fluctuaciones contaminantes durante los episodios de lluvias intensas, mejorándose la eficiencia de los procedimientos durante los sucesos de lluvias torrenciales.

Para realizar el diseño geotécnico del depósito de tormentas se han de contemplar varios factores condicionantes. Por ello, se han seguido las recomendaciones recogidas en el "Manual Nacional de Recomendaciones para el Diseño de Tanques de Tormenta", proyectado por el Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente (MAGRAMA) junto a la Subdirección General de Infraestructuras y Tecnología.

De acuerdo con la misión principal que desempeñan dentro del sistema de saneamiento, los depósitos de tormentas se pueden clasificar en:

- Depósitos Anti-DSU (descargas de los sistemas unitarios) o tanque de tormentas. Son aquellos depósitos cuyo principal objetivo es el de reducir al máximo el vertido de contaminantes al medio receptor durante los episodios de lluvias.
- Depósitos Anti-Inundación. Depósitos cuya principal función es la de evitar las inundaciones derivadas de la sobrecarga hidráulica de la red de saneamiento.
- Depósitos Mixtos. Son aquellos depósitos cuya función principal es la de prevenir las inundaciones y el colapso de la red de saneamiento. Además disponen de los sistemas necesarios para regular y controlar los vertidos contaminantes al medio receptor.

De acuerdo con lo expuesto previamente, se escoge un depósito mixto debido a que la principal función es la de evitar las inundaciones y el colapso de la red de saneamiento durante los episodios de lluvias torrenciales, y adicionalmente se necesita un depósito que evite el vertido de contaminantes al medio receptor.

Según la posición que presente respecto de la red de saneamiento, los depósitos de tormentas pueden ser:

- Tanques de tormentas en línea (On-Line). Son los depósitos situados en la traza del colector, de manera que el flujo que circula a través del colector, también atraviesa el depósito. Después de los episodios de lluvia, el agua retenida suele descargarse por gravedad a la red, conduciéndose a la planta de tratamiento.

- Tanques de tormentas fuera de línea (Off-Line). Son aquellos depósitos de retención con derivación. La retención fuera de línea se realiza al alcanzar un cierto caudal, de tal forma que se desvía el caudal desde la red de colectores hasta el depósito. El agua desviada se retiene en el depósito hasta que se restablezca la capacidad de conducción o el tratamiento aguas abajo. Cuando esto ocurre, el agua es vaciada por gravedad o bombeo.
- Depósitos de retención combinados. Son depósitos que cuentan con una o varias cámaras que funcionan de manera enlazada, y generalmente siguiendo una secuencia. El primer compartimento está situado en línea con la red de saneamiento.

De acuerdo con las recomendaciones del Manual, para volúmenes elevados, como es el caso de este trabajo, cuyo depósito de tormentas cuenta con un volumen de 25,000 m³, se recomienda disponer de un tanque de tormentas fuera de línea (Off-Line).

Según la geometría que presente el depósito de tormentas, así como la apariencia y la forma en la que se almacene el agua en su interior, los tanques de tormentas se clasifican como:

- Balsas de retención a cielo abierto
- Depósitos de hormigón enterrado o semienterrado. Los tanques de hormigón pueden tener geometrías muy diversas. Las más comunes son rectangular, circular o irregular.
- Baterías de tuberías de gran diámetro, conectadas a una gran cámara de entrada y de salida.
- Túneles

Para este trabajo se ha decidido implantar un depósito de hormigón, debido a que, según el Manual, para zonas urbanas consolidadas, es la mejor opción. Además, en cuanto a la geometría, la capacidad con la que debe contar el depósito son 25.000 litros, lo que supone un importante condicionante, junto con la forma irregular de la parcela, para definir la geometría del mismo. El tanque sería enterrado, disponiendo así de la zona superior para ser aprovechada con otros fines.

En cuanto a la ubicación dentro de la parcela se deben tener en cuenta varios factores que afectan a esta decisión.

Primeramente debe haber suficiente espacio disponible en la parcela elegida, con unas dimensiones aptas para poder realizar la construcción del depósito con un mínimo de seguridad. Además hay que tener en cuenta todos los condicionamientos urbanísticos existentes en el emplazamiento, teniendo en cuenta los actuales, así como los que se implantarán en un futuro. También debe tenerse en cuenta tanto la proximidad como la profundidad de los colectores tributarios, así como conocer la configuración del colector de vertido y del medio receptor.

Adicionalmente, el acceso al tanque durante la fase de explotación de la obra debe ser suficiente y adecuado para poder realizarse las correspondientes labores de mantenimiento de manera correcta.

Durante la fase de ejecución de las obras del depósito, se debe tener en cuenta el espacio que se emplearía. El depósito está localizado en una zona urbana, por lo que hay que tener en cuenta el paso de vehículos y peatones por los alrededores de la obra. Inclusive, se debe dejar un espacio entre el cierre de la obra y las edificaciones de los alrededores. Este espacio es de unos 6 metros. La entrada a la obra puede realizarse por la Avenida del Profesor López Piñero, utilizándose dicha entrada como acceso para los vehículos y maquinaria utilizados durante la ejecución de la obra. En cuanto al tráfico, la avenida cuenta con un número suficiente de carriles, por lo que el tráfico se vería condicionado mínimamente.

Con todos los condicionantes previos, y a pesar de haber analizado varias alternativas en cuanto a la profundidad que debe alcanzar un depósito de tormentas de 25,000 m³, se ha concluido que la mejor opción para almacenar dicha infraestructura en el emplazamiento, es que ocupe toda la extensión de la parcela.



Figura 21. Ubicación del depósito. (Fuente: Google Earth)

En lo referente a la profundidad de cimentación, es imprescindible conocer todos los parámetros característicos de los distintos niveles estratigráficos del terreno sobre el que se situará la obra en cuestión. Este estudio del terreno se realizó en la campaña geotécnica, donde se caracterizaron los distintos niveles litológicos. De este estudio se extrajeron los datos necesarios para la realización de los perfiles estratigráficos del terreno (Anejo N^o2. Perfiles estratigráficos).

Como se mencionó en apartados anteriores, el estudio geotécnico ha sido realizado en la parcela adyacente a la de este trabajo, adaptándose la información de la campaña geotécnica, al tratarse de un trabajo con fines únicamente académicos. Es por ello que de los perfiles estratigráficos extraídos con los datos proporcionados por la campaña, se ha decidido que el perfil más adecuado es el 1, debido a que los puntos donde se realizaron las penetraciones dinámicas, 01 y 03, son los más cercanos al emplazamiento.

Debido a las características del terreno, así como las dimensiones que presenta el depósito, el plano de cimentación se sitúa a -6.50 m, siendo el material de apoyo el nivel constituido por arcillas arenosas, sin presencia del nivel freático, debido a que este se sitúa a una cota de -6.90 m. Esto sumado a que la arcilla actúa como un “tapón”, impidiendo el paso del agua freática hacia el nivel en el que debería estar, favorece a evitar posibles problemas de flotabilidad.

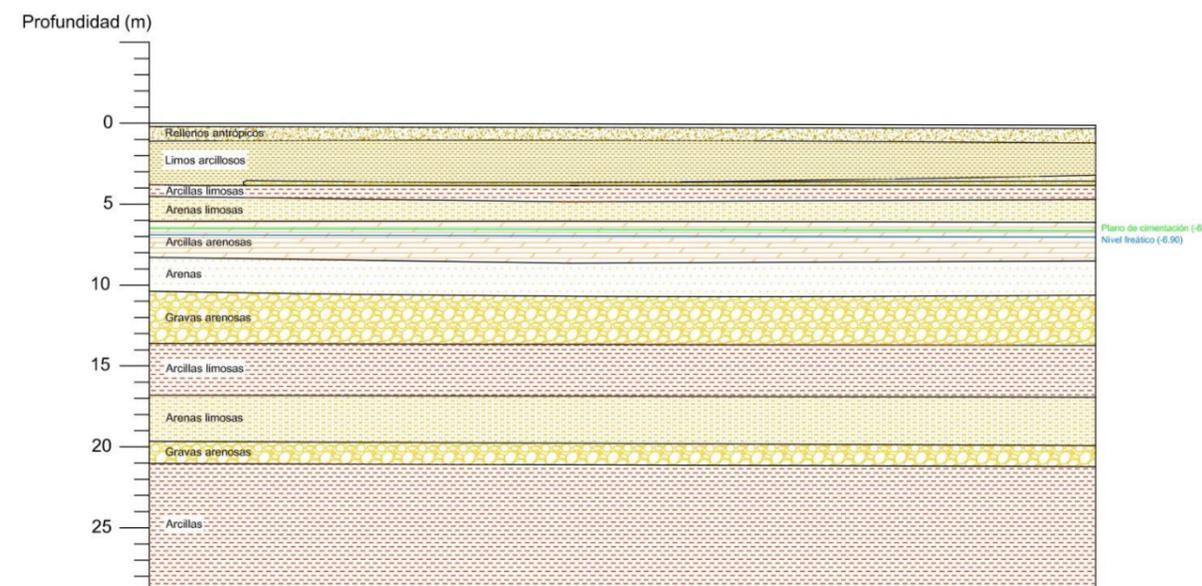


Figura 22. Perfil del terreno donde apoya el depósito (Fuente: Elaboración propia)

En cuanto al diseño en planta, cabe mencionar que los tanques de tormentas más prácticos, es decir, los tanques cuyos costes de mantenimiento y construcción son menores, son aquellos que para el mismo volumen que almacenan tienen una mayor profundidad con respecto a su superficie. Se debe tener en cuenta que el mínimo recomendado son 4 metros de profundidad, tanto para obtener la máxima eficiencia hidráulica como para reducir al máximo las tareas de conservación y explotación.

Por todo lo mencionado previamente, para la capacidad estipulada de 25,000 m³, se opta por una altura libre de 5 metros. Con esta altura libre y contando con los espesores de las losas de solera y cubrición, toda la estructura quedaría por encima del nivel freático por lo que se evitan los trabajos de agotamiento de este lo que encarece el proyecto y, al mismo tiempo, evita problemas como la flotabilidad, inestabilidades hidráulicas o afección a edificios cercanos, durante la ejecución de la obra e incluso en fase de explotación.

En cuanto a las medidas en planta del depósito, para conseguir cubrir dicho volumen almacenado, el área debe ser de al menos de 5,000 m², por lo que, al ser una parcela de aproximadamente dicha extensión, el depósito ocupará prácticamente toda la parcela. La forma de la parcela tiene forma de trapecio rectángulo, es decir, los cuatro lados tiene longitudes distintas, sin embargo dos de sus lados son paralelos y un tercero es perpendicular a ambos. De acuerdo con esto, el lado mayor, situado al Norte, tiene una longitud de 130 metros. El lado situado al Sur tiene una longitud de 125 metros. Los lados paralelos situados al Este y Oeste miden 68 m y 13 m respectivamente, tal y como se puede observar en la figura 23. Con este diseño en planta se asegura que la parcela podrá seguir empleándose para el fin actual que es aparcamiento de vehículos no pesados.

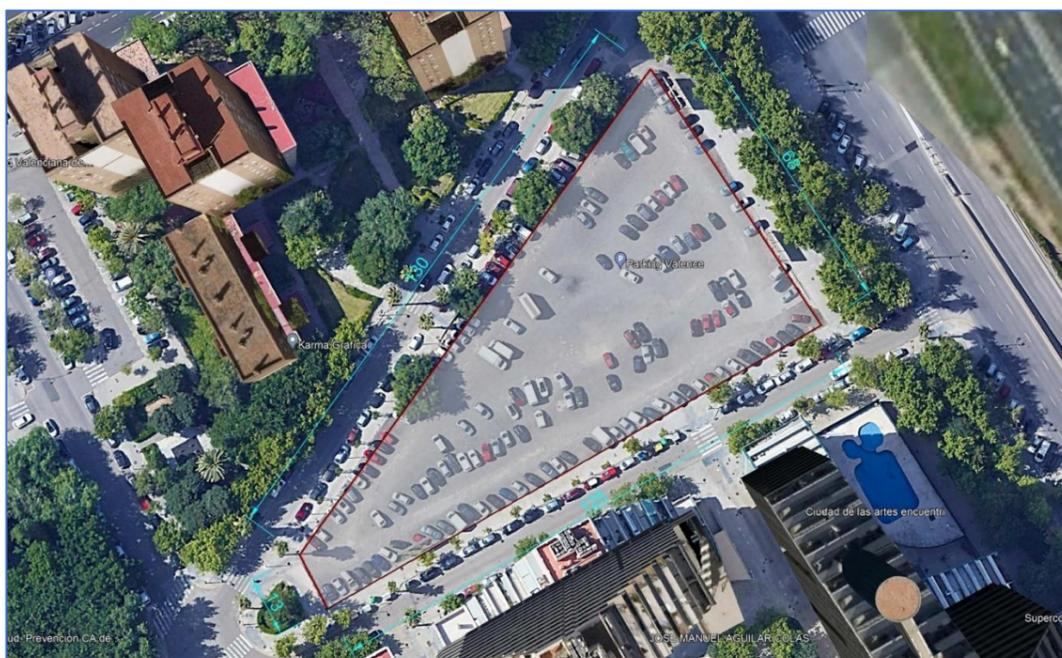


Figura 23. Medidas en planta del depósito de tormentas. (Fuente: Google Earth modificado)

En resumen, para resolver el problema que nos ocupa se ha decidido realizar un depósito de tormentas enterrado, mixto, construido con hormigón, no siendo necesarias medidas específicas en lo que a su fabricación se refiere. El depósito se ubica en la parcela mostrada en la figura 21, con forma de trapezoide irregular, con los lados mayores ubicados en la Avenida Alcalde Gisbert Rico y la Calle Nino Bravo. El depósito apoya en la cota -6.5 m, y cuenta con una altura libre de 5 m.

4.2. COMPROBACIONES TÉCNICAS

En este apartado se recogen los datos obtenidos a partir de realizar el diseño geotécnico, mediante los cálculos de la cimentación, recogidos en el anejo de cálculos, donde se describen con mayor detalle (*Anejo Nº4. Comprobaciones técnicas. Cálculos*). Para realizar los cálculos geotécnicos pertinentes se han seguido los métodos propuestos por la *Guía de cimentaciones en obras de carretera (GCOC)* y, por tratarse de una zona urbana, del *Código Técnico de la Edificación (CTE)*.

Como elección para la cimentación del depósito de tormentas se ha decidido emplear una cimentación directa mediante losa de cimentación, puesto que, tal y como se ha comprobado que a partir de 4 metros de profundidad la capacidad portante del terreno disminuye claramente, este tipo de cimentación disminuye de una forma importante la tensión transmitida y minimiza este problema.

De acuerdo con las características que presenta la infraestructura y el tipo de cimentación elegida, se definen los estados límite últimos (ELU) y de servicio (ELS), que se estudian más adelante. El modo de fallo que se estudiará como estado de límite último es el de hundimiento. En lo que respecta al estado límite de servicio (ELS), se estudia la deformabilidad provocada por los asentamientos del terreno. El estado límite de servicio correspondiente a flotabilidad no es necesario calcularlo debido a que con el diseño detallado en el apartado anterior, toda la estructura queda por encima del nivel freático.

Como se ha mencionado previamente, la cimentación apoyará sobre un estrato de arcillas arenosas, de compacidad blanda-media, a una profundidad de 6.5 metros respecto de la superficie del terreno.

Para poder estudiarse las comprobaciones especificadas previamente, se necesitan conocer las dimensiones (en metros) del tanque y de todos los elementos de que lo constituyen. Al mismo tiempo, también deben de conocerse los parámetros geomecánicos de los diferentes estratos del terreno en el área de estudio.

- Área del depósito: 5062.5 m²
- Losa de cubierta: 5062.5 m² x 0.5 m
- Losa de cimentación: 5062.5 m² x 1 m
- Muros perimetrales: (13 x 5 x 0.8) + (130 x 5 x 0.8) + (125 x 5 x 0.8) + (68 x 5 x 0.8) m
- Pilares: 0.25 x 0.25 x 5 m

Los pilares se disponen en una cuadrícula con luces de 5 metros en ambas direcciones, resultando 178 pilares.

4.2.1. ELU: CAPACIDAD PORTANTE

En el presente apartado se estudia el modo de fallo por hundimiento, producido cuando la capacidad del soporte del terreno es inferior a la carga que transmite la cimentación que apoya sobre éste.

Para que no se alcance dicho modo de fallo, se define el siguiente coeficiente de seguridad frente al hundimiento, cuyo valor debe de ser equivalente o superior al valor de 3:

$$F = \frac{q_h - q}{q_t - q} \geq 3$$

Donde:

F corresponde al mencionado coeficiente de seguridad frente a hundimiento

q_h = Presión vertical de hundimiento

q_t = Presión transmitida al terreno por el cimiento

q = carga del terreno que se descarga en la excavación (q_0)

Los cálculos referentes al presente apartado se encuentran detallados en el *Anejo Nº4. Comprobaciones técnicas. Cálculos*. En los cálculos se examina la carga transmitida por el depósito al terreno en dos situaciones. La primera situación se da cuando el depósito está vacío y la segunda cuando se encuentra lleno.

Para la primera situación, donde el depósito de tormentas se encuentra vacío, se tienen en cuenta todas las cargas a excepción de la transmitida por el agua. Adicionalmente, se añade una sobrecarga de uso con el valor de 10 kN/m², debido al uso actual de la parcela. Dicha función es la de aparcamiento, y podría seguir empleándose para este fin tras la construcción del depósito.

$$q_{t(0)} = 54,38 \text{ kN/m}^2$$

Para la segunda situación, se tienen en cuenta todas las cargas, incluida la que transmite el agua almacenada y la sobrecarga de uso.

$$q_{t(1)} = 103,79 \text{ kN/m}^2$$

Seguidamente se obtiene el valor de la descarga que supone la excavación de las tierras hasta la cota de cimentación. Para obtener dicho valor, se ha tenido en cuenta el peso de los rellenos antrópicos, así como de cada estrato hasta la cota de cimentación, incluyendo limos, arcillas, arenas y gravas.

$$q_0 = 112,8 \text{ kN/m}^2$$

Los resultados muestran que la carga transmitida (q_t) al terreno es menor con respecto a la descarga de las tierras (q_0), por lo que el coeficiente de seguridad frente a la situación última de hundimiento tiende a infinito, certificando que no hay problema con respecto a la capacidad portante del terreno.

Agregando a lo anterior, para conocer la presión de hundimiento del terreno con el fin de determinar cuál es la presión máxima que se puede transmitir al terreno, con un coeficiente de seguridad superior o igual 3, por si se decide en un futuro acometer algún tipo de obra sobre el depósito de tormentas, se empleará la fórmula de Brinch-Hansen (1973).

Al emplear esta fórmula, se conocerá, en caso de construirse alguna obra sobre el depósito de tormentas, cual es la limitación, es decir, cuál es la máxima tensión transmitida que soportaría el terreno bajo el plano de cimentación, tanto por condición de hundimiento como por condición de asiento.

Al emplazarse en un terreno muy heterogéneo, se plantea el *Modelo Bicapa* para terrenos estratificados. En este modelo se realiza el cálculo de la presión vertical de hundimiento para cada uno de los dos estratos, el de arcillas arenosas, sobre el que apoya la cimentación, y el de arenas.

Como se muestra en el *Anejo Nº4. Comprobaciones técnicas. Cálculos*, para un terreno cohesivo, como es el caso, se debe analizar la presión vertical de hundimiento en procesos a corto y largo plazo, tanto en arcillas como en arenas. Tras realizar los cálculos pertinentes se comprueba que el proceso a corto plazo es mucho más restrictivo que a largo plazo.

De acuerdo con el *Modelo Bicapa*, el caso 2 es el que se ajusta a esta situación, teniendo un estrato, el superior, de menor resistencia que el inferior. La presión vertical de hundimiento neta de acuerdo con el caso 2 del modelo es:

$$P_{vhn} = 286,75 \text{ kPa}$$

El valor obtenido se corresponde con la presión máxima que se puede transmitir al terreno. La máxima presión que se puede transmitir al terreno con un coeficiente de seguridad de 3 es:

$$P_{vhn adm} = \frac{286,75}{3} = 95,58 \text{ kPa}$$

La máxima presión que se puede transmitir en caso de construir en el solar sería la presión vertical de hundimiento admisible más la tensión natural del terreno a la cota del plano de cimentación, que sería:

$$P_{vhn máx} = 95,58 + 112,8 = 208,4 \text{ kPa}$$

En el próximo apartado se calcula el asiento que produce la carga transmitida neta de 95,58 kPa sobre el terreno.

4.2.2. ELS: DEFORMABILIDAD

Para realizar los cálculos correspondientes a la condición de deformabilidad de este trabajo se empleará el *Método Edométrico*, especialmente recomendado para suelos arcillosos blandos. En este supuesto, la carga es unidimensional y las deformaciones laterales están impedidas.

De acuerdo con la GCOC, para la tipología de cimentación empleada, en este caso por medio de losa de cimentación, el asiento máximo admisible es de 5 cm.

En lo referente a los cálculos, éstos se realizan de acuerdo con la teoría de la consolidación unidimensional, evaluando el incremento de las presiones efectivas del terreno provocadas por la cimentación por medio de la teoría de la elasticidad.

Los incrementos mencionados con anterioridad se estudian en un punto A, situado en un punto genérico del estrato donde apoya la cimentación. Este punto genérico suele ser el punto medio del estrato, aunque para realizar los cálculos, se situará en el punto medio entre el plano de cimentación de la losa y el final de estrato, tal y como se observa en la figura 24.

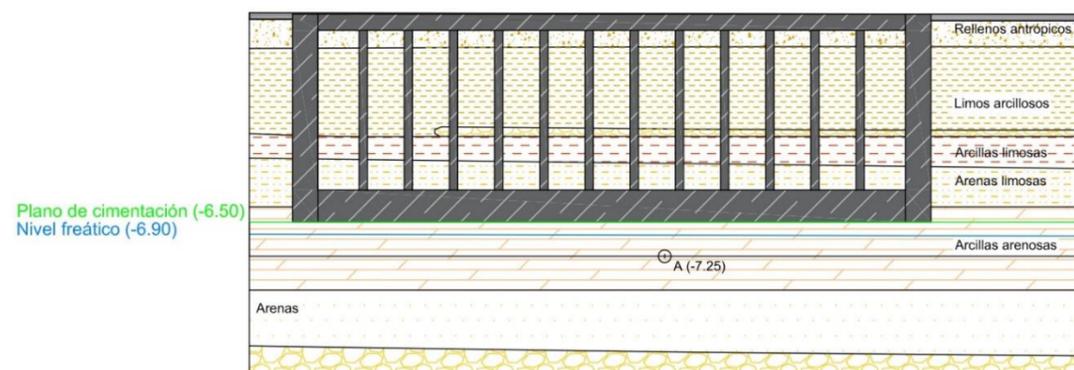


Figura 24. Perfil estratigráfico del terreno donde se aprecia el depósito, con el plano de cimentación, nivel freático y el punto "A". (Fuente: Elaboración propia)

Al emplear este método, se obtienen los asientos edométricos, que, no son sino los asientos de consolidación en condiciones edométricas. Estos asientos surgen de los incrementos de presión producidos durante los procesos constructivos, así como durante la fase de explotación y mantenimiento. El estudio de los asientos se realiza para comprobar que éstos no arriesgan el adecuado funcionamiento del depósito, especialmente en la zona de conexión con los colectores. Se debe tener especial énfasis en esta zona, debido a que un movimiento relativo excesivo (hinchamiento después del vaciado del depósito seguido de un asiento cuando el depósito se llena), podría provocar daños importantes que comprometen el funcionamiento de la red.

Los asientos se estudian en tres fases. La primera fase es la correspondiente a la excavación, mediante la cual se produce una descarga debido a la extracción de material. La segunda fase es aquella en la que se construye el depósito y se llena íntegramente por primera vez, y por tanto se produce un asiento. La tercera y última fase es la correspondiente al vaciado para realizar las tareas de mantenimiento pertinentes, produciéndose un hinchamiento en el terreno.

Se ha obtenido un asiento total del terreno de -0,14 mm. En consecuencia, el terreno se deformará de acuerdo a la rama de carga y descarga de su curva edométrica, debido a que la carga total transmitida será inferior a la que soporta actualmente el terreno en la cota del plano de cimentación. Por tanto, no existe problema de deformabilidad ya que el hinchamiento entra dentro de los valores admisibles. En consecuencia, este hinchamiento no compromete la seguridad del depósito.

Como se ha abordado en el apartado anterior, en caso de que se decidiera construir en la parcela de estudio, una vez construido el depósito de tormentas, se deberá calcular el asiento máximo que se produciría para la carga transmitida neta, calculada en el apartado anterior, de 95,58 kPa.

Para ello se ha empleado el método de Skempton-Bjerrum, debido a la cercanía del nivel freático con el plano de apoyo de la cimentación, siendo este un método que resuelve los inconvenientes que presentan el *Método Edométrico* y el *Método Elástico* en algunas situaciones en particular. Con este método se calcula el asiento total como:

$$S_t = S_i + S_c$$

Donde se suman el asiento inicial S_i , que se calcula empleando el *Método Elástico*, y el asiento de consolidación S_c , el cual relaciona el coeficiente de asiento μ con el asiento edométrico.

Para el cálculo del asiento inicial es necesario obtener el valor del coeficiente de influencia, para el cual se necesitan los parámetros elásticos del terreno a corto plazo, extraídos de los ensayos de laboratorio. Una vez obtenido el coeficiente de influencia, se obtiene un valor del asiento inicial de:

$$S_i = 36,5 \text{ mm}$$

Para el cálculo del asiento de consolidación se debe calcular el asiento edométrico teniendo en cuenta el incremento de las tensiones en el punto 'A', para el cual es necesario conocer el factor de influencia. Una vez obtenido el asiento edométrico que se produciría por la actuación de la carga transmitida, se minora el asiento obtenido con el coeficiente de asiento μ , dando como resultado:

$$S_c = 5,87 \text{ mm}$$

Por tanto, se obtiene un valor para el asiento total, producido por la actuación de la carga transmitida neta de 95,58 de kPa de:

$$S_t = S_i + S_c = 42,37 \text{ mm}$$

El valor del asiento total que se produciría se encuentra dentro de los valores que permite la *Guía para cimentaciones en obras de carretera*, que es de 50 mm, por lo que no habrían problemas de deformabilidad en caso de producirse esta situación.

4.2.3. ELS: FLOTABILIDAD

En situaciones donde el nivel de agua freática se encuentra a una cota elevada, el agua puede producir un empuje contra la cimentación del depósito. Para comprobar que la reacción que ejerce el agua sobre la solera no compromete la seguridad del depósito se comprueba la condición de flotabilidad.

Para realizar esta comprobación, el estudio se realiza en la situación más desfavorable, siendo ésta aquella en la que el depósito de tormentas ejerza menos peso y suponga una menor resistencia al empuje del agua. Esta situación se da cuando el depósito está vacío.

En el caso de este trabajo, el nivel freático se encuentra 40 centímetros por debajo del plano de cimentación. Adicionalmente, el nivel sobre el que apoya la cimentación del depósito de tormentas se corresponde con un estrato de arcillas arenosas, por lo que se trata de una capa de material impermeable, dándose la posibilidad de que el nivel freático esté a una cota inferior a la que se muestra en los ensayos.

El nivel de arcillas provoca una situación particular. Esta situación se corresponde con la formación de un acuicluso, que no es sino, la formación de una especie de “tapón”, impidiendo el paso del agua freática al nivel donde debería estar realmente. Este es el motivo por el que no se descarta la posibilidad de que el nivel freático se encuentre más profundo, aumentando la distancia entre el plano de cimentación y el nivel de agua freática.

Así mismo, en el caso más desfavorable posible, donde la ciudad de Valencia se viera azotada por una lluvia torrencial, como la ocurrida en el 2019, donde el nivel de agua superaba por 50 centímetros por encima de la superficie del terreno en algunas zonas de la ciudad, el nivel freático en esta misma zona no se vería afectado, debido a la cercanía del emplazamiento al antiguo cauce del río Turia, puesto que el agua fluiría en dirección al antiguo cauce.

Por tanto no es necesario realizar los cálculos pertinentes al estado límite último de flotabilidad.

4.3. EXCAVACIÓN

En este apartado se abordará la problemática derivada de la inestabilidad de taludes durante la fase de excavación, para evitar que se produzcan deslizamientos fortuitos, cuyas consecuencias, tanto materiales como humanas, serían fatales.

La estabilidad de los taludes queda determinada por los agentes geométricos, geológicos, geotécnicos e hidrogeológicos que presenta el terreno. La combinación de los factores mencionados previamente, puede llevar a la rotura de la superficie del terreno, derivando en el deslizamiento del volumen de tierra englobado en esa extensión de terreno.

En este trabajo en concreto, la excavación se ve condicionada por los edificios adyacentes, las vías que rodean al solar, las conducciones y servicios que, seguro se han ubicado bajo las aceras, así como la barrera de vegetación que rodea la parcela donde se sitúa la obra, impidiéndose la eliminación de dicha vegetación, así como los taludes pronunciados por la cercanía con los edificios. Por estos motivos la única posibilidad es la excavación mediante taludes verticales para lo cual será necesario el empleo de sistemas contención.

4.3.1. SISTEMAS DE CONTENCIÓN

El sistema de condición que se empleará para contener el terreno situado en el trasdós es mediante el uso de tablestacas, siendo esta una solución eficaz y segura frente a terrenos inestables. Las tablestacas empleadas serán de carácter recuperable. Adicionalmente, se emplearán para el negativo del encofrado durante la fase de ejecución de los muros perimetrales del depósito de tormentas. Para ello, se empleará un geotextil, de tal forma que el hormigón no quede pegado a la tablestaca y su recuperación sea más sencilla.

La tablestaca es un elemento prefabricado recto de sección transversal constante y dimensión longitudinal superior al resto de longitudes. Las tablestacas se acoplan mediante deslizamiento, ya sea mediante solape o machihembradas, formando pantallas continuas conocidas como tablestacados. Las más empleadas son las de acero, aunque hay de diversos materiales, como de madera o de hormigón armado. Se emplean principalmente en profundidades entre 13 y 16 metros. Las tablestacas de acero poseen un alto límite elástico y cuentan con una gran resistencia a torsión. Por estos motivos se ha decidido emplear tablestacas de acero en este trabajo.

El uso del tablestacado ha sido una decisión basada en el bajo coste que supone respecto a otros sistemas de contención, además de otras ventajas como el aumento de los rendimientos durante la fase de ejecución de la obra y mejor acabado de los elementos ejecutados con hormigón, además de proporcionar mayor capacidad de impermeabilización. Como se ha mencionado previamente, emplear el uso del tablestacado como encofrado durante la fase de hormigonado, reduce el coste de éste a la mitad.

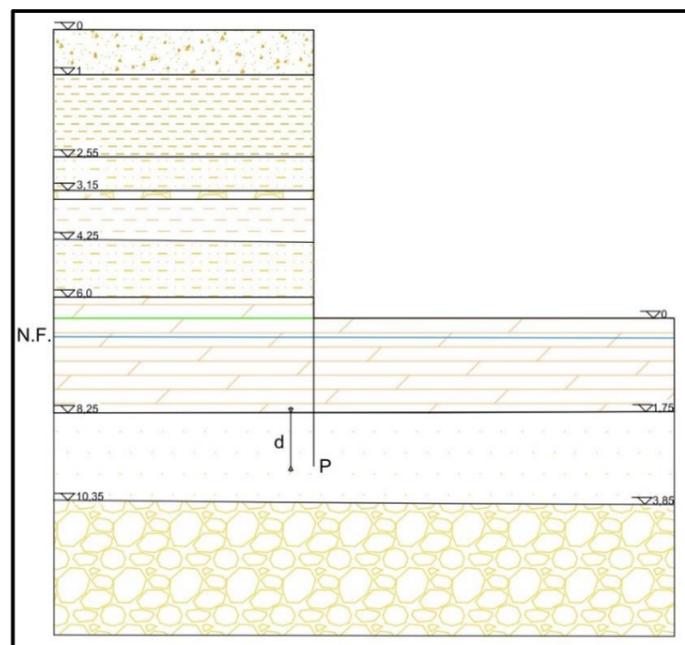


Figura 25. Perfil estratigráfico con tablestaca hincada donde se aprecia la longitud "d". (Fuente: Elaboración propia)

Para obtener la longitud que debe tener el tablestacado y la profundidad que debe ser alcanzada durante la hincada se analizan los empujes laterales del terreno empleando la teoría de Rankine. Para ello se han empleado los parámetros extraídos del estudio geotécnico y se han obtenido los coeficientes de empuje activo y pasivo (K_a y K_p) para cada material. Los cálculos realizados se hallan en el *Anejo N°4. Comprobaciones Técnicas. Cálculos*, en el apartado dedicado a la excavación.

Los empujes del terreno se han calculado en función de la variable "d". Esta variable se emplea para conocer la longitud de empotramiento de la tablestaca. Una vez analizados los empujes laterales, se han tomado momentos en el punto P, tal y como se observa en la Figura 25, obteniendo la longitud "d" mínima para que no se produzca el vuelco de la tablestaca. Esta metodología empleada se trata del Método de Blum. En todo momento se han considerado las cotas relativas a la superficie del terreno en metros.

De acuerdo con los resultados obtenidos en el *Anejo N°4. Comprobaciones Técnicas. Cálculos*, la profundidad 'd' tiene un valor de 2,7 metros. Con el valor obtenido, la tablestaca supera el nivel de arenas, situado bajo el nivel de arcillas arenosas, y alcanza el siguiente nivel, correspondiente a gravas arenosas.

La longitud total de la tablestaca se obtiene de sumar la longitud en voladizo, la longitud del empotramiento, que corresponde a la suma del valor 'd' y la distancia entre el plano de cimentación y el final del estrato de arcillas arenosas, y 0,5 metros de tablestaca que sobresalen por encima del terreno, para facilitar la recuperación del tablestacado. Adicionalmente, del lado de la seguridad, se incrementa el valor del empotramiento en un 20%.

$$L_{Tablestaca} = L_{Voladizo} + L_{Empotramiento+20\%} + 0,50 = 6,5 + 5,34 + 0,5 \cong 13 \text{ metros}$$

Con la longitud obtenida, se buscará un módulo adecuado para realizar el tablestacado. Para ello se ha empleado el catálogo de modelos que proporciona la empresa Ischebeck Ibérica. En este caso en concreto sí hay módulos de tablestacas con la longitud requerida de 13 metros. Para el tablestacado se ha decidido emplear una tablestaca AZ 14, la cual es un módulo genérico, de tipo machihembrada, con un ancho de 1340 mm, un alto de pared de 304 mm y un espesor de 10,5 mm. Las medidas específicas del módulo se muestran en la figura 26.

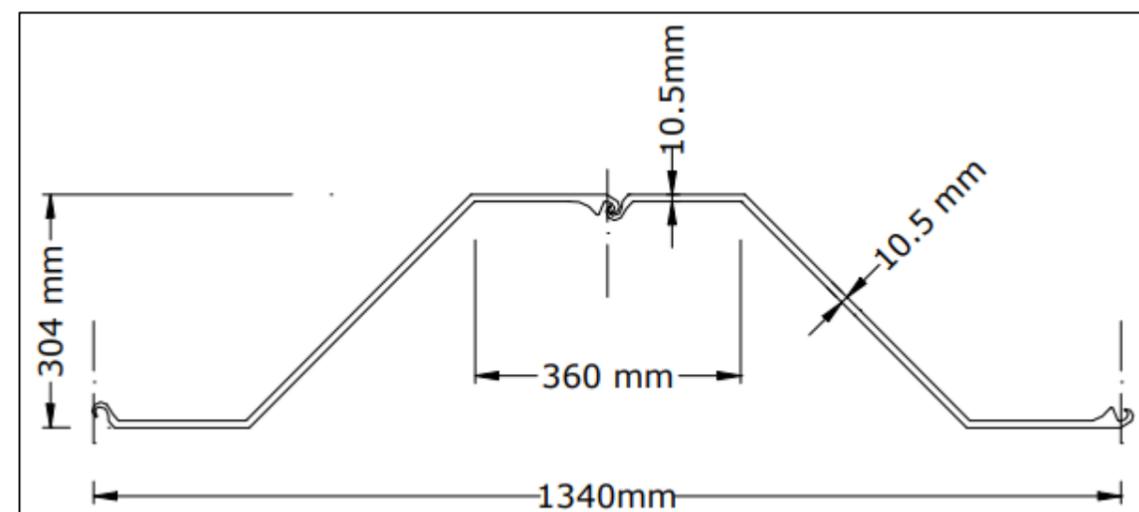


Figura 26. Geometría del modelo de tablestaca AZ 14, empleada como sistema de contención. (Fuente: Ischebeck Ibérica)

4.3.2. ESTABILIDAD HIDRÁULICA

El movimiento de agua, tanto superficial como subterránea, así como las variaciones en el nivel de agua freática, provoca variaciones en el estado tensional del terreno. Estas variaciones pueden suponer un problema importante ya que pueden desencadenar inestabilidades, complicando los trabajos durante las distintas fases de la construcción.

En este caso no se produce inestabilidad hidráulica de ningún tipo porque no se toca el nivel freático, al no tener que agotar agua no se establece flujo y, en consecuencia, no se producen este tipo de inestabilidades, como se puede observar en la figura 7.

Incluso en periodo de lluvias intensas es altamente improbable que el agua freática suba hasta generar un problema de inestabilidad hidráulica sobre el depósito por dos motivos. Primeramente, y como se ha mencionado previamente, el estrato cohesivo actúa de acuícluso y, porque el drenaje natural del agua sería hacia el viejo cauce del río Turia que está muy cercano a la zona de estudio.

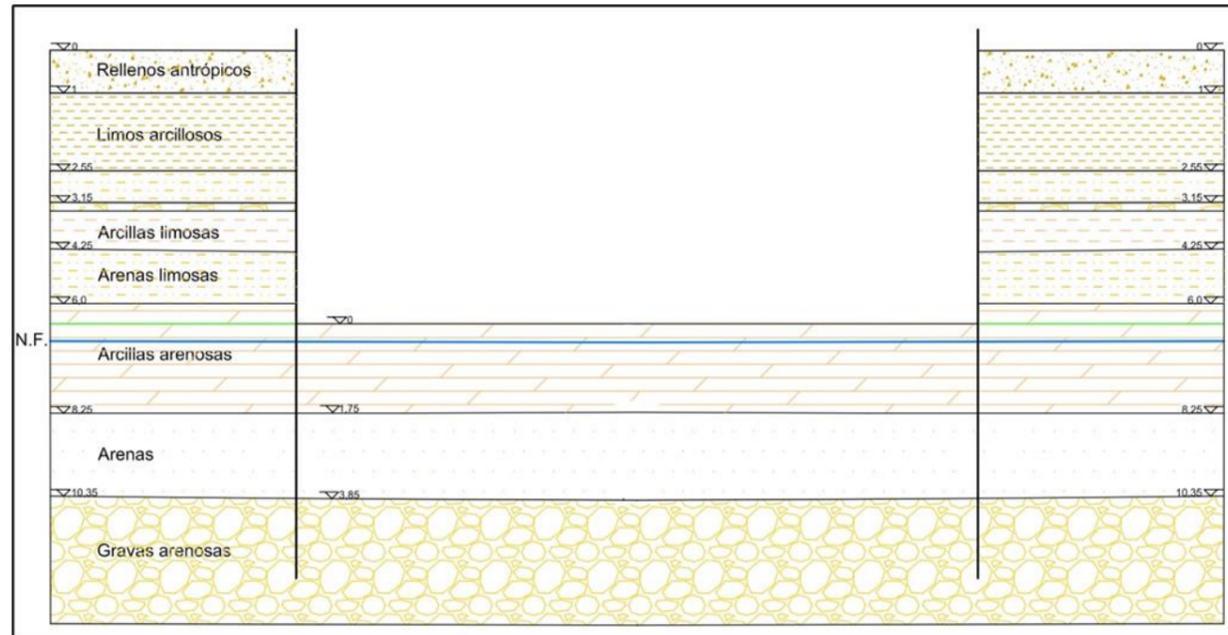


Figura 27. Perfil estratigráfico con tablestacas hincadas y excavación ejecutada, donde se aprecia el punto de estudio 'O'.
(Fuente: Elaboración propia)

5. VALORACIÓN ECONÓMICA

En este apartado se abordará la valoración económica del proyecto objeto de este trabajo. La valoración es una parte fundamental del presupuesto de cualquier obra, y trata de darle un valor a ésta mediante precios unitarios y mediciones con el fin de optimizar económicamente las obras. Al finalizar la valoración económica se obtiene el presupuesto de ejecución material (PEM). Este dato se obtiene de realizar la suma de los productos de la medición de las unidades de obras por su precio unitario.

Para obtener los precios más cercanos a la realidad y ajustados al mercado actual, se ha empleado la herramienta para presupuestos, mediciones y precios de mercado de CYPE, cuya base de datos proporciona un precio para cada unidad de obra, así como proveedores. Sin embargo, los precios que ofrece la herramienta CYPE acostumbran a estar “sobrevalorados”, debido a que estos precios suelen ir acompañados de descuentos por parte de los proveedores. Los precios solicitados son del mercado a nivel nacional y los proveedores lo más cercanos posibles al emplazamiento de la obra, en un radio inferior a 50 km de la ciudad de Valencia.

La valoración económica completamente desarrollada se ha realizado exportando la información facilitada por la herramienta CYPE a Excel, y se adjunta desglosada en el Anejo N^o5. Valoración económica. En la tabla 9 se muestra el total de cada capítulo así como el PEM.

PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL	
1. CONTENCIÓN DE LA EXCAVACIÓN.....	437611.37
2. MOVIMIENTO DE TIERRAS.....	382395.94
3. CONSTRUCCIÓN DEL DEPÓSITO.....	2615616.74
Total PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL:	
3435624.06	
<p>Asciende el presupuesto de ejecución material a la expresada cantidad de TRES MILLONES CUATROCIENTOS TREINTA Y CINCO MIL SEISCIENTOS VEINTICUATRO EUROS CON SEIS CÉNTIMOS (3.435.624,06 €).</p>	

Tabla 9. Resumen de la valoración económica donde se muestra el precio de cada capítulo y el PEM.

6. RESUMEN Y CONCLUSIONES

El presente documento propone una solución para el diseño geotécnico de un depósito de tormentas, situado en la Avenida del Profesor López Piñero con Avenida Alcalde Gisbert Rico, Valencia. Con la construcción de un depósito de tormentas se mitiga la constante problemática de episodios de lluvias torrenciales acontecidos en la ciudad de Valencia, provocando daños de carácter material y económico, tales como inundaciones, daños a la red de saneamiento o el vertido de material contaminante a los medios acuáticos naturales.

En lo referente al diseño del depósito de tormentas, para realizar la alternativa más adecuada posible, han sido necesarios los datos obtenidos durante la campaña de reconocimiento geotécnico, las normativas y manuales básicos para su adecuado planteamiento, los condicionantes geográficos, geotécnicos e hidrológicos del emplazamiento, así como el estudio geotécnico de la cimentación para lo que se ha contado con condicionante como la ubicación y la forma irregular de la parcela, mantener su uso actual y, por otro lado, conseguir un depósito capaz de almacenar 25.000 m³ de agua.

Las recomendaciones y/o conclusiones obtenidas a partir de la solución del problema se exponen a continuación:

1. El municipio de Valencia, situado en la llanura aluvial del río Turia, está expuesta a la problemática de las lluvias torrenciales, siendo éstas cada vez más habituales. Los episodios de lluvias torrenciales provocan daños en la red de saneamiento, haciendo que colapse y que no realice su función correctamente, vertiendo el material contaminante que transporta el agua al mar. Con la construcción de un depósito de tormentas, este problema se ve mitigado.
2. El emplazamiento del depósito de tormentas se ubica en la Avenida del Profesor López Piñero con Avenida Alcalde Gisbert Rico, en el distrito 10 de la ciudad de Valencia, Cuatre Carreres, y dentro del barrio de la Ciutat de les Arts i les Ciències. La parcela está situada a escasos metros del antiguo cauce del río Turia y su uso actual es como aparcamiento público.
3. La campaña de reconocimiento geotécnico fue realizada en una parcela adyacente, en la calle Huerto de San Valero, en la ciudad de Valencia. En esta campaña se llevaron a cabo ensayos de campo y de laboratorio. Los ensayos de campo realizados son dos sondeos a rotación con extracción de testigo, tres penetraciones dinámicas superpesadas, así como varios ensayos "in situ" entre los que se realizaron seis ensayos SPT y ensayos de permeabilidad de Lefranc. Los ensayos de laboratorio y sus resultados han sido recogidos en el apartado de la memoria '3.3. Ensayos de laboratorio'.
4. Tras el reconocimiento geotécnico del terreno, se determinaron los niveles: limos arcillosos, arcillas limosas y arenosas, arenas limosas y gravas arenosas y su disposición estratigráfica, información indispensable para decidir sobre la geometría y disposición del depósito en la parcela.
5. El diseño geotécnico de la cimentación se ha realizado siguiendo las pautas que propone la *Guía de cimentaciones en obras de carretera* en lo referente a métodos para analizar la seguridad de la cimentación. Este método es el correspondiente a los estados límite último y de servicio. Se han realizado las comprobaciones para ELU: Capacidad portante y ELS: Deformabilidad.

6. No ha sido necesario realizar el cálculo para ELS: Flotabilidad puesto que se ha empleado como criterio mantener el depósito por encima del nivel freático para evitar las tareas de agotamiento que encarecen y dificultan las tareas de construcción, respetando siempre el volumen mínimo exigido.
7. La solución adoptada para la cimentación es mediante cimentación directa cerrada o losa de cimentación.
8. Para el correcto diseño se necesitan los correctos parámetros geotécnicos. Para ello han sido analizados pormenorizadamente los datos y sustituidos por valores más razonables y apropiados en los casos en que se han detectado errores en el estudio geotécnico original. A esto se ha dedicado un apartado ('3.5 Análisis crítico').
9. Para alcanzar el volumen de 25.000 m³, se ha empleado aproximadamente el área total de la parcela, siendo esta de 5062,5 m², con forma de trapecioide rectángulo, siendo los lados paralelos de 13 y 68 metros, el perpendicular a ellos de 125 metros y el cuarto lado de 130 metros. El depósito tiene una profundidad de 6,5 metros y apoya sobre un estrato de arcillas arenosas.
10. Por la ubicación de la parcela, en un entorno urbano consolidado con numerosos servicios a su alrededor, vías y edificios, se ejecutará al abrigo de un sistema de contención mediante el uso de tablestacas. La longitud del tablestacado es de 13 metros y se ha empleado un modelo de tablestaca AZ 14, con un ancho de perfil de 1340 mm, un alto de pared de 304 mm, de tipo machihembrada y con un espesor de 10,5 mm.

Valencia, Septiembre 2022







TRABAJO DE FIN DE GRADO

DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN AVDA. DEL PROFESOR LÓPEZ PIÑERO
CON AVDA. ALCALDE GISBERT RICO (VALENCIA)

ANEJOS





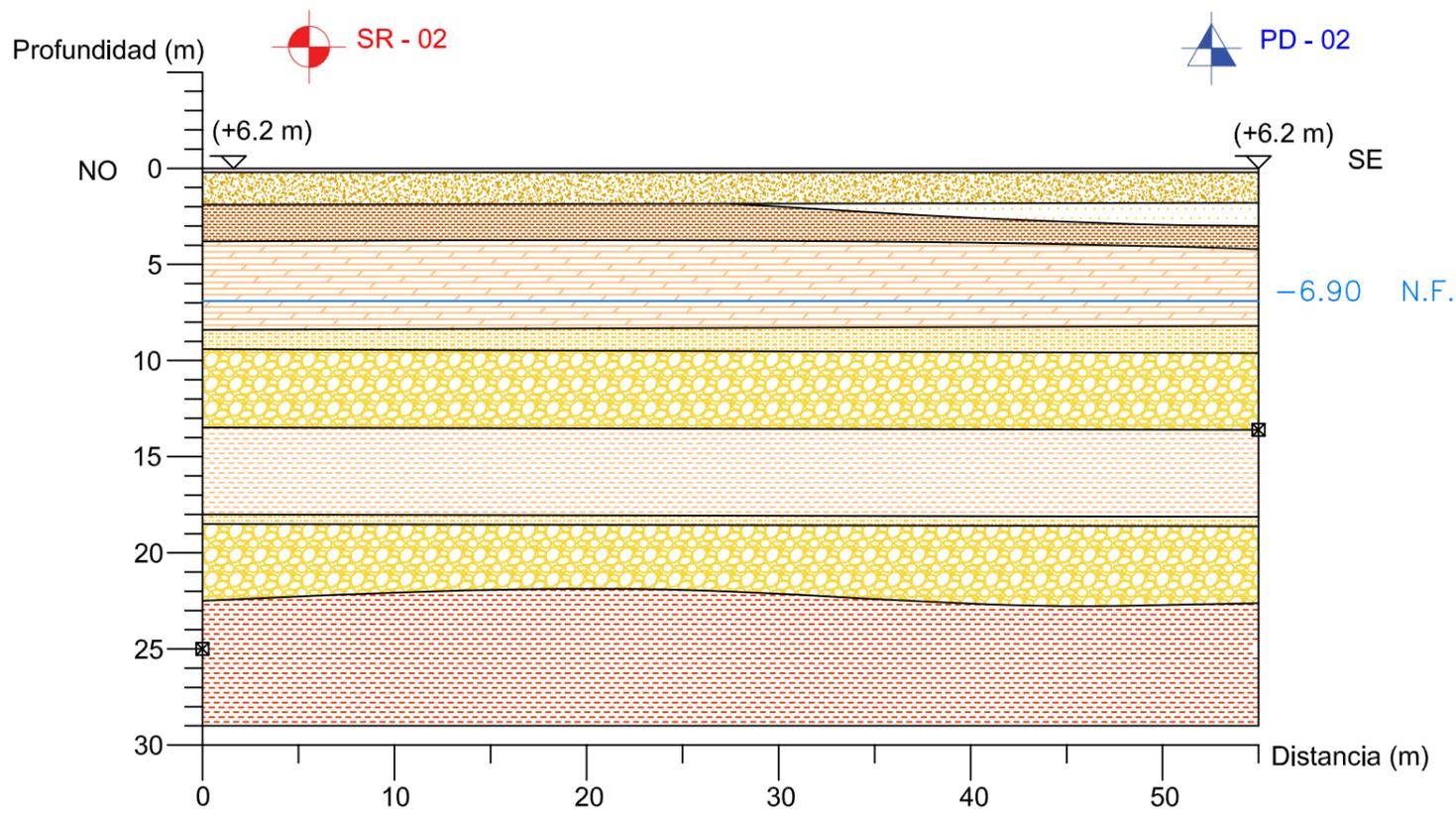
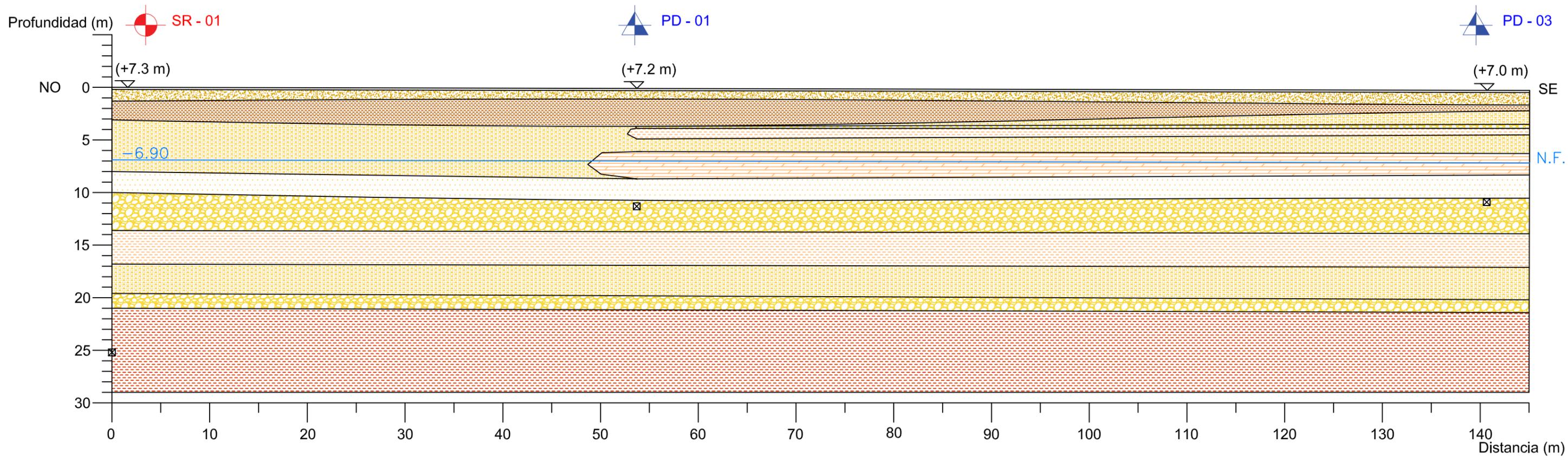
ANEJO Nº1. LOCALIZACIÓN.



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS	AUTOR DEL PROYECTO:  DIEGO MIÑANA BORJA	FECHA: SEPTIEMBRE 2022	TÍTULO DEL PROYECTO: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN AVDA. DEL PROFESOR LÓPEZ PIÑERO CON AVDA. ALCALDE GISBERT RICO (VALENCIA)	ESCALA: SIN ESCALA	TÍTULO: LOCALIZACIÓN	NÚMERO DE HOJA: 1/1
----------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----------------------	-------------------------	------------------------



ANEJO Nº2. PERFILES ESTRATIGRÁFICOS.



LEYENDA:

- RELLENOS ANTRÓPICOS
- ARENAS
- LIMOS ARCILLOSOS DE COLOR MARRÓN OSCURO CON M.O.
- ARCILLAS MARRÓN CLARO CON ARENAS
- ARENAS LIMOSAS
- GRAVAS ARENOSAS
- ARCILLAS LIMOSAS
- ARCILLAS DE TONOS ROJIZOS
- FIN DE SONDEO / PENETRACIÓN DINÁMICA
- NIVEL FREÁTICO

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS	AUTOR DEL PROYECTO: DIEGO MIÑANA BORJA	FECHA: SEPTIEMBRE 2022	TÍTULO DEL PROYECTO: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN AVDA. DEL PROFESOR LÓPEZ PIÑERO CON AVDA. ALCALDE GIBERT RICO (VALENCIA)	ESCALA: GRÁFICA	TÍTULO: PERFILES ESTRATIGRÁFICOS	NÚMERO DE HOJA: 1/1
-------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----------------------------------------------	---------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------	-------------------------------------	------------------------



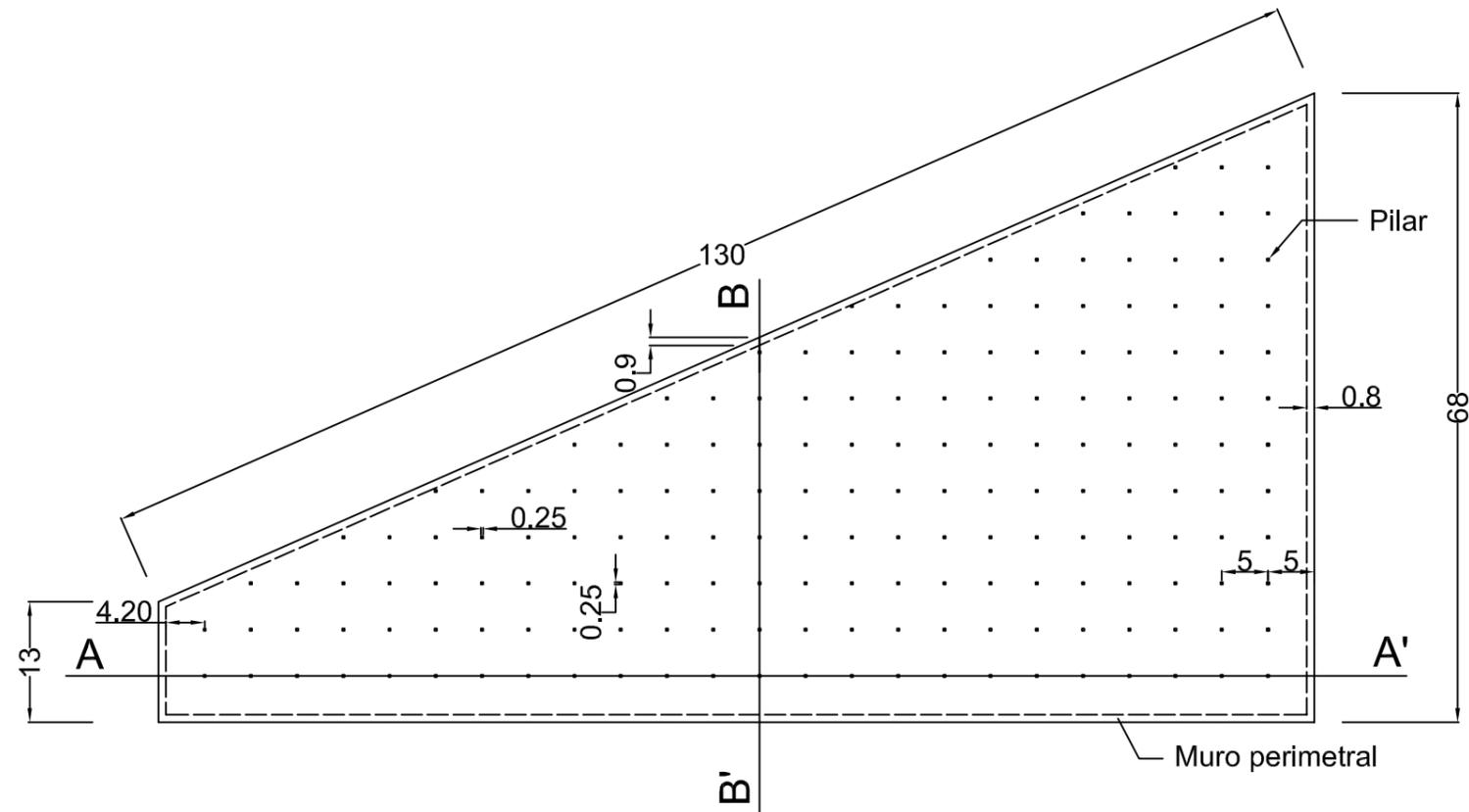
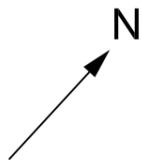
ANEJO Nº3. PLANOS.



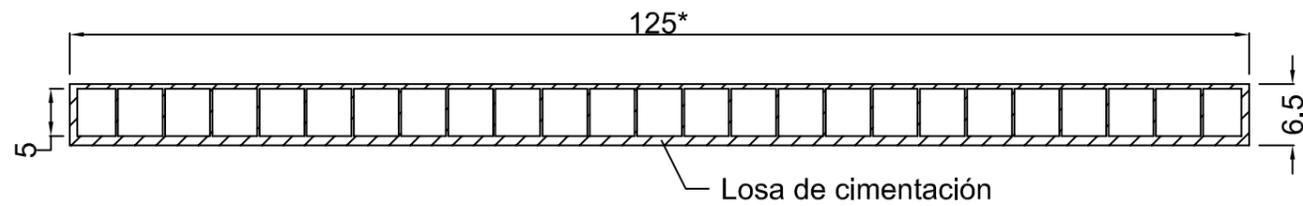
ÍNDICE

ANEJO Nº3. PLANOS

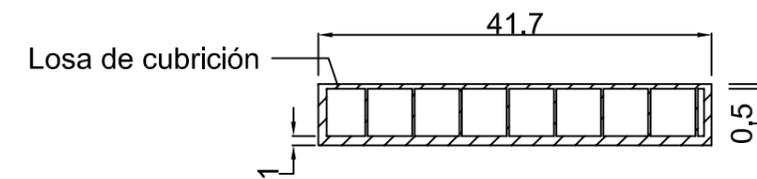
1. PLANTA DEL DEPÓSITO
2. PERFIL DEL TERRENO CON TABLESTACAS
3. PERFIL DEL TERRENO CON DEPÓSITO
4. PERFIL DE TERRENO CON DEPÓSITO EN FASE DE EXPLOTACIÓN



CORTE A-A'

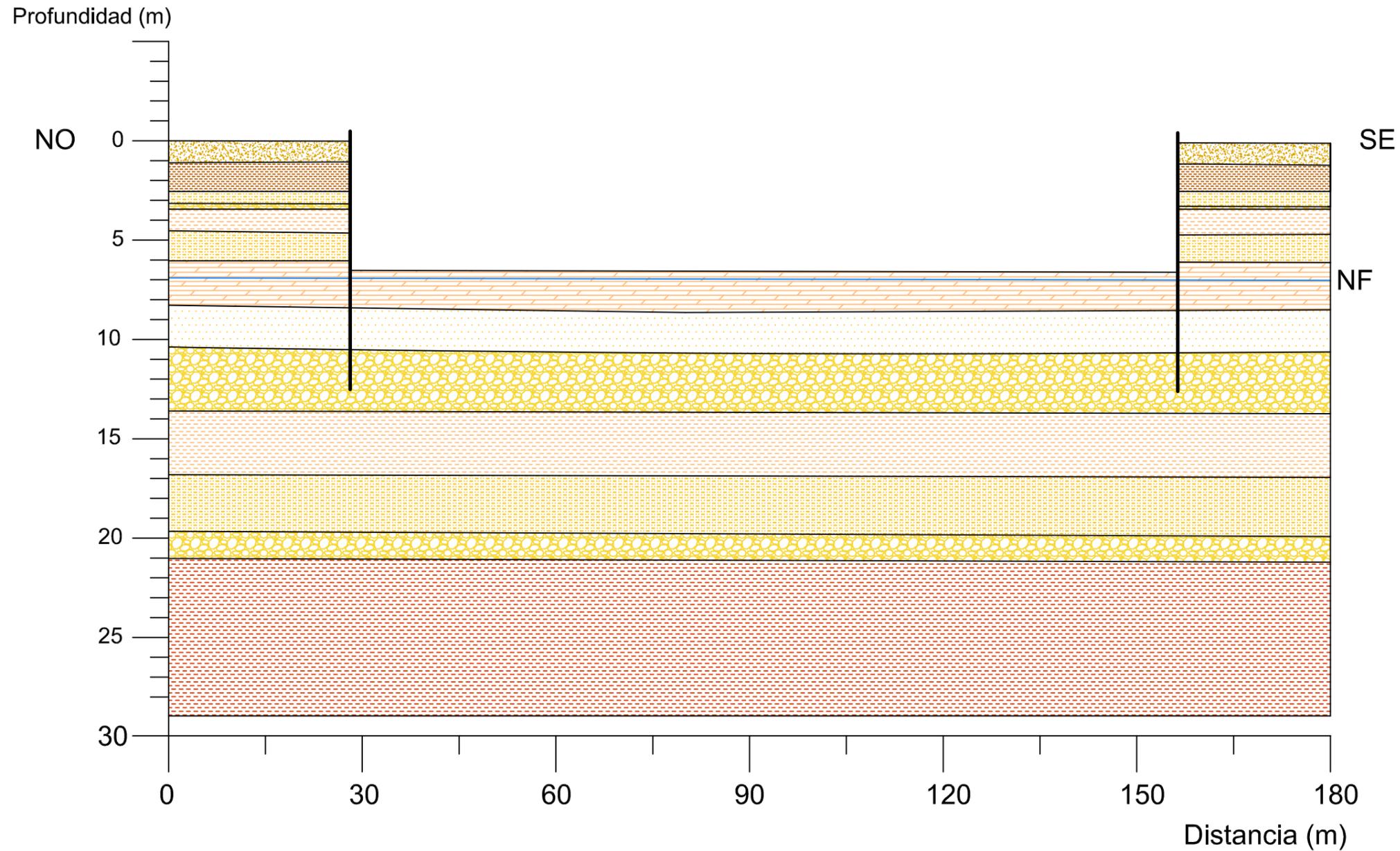


CORTE B-B'



*(Cotas en metros)

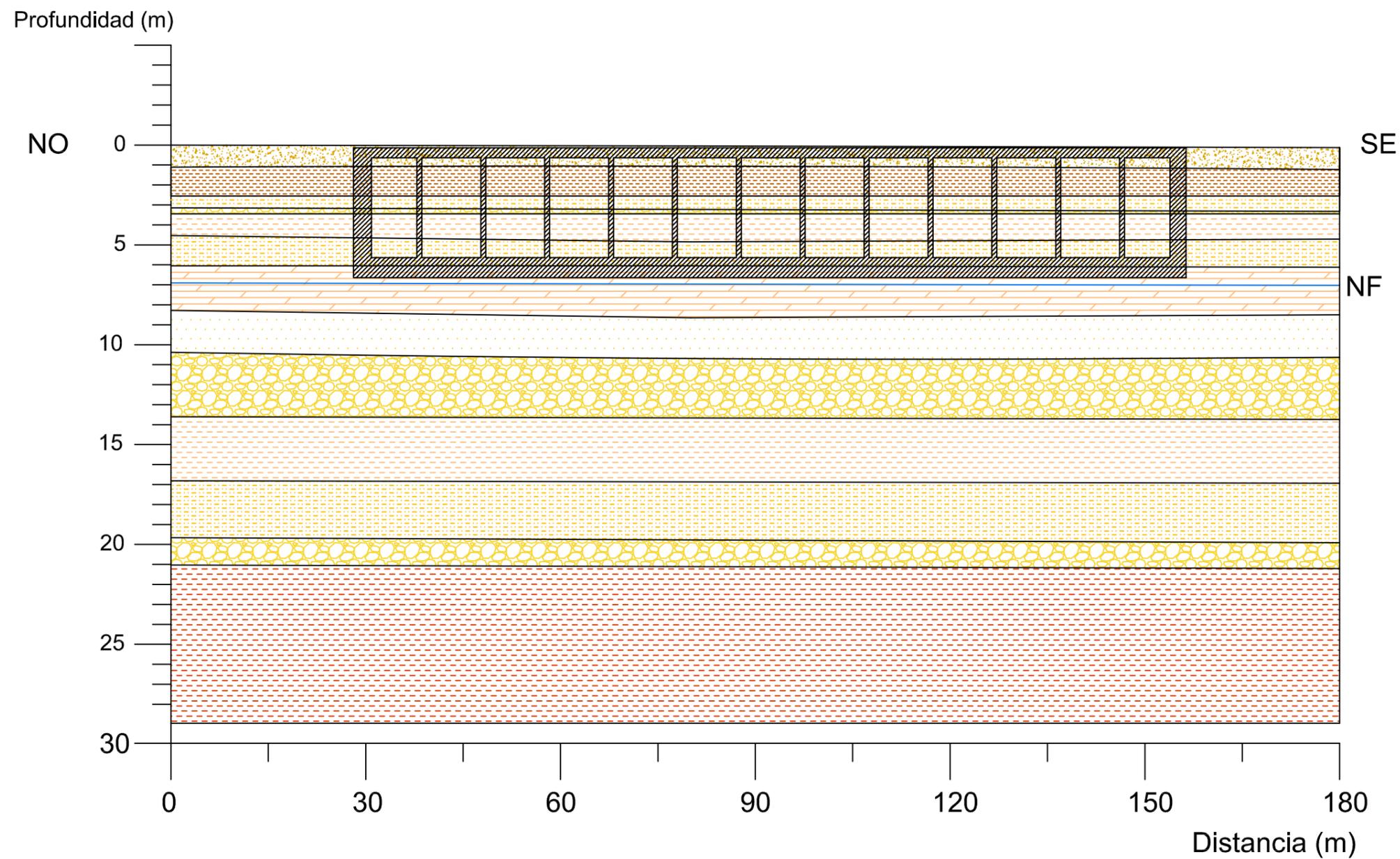
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CAÑALES Y PUERTOS	AUTOR DEL PROYECTO:  DIEGO MIÑANA BORJA	FECHA: SEPTIEMBRE 2022	TÍTULO DEL PROYECTO: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN AVDA. DEL PROFESOR LÓPEZ PIÑERO CON AVDA. ALCALDE GIBERT RICO (VALENCIA)	ESCALA: 1:750	TÍTULO: PLANTA DEL DEPÓSITO	NÚMERO DE HOJA: 1/4
-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------	--------------------------------	------------------------



LEYENDA:

-  RELLENOS ANTRÓPICOS
-  ARENAS
-  LIMOS ARCILLOSOS DE COLOR MARRÓN OSCURO CON M.O.
-  ARCILLAS MARRÓN CLARO CON ARENAS
-  ARENAS LIMOSAS
-  GRAVAS ARENOSAS
-  ARCILLAS LIMOSAS
-  ARCILLAS DE TONOS ROJIZOS
-  NIVEL FREÁTICO

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS	AUTOR DEL PROYECTO:  DIEGO MIÑANA BORJA	FECHA: SEPTIEMBRE 2022	TÍTULO DEL PROYECTO: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN AVDA. DEL PROFESOR LÓPEZ PIÑERO CON AVDA. ALCALDE GIBERT RICO (VALENCIA)	ESCALA: GRÁFICA	TÍTULO: PERFIL DEL TERRENO CON TABLESTACAS	NÚMERO DE HOJA: 2/4
-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------	-----------------------------------------------	------------------------



LEYENDA:

-  RELLENOS ANTRÓPICOS
-  ARENAS
-  LIMOS ARCILLOSOS DE COLOR MARRÓN OSCURO CON M.O.
-  ARCILLAS MARRÓN CLARO CON ARENAS
-  ARENAS LIMOSAS
-  GRAVAS ARENOSAS
-  ARCILLAS LIMOSAS
-  ARCILLAS DE TONOS ROJIZOS
-  NIVEL FREÁTICO

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

AUTOR DEL PROYECTO:



DIEGO MIÑANA BORJA

FECHA:

SEPTIEMBRE 2022

TÍTULO DEL PROYECTO:

DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN AVDA. DEL PROFESOR LÓPEZ PIÑERO CON AVDA. ALCALDE GIBERT RICO (VALENCIA)

ESCALA:

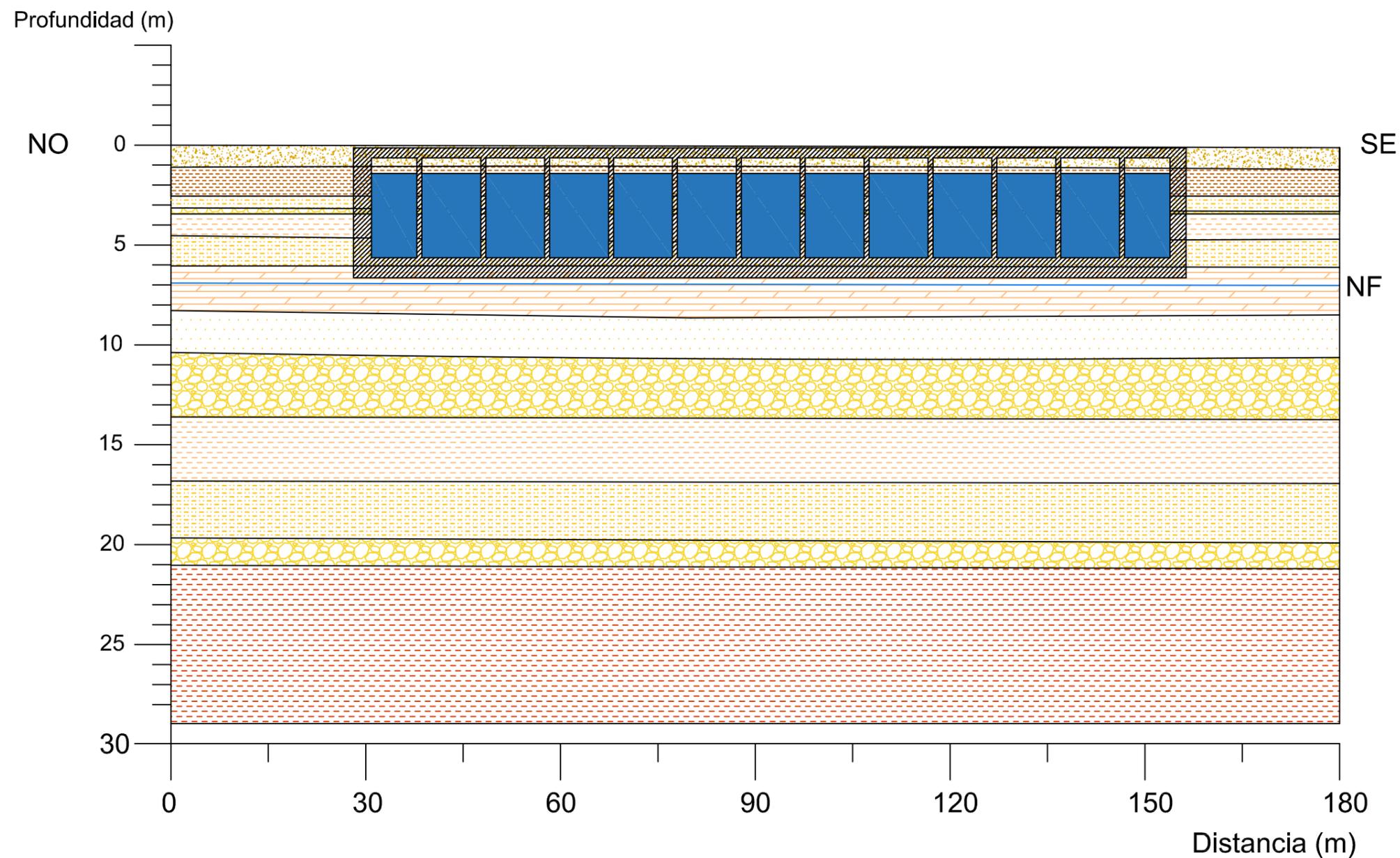
GRÁFICA

TÍTULO:

PERFIL DEL TERRENO CON DEPÓSITO

NÚMERO DE HOJA:

3/4



LEYENDA:

-  RELLENOS ANTRÓPICOS
-  ARENAS
-  LIMOS ARCILLOSOS DE COLOR MARRÓN OSCURO CON M.O.
-  ARCILLAS MARRÓN CLARO CON ARENAS
-  ARENAS LIMOSAS
-  GRAVAS ARENOSAS
-  ARCILLAS LIMOSAS
-  ARCILLAS DE TONOS ROJIZOS
-  NIVEL FREÁTICO

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA

AUTOR DEL PROYECTO:



DIEGO MIÑANA BORJA

FECHA:

SEPTIEMBRE 2022

TÍTULO DEL PROYECTO:

DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN AVDA. DEL PROFESOR LÓPEZ PIÑERO CON AVDA. ALCALDE GIBERT RICO (VALENCIA)

ESCALA:

GRÁFICA

TÍTULO:

PERFIL DEL TERRENO CON DEPÓSITO EN FASE DE EXPLOTACIÓN

NÚMERO DE HOJA:

4/4

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CAÑALES Y PUERTOS



ANEJO Nº4. COMPROBACIONES TÉCNICAS. CÁLCULOS.



ÍNDICE

ANEJO Nº4. COMPROBACIONES TÉCNICAS.

1. INTRODUCCIÓN	2
2. CONSIDERACIONES INICIALES	2
3. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	2
4. COMPROBACIONES TÉCNICAS	3
4.1. DISEÑO GEOTÉCNICO	3
4.1.1. ELU: CAPACIDAD PORTANTE	3
4.1.2. ELS: DEFORMABILIDAD	7
5. EXCAVACIÓN.....	9
5.1. SISTEMA DE CONTENCIÓN	9
5.1.1. CÁLCULO DE EMPUJES.....	9
5.1.2. DIMENSIONADO DE TABLESTACAS.....	13
5.3. INESTABILIDAD HIDRÁULICA	14
6. RESUMEN Y CONCLUSIONES	15

1. INTRODUCCIÓN

Este anejo tiene como objetivo resolver el diseño geotécnico de la cimentación. Para ello se han empleado los métodos más adecuados, desde el punto de vista de la seguridad, empleando en todo momento las normativas vigentes.

Para la realización del diseño geotécnico de la cimentación se han empleado dos normativas. Como principal base de este proyecto se ha empleado la *Guía de cimentaciones en obras de carretera* (GCOC), así como el *Código Técnico de la Edificación* (CTE) para ciertos parámetros e información adicional que no se encontraban en el GCOC.

Para realizar el cálculo geotécnico de la cimentación, se ha empleado el método expuesto en la GCOC, basado en los conceptos de los estados límite, que no son sino los estados que, de ser alcanzados por la cimentación, ésta se vería afectada por una situación que comprometería su estructura y funcionamiento. Estos estados se clasifican en estados de límite últimos (ELU) y estados límite de servicio (ELS).

Los estados límite últimos son aquellos que, si se alcanzan, la estructura colapsará total o parcialmente. En el ámbito geotécnico, son los estados alcanzados por la falta de capacidad portante del terreno. Los modos de fallo para cimentaciones superficiales son: hundimiento, deslizamiento y vuelco.

En este trabajo se analizó el ELU mediante el modo de fallo por hundimiento.

En cuanto a los estados límite de servicio, no suponen el colapso de la estructura, sino un estado límite que, al ser alcanzado, la estructura deja de cumplir la función por la que fue proyectada, por motivos de funcionalidad, estéticos o de durabilidad. Los modos de fallo analizados son la deformabilidad ocasionada por los asentamientos del terreno y la flotabilidad.

Adicionalmente, se deben establecer unos coeficientes de seguridad como medida preventiva de seguridad frente a los modos de fallo expuestos previamente. La GCOC proporciona unos coeficientes de seguridad mínimos para cada modo de fallo y cada supuesto de cálculo.

2. CONSIDERACIONES INICIALES

La solución adoptada para el diseño geotécnico de la cimentación es mediante cimentación directa cerrada, empleando una losa de cimentación.

El plano de cimentación se sitúa en un estrato de arcillas arenosas a una profundidad de 6,5 metros respecto a la superficie del terreno. Los parámetros de este estrato se muestran tanto en la memoria, en el apartado de ensayos, como en el apartado de este anejo correspondiente a parámetros geotécnicos.

Las dimensiones del depósito, como se ha mencionado previamente en la memoria, tiene forma de trapecio rectangular. En geotecnia se designa con la letra B al lado menor, y con la letra L al lado mayor, siendo éstos 13 y 130 m respectivamente. El lado de 13 metros se corresponde con el situado al Oeste de la parcela de estudio, y es paralelo al lado opuesto, de 68 metros. El lado de 130 está situado en la cara norte de la parcela y no es paralelo ni perpendicular al resto de lados del depósito.

A continuación se enumeran las dimensiones de cada uno de los elementos que conforman el depósito:

- Área total del depósito en planta: 5062.5 m²
- Losa de cubierta: 5062.5 m² x 0.5 m
- Losa de cimentación: 5062.5 m² x 1 m
- Muros perimetrales: (13 x 5 x 0.8) + (130 x 5 x 0.8) + (125 x 5 x 0.8) + (68 x 5 x 0.8) m
- Pilares: 0.25 x 0.25 x 5 m

Los pilares se disponen en una cuadrícula con luces de 5 metros en ambas direcciones, resultando 178 pilares en total.

3. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

A partir de los resultados obtenidos de los ensayos de campo y de laboratorio mostrados en el estudio geotécnico realizado en la calle Huerto de San Valero, se especifican en este apartado las propiedades geomecánicas de los estratos. Estas propiedades son imprescindibles para poder realizar un adecuado diseño geotécnico de la cimentación. Los parámetros mostrados a continuación se corresponden con niveles de limos, arcillas, arenas y gravas.

- NIVEL DE LIMOS ARCILLOSOS Y ARCILLAS:

El índice de huecos (e_o) se corresponde con el cociente entre el volumen de huecos y el volumen de la fase sólida. En este caso se obtiene realizando la media de los valores máximo y mínimo de los valores obtenidos en los ensayos de laboratorio.

$$e_o = \frac{\frac{0,507 + 0,452}{2} + 0,5}{2} = 0,490$$

El peso específico relativo de las partículas (G_s) se corresponde con el cociente entre el peso específico del suelo y el peso específico del agua.

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{\left(\frac{26,8 + 26,1}{2}\right) \text{ kN/m}^2}{10 \text{ kN/m}^2} = 2,65$$

El peso específico saturado es la relación entre el peso total del suelo (sólido + agua*) y el volumen total.

$$\begin{aligned}\gamma_{sat} &= \frac{P_s + P_w^*}{V_t} = \frac{\gamma_s \cdot V_s + \gamma_w \cdot V_w}{V_w + V_s} = \frac{\gamma_s + (e_o \cdot \gamma_w)}{1 + e_o} = \\ &= \frac{26,5 + (0,49 \cdot 10)}{1 + 0,49} = 21,07 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

El peso específico aparente (γ) se obtiene realizando el cociente entre el peso total del suelo y el volumen total del mismo. En este caso se ha obtenido su valor realizando la media de los pesos específicos aparentes, extraídos de los ensayos de laboratorio, y multiplicando el valor obtenido por la gravedad. En geotecnia se emplea un valor de 10 m/s^2 para la aceleración de la gravedad.

$$\begin{aligned}\gamma_{arcillas} &= \frac{\frac{1,68 + 1,99}{2} + \frac{1,60 + 1,93}{2} + \frac{1,81 + 2,06}{2} + \frac{1,51 + 1,82}{2}}{4} \cdot 10 = 18 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_{limos} &= \frac{\frac{1,54 + 1,81}{2} + \frac{1,58 + 1,87}{2}}{2} \cdot 10 = 17 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

El peso específico sumergido (γ') es la diferencia entre el peso específico saturado del suelo y el peso específico del agua.

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 21,07 - 10 = 11,07 \text{ kN/m}^3$$

- NIVEL DE ARENAS Y GRAVAS:

El índice de huecos (e_o) se corresponde con el cociente entre el volumen de huecos y el volumen de la fase sólida. En este caso, para este nivel, solo se ha obtenido un valor según el estudio geotécnico.

$$e_o = 0,457$$

El peso específico relativo de las partículas (G_s) se corresponde con el cociente entre el peso específico del suelo y el peso específico del agua.

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{26,1 \text{ kN/m}^2}{10 \text{ kN/m}^2} = 2,61$$

El peso específico saturado es la relación entre el peso total del suelo (sólido + agua*) y el volumen total.

$$\begin{aligned}\gamma_{sat} &= \frac{P_s + P_w^*}{V_t} = \frac{\gamma_s \cdot V_s + \gamma_w \cdot V_w}{V_w + V_s} = \frac{\gamma_s + (e_o \cdot \gamma_w)}{1 + e_o} = \\ &= \frac{26,1 + (0,457 \cdot 10)}{1 + 0,457} = 21,05 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

El peso específico aparente (γ) se obtiene realizando el cociente entre el peso total del suelo y el volumen total del mismo. En este caso se ha obtenido su valor realizando la media de los pesos específicos aparentes, extraídos de los ensayos de laboratorio, y multiplicando el valor obtenido por la gravedad. En geotecnia se emplea un valor de 10 m/s^2 para la aceleración de la gravedad.

$$\begin{aligned}\gamma_{arenas} &= \frac{\frac{1,74 + 1,95}{2} + \frac{1,57 + 1,89}{2} + \frac{1,89 + 2,19}{2}}{3} \cdot 10 = 18,72 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_{gravas} &= \frac{\frac{1,74 + 1,95}{2} + \frac{1,57 + 1,89}{2}}{2} \cdot 10 = 17,88 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

El peso específico sumergido (γ') es la diferencia entre el peso específico saturado del suelo y el peso específico del agua.

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 21,05 - 10 = 11,05 \text{ kN/m}^3$$

4. COMPROBACIONES TÉCNICAS

4.1. DISEÑO GEOTÉCNICO

En este apartado se recogen todos los procedimientos de cálculo realizados para la comprobación del diseño geotécnico de la cimentación siguiendo la GCOC. Los cálculos realizados son un análisis de la seguridad de la cimentación frente a los distintos modos de fallo.

4.1.1. ELU: CAPACIDAD PORTANTE

Se denomina capacidad portante a la capacidad del terreno de resistir las cargas aplicadas sobre él, sin que se produzca un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo. El modo de fallo estudiado para el ELU de capacidad portante es el 'hundimiento'. Éste se produce cuando la capacidad portante del terreno es inferior a la carga transmitida por la cimentación. En caso de producirse, el elemento que compone la cimentación, así como el terreno en contacto con éste, sufren unas deformaciones inadmisibles, dañando la construcción.

Para realizar esta comprobación, primeramente se debe de conocer el peso de los elementos que conforman el depósito y la carga que transmite la estructura al terreno. Para realizar los cálculos pertinentes, se deben de tener en cuenta las dos situaciones a las que se verá sometido el depósito. Primeramente, el depósito vacío, sin agua en su interior. Seguidamente se añadirá el peso del agua, que en este caso cuenta con un volumen de 25.000 m³.

PESO DE LOS ELEMENTOS QUE CONFORMAN EL DEPÓSITO	
Área del depósito	A = 5062,5 m ²
Losa de cimentación	P solera = 5062,5 · 1 · 25 = 126562,5 kN
Losa de cubierta	P solera = 5062,5 · 0,5 · 25 = 63281,25 kN
Pilares	P pilares = (0,25 · 0,25 · 5 · 25) · 178 = 1390,625 kN
Muros perimetrales	P muros = [(13 · 5 · 0,8)+(130 · 5 · 0,8)+(125 · 5 · 0,8)+(68 · 5 · 0,8)] · 25 = 33600 kN
Agua	P agua = 25000 · 11 = 275000 kN

Tabla 1. Peso de los elementos que conforman el depósito.

Como se ha mencionado previamente, se debe realizar el cálculo de la carga transmitida en dos situaciones: el depósito estando vacío y lleno. Primeramente se calculará para la situación en la que el depósito se encuentre vacío. Para esta fase se tendrán en cuenta todos los pesos de los elementos estructurales que conforman el depósito. Adicionalmente, se aplica una sobrecarga de uso de 10 kN/m² que se corresponde con la actual función de la parcela.

$$q_{t \text{ vacío}} = \frac{126562,5 + 63281,25 + 1390,625 + 33600}{5062,5} + 10 = 54,38 \text{ kN/m}^2$$

Para la siguiente fase, correspondiente al depósito lleno, se tendrán en cuenta tanto los pesos de los elementos que conforman el depósito como el peso de los 25.000 m³ de agua almacenados en su interior, además de la sobrecarga de uso mencionada previamente.

$$q_{t \text{ lleno}} = \frac{126562,5 + 63281,25 + 1390,625 + 33600 + 275000}{5062,5} + 10 = 103,79 \text{ kN/m}^2$$

A continuación, se debe realizar el cálculo del peso de todo el volumen de terreno que queda por encima del plano de cimentación. Este volumen de tierras se corresponde con el volumen de terreno desalojado durante la fase de excavación. El plano de cimentación se sitúa a una profundidad de 6,5 metros, por lo que el plano de cimentación queda 40 centímetros por encima del nivel freático, situado a 6,9 metros de profundidad, tal y como se puede observar en la figura 1.

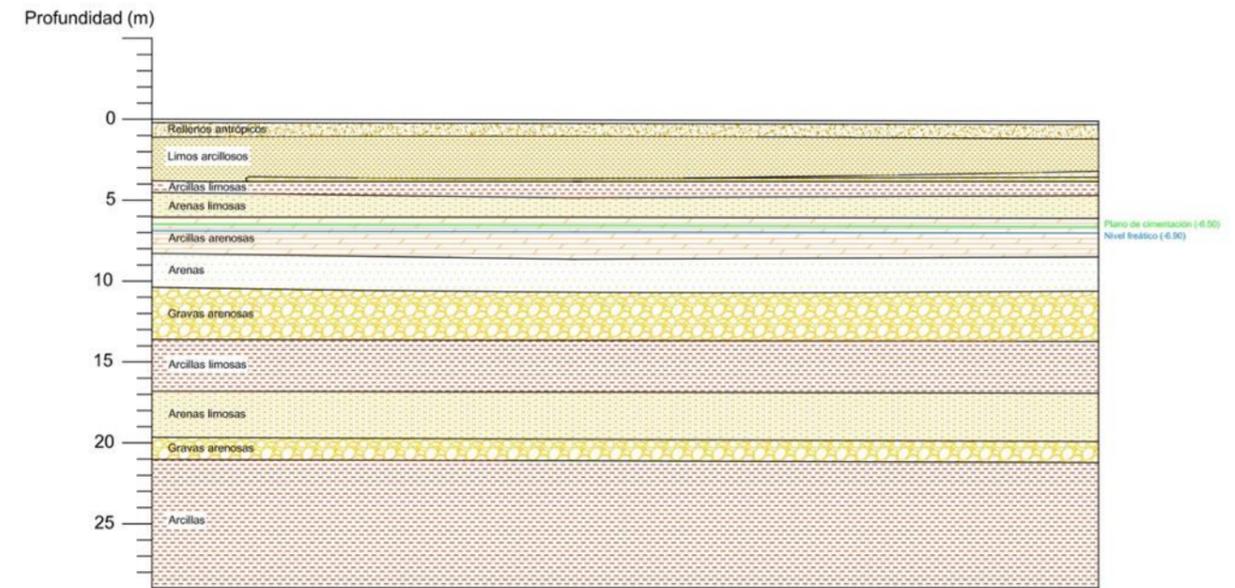


Figura 1. Perfil del terreno donde apoya el depósito. (Fuente: Elaboración propia).

El primer nivel es el de rellenos antrópicos de naturaleza limo-arcillosa, por lo que se ha empleado el peso específico aparente resultante de realizar la media entre el peso específico aparente del nivel de limos y arcillas, siendo éste de 17,5 kN/m³.

PESO DE LOS NIVELES DEL TERRENO SOBRE EL PLANO DE CIMENTACIÓN	
Rellenos antrópicos	P relleno = 1 · 5062,5 · 17,5 = 88593,75 kN
Limos arcillosos	P limos = 1,6 · 5062,5 · 17 = 133396,88 kN
Arcillas limosas y arenosas	P arcillas = 1,3 · 5062,5 · 18 = 118462,5 kN
Arenas	P arenas = 2,1 · 5062,5 · 18,7 = 198804,38 kN
Gravias arenosas	P gravas = 0,3 · 5062,5 · 17,9 = 27185,63 kN
PESO TOTAL	P total = ΣPesos = 570746,26 kN

Tabla 2. Peso del terreno por encima del plano de cimentación.

El peso de terreno desalojado resulta de realizar el sumatorio de todos los pesos de los distintos niveles estratigráficos que quedan por encima de la base de la cimentación. El valor obtenido se muestra en la tabla 2.

Con estos datos, se obtiene la descarga del terreno:

$$q_o = \frac{570746,26}{5062,5} = 112,8 \text{ kN/m}^2$$

A continuación, se procede a realizar el cálculo de la presión transmitida neta (P_{tn}), una vez obtenidas las cargas transmitidas por el depósito y la descarga del terreno excavado. La presión transmitida neta resulta de la diferencia entre la carga transmitida por el depósito y la descarga del material excavado en la situación más desfavorable, siendo ésta cuando el depósito esté lleno.

$$P_{vtn} = q_t - q_o = 103,76 - 112,8$$

Tal y como se puede observar, la presión transmitida neta al terreno es inferior a la descarga del terreno ($q_t < q_o$). Con este resultado se puede asegurar que no habrán problemas de capacidad portante cuando se ejecute el depósito de tormentas puesto que el terreno a la cota de cimentación va a soportar una carga menor de la que habitualmente soporta.

Para conocer la presión de hundimiento del terreno con el fin de determinar cuál es la presión máxima que se puede transmitir al terreno, con un coeficiente de seguridad superior o igual 3, por si se decide en un futuro acometer algún tipo de obra sobre el depósito de tormentas, se empleará la fórmula de Brinch-Hansen (1973).

Al emplear esta fórmula, se conocerá, en caso de construirse alguna obra sobre el depósito de tormentas, cual es la limitación, es decir, cuál es la máxima tensión transmitida que soportaría el terreno bajo el plano de cimentación, tanto por condición de hundimiento como por condición de asiento.

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

Donde:

P_{vh} = Presión vertical de hundimiento.

q = Sobrecarga actuante al nivel del plano de cimentación, en el entorno del cimientto.

c = Cohesión de cálculo

γ = Peso específico del terreno

B^* = Anchura equivalente del cimientto

N_q, N_c, N_γ = Factores de capacidad de carga, adimensionales y dependientes del ángulo de rozamiento interno

d, i, s, t, r = Factores adimensionales para considerar el efecto de la resistencia al corte local del terreno situado sobre el plano de apoyo, la inclinación de la carga, la forma de la cimentación, la proximidad de la cimentación a un talud y la inclinación del plano de apoyo. Los subíndices q, c, γ , indican en cuál de los tres términos de la fórmula polinómica deben aplicarse.

Los factores de profundidad e inclinación son iguales a 1, debido a que se trata de una cimentación superficial, y la carga transmitida es vertical y centrada. Los factores de forma se igualan a 1 ya que se supone que no hay excentricidad. Los factores de proximidad de la cimentación a un talud y de inclinación del plano de apoyo se igualan a la unidad.

En cuanto al peso específico del terreno, al tratarse de una cimentación sobre el nivel freático se empleará la fórmula:

$$\gamma = \gamma' + 0,6 \cdot (\gamma_{ap} - \gamma') \cdot \frac{h_w}{B^*} \leq \gamma_{ap}$$

El terreno es muy heterogéneo, por lo que se empleará el *Modelo Bicapa* para modelos estratificados, empleado para soluciones en las que el terreno no es homogéneo. En este modelo se propone el cálculo de la presión vertical de hundimiento en dos situaciones distintas. Es por ello que se deberá calcular la presión para el nivel de arcillas arenosas y para el de arenas.

Al tratarse de terrenos cohesivos, se deben estudiar para procesos a corto y largo plazo. A corto plazo se empleará la resistencia a corte sin drenaje C_u como cohesión de cálculo, mientras que a largo plazo se empleará la cohesión efectiva del terreno c' . Así mismo, para el cálculo a corto plazo se empleará el valor de la descarga que supone la excavación de las tierras en términos totales, empleándose en términos efectivos para el cálculo a largo plazo.

En cuanto a los factores de capacidad de carga para los procesos a corto plazo son:

$$N_q = 1, N_c = \pi + 2 = 5,14, N_\gamma = 0$$

Así mismo, los factores de capacidad de carga para los procesos a largo plazo son:

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

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\text{tg}\phi'}$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg}\phi'$$

Adicionalmente, serán necesarios los parámetros geotécnicos de ángulo de rozamiento efectivo ϕ' y peso específico sumergido γ' para el cálculo a largo plazo, mostrados en la tabla 3.

ARCILLAS ARENOSAS		
γ_{ap} (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	γ^* (kN/m ³)
18	11,07	11,20
c' (kN/m ²)	Φ' (°)	Cu (kPa)
25	31	25

ARENAS		
γ_{ap} (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	γ^* (kN/m ³)
18,7	11,05	11,18
c' (kN/m ²)	Φ' (°)	Cu (kPa)
0	28	26

Tabla 3. Parámetros geotécnicos extraídos de los ensayos. (Fuente: Elaboración propia)

A continuación se muestran los valores de la presión vertical de hundimiento para los procesos de corto y largo plazo, tanto de las arcillas arenosas como de las arenas:

- Corto plazo:

$$P_{vh \text{ arcillas arenosas}} = 241,3 \text{ kPa}$$

$$P_{vh \text{ arenas}} = 446,44 \text{ kPa}$$

- Largo plazo:

$$P_{vh \text{ arcillas arenosas}} = 2083 \text{ kPa}$$

$$P_{vh \text{ arenas}} = 2454 \text{ kPa}$$

El proceso a corto plazo es más restrictivo que el proceso a largo plazo, por lo que para realizar el diseño de la cimentación se continuará con el proceso a corto plazo.

El *Modelo Bicapa*, como se ha mencionado previamente, propone dos casos. En ambos casos actúan dos estratos, con cargas de hundimiento distintas, siendo la carga del estrato 1, que se encuentra pro encima del estrato 2, superior al del estrato 2. Dependiendo de cuál sea el estrato con mayor carga de hundimiento se determina un caso.

La presión vertical de hundimiento neta se obtiene mediante la fórmula:

$$P_{vhn} = P_{vh} - q_0$$

Donde q_0 se corresponde con el valor de la carga del peso del terreno, calculado previamente.

Los valores de la presión vertical de hundimiento neta a corto plazo son:

$$P_{vhn \text{ arcillas arenosas}} = 128,5 \text{ kPa}$$

$$P_{vhn \text{ arenas}} = 336,64 \text{ kPa}$$

Al tratarse el estrato 2, el superior, del material menos resistente de acuerdo con el *Modelo Bicapa*, se establece el caso 2, en el que t_2 equivale a 2,1 metros y B a 13 metros, siendo este el lado inferior del depósito de tormentas. Con estos datos se obtiene la presión vertical de hundimiento neta definitiva:

$$\frac{t_2}{B} = 0,16 \leq 0,7$$

$$P_{vhn} = P_{vhn1} - \frac{P_{vhn1} - P_{vhn2}}{0,7} \cdot \frac{t_2}{B} = 286,75 \text{ kPa}$$

Esta sería la presión máxima que se puede transmitir al terreno. La máxima presión que se puede transmitir al terreno con un coeficiente de seguridad de 3 es:

$$P_{vhn \text{ adm}} = \frac{286,75}{3} = 95,58 \text{ kPa}$$

La máxima presión que se puede transmitir en caso de construir en el solar sería la presión vertical de hundimiento admisible más la tensión natural del terreno a la cota del plano de cimentación, que sería:

$$P_{vhn \text{ máx}} = 95,58 + 112,8 = 208,4 \text{ kPa}$$

4.1.2. ELS: DEFORMABILIDAD

En este apartado se realizará el cálculo del estado límite de servicio, por el cual se analizan los asientos que se producen en el terreno. Para este caso en concreto, teniendo el plano de cimentación sobre un nivel de arcillas arenosas, la GCOC recomienda emplear el 'método edométrico', que, junto a la teoría de la Elasticidad, calcula los incrementos de presiones efectivas en el terreno, derivados de la acción de la cimentación sobre el terreno.

Los incrementos de presiones efectivas se calculan en un punto A, situado en un punto genérico del estrato donde apoya la cimentación. En este caso, el punto genérico está situado en el punto medio entre el plano de cimentación y el final del estrato donde apoya la cimentación.

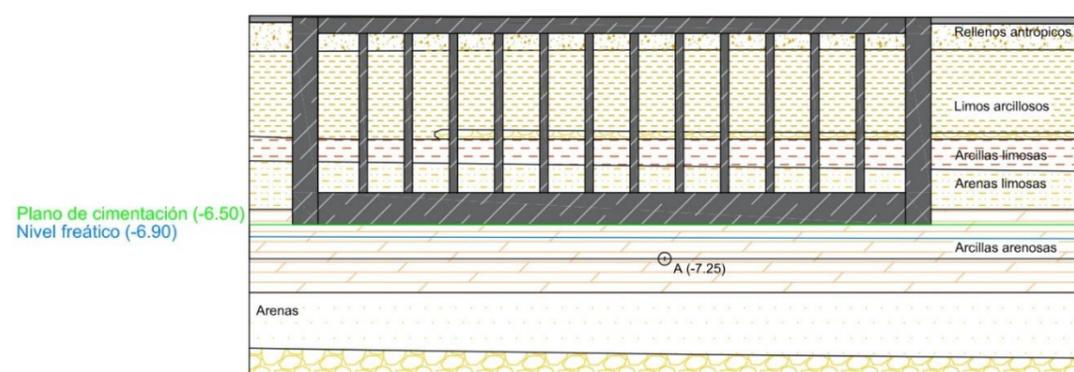


Imagen 2. Perfil estratigráfico del terreno donde se observan los elementos que conforman el depósito, el plano de cimentación, nivel freático y el punto de estudio "A". (Fuente: Elaboración propia)

$$\begin{aligned} \sigma_{0A} &= \gamma_{ap. \text{relleno}} \cdot 1 + \gamma_{ap. \text{limos}} \cdot 1,6 + \gamma_{ap. \text{arenas}} \cdot 2,1 + \gamma_{ap. \text{arcillas}} \cdot 2,0 + \\ &+ \gamma_{sat. \text{arcillas}} \cdot 0,45 + \gamma_{ap. \text{gravas}} \cdot 0,3 = 134,82 \text{ kPa} \\ \mathcal{U}_{0A} &= \gamma_w \cdot 0,45 = 4,5 \text{ kPa} \\ \sigma'_{0A} &= \sigma_{0A} - \mathcal{U}_{0A} = 134,82 - 4,5 = 130,32 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Una vez obtenidas las presiones efectivas, se realizan los cálculos pertinentes para obtener las deformabilidades producidas durante la construcción y fase de explotación del depósito de tormentas.

Puesto que se va a producir una descarga al finalizar la construcción del depósito con respecto a la situación inicial, luego se va a producir un hinchamiento del terreno. Sin embargo durante la fase de explotación del tanque se va a producir un movimiento de asiento cuando se llene el depósito seguido de un hinchamiento cuando el depósito se vacíe por tareas de limpieza y mantenimiento. Por lo que es importante conocer la diferencia entre estas deformaciones para determinar la tipología de conexión con los colectores de entrada y salida del agua más adecuada a estos movimientos relativos.

Para proceder con los cálculos, se debe conocer el coeficiente de hinchamiento de las arcillas arenosas.

$$C_s = 0,015$$

- Fase de excavación:

$$\Delta\sigma = q_0 - (0 \cdot \gamma_w) = 112,8 \text{ kN}$$

$$\sigma'_{1A} = \sigma'_{0A} + \Delta\sigma = 130,32 - 112,8 = 17,52 \text{ kPa}$$

El símbolo del incremento de presiones es negativo debido a que en la fase de excavación se realiza una descarga.

$$H_0 = 2,3 \text{ m}$$

$$\Delta H = \frac{H_0}{1 + e_0} \cdot C_s \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{1A}}{\sigma'_{0A}}\right) = \frac{2,3}{1 + 0,457} \cdot 0,015 \cdot \log\left(\frac{17,52}{130,32}\right) = -0,02064 \text{ m} = 2,064 \text{ cm}$$

- Fase de construcción. Depósito vacío:

$$\sigma'_{2A} = \sigma'_{1A} + \Delta\sigma = 17,52 + 54,38 = 71,9 \text{ kPa}$$

$$H_{01} = 2,3 - (-0,02064) = 2,3264 \text{ m} \approx 2,321 \text{ m}$$

$$\Delta H = \frac{H_0}{1 + e_0} \cdot C_s \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{2A}}{\sigma'_{1A}}\right) = \frac{2,321}{1 + 0,457} \cdot 0,015 \cdot \log\left(\frac{71,9}{17,52}\right) = 0,0147 \text{ m} = 1,47 \text{ cm}$$

- Fase de explotación. Depósito lleno:

$$\sigma'_{3A} = \sigma'_{2A} + \Delta\sigma = 71,9 + (103,7 - 54,38) = 126,22 \text{ kPa}$$

$$H_{02} = 2,321 - 0,0147 = 2,3063 \text{ m}$$

$$\Delta H = \frac{H_0}{1 + e_0} \cdot C_s \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{3A}}{\sigma'_{2A}}\right) = \frac{2,3063}{1 + 0,457} \cdot 0,015 \cdot \log\left(\frac{126,22}{71,9}\right) = 0,0058 \text{ m} = 0,58 \text{ cm}$$

$$H_{03} = 2,3063 - 0,0058 = 2,2483 \text{ m}$$

Como se ha comprobado, el terreno primero se descarga y posteriormente se recarga en las fases de construcción y explotación. Según los datos obtenidos, no se suceden asientos que se deban analizar en particular, debido a que los valores obtenidos resultan insignificantes. Con estos resultados se llega a la conclusión de que se trata de un suelo normalmente consolidado.

Con todo esto, se calcula el asiento total:

$$-0,02064 + 0,0147 + 0,0058 = -0,00014 \text{ m} = -0,14 \text{ mm}$$

Con este valor del asiento total producido se llega a la conclusión de que no hay problema de deformabilidad. Se produce un hinchamiento insignificante que entra dentro de los valores admisibles de la GCOC, cuyo asiento máximo diferencial permitido es de 50 mm. En conclusión, el estado límite de servicio de deformación no supone problema alguno para la seguridad de la estructura.

En caso de que se decidiera construir en la parcela de estudio una vez construido el depósito de tormentas, se deberá calcular el asiento máximo que se produciría para la carga transmitida neta, calculada en el apartado anterior, de 95,58 kPa.

Para ello se ha empleado el método de Skempton-Bjerrum, debido a la cercanía entre en el nivel freático y el plano de la cimentación. Este método calcula el asiento total como:

$$S_t = S_i + S_c$$

Donde se suman el asiento inicial, calculado con el *Método Elástico*, y el asiento de consolidación, relacionado con el asiento edométrico.

El asiento inicial S_i se calcula de igual manera en el *Método Elástico*. Para ello es necesario conocer el valor del coeficiente de influencia, para la cual es necesario conocer los parámetros elásticos del terreno a corto plazo, módulo elástico y módulo de Poisson, E_u y ν_u . El módulo elástico, extraído de los ensayos de laboratorio es de 15000 kPa. El coeficiente de influencia se calcula como:

$$I_s = \frac{1}{\pi} \cdot \left[\ln(n + \sqrt{1 + n^2}) + n \cdot \ln \cdot \frac{1 + \sqrt{1 + n^2}}{n} \right] = 1,27$$

Donde n equivale al cociente entre el lado mayor y el lado menor del depósito:

$$n = \frac{L}{B} = 10$$

El asiento inicial S_i se calcula como:

$$S_i = I_s \cdot P_{vn} \cdot B \cdot (1 - \nu^2) = 0,0365 \text{ m} \approx 36,5 \text{ mm}$$

Para realizar el cálculo del asiento de consolidación S_c es necesario conocer el coeficiente de asiento μ , cuyo valor se obtiene como:

$$\mu = A + \alpha \cdot (1 - A) = 0,8$$

Siendo A el parámetro de presión intersticial y α el coeficiente dependiente del espesor H del estrato compresible y B el ancho de la cimentación.

Para poder proceder con el cálculo del asiento de consolidación se requiere el incremento de la tensión producida en el punto 'A' a partir de la tensión máxima que puede ser transmitida al terreno, calculada en el apartado anterior. Para obtener el incremento de la tensión es necesario conocer el valor del factor de influencia I_z , cuyo valor es:

$$\text{Distancia pto A al plano de apoyo} = 0,875 < B \rightarrow I_z = 0,6$$

Por tanto, el incremento de tensiones se calcula como:

$$\Delta\sigma = q_t \cdot I_z = 95,58 \cdot 0,6 = 57,35 \text{ kN/m}^2$$

Y por tanto el asiento edométrico y el asiento de consolidación se calculan como:

$$S_{edom} = \frac{H_0}{1 + e_0} \cdot C_s \cdot \log\left(\frac{\sigma' + \Delta\sigma}{\sigma'}\right) = 0,00734 \text{ m} = 7,34 \text{ mm}$$

$$S_c = \mu \cdot S_{edom} = 5,87 \text{ mm}$$

Una vez calculados el asiento inicial y el asiento de consolidación se obtiene el asiento total, que no debe exceder los 50 mm máximos que se permiten según la GCOC.

$$S_t = S_i + S_c = 36,5 + 5,87 = 42,37 \text{ mm}$$

El asiento que se produciría por un carga transmitida neta de 95.58 kPa es de 42,37 mm, que entra dentro de los valores que permite la GCOC, por tanto no habrían problemas de deformabilidad en tal situación.

5. EXCAVACIÓN

En el presente apartado se va a abordar la cuestión relacionada con la forma en la que se llevará a cabo la excavación, la estabilidad de los taludes durante esta fase y, en este caso, el método de contención que se empleará, debido a la problemática que supone emplear taludes durante esta fase.

La excavación a realizar consta de 6,5 metros de altura, excavando un total de aproximadamente 32900 m³ de tierras. Hasta alcanzar la cota deseada, el terreno está dividido en varios niveles de limos arcillosos, arcillas limosas y arenosa, arenas y un pequeño estrato de gravas arenosas.

5.1. SISTEMA DE CONTENCIÓN

La parcela donde se sitúa el depósito de tormentas se encuentra cercada por grandes edificios, así como de zonas verdes, protegidas por ley, que no pueden ser vulneradas bajo ninguna circunstancia. Por estos motivos, la excavación mediante taludes es inviable, ya que el depósito ocupa prácticamente toda la extensión disponible y permitida, por lo que la única posibilidad restante es la de emplear un sistema de contención.

Ante la problemática que supone emplear taludes de cualquier tipo por la cercanía con los edificios cercanos, se ha decidido emplear un sistema de contención. Se ha descartado el uso de muros pantalla, debido al aumento de costes que supondría y puesto que no son necesarios dado que las comprobaciones de capacidad portante y deformabilidad cumplen sobradamente. Se ha decidido emplear tablestacas para contener el terreno.

La tablestaca es un elemento prefabricado recto de sección transversal constante y dimensión longitudinal superior al resto de longitudes. Los materiales de los que pueden estar conformadas son varios, pero destacan las de acero, siendo estas las más empleadas.

Para conocer la longitud óptima de la tablestaca es necesario conocer los empujes del terreno. Para ello, se realiza el cálculo empleando la teoría de Rankine.

5.1.1. CÁLCULO DE EMPUJES

Como se ha mencionado previamente, para conocer la longitud de la tablestaca hincada en el terreno, se debe emplear el método de Rankine. Con esta metodología se calculan los empujes activos y pasivos. Durante el cálculo se emplearán las cotas relativas a la superficie del terreno en metros.

En el trasdós del muro se producen empujes activos puesto que, de producirse deformaciones horizontales, serían negativas, es decir, hacia el interior de la zona excavada, debido a que el terreno se descomprime. En el intradós del muro, por debajo del fondo de excavación, se producen empujes pasivos puesto que la deformación del terreno sería positiva, por lo que el terreno se comprime.

Primeramente se realizará el análisis de los empujes activos. Para ello es necesario conocer el ángulo de rozamiento efectivo ϕ' , la cohesión efectiva c' , los pesos aparentes, los pesos saturados de los materiales bajo el nivel freático y el coeficiente de empuje activo K_a de cada estrato. En la tabla 4 se muestran todos los parámetros mencionados con anterioridad.

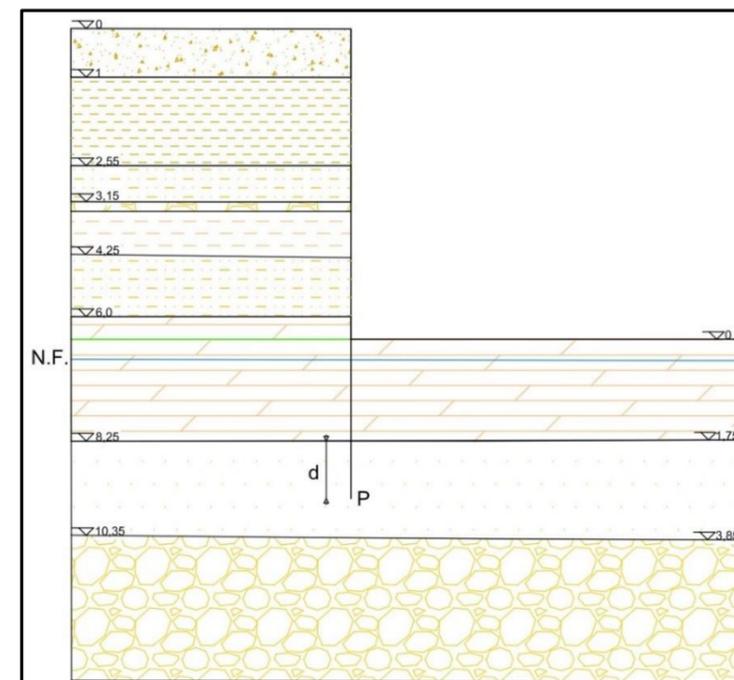


Figura 3. Perfil estratigráfico con tablestaca hincada donde se aprecia la longitud 'd'. (Fuente: Elaboración propia)

El coeficiente de empuje activo se calcula mediante la expresión:

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

	ϕ'	c'	γ_{ap}	γ_{sat}	K_a
Rellenos	30	0	17.5	-	0.33
Limos	28	0	17	-	0.36
Arcillas	31	25	18	21.07	0.32
Arenas	28	0	18.7	21.05	0.36
Gravas	33	0	17.9	-	0.29

Tabla 4. Parámetros geotécnicos para realizar el cálculo de los empujes activos.

En el trasdós se obtiene la ley de presiones verticales efectivas del terreno en kPa. Se considera una sobrecarga de uso por maquinaria de 10 kN/m².

▪ Terreno:

$$0 \leq z \leq 1,0$$

$$\sigma_v = \gamma \cdot z = 17,5 \cdot z + 10$$

$$u_v = 0$$

$$\sigma'_v = 17,5 \cdot z + 10$$

$$1,0 \leq z \leq 2,55$$

$$\sigma_v = 17,5 \cdot 1 + 17 \cdot (z - 1) + 10$$

$$u_v = 0$$

$$\sigma'_v = 17 \cdot z + 10,5$$

$$2,55 \leq z \leq 3,15$$

$$\sigma_v = 17,5 \cdot 1 + 17 \cdot 1,55 + 18,7 \cdot (z - 2,55) + 10$$

$$u_v = 0$$

$$\sigma'_v = 18,7 \cdot z + 6,17$$

$$3,15 \leq z \leq 3,45$$

$$\sigma_v = 17,5 \cdot 1 + 17 \cdot 1,55 + 18,7 \cdot 0,6 + 17,9 \cdot (z - 3,15) + 10$$

$$u_v = 0$$

$$\sigma'_v = 17,9 \cdot z + 8,69$$

$$3,45 \leq z \leq 4,25$$

$$\sigma_v = 17,5 \cdot 1 + 17 \cdot 1,55 + 18,7 \cdot 0,6 + 17,9 \cdot 0,3 + 18 \cdot (z - 3,45) + 10$$

$$u_v = 0$$

$$\sigma'_v = 18 \cdot z + 8,34$$

$$4,25 \leq z \leq 6,0$$

$$\sigma_v = 17,5 \cdot 1 + 17 \cdot 1,55 + 18,7 \cdot 0,6 + 17,9 \cdot 0,3 + 18 \cdot 0,8 + 18,7 \cdot (z - 4,25) + 10$$

$$u_v = 0$$

$$\sigma'_v = 18,7 \cdot z + 5,37$$

$$6,0 \leq z \leq 6,9$$

$$\sigma_v = 17,5 \cdot 1 + 17 \cdot 1,55 + 18,7 \cdot 0,6 + 17,9 \cdot 0,3 + 18 \cdot 0,8 + 18,7 \cdot 1,5 + 18 \cdot (z - 6) + 10$$

$$u_v = 0$$

$$\sigma'_v = 18 \cdot z + 4,89$$

$$6,9 \leq z \leq 8,25$$

$$\sigma_v = 17,5 \cdot 1 + 17 \cdot 1,55 + 18,7 \cdot 0,6 + 17,9 \cdot 0,3 + 18 \cdot 0,8 + 18,7 \cdot 1,5 + 18 \cdot 0,9 + 21,07 \cdot (z - 6,9) + 10$$

$$u_v = 10 \cdot (z - 6,9) = 10z - 69$$

$$\sigma'_v = 11,07 \cdot z + 52,71$$

$$8,25 \leq z \leq 8,25+d$$

$$\sigma_v = 17,5 \cdot 1 + 17 \cdot 1,55 + 18,7 \cdot 0,6 + 17,9 \cdot 0,3 + 18 \cdot 0,8 + 18,7 \cdot 1,5 + 18 \cdot 0,9 + 21,07 \cdot 1,35 + 21,05 \cdot (z - 8,25) + 10$$

$$u_v = 10 \cdot (z - 6,9) = 10z - 69$$

$$\sigma'_v = 11,05 \cdot z + 52,87$$

▪ Agua:

$$0 \leq z \leq 6,9$$

$$u_v = 0$$

$$6,9 \leq z \leq 8,25$$

$$z = 8,25 \rightarrow u_v = 13,5$$

$$8,25 \leq z \leq 8,25+d$$

$$z = 8,25 \rightarrow u_v = 13,5 + d$$

A continuación, se calcula el empuje unitario activo efectivo para cada valor de z, tal y como se observa en la tabla 5. En la figura 4 se adjunta la distribución de empujes unitarios activos efectivos. La expresión que define el empuje unitario activo efectivo es:

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

Donde:

σ'_v es la presión efectiva vertical

K_a es el coeficiente de empuje activo

c' es la cohesión efectiva del material

NIVEL	z (m)	e'a (kPa)
RELLENOS	0	3,3
	1	9,08
LIMOS ARCILLOSOS	1	9,9
	2,55	19,39
ARENAS LIMOSAS	2,55	19,39
	3,15	23,43
GRAVAS ARENOSAS	3,15	18,87
	3,45	20,43
ARCILLAS LIMOSAS	3,45	-5,74
	4,25	-1,14
ARENAS LIMOSAS	4,25	30,54
	6	42,32
ARCILLAS ARENOSAS	6	7,84
	6,9	13,03
	6,9	13,03
	8,25	17,81
ARENAS	8,25	51,85
	8,25 + d	51,85 + 3,98·d

Tabla 5. Empujes unitarios activos efectivos de cada nivel en función del valor 'd'.

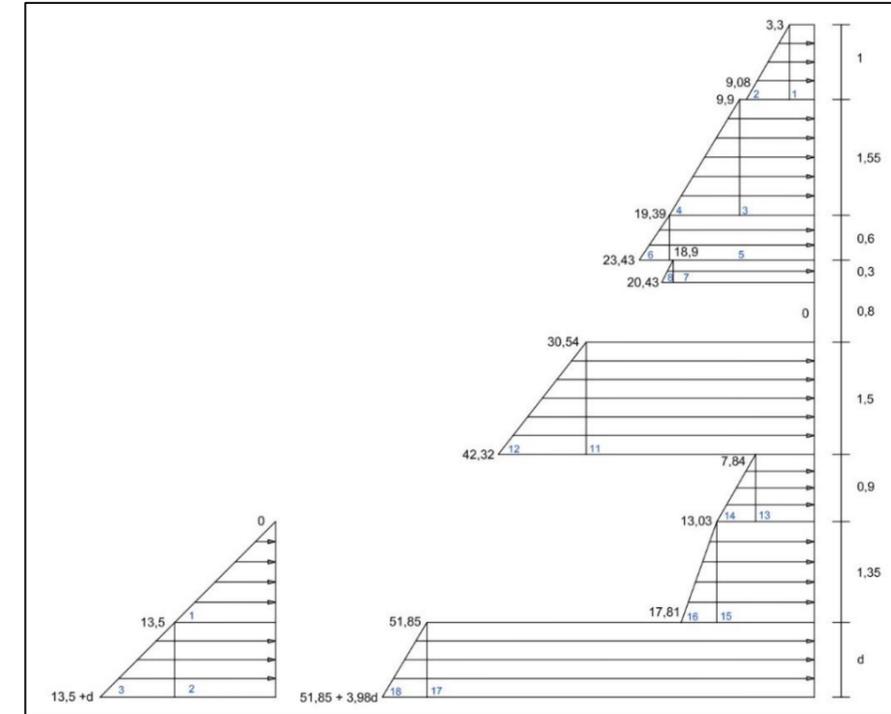


Figura 4. Distribución de empujes unitarios activos efectivos en kPa. (Fuente: Elaboración propia)

A continuación, se calculan los empujes activos del terreno E'_a y los empujes del agua E_w :

E'_a (kPa)				E_w (kPa)	
E'a1	3,3	E'a10	0*	E'w1	9,11
E'a2	2,9	E'a11	45,81		
E'a3	14,07	E'a12	8,84		
E'a4	8	E'a13	7,06		
E'a5	11,63	E'a14	2,34		
E'a6	1,21	E'a15	17,6		
E'a7	5,67	E'a16	3,23		
E'a8	0,23	E'a17	51,85·d		
E'a9	0*	E'a18	1,99·d2		

Tabla 6. Empujes activos del terreno y agua.

Los valores 0 coinciden con un nivel de arcillas limosas con una elevada cohesión que proporciona valores negativos de empujes unitarios. En la normativa vigente no se tiene en cuenta esta eventualidad por lo que, del lado de la seguridad, el empuje de esta pequeña capa se ha considerado nulo. Del lado de la seguridad, el empuje que realizan es nulo en esta pequeña capa.

En cuanto a los empujes pasivos, se necesitan conocer los parámetros geotécnicos empleados para realizar el cálculo de los empujes activos, siendo estos el ángulo de rozamiento efectivo ϕ' , la cohesión efectiva c' , los pesos aparentes, los pesos saturados de los materiales bajo el nivel freático y, adicionalmente el coeficiente de empuje pasivo K_p de cada nivel. Todos estos quedan recogidos en la tabla 7.

La expresión que define el coeficiente de empuje pasivo es la siguiente:

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

	ϕ'	C'	γ_{ap}	γ_{sat}	K_p
Rellenos	30	0	17.5	-	3
Limos	28	0	17	-	2,77
Arcillas	31	25	18	21.07	3,12
Arenas	28	0	18.7	21.05	2,77
Gravas	33	0	17.9	-	3,39

Tabla 7. Parámetros geotécnicos para realizar el cálculo de los empujes pasivos.

En el intradós se obtiene la ley de presiones verticales efectivas del terreno en kPa.

- Terreno:

$$0 \leq z \leq 0,4$$

$$\sigma_v = \gamma \cdot z = 18 \cdot z$$

$$u_v = 0$$

$$\sigma'_v = 18 \cdot z$$

$$0,4 \leq z \leq 1,75$$

$$\sigma_v = 18 \cdot 0,4 + 21,07 \cdot (z - 0,4) = -1,23 + 21,07 \cdot z$$

$$u_v = 10 \cdot (z - 0,4) = 10 \cdot z - 4$$

$$\sigma'_v = 11,07 \cdot z + 2,78$$

$$1,75 \leq z \leq 1,75+d$$

$$\sigma_v = 18 \cdot 0,4 + 21,07 \cdot 1,35 + 21,05 \cdot (z - 1,75) = 21,05 \cdot z - 1,2$$

$$u_v = 10 \cdot (z - 0,4) = 10 \cdot z - 4$$

$$\sigma'_v = 11,05 \cdot z + 2,81$$

- Agua:

$$0 \leq z \leq 0,4$$

$$z = 0 \rightarrow u_v = 0$$

$$0,4 \leq z \leq 1,75$$

$$z = 1,75 \rightarrow u_v = 13,5$$

$$1,75 \leq z \leq 1,75+d$$

$$z = 1,75 + d \rightarrow u_v = 13,5 + 10 \cdot d$$

A continuación, se calcula el empuje unitario activo efectivo para cada valor de z, tal y como se observa en la tabla 8. En la figura 5 se adjunta la distribución de empujes unitarios activos efectivos. La expresión que define el empuje unitario activo efectivo es:

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

Donde:

σ'_v es la presión efectiva vertical

K_p es el coeficiente de empuje pasivo

c' es la cohesión efectiva del material

NIVEL	z (m)	e'a (kPa)
ARCILLAS ARENOSAS	0	0
	0,4	110,81
	0,4	110,81
	1,75	157,43
ARENAS	1,75	61,35
	1,75+d	61,35+30,61·d

Tabla 8. Empujes unitarios pasivos efectivos en función de 'd'.

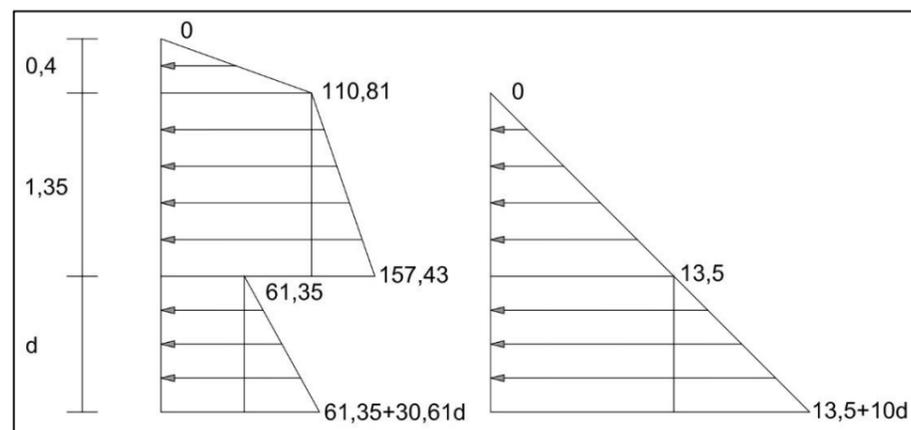


Figura 5. Distribución de empujes unitarios efectivos pasivos en kPa. (Fuente: Elaboración propia)

5.1.2. DIMENSIONADO DE TABLESTACAS

Obtenidos ya los empujes activos y pasivos, se empleará el Método de Blum para resolver la longitud de la tablestaca. Se realizan momentos de los empujes, tanto activos como pasivos, en el punto P y se igualan ambos, debido a que de esta forma, logra el objetivo de que la tablestaca no vuelque y se resuelve la longitud 'd'.

$$470,9 + 141 \cdot d + 32,68 \cdot d^2 + 1,17 \cdot d^3 =$$

$$= 152,03 + 212,33 \cdot d + 37,43 \cdot d^2 + 6,8 \cdot d^3$$

$$d = 2,7 \text{ m}$$

Posteriormente, se calcula la longitud total de la tablestaca. Para obtener dicha longitud se debe tener en consideración:

- Longitud en voladizo = 6,5 metros
- Longitud del empotramiento = $d + 1,75 = 4,45$ metros
- Del lado de la seguridad, se incrementa el valor de la longitud de empotramiento en un 20%, obteniendo un valor de 5,34 metros
- La tablestaca debe salir 0,5 por encima del terreno para facilitar su extracción

Con todo esto, la longitud de la tablestaca es:

$$L_{Tablestaca} = 6,5 + 5,34 + 0,5 = 12,34 \text{ m}$$

A continuación, se calculan los empujes pasivos del terreno E'_p y los empujes del agua E_w :

E'p (kPa)		Ew (kPa)	
E'a1	22,16	E'w1	9,11
E'a2	149,59		
E'a3	31,47	E'w2	13,5·d
E'a4	61,35·d		
E'a5	15,31·d ²	E'w3	5·d ²

Tabla 9. Empujes pasivos del terreno.

Ante la dificultad que supondría encontrar módulos con la longitud exacta o pedir expresamente módulos con la longitud deseada, la tablestaca tendrá una longitud de 13 metros. Para esta longitud hay diversos módulos que se pueden emplear. Se ha empleado el catálogo de la empresa Ischebeck Ibérica con la finalidad de elegir un módulo que se adapte mejor a este trabajo.

Existen multitud de soluciones en lo referente a módulos de tablestacas que alcancen los 13 metros de longitud. De entre las distintas variedades ofrecidas por Ischebeck Ibérica, se va a emplear un módulo de tablestaca AZ 14. Este modelo tiene un ancho de perfil de 1340 mm, un alto de pared de 304 mm, un peso de 116,9 kg/m², un espesor de 10,5 mm, módulo resistente de 1400 cm³/m de pared y es de tipo machihembrada. En la figura 6 se muestra la sección tipo de la tablestaca.

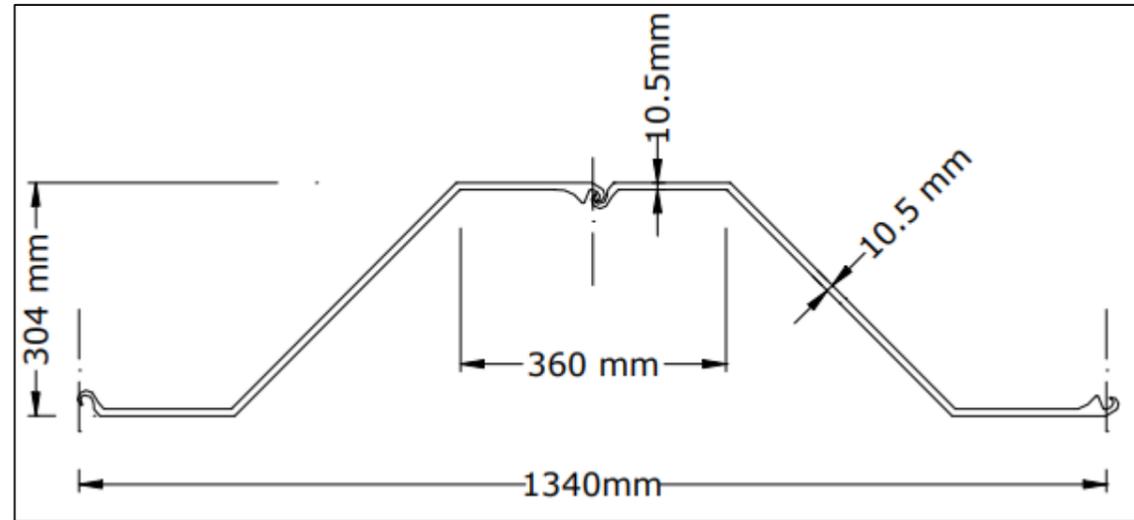


Figura 6. Geometría del modelo de tablestaca AZ 14, empleada como sistema de contención. (Fuente: Ischebeck Ibérica).

5.3. INESTABILIDAD HIDRÁULICA

El movimiento de agua, tanto superficial como subterránea, así como las variaciones en el nivel de agua freática, provoca variaciones en el estado tensional del terreno. Estas variaciones pueden suponer un problema importante ya que pueden desencadenar inestabilidades, complicando los trabajos durante las distintas fases de la construcción.

En este caso no se produce inestabilidad hidráulica de ningún tipo porque no se toca el nivel freático, al no tener que agotar agua no se establece flujo y, en consecuencia, no se producen este tipo de inestabilidades, como se puede observar en la figura 7.

Incluso en periodo de lluvias intensas es altamente improbable que el agua freática suba hasta generar un problema de inestabilidad hidráulica sobre el depósito por dos motivos. Primeramente, y como se ha mencionado previamente, el estrato cohesivo actúa de acuiclusos y, porque el drenaje natural del agua sería hacia el viejo cauce del río Turia que está muy cercano a la zona de estudio.

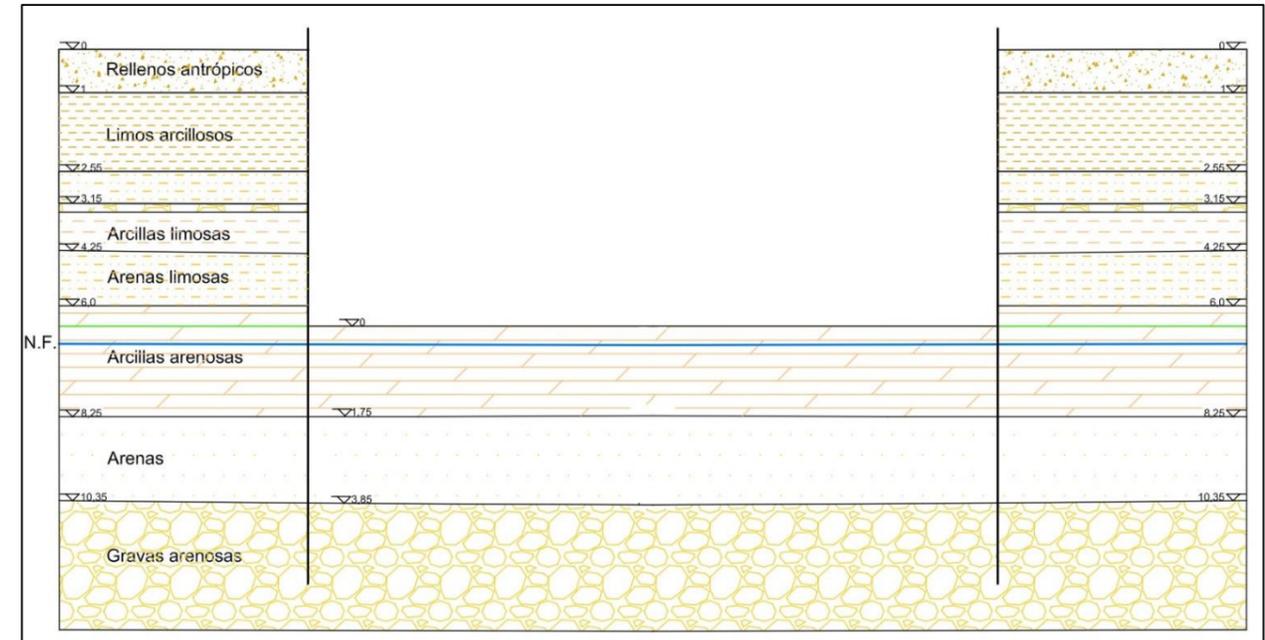


Figura 7. Perfil estratigráfico con tablestacas hincadas y excavación ejecutada. (Fuente: Elaboración propia)

6. RESUMEN Y CONCLUSIONES

En este anejo se ha realizado el análisis del diseño geotécnico de la cimentación siguiendo la metodología marcada por la *Guía de cimentaciones en obras de carretera* (GCOC) y el análisis del sistema de contención más apropiado para un depósito de tormentas situado en Avenida del Profesor López Piñero con Avenida Alcalde Gisbert Rico, obteniéndose las siguientes conclusiones:

1. Para realizar el análisis de la seguridad de la cimentación se ha empleado el método de los estados límite último y de servicio. Se han realizado las comprobaciones para ELU: Capacidad portante y ELS: Deformabilidad.
2. No ha sido necesario realizar el cálculo para ELS: Flotabilidad debido a la diferencia de nivel entre la cota de cimentación y el nivel freático del terreno, habiendo una diferencia de aproximadamente 50 centímetros entre ambos planos. Adicionalmente, se da la formación de un acuicluso en el nivel de arcillas arenosas, sobre el que reposa la cimentación. Este nivel realiza la función de 'tapón', impidiendo el paso del nivel freático.
3. La solución adoptada para la cimentación es mediante cimentación directa cerrada o losa de cimentación.
4. Para el correcto diseño se necesitan los correctos parámetros geotécnicos. Para ello han sido modificados varios de los datos y se ha dedicado un apartado en profundidad para los errores hallados en la información que facilitada en el estudio geotécnico (*'3.5 Análisis crítico'*).
5. El modo de fallo analizado para el estado límite último de capacidad portante es el de hundimiento. No existen problemas de capacidad portante, debido a que el coeficiente de seguridad es suficientemente amplio.
6. El estado límite de servicio de deformabilidad se ha analizado empleando el 'método edométrico' y la teoría de la Elasticidad. De igual forma que en el análisis de ELU, el coeficiente de seguridad es suficientemente amplio, descartando el posible fallo.
7. Por la ubicación de la parcela, el sistema de contención será mediante el uso de tablestacas. La longitud del tablestacado es de 13 metros y se ha empleado un modelo de tablestaca AZ 14, con un ancho de perfil de 1340 mm, un alto de pared de 304 mm, de tipo machihembrada y con un espesor de 10,5 mm.



ANEJO Nº5. VALORACIÓN ECONÓMICA.



ÍNDICE

1. METODOLOGÍA2

2. VALORACIÓN ECONÓMICA2

3. RESUMEN DE LA VALORACIÓN ECONÓMICA4

1. METODOLOGÍA

En este anejo se realizará la valoración económica del presente trabajo. Para ello se ha empleado la herramienta CYPE, con datos lo más cercanos posibles al mercado actual, de donde se han extraído los precios, la descripción y las unidades de obra de cada elemento de la construcción. Los datos han sido exportados a una hoja de Excel.

Primeramente se ha dividido la fase de ejecución de la obra en tres capítulos distintos, cada uno correspondiente a su fase, y siguiendo el orden en el que se van a ejecutar, siendo estos: contención de la excavación, movimiento de tierras y construcción del depósito. Así mismo, a cada unidad de obra se le ha sido adjudicada un código, el cual indica a qué capítulo pertenece esa unidad y el orden que sigue dentro de esa fase.

Como se observa en el siguiente apartado, cada unidad de obra viene determinada por el código, mencionado previamente, una descripción resumida de la unidad de obra, las unidades empleadas, las medidas con las que evaluar las cantidades, la cantidad total según las unidades en las que haya sido definida la unidad de obra, el precio unitario y el precio total de ésta.

Al final de cada capítulo, queda determinada la cantidad total de ejecución, y al final del documento, una vez finalizada la valoración económica, se obtiene el presupuesto de ejecución material (PEM). Este dato se obtiene de realizar la suma de los productos de la medición de las unidades de obras por su precio unitario.

2. VALORACIÓN ECONÓMICA

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ALTURA	ÁREA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CAPÍTULO L1: SISTEMA DE CONTENCIÓN									
L1-A10	Ud Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo de maquinaria para hincado de tablestacas Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo de vibrohincador-extractor hidráulico, para hincado de tablestacas metálicas en el terreno, con carácter provisional o definitivo, a una distancia de hasta 50 km. El precio incluye el desplazamiento a la obra del personal especializado.	1						10119.87	10119.87
L1-A20	m2 Tablestaca metálica Tablestaca metálica machihembrada, hincada en el terreno de manera provisional, hasta alcanzar los 13 metros de profundidad, formada por perfiles metálicos de acero laminado, con forma grecada de 1340 mm de ancho de perfil, 10.5 mm de espesor y módulo de resistencia de 1400 cm ³ /m de pared	251	1.34	13		4372.42			
							4372.42	97.77	427491.50
TOTAL CAPÍTULO L1: SISTEMA DE CONTENCIÓN.....									437611.37

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	ALTURA	ÁREA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CAPÍTULO L2: MOVIMIENTO DE TIERRAS								
L2-B10	m2 Demolición de solera o pavimento de hormigón Demolición de solera o pavimento de hormigón en masa de 15 a 25 cm de espesor, con martillo neumático, y carga manual sobre camión o contenedor.	1			5062.50			
						5062.50	11.21	56750.63
L2-B20	m3 Excavación mecánica cielo abierto con medios mecánicos Excavación a cielo abierto, en suelo de relleno limoso, con medios mecánicos y carga a camión. El precio no incluye el transporte de los materiales excavados.	1		1	5062.50			
						5062.50	4.65	23540.63
L2-B30	m3 Excavación mecánica cielo abierto con medios mecánicos Excavación a cielo abierto, en suelo de limo, con medios mecánicos y carga a camión. El precio no incluye el transporte de los materiales excavados.	1		1.55	5062.50			
						7846.88		
						7846.88	4.65	36487.97
L2-B40	m3 Excavación mecánica cielo abierto con medios mecánicos Excavación a cielo abierto, en suelo de arena semidensa, con medios mecánicos y carga a camión. El precio no incluye el transporte de los materiales excavados.	1		2.1	5062.50			
						10631.25		
						10631.25	3.49	37103.06



DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN DEPÓSITO DE TORMENTAS EN AVDA. DEL PROFESOR LÓPEZ PIÑERO CON ADVA. ALCALDE GISBERT RICO (VALENCIA)



L2-B50	m3 Excavación mecánica cielo abierto con medios mecánicos Excavación a cielo abierto, en suelo de arcilla blanda, con medios mecánicos y carga a camión. El precio no incluye el transporte de los materiales excavados.								
	Cimentación y depósito	1	1.35	5062.50	6834.38				
					6834.38	4.81	32873.34		
L2-B60	m3 Excavación mecánica cielo abierto con medios mecánicos Excavación a cielo abierto, en suelo de grava suelta, con medios mecánicos y carga a camión. El precio no incluye el transporte de los materiales excavados.								
	Cimentación y depósito	1	0.3	5062.50	1518.75				
					1518.75	3.8	5771.25		
L2-B70	m3 Transporte de tierras con camión Transporte de tierras con camión de los productos procedentes de la excavación de cualquier tipo de terreno a vertedero específico, instalación de tratamiento de residuos de construcción y demolición externa a la obra o centro de valorización o eliminación de residuos, situado a una distancia máxima de 50 km. El precio incluye el tiempo de espera en obra durante las operaciones de carga, la carga en obra, el viaje de ida, la descarga y el viaje de vuelta.								
	Cimentación y depósito	1	6.5	5062.50	32906.25				
					32906.25	5.77	189869.06		
TOTAL CAPÍTULO L2: MOVIMIENTO DE TIERRAS							382395.94		

L3-C30	m3 Muro perimetral de hormigón Muro perimetral de hormigón armado 2C, de entre 3 y 7 metros de altura, espesor de 80 cm, superficie plana, realizad con hormigón HA-30/F/20/XC2+XA1 fabricado en central, con cemento SR, y vertido con cubilote, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 50 kg/m3; montaje y desmontaje de sistema de encofrado en la cara interior, con acabado tipo industrial para revestir, realizado con paneles metálicos modulares amortizables en 150 usos. Incluso alambre de atar, separadores, pasamuros para paso de los tensores y líquido desencofrante, para evitar la adherencia del hormigón al encofrado. El precio incluye la elaboración y el montaje de la ferralla en el lugar definitivo de su colocación en obra.								
	Estructura	1	336	6.5	2184.00				
					2184.00	266.92	582953.28		
L3-C40	m3 Pilar rectangular o cuadrado de hormigón armado Pilar de sección rectangular o cuadrada de hormigón armado, de 25x25 cm de sección media, realizado con hormigón HA-30/F/20/XC2+XA1 fabricado en central, con cemento SR, y vertido con cubilote, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 120 kg/m3; montaje y desmontaje del sistema de encofrado, con acabado tipo industrial para revestir, en planta de entre 4 y 5 metros de altura libre, formado por: superficie encofrante de chapas metálicas, amrtizables en 50 usos y estructura soporte vertical de puntales metálicos, amortizables en 150 usos. Incluso berenjenos, alambre de atar, separadores y líquido desencofrante para evitar la adherencia del hormigón al encofrado. El precio incluye la elaboración de la ferralla (corte, doblado y conformado de elementos) en taller industrial y el montaje en el lugar definitivo de su colocación en obra.								
	Estructura	156	5	0.0625	48.75				
					48.75	716.93	34950.34		
TOTAL CAPÍTULO L3: EJECUCIÓN DEPÓSITO CON HORMIGÓN ARMADO.....							2615616.74		

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ALTURA	ÁREA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CAPÍTULO L3: CONSTRUCCIÓN DEL DEPÓSITO									
L3-C10	m3 Losa de cimentación Losa de cimentación de hormigón armado, realizada con hormigón HA-30/F/20/XC2+XA1 fabricado en central, con cemento SR, y vertido con bomba y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 85 kg/m3; acabado superficial liso mediante regla vibrante. El precio incluye la elaboración y el montaje de la ferralla en el lugar definitivo de su colocación en obra, pero no incluye el encofrado.								
	Estructura	1			5062.50	5062.50			
					5062.50	256.25	1297265.63		
L3-C20	m2 Losa postesada de cubrición Losa postesada horizontal de cubrición, con canto de 50 cm, realizada con hormigón HP-35/B/20/XC2+XA1 fabricado en central, con cemento SR, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 22 kg/m²; montaje y desmontaje de sistema de mesas de encofrado, con acabado tipo industrial para revestir, formado por: superficie encofrante de tableros de madera tratada, reforzados con varillas y perfiles, amortizables en 25 usos; estructura soporte horizontal de mesa de encofrado y accesorios de montaje, amortizable en 150 usos y estructura soporte vertical de puntales metálicos, amortizables en 150 usos. Incluso nervios y zunchos perimetrales de planta y huecos, alambre de atar, separadores, aplicación de líquido desencofrante y agente filmógeno, para el curado de hormigones y morteros. El precio incluye la elaboración de la ferralla (corte, doblado y conformado de elementos) en taller industrial y el montaje en el lugar definitivo de su colocación en obra, pero no incluye los pilares ni el acero para pretensar.								
	Estructura	1			5062.5	5062.5			
					5062.50	138.36	700447.50		



3. RESUMEN DE LA VALORACIÓN ECONÓMICA

PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL

1. CONTENCIÓN DE LA EXCAVACIÓN.....	437611.37
2. MOVIMIENTO DE TIERRAS.....	382395.94
3. CONSTRUCCIÓN DEL DEPÓSITO.....	2615616.74
<hr/>	
Total PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL:	3435624.06

Asciende el presupuesto de ejecución material a la expresada cantidad de TRES MILLONES CUATROCIENTOS TREINTA Y CINCO MIL SEISCIENTOS VEINTICUATRO EUROS CON SEIS CÉNTIMOS (3.435.624,06 €).



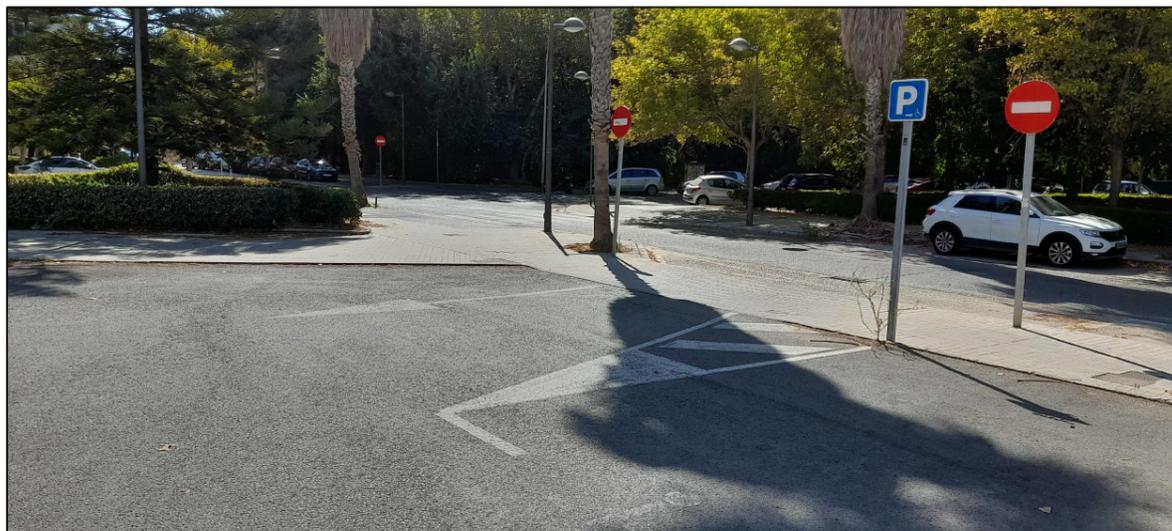
ANEJO Nº6. DOCUMENTACIÓN GRÁFICA.



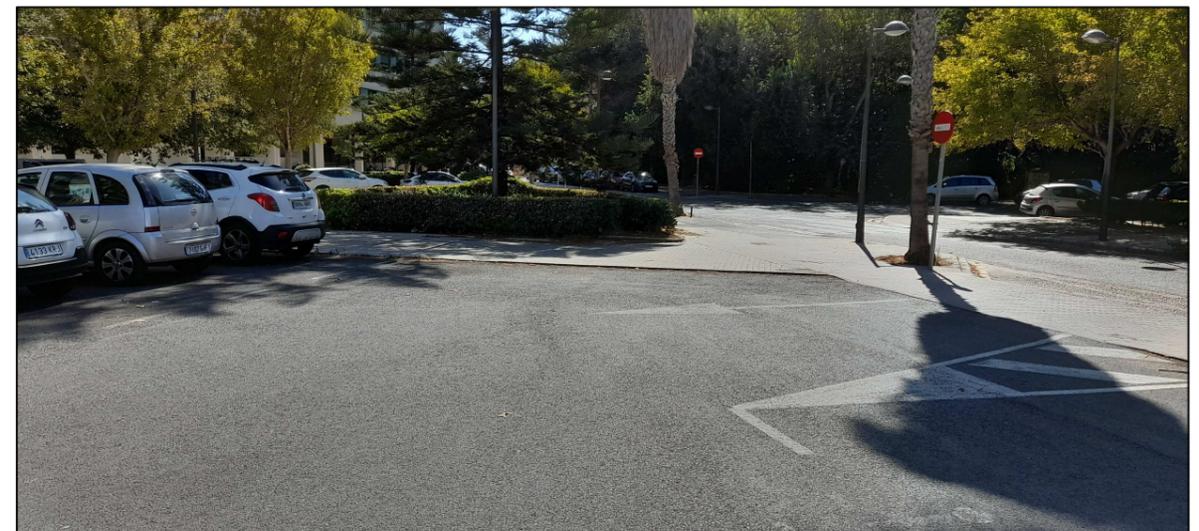
Vista general de la parcela de estudio desde la zona sudoeste donde se observa la cercanía de los edificios colindantes, la amplia cantidad de la vegetación cercana a la parcela



Esquina sur entre la calle Nino Bravo y la Avda. Alcalde Gisbert Rico y, donde se observa de manera más clara la cercanía con la vegetación que cerca la parcela



Esquina oeste donde se aprecia de forma clara el firme de la parcela el cual se aprecia renovado recientemente



Zona sudoeste donde se ubica el lado inferior del depósito



Zona oeste que linda con la Avda. Alcalde Gisbert Rico y, en la que se pueden observar amplias zonas verdes cercanas a la parcela de estudio



Zona noroeste de la parcela donde se ubica el lado más extenso del depósito



Zona central. La función de la parcela es de aparcamiento para vehículos no pesados, con un firme en peor estado que en otras zonas de la parcela



Esquina noroeste entre la Avda. Alcalde Gisbert Rico y Avda. del Profesor López Piñero, cercana al antiguo cauce del río Turia



Zona noreste en la que se aprecia la cercanía de vegetación, de tipo arbórea, a la parcela, teniendo que evitar dañarla durante la fase de construcción



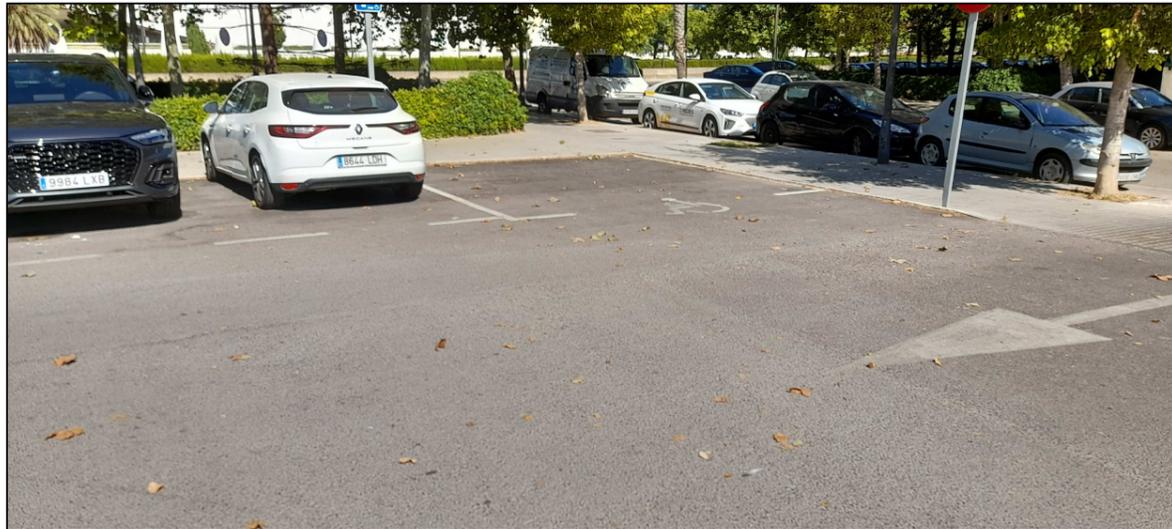
Vista de la parcela desde la zona norte



Esquina noroeste en la que se puede observar que el firme es relativamente reciente.



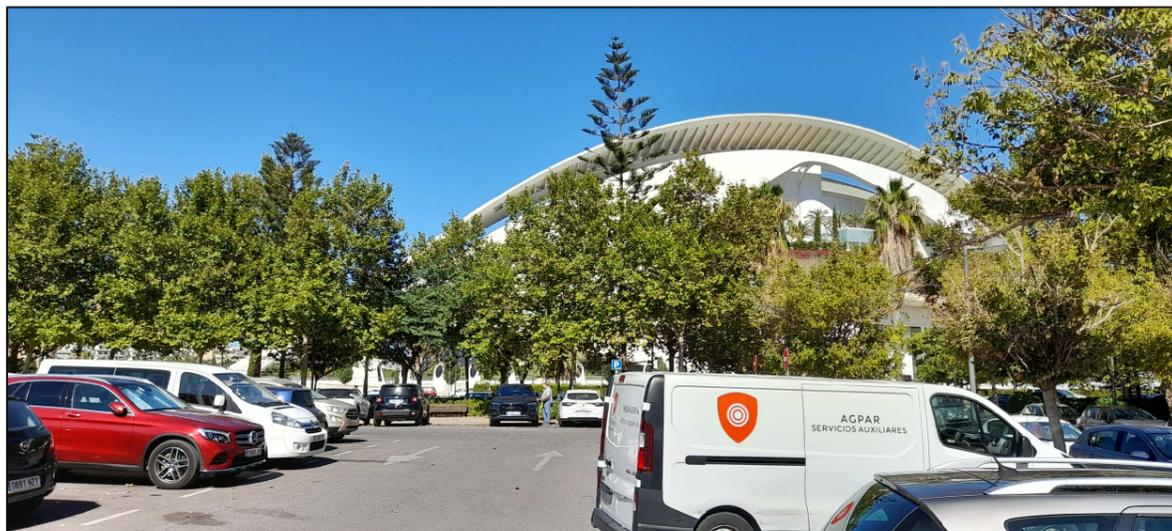
Edificios colindantes en la calle Nino Bravo (zona este). Se puede observar el gran tamaño de los edificios y la cercanía a la parcela dificultando las tareas de agotamiento del nivel freático en caso de necesitarse



Esquina noreste entre la calle Nino Bravo y la Avda. del Profesor López Piñero



Zona este que linda con la calle Nino Bravo



Zona noreste cercana a la Ciudad de las Artes y las Ciencias, construcción emblemática que ha ocasionado problemas debido a la mala planificación en el agotamiento del nivel freático



Zona central en la que se observa la función actual de la parcela de aparcamiento de vehículos no pesados