

# Trabajo Fin de Grado

## Ingeniería Civil

### Proyecto de tratamiento de mejora del terreno para una instalación industrial en el Campo de Gibraltar

Autor: Juan Guerrero Arcos

Tutores: Juan Diego Bauzá Castelló

Percy Durand Neyra

**Dpto. Estructuras de la Edificación e Ingeniería  
del Terreno**

**Escuela Técnica Superior de Ingeniería**

Sevilla, 2020





Trabajo Fin de Grado  
Ingeniería Civil

# **Proyecto de tratamiento de mejora del terreno para una instalación industrial en el Campo de Gibraltar**

Autor:

Juan Guerrero Arcos

Tutores:

Juan Diego Bauzá Castelló

Profesor Asociado

Percy Durand Neyra

Profesor Titular

Dpto. de Estructuras de la Edificación e Ingeniería del Terreno

Escuela Técnica Superior de Ingeniería

Universidad de Sevilla

Sevilla, 2020



Trabajo Fin de Grado: Proyecto de tratamiento de mejora del terreno para una instalación industrial en el  
Campo de Gibraltar

Autor: Juan Guerrero Arcos

Tutores: Juan Diego Bauzá Castelló  
Percy Durand Neyra

El tribunal nombrado para juzgar el Proyecto arriba indicado, compuesto por los siguientes miembros:

Presidente:

Vocales:

Secretario:

Acuerdan otorgarle la calificación de:

Sevilla, 2020

El Secretario del Tribunal



# Agradecimientos

---

*A mis padres por haberme alentado siempre a ser mejor persona y a esforzarme para cumplir mis objetivos. Gracias por haberme aguantado en los peores momentos de la carrera, con agobios y enfados.*

*A mi abuela, que ya no está, y que siempre estuvo conmigo, dándome todo su cariño, y a la que le habría ilusionado enormemente verme acabar mis estudios de grado.*

*A mis compañeros y amigos de la carrera. Me alegro mucho de haberos podido conocer. Si no fuera por vuestro apoyo y fuerza no estaría aquí ahora.*

*Agradecer también a mis tutores por haberme guiado a través de este proyecto y haberme enseñado facetas de la geotecnia que no conocía. A pesar de haber sido un proyecto complejo, ha resultado ser muy enriquecedor.*

*Muchas gracias.*





# Resumen

---

En el presente trabajo fin de grado se ha realizado un proyecto de mejora de suelos blandos para una instalación industrial en el municipio de San Roque (Cádiz). La gran compresibilidad que presentan los suelos de la zona, junto con las estrictas limitaciones de asentamientos que tiene la instalación, han requerido el cálculo y diseño de una mejora del terreno compatible tanto técnica como económicamente con el proyecto.

En primer lugar, se ha partido de la información ya existente acerca de la geomorfología y litoestratigrafía de los materiales de la zona de estudio. Esta información se ha obtenido principalmente a través del IGME (Instituto geológico y minero de España). Se han identificado dos tipos de materiales bien diferenciados en la zona, margas y areniscas terciarias (flysch del Campo de Gibraltar) y depósitos aluviales del cuaternario. A continuación, se han analizado los resultados de dos campañas de reconocimiento del terreno, llevadas a cabo entre los años 2017 y 2018, con los que se han definido las unidades geotécnicas de cálculo.

Debido a la gran variabilidad de los espesores de las unidades y para optimizar la solución, se ha diseñado una zonificación de la parcela en función de las potencias de suelo blando. Se han definido un total de 5 zonas. La zona 1 se identifica con la zona de la parcela donde no se han detectado suelos blandos y, por lo tanto, no precisa de mejora.

Una vez definidos los parámetros geotécnicos del terreno y los perfiles tipo de cada una de las zonas, se ha realizado el cálculo de asentamientos utilizando dos tipos de modelos, uno analítico (método elástico y edométrico) y otro numérico (Plaxis 2D). Ambos modelos arrojan valores de asentamientos y tiempos de consolidación incompatibles con la instalación proyectada.

Para solucionar el problema, se han estudiado dos métodos de mejora del terreno, mediante precarga (con y sin mechas drenantes) y con columnas de grava, ambos mediante métodos analíticos y numéricos. No se ha podido encontrar una solución viable con precarga (sin drenaje) pero sí con precarga con mechas drenantes y con columnas de grava.

Por último, se han analizado los costes y otros factores importantes a tener en cuenta de ambos tratamientos para poder elegir cuál de ellos es el más viable en este caso.



# Abstract

---

This project consists on the design of the soft soil improvement for an industrial facility at San Roque (Cádiz). The great compressibility of the soil and the imposed limitations on the facility's settlement have required the proposal of a soil improvement.

First, all the existing information on the geomorphology and geotechnical properties of the materials found in the area have been gathered. All this information has come mainly from the IGME. In addition, two geotechnical campaigns executed in the area during 2017 and 2018 have given more detail information on the soil's behavior. Thanks to all this data, the geotechnical soil units have been defined.

Due to the heterogeneity of the soil, a sectorization of the plot, in function of the soft soil thickness, has been designed in order to optimize the soil improvement solution. Five different areas have been defined. The first area has no need for improvement.

Once the geotechnical parameters of the soil and the profiles of each zone have been defined, the settlement calculations have been carried out based on two different models (analytical and numerical). Both models result on settlement and consolidation time values incompatible with the project.

Two soil improvement techniques have been proposed to solve this problem, preloading with vertical drains and aggregate columns. It is shown that the preloading alone does not meet the necessary requirements for the improvement.

Finally, the cost and other factors have been analyzed for both proposals in order to choose the optimal solution.



<b>Agradecimientos</b>	<b>vii</b>
<b>Resumen</b>	<b>ix</b>
<b>Abstract</b>	<b>xi</b>
<b>Índice</b>	<b>xiii</b>
<b>Índice de Tablas</b>	<b>xv</b>
<b>Índice de Figuras</b>	<b>xvii</b>
<b>1 Introducción y antecedentes</b>	<b>11</b>
1.1 <i>Encuadre geológico</i>	13
1.1.1 Unidad de Algeciras	14
1.1.2 Formaciones postorogénicas	14
1.2 <i>Información geotécnica</i>	15
<b>2 Trabajos de reconocimiento del terreno</b>	<b>17</b>
2.1 <i>Sondeos rotativos</i>	17
2.2 <i>Ensayos de laboratorio</i>	18
2.3 <i>Ensayos de penetración dinámica (DPSH)</i>	19
<b>3 Caracterización geotécnica</b>	<b>21</b>
3.1 <i>Aluvial</i>	21
3.1.1 Aluvial fino	21
3.1.2 Aluvial grueso	26
3.2 <i>Relleno</i>	29
3.3 <i>Terciario</i>	33
3.1.3 Terciario alterado	34
3.4 <i>Nivel freático</i>	37
3.5 <i>Agresividad de los suelos</i>	37
<b>4 Zonificación de la parcela</b>	<b>39</b>
4.1 <i>Zona 1</i>	40
4.2 <i>Zona 2</i>	41
4.3 <i>Zona 3</i>	42
4.4 <i>Zona 4</i>	43
4.5 <i>Zona 5</i>	44
4.6 <i>Zonificación adoptada</i>	45
<b>5 Cálculo de asientos</b>	<b>47</b>
5.1 <i>Modelo analítico</i>	47
5.1.1 Asientos elásticos	47
5.1.2 Asientos edométricos	47
5.2 <i>Modelo numérico</i>	50
5.2.1 Modelo Mohr-Coulomb	50
5.2.2 Modelo Soft-Soil	51
5.2.3 Análisis de resultados	52
<b>6 Mejora del terreno</b>	<b>55</b>

6.1	<i>Introducción</i>	55
6.2	<i>Precarga</i>	56
6.2.1	Precarga con mechas drenantes	59
6.3	<i>Columnas de grava</i>	68
6.3.1	Modelo analítico (método de Priebe)	70
6.3.2	Modelo numérico	73
6.3.3	Análisis de resultados	75
<b>7</b>	<b>Análisis de costes</b>	<b>77</b>
7.1	<i>Precarga con mechas drenantes</i>	77
7.1.1	Mediciones	78
7.1.2	Cuadro de precios	78
7.1.3	Presupuesto	79
7.2	<i>Columnas de grava</i>	79
7.2.1	Mediciones	80
7.1.2	Cuadro de precios	80
7.2.3	Presupuesto	81
<b>8</b>	<b>Propuesta de mejora</b>	<b>83</b>
8.1	<i>Factores a tener en cuenta</i>	83
8.2	<i>Elección de mejora</i>	83
8.3	<i>Procedimiento constructivo</i>	84
<b>9</b>	<b>Conclusiones</b>	<b>85</b>
	<b>Bibliografía</b>	<b>87</b>
	<b>ANEXOS</b>	<b>89</b>
	<i>Anexo 1: Planos</i>	
	<i>Anexo 2: Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares</i>	
	<i>Anexo 3: Plan de Auscultación del terraplén</i>	
	<i>Anexo 4: Tablas resumen ensayos de laboratorio</i>	

# ÍNDICE DE TABLAS

---

Tabla 2-1 Datos sondeos rotativos.	17
Tabla 2-2 Datos ensayos DPSH.	19
Tabla 3-1 Coeficientes de consolidación calculados con el método de Casagrande, Aluvial fino.	24
Tabla 3-2 Valores del módulo edométrico, Aluvial fino.	24
Tabla 3-3 Parámetros geotécnicos Aluvial fino.	26
Tabla 3-4 Parámetros geotécnicos Aluvial grueso.	29
Tabla 3-5 Coeficientes de consolidación calculados con el método de Casagrande, Relleno.	32
Tabla 3-6 Valores del módulo edométrico, Relleno.	32
Tabla 3-7 Parámetros geotécnicos Relleno.	33
Tabla 3-8 Parámetros geotécnicos Terciario alterado.	36
Tabla 3-9 Mediciones de profundidad del nivel freático.	37
Tabla 3-10 Medidas parámetros de agresividad en el terreno.	37
Tabla 4-1 Espesores de estrato zona 1.	40
Tabla 4-2 Espesores de estrato zona 2.	41
Tabla 4-3 Espesores de estrato zona 3.	42
Tabla 4-4 Espesores de estrato zona 4.	43
Tabla 4-5 Espesores de estrato zona 5.	44
Tabla 5-1 Asientos analíticos.	49
Tabla 5-2 Parámetros de cálculo Plaxis.	52
Tabla 5-3 Comparativa de asientos finales.	52
Tabla 6-1 Resultados tiempos de consolidación precarga con mechas drenantes.	67
Tabla 6-2 Propuesta de mejora precarga con mechas drenantes.	67
Tabla 6-3 Parámetros geotécnicos grava.	69
Tabla 6-4 Resultados método de Priebe.	73
Tabla 6-5 Comparativa asientos columnas de grava.	76
Tabla 6-6 Propuesta de mejora columnas de grava.	76
Tabla 7-1 Mediciones precarga con mechas drenantes.	78
Tabla 7-2 Cuadro de precios precarga con mechas drenantes.	78
Tabla 7-3 Presupuesto precarga con mechas drenantes.	79
Tabla 7-4 Mediciones columnas de grava.	80
Tabla 7-5 Cuadro de precios columnas de grava.	80
Tabla 7-6 Presupuesto columnas de grava.	81





# ÍNDICE DE FIGURAS

---

Figura 1-1 Ortofotografía bahía de Algeciras 1956 (Fuente: IECA).	11
Figura 1-2 Ortofotografía bahía de Algeciras 2013 (Fuente: IECA).	11
Figura 1-3 Fotografía satélite de la zona de estudio.	12
Figura 1-4 Esquema parcela de proyecto.	12
Figura 1-5 Extracto del mapa geológico de España (Fuente: IGME).	13
Figura 1-6 Litografía de la unidad de Algeciras (Fuente: IGME).	14
Figura 1-7 Extracto del mapa geotécnico general de España (Fuente: IGME).	15
Figura 1-8 Mapa predictor de riesgos por expansividad de arcillas de España (Fuente: IGME).	16
Figura 3-1 Curvas granulométricas Aluvial fino.	21
Figura 3-2 Gráfico de plasticidad Aluvial fino.	22
Figura 3-3 Grado de expansividad de los suelos (Fuente: Ingeniería geológica)	23
Figura 3-4 Gráfica explicativa del método de Casagrande (Fuente: Asignatura Obras geotécnicas).	23
Figura 3-5 Valores típicos del coeficiente de Poisson en suelos (Fuente: CTE).	25
Figura 3-6 Curvas granulométricas Aluvial grueso.	27
Figura 3-7 Parámetros geotécnicos típicos en arenas (Fuente: ROM 0.5)	28
Figura 3-8 Curvas granulométricas Relleno.	30
Figura 3-9 Gráfico de plasticidad Relleno.	30
Figura 3-10 Grados de colapsabilidad (Fuente: Ingeniería geológica).	31
Figura 3-11 Curvas granulométricas Terciario alterado.	34
Figura 3-12 Gráfico de plasticidad Terciario alterado.	34
Figura 3-13 Parámetros geotécnicos típicos en arcillas (Fuente: ROM 0.5)	35
Figura 4-1 Potencias de suelos blandos en la parcela.	39
Figura 4-2 Perfil estratigráfico zona 1.	40
Figura 4-3 Perfil estratigráfico zona 2.	41
Figura 4-4 Perfil estratigráfico zona 3.	42
Figura 4-5 Perfil estratigráfico zona 4.	43
Figura 4-6 Perfil estratigráfico zona 5.	44
Figura 4-7 Zonificación de la parcela.	45
Figura 5-1 Curva asiento-tiempo zona 2.	49
Figura 5-2 Curva asiento-tiempo zona 3.	49
Figura 5-3 Curva asiento-tiempo zona 4.	50
Figura 5-4 Curva asiento-tiempo zona 5.	50
Figura 5-5 Ley de comportamiento modelo Mohr-Coulomb (Fuente: Manual Plaxis).	51
Figura 5-6 Ley de comportamiento modelo Soft-Soil (Fuente: Manual Plaxis).	51

Figura 5-7 Comparativa curvas asiento-tiempo zona 2.	53
Figura 5-8 Comparativa curvas asiento-tiempo zona 3.	53
Figura 5-9 Comparativa curvas asiento-tiempo zona 4.	54
Figura 5-10 Comparativa curvas asiento-tiempo zona 5.	54
Figura 6-1 Clasificación de mejoras del terreno (Fuente: GCOC).	55
Figura 6-2. Esquema diseño de precargas (Fuente: Asignatura Obras geotécnicas).	56
Figura 6-3 Asientos precarga zona 2.	57
Figura 6-4 Asientos precarga zona 3.	57
Figura 6-5 Asientos precarga zona 4.	58
Figura 6-6 Asientos precarga zona 5.	58
Figura 6-7 Dren banda prefabricado.	59
Figura 6-8 Esquema mejora precarga con mechas drenantes (Fuente: ROM 0.5).	59
Figura 6-9 Modelo de dren Barron.	60
Figura 6-10 Separaciones recomendadas mechas drenantes (Fuente: GCOC).	61
Figura 6-11 Grados de consolidación radial obtenidos para diferentes separaciones de drenes.	61
Figura 6-12 Curvas asiento-tiempo mechas drenantes zona 2.	62
Figura 6-13 Curvas asiento-tiempo mechas drenantes zona 3.	62
Figura 6-14 Curvas asiento tiempo mechas drenantes zona 4.	63
Figura 6-15 Curvas asiento-tiempo mechas drenantes zona 5.	63
Figura 6-16 Modelo Plaxis 2d precarga con mechas drenantes.	64
Figura 6-17 Curvas asiento-tiempo mechas drenantes zona 2.	65
Figura 6-18 Curvas asiento-tiempo mechas drenantes zona 3.	65
Figura 6-19 Curvas asiento-tiempo mechas drenantes zona 4.	66
Figura 6-20 Curvas asiento-tiempo mechas drenantes zona 5.	66
Figura 6-21 Esquema tratamiento columnas de grava (Fuente: Asignatura Obras geotécnicas).	68
Figura 6-22 Parámetros geotécnicos modelización columnas de grava.	68
Figura 6-23 Disposición triangular de columnas de grava (Fuente: FHWA).	69
Figura 6-24 Celda unidad columna de grava (Fuente: FHWA).	70
Figura 6-25 determinación del factor de mejora (Fuente: Priebe).	71
Figura 6-26 Efecto de la compresibilidad de la columna (Fuente: Priebe).	71
Figura 6-27 Determinación del coeficiente de profundidad (Fuente: Priebe).	72
Figura 6-28 Modelo Plaxis 2D columnas de grava.	73
Figura 6-29 Curvas asiento-tiempo columnas de grava zona 2.	74
Figura 6-30 Curvas asiento-tiempo columnas de grava zona 3.	74
Figura 6-31 Curvas asiento-tiempo columnas de grava zona 4.	75
Figura 6-32 Curvas asiento-tiempo columnas de grava zona 5.	75
Figura 8-1 Procedimiento constructivo drenes.	84

# 1 INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

---

La parcela de estudio se encuentra en la bahía de Algeciras, provincia de Cádiz. Esta zona es considerada como un punto estratégico en las rutas de comercio internacional ya que se encuentra en la unión entre el mar Mediterráneo y el océano Atlántico, además de servir de punto de encuentro entre Europa y África. Esto ha contribuido al excelente desarrollo del tejido industrial y comercial de la zona, cuyo mayor exponente es el puerto de Algeciras, uno de los mayores de Europa y del mundo en cuanto a volumen de mercancías y pasajeros transportados. En la zona se asientan también grandes empresas multinacionales tales como Cepsa, Acerinox, Endesa o Maersk.

El gran desarrollo de la zona se puede ver reflejado en las ortofotografías que se adjuntan a continuación:

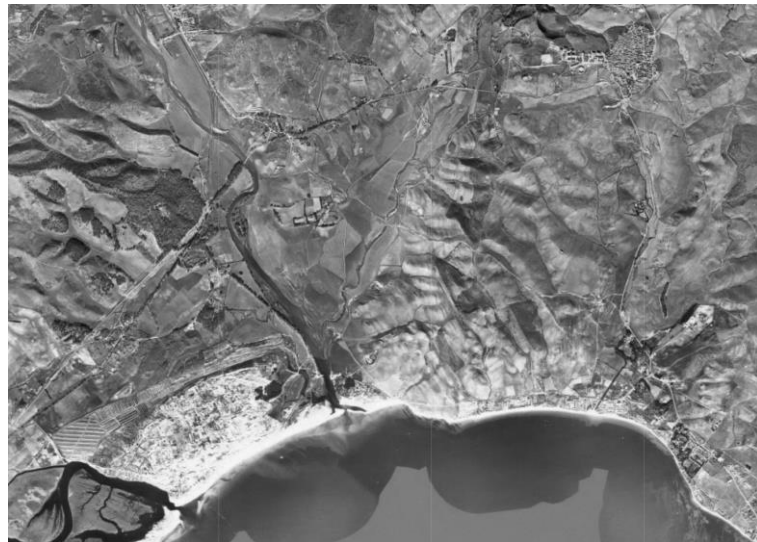


Figura 1-1 Ortofotografía bahía de Algeciras 1956 (Fuente: IECA).

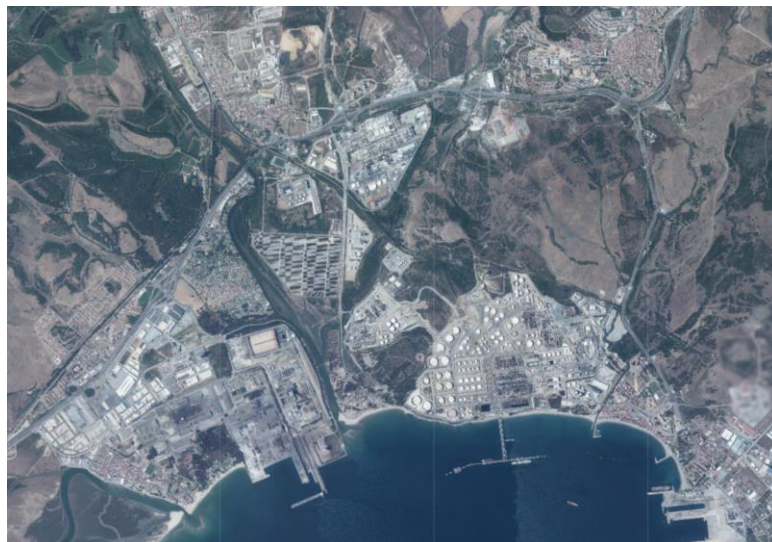


Figura 1-2 Ortofotografía bahía de Algeciras 2013 (Fuente: IECA).

El proceso de expansión del puerto y la industria en el campo de Gibraltar ha generado la necesidad de construir sobre terrenos desfavorables desde el punto de vista geotécnico. Este es el caso del proyecto sobre el que se trabaja en el presente documento. Se trata de una instalación industrial ubicada en el término municipal de San Roque, en las inmediaciones de la refinería de Gibraltar-San Roque, la cual, debido a su naturaleza, tiene unas estrictas limitaciones resistentes y de deformabilidad.



Figura 1-3 Fotografía satélite de la zona de estudio.

Debido a temas de confidencialidad, no se pueden desvelar las coordenadas exactas de la parcela de proyecto, por lo que, durante el presente trabajo, se utilizará un sistema de coordenadas local con un origen de coordenadas indefinido.

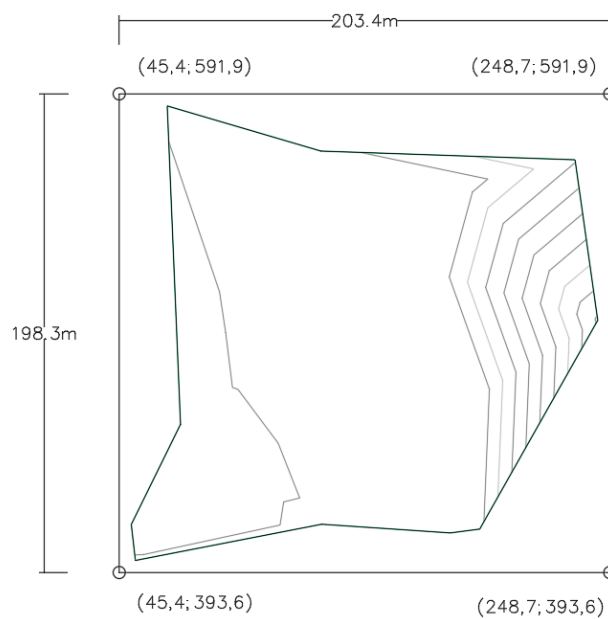


Figura 1-4 Esquema parcela de proyecto.

## 1.1 Encuadre geológico

La bahía de Algeciras se encuentra ubicada al sudeste de la cordillera Bética quedando englobada dentro de un amplio conjunto estructural que se conoce como ‘*Unidades Alóctonas del Campo de Gibraltar*’.

Estas unidades se conformaron en una gran etapa paroxismal durante el Aquitaniense inferior-Mioceno medio, fruto del choque entre las placas africana e ibérica.

La principal característica de los materiales de estas unidades es su carácter flyschoides. Un flysch es el resultado de una sedimentación alternante en capas duras y blandas en cuencas oceánicas muy profundas. En períodos de clima duro muy erosivo se produce en el fondo del mar la precipitación de sedimentos de tipo arcilloso que provienen del continente, dando lugar a rocas blandas como margas o arcillas. En periodos de clima tranquilo, con poca erosión continental, se decantan arcillas, carbonatos y conchas marinas para formar en el fondo marino niveles duros de calizas. También, por corrientes de turbidez, aludes submarinos de agua, arenas y calizas forman unas rocas muy duras llamadas turbiditas. Cada uno de estos periodos de clima alternante puede durar decenas de miles de años y están relacionados con la excentricidad de la órbita de la Tierra alrededor del Sol y el eje de inclinación de la Tierra. Este tipo de estratos se depositan en los bordes convergentes de placas.

En toda la zona del campo de Gibraltar se pueden distinguir dos conjuntos litoestratigráficos bien diferenciados. Estos son las Unidades del Campo de Gibraltar y las formaciones postorogénicas formadas por depósitos recientes (Terciario y Cuaternario). Las Unidades del Campo de Gibraltar se caracterizan por estar formadas por materiales de edades comprendidas entre el Cretácico inferior y el Mioceno inferior en facies tipo flysch. Las principales unidades que forman el conjunto son la Unidad de Algeciras y la Unidad del Aljibe.

Localizando la zona de estudio en el mapa geológico de España, proporcionado por el IGME (Instituto geológico y minero de España), se ha determinado la presencia de la denominada Unidad de Algeciras (color naranja) y formaciones postorogénicas del cuaternario (color gris):



Figura 1-5 Extracto del mapa geológico de España (Fuente: IGME).

### 1.1.1 Unidad de Algeciras

Esta unidad aflora en un amplio sector al sur de la provincia de Cádiz, en su borde Mediterráneo. En la zona del Campo de Gibraltar se encuentra principalmente a ambos márgenes del río Guadarranque formando zonas alomadas.

Se pueden distinguir dos conjuntos de materiales que conforman la unidad, un estrato superior arenisco-margoso de gran potencia y uno inferior margoso-arcilloso de menor espesor. De acuerdo con su edad y litoestratigrafía se han diferenciado las siguientes formaciones o facies:

- Arcillas y margas versicolores.
- Alternancia de calizas arenosas y margas verdosas.
- Calizas conglomeráticas.
- Alternancia de calizas grises y arcillas rojas.
- Margas y arcillas rojas.
- Alternancia de areniscas y margas grises.

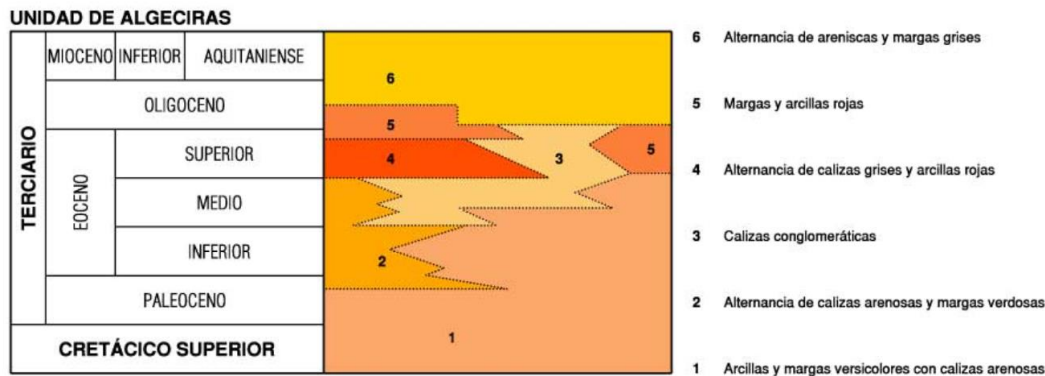


Figura 1-6 Litografía de la unidad de Algeciras (Fuente: IGME).

### 1.1.2 Formaciones postorogénicas

Son materiales de carácter sedimentario formados en la etapa paroxismal. Se dividen en dos grupos: depósitos marinos litorales de edad neógena y formaciones superficiales cuaternarias. Los materiales que nos ocupan en el proyecto son estos últimos.

En estas formaciones se encuentran depósitos del pleistoceno y del holoceno. Principalmente, cabe destacar los depósitos aluviales de arenas, gravas y limos, depositados en la llanura de inundación del río Guadarranque y sus afluentes cercanos. Estos materiales aluviales llegan a acumularse en capas de gran potencia en algunos puntos.

Los materiales correspondientes a estas formaciones del cuaternario son los responsables de la poca capacidad portante y gran compresibilidad del terreno en esta zona.

## 1.2 Información geotécnica

Para tener una primera aproximación a las características geotécnicas de la zona de proyecto, se hace uso de la información geotécnica facilitada por el IGME, que proporciona una idea del tipo de materiales y problemas constructivos que pueden presentar.

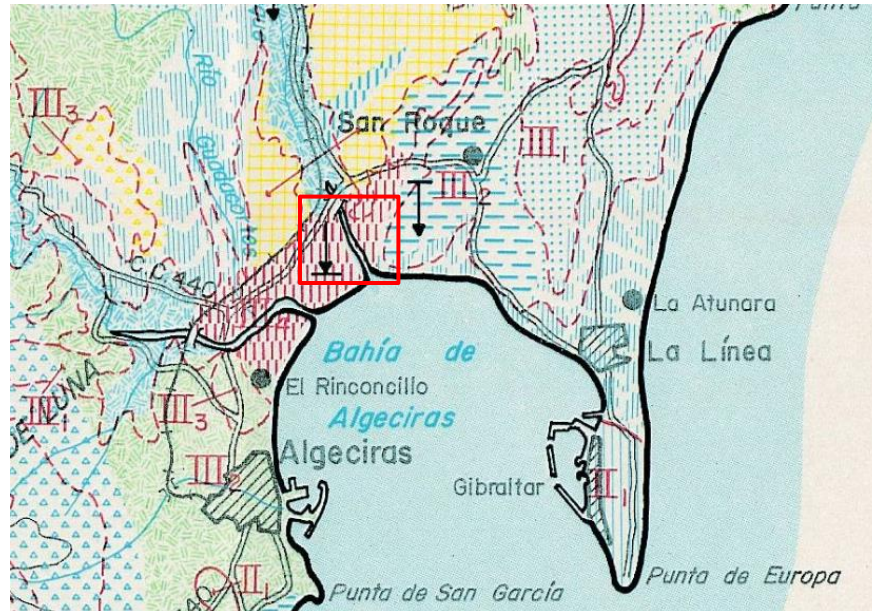


Figura 1-7 Extracto del mapa geotécnico general de España (Fuente: IGME).

El mapa geotécnico general se divide en tres sectores, de los cuáles la parcela de estudio se encuentra dentro de la zona III. Litológicamente, los materiales predominantes son areniscas, arcillas y margas en formaciones tipo flysch y arcillas, limos y arenas del cuaternario. Siguiendo criterios litológicos y geomorfológicos, cada sector se divide en varias áreas de características específicas. En este caso, la zona de estudio se encuentra en el área III<sub>4</sub>.

Esta área se caracteriza por presentar depósitos aluviales recientes de gran potencia formados por materiales arcilloso-limosos con materia orgánica. Las características geotécnicas de estos materiales son deficientes. Presentan una capacidad portante y permeabilidad bajas acompañadas de asentamientos de gran magnitud. El nivel freático se encuentra muy cercano a la superficie. La morfología predominantemente llana hace que no surjan problemas de estabilidad. Las condiciones constructivas de esta zona son muy desfavorables.

Para cuantificar la posible expansividad de las arcillas, se ha acudido al mapa previsor de riesgos por expansividad (IGME). La superficie de color rosado en el mapa indica riesgo de expansividad moderado a alto mientras que la malla de puntos refleja la presencia de recubrimientos arcillosos (no tienen por qué ser expansivos). Se ha concluido que no hay riesgo, aunque se deberían estudiar, por seguridad, las formaciones superficiales arcillosas de la parcela.



Figura 1-8 Mapa previsor de riesgos por expansividad de arcillas de España (Fuente: IGME).



# 2 TRABAJOS DE RECONOCIMIENTO DEL TERRENO

En la parcela de estudio se han realizado un total de dos campañas geotécnicas, entre los años 2017 y 2018. Se efectuaron los siguientes trabajos:

-Campaña 2017:

- 8 sondeos mecánicos a rotación con extracción de muestras y ensayos de penetración estándar (SPT).
- 9 ensayos de penetración dinámica (DPSH).
- Ensayos de laboratorio de las muestras obtenidas.

-Campaña 2018:

- 10 sondeos mecánicos a rotación con extracción de muestras y ensayos de penetración estándar (SPT).
- 2 ensayos de penetración dinámica (DPSH).
- Ensayos de laboratorio de las muestras obtenidas.

Todos los datos relativos a ambas campañas, incluidos los registros de las prospecciones de campo y las fichas de los ensayos de laboratorio han sido proporcionados por la empresa Elabora.

## 2.1 Sondeos rotativos

Se han realizado un total de 18 sondeos rotativos con profundidades entre 20 y 30 metros. Durante su ejecución se tomaron un gran número de muestras, tanto inalteradas como parafinadas. Conjuntamente, se llevaron a cabo ensayos de penetración estándar (SPT) a distintas profundidades.

Tabla 2-1 Datos sondeos rotativos.

Campaña	Sondeo	Coordenadas			Profundidad (m)
		X	Y	Z	
2017	SR-1	130.5	517.8	7.1	20
	SR-2	182.6	410	7	20
	SR-3	234.3	564.6	11.8	30
	SR-4	90	469.4	5.9	20
	SR-5	243.7	498.1	24.3	30.5
	SR-6	188.6	554.5	7	20
	SR-7	94.2	558.5	6.1	21
	SR-8	71.2	420.7	4.8	18
2018	SR-05	50.4	413.5	4.3	30
	SR-06	70.8	455.0	5.2	20
	SR-07	94.9	430.6	5.9	20
	SR-08	94.6	519.0	6.3	20

Campaña	Sondeo	Coordenadas			Profundidad (m)
		X	Y	Z	
	SR-09	95.0	551.1	6.3	30
	SR-10	118.0	479.5	7.1	20
	SR-11	129.3	413.6	6.6	20
	SR-12	129.0	568.2	7.3	20
	SR-13	143.9	489.8	7.1	20
	SR-17	196.6	468.2	7.2	20

## 2.2 Ensayos de laboratorio

A continuación, se enumeran el número y tipos de ensayos de laboratorio realizados, así como las normas UNE de referencia:

- 65 Ud. Análisis granulométrico por tamizado (UNE 103101-95).
- 65 Ud. Ensayos de límites de Atterberg (UNE 103103-94).
- 65 Ud. Ensayos de determinación de la humedad del suelo (UNE 103-300-93).
- 61 Ud. Determinación de la densidad de un suelo (UNE 103301-94).
- 20 Ud. Ensayo de determinación de la densidad relativa de las partículas sólidas (UNE 103302-94).
- 27 Ud. Resistencia a la compresión simple en suelos (UNE 103400-93).
- 17 Ud. Resistencia a la compresión uniaxial en rocas (UNE 229503-90).
- 12 Ud. Ensayos de corte directo (UNE 103401-98).
- 5 Ud. Ensayos triaxiales con y sin drenaje (UNE 103402).
- 20 Ud. Ensayo de consolidación unidimensional en edómetro (UNE 103405-94).
- 1 Ud. Ensayo de hinchamiento libre en edómetro (UNE 103601).
- 21 Ud. Ensayo de determinación de la presión de hinchamiento en edómetro (UNE 103602-96).
- 1 Ud. Ensayo de colapso en suelos (UNE 103406).
- 6 Ud. Determinación del contenido en materia orgánica de un suelo (UNE 103204-93).
- 13 Ud. Determinación del grado de acidez Baumann-Gully (UNE 83962-08).
- 13 Ud. Determinación del contenido en sulfatos solubles de un suelo (UNE 103201-96).

## 2.3 Ensayos de penetración dinámica (DPSH)

Los resultados de las profundidades de rechazo de cada uno de los DPSH se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 2-2 Datos ensayos DPSH.

Campaña	Prospección	X	Y	Z	Profundidad de rechazo (m)
2017	P-1	96.4	560.0	6.1	14.8
	P-2	136.0	419.7	6.4	4.8
	P-3	52.1	398.6	6.3	20
	P-4	100.4	430.5	5.5	9.2
	P-5	178.0	517.3	6.9	1.6
	P-7	126.5	470.5	6.7	1.8
	P-8	65.3	586.9	6.1	13.4
	P-9	89.0	516.7	6.1	10.4
	P-10-1	71.8	412.5	4.6	15.8
2018	P-10-2	154.7	556.1	7.3	13
	P-13	194.8	411.6	7.4	2.4

A pesar de existir una gran variabilidad en las profundidades de rechazo, el comportamiento del terreno es constante. En todas las actas de resultados se han obtenido golpes muy pequeños (<10 golpes), para, al llegar a cierta profundidad, dar rechazo (estrato duro). En algunos puntos, se han detectado pequeñas franjas de transición, de 1 metro de espesor, con valores de golpeo de 30 aproximadamente.

Se ha concluido que existe un primer nivel muy blando que descansa sobre otro nivel mucho más duro. La zona de transición probablemente se deba al material duro en estado meteorizado.



# 3 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

Tras realizar un análisis exhaustivo de la cartografía geológica y de los datos proporcionados por los sondeos, se definen las siguientes unidades geotécnicas:

## 3.1 Aluvial

Unidad compuesta por materiales del cuaternario originados por la dinámica sedimentaria fluvial del río Guadarranque y sus arroyos colindantes. Estos materiales se han localizado en buena parte de la parcela, especialmente en la zona oeste donde alcanzan una potencia muy alta, del orden de 15 metros. Debido a sus características de compresibilidad y consistencia pueden llegar a causar graves problemas de asentamientos.

En este grupo se engloban dos unidades diferentes, que se distinguen en función de sus datos granulométricos:

### 3.1.1 Aluvial fino

Litológicamente, estamos ante arcillas limosas normalmente consolidadas de consistencia media-blanda. Presentan colores grises y marrones, con algunas pátinas de óxido y una cantidad considerable de restos de conchas calcáreas. Se ha detectado la presencia de gravas y nódulos de carbonatos hacia superficie. Además, se han identificado pasadas arenosas a distintas profundidades.

El contenido en finos de las muestras oscila entre el 46 y 85% mientras que el de arena se encuentra entre el 14 y 50%, tratándose principalmente de arenas finas. En cuanto a la grava, encontramos valores altos (14%) en las muestras tomadas cerca de la superficie, siendo este valor mucho más bajo (2%) en el resto.

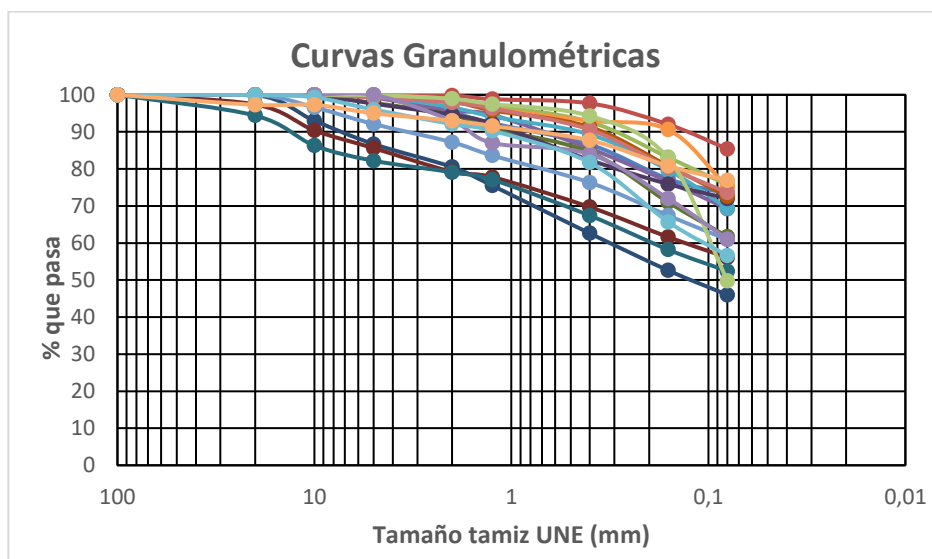


Figura 3-1 Curvas granulométricas Aluvial fino.

El límite líquido varía del 26 al 42% mientras que el índice de plasticidad lo hace del 8 al 29%. Tomando valores medios obtenemos un límite líquido del 36% y un índice de plasticidad del 17%.

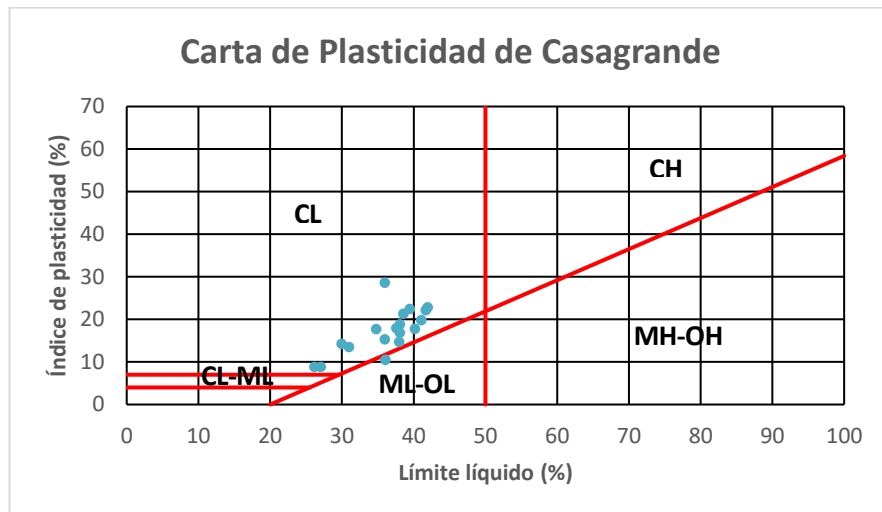


Figura 3-2 Gráfico de plasticidad Aluvial fino.

Como se puede observar en el gráfico de plasticidad de Casagrande, una de las muestras se encuentra por debajo de la línea A-A mientras que el resto están agrupadas cerca de ésta. Es correcto asumir que, siendo el terreno arcilloso, presenta también una cantidad considerable de limos.

Haciendo uso del sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), se ha determinado que la descripción representativa de esta unidad sería la de 'CL-ML, Arcilla limosa de media plasticidad con arena'.

En cuanto a los ensayos de densidad, se han determinado los pesos específicos medios de la unidad:

- *Peso específico aparente:* 19,8 kN/m<sup>3</sup>
- *Peso específico seco:* 16,3 kN/m<sup>3</sup>
- *Peso específico de las partículas sólidas:* 25,3 kN/m<sup>3</sup>

Los valores de humedad medidos en las muestras de laboratorio varían entre el 7,5 y 41%. Se ha observado que este valor aumenta en gran medida con la profundidad.

Para caracterizar la resistencia de los materiales se dispone de datos de ensayos de penetración, compresión simple, corte directo y triaxiales.

Contamos con 18 valores de golpeo  $N_{SPT}$ , de 4 a 15 golpes. Se ha decidido tomar el valor medio de 9 golpes, que corresponde a una arcilla de consistencia media. Los ensayos de penetración realizados en laboratorio a las muestras no se han tenido en cuenta, en detrimento de los ensayos realizados in situ en los sondeos.

Se han realizado 7 ensayos de compresión simple, de los que se han tenido que descartar tres debido a los valores extremos que han devuelto. Uno de ellos ha dado un valor de 673 kPa, que no se ha tenido en cuenta por ser demasiado alto y no correlacionarse con el resto de los parámetros obtenidos. Los otros dos han arrojado valores muy bajos, del orden de 30 kPa, que se han desestimado también por realizarse en muestras con un porcentaje de arena medio-alto, provocando el desmoronamiento de la probeta durante el ensayo. De los 4 valores restantes (228, 288, 280, 258 kPa) obtenemos un valor medio de la resistencia a compresión simple de estos materiales de 264 kPa.

Los ensayos de corte directo y triaxiales nos han aportado valores de resistencia a largo plazo de los materiales de la unidad. Se han obtenido en total 4 pares de valores cohesión-ángulo de rozamiento.

- *Cohesión efectiva,  $C'$ :* 81, 52, 69, 85 kPa
- *Ángulo de rozamiento,  $\phi'$ :* 42.7, 30.7, 26, 10.3 °

Para medir el efecto de la consolidación en estos materiales se dispone de 12 ensayos edométricos que ofrecen valores de compresibilidad de 0,10 a 0,24. Se llega a la conclusión de que la compresibilidad de esta unidad es media-baja, especialmente si la comparamos con valores típicos obtenidos en suelos blandos (0,4 – 0,5).

- Índice de compresión,  $C_c$ : 0,18
- Índice de entumecimiento,  $C_s$ : 0,05
- Índice de poros,  $e_o$ : 0,61

En el edómetro se ha medido también la presión de hinchamiento del suelo, obteniéndose valores que oscilan entre 0 y 55 kPa. Tomando el valor máximo de la muestra, por seguridad, y haciendo uso de la tabla comparativa proporcionada por González de Vallejo (2002) obtenemos como resultado que la capacidad expansiva de este suelo no es relevante y, por tanto, no hay que tomar medidas adicionales para tratar con este fenómeno.

Grado	Expansividad	Finos (%)	Límite líquido	Índice Lambe (kPa)	Presión de hinchamiento (kPa)	Hinchamiento libre (%)
I	Baja	< 30	< 35	< 80	< 25	< 1
II	Baja a media	30-60	35-50	80-150	25-125	1-4
III	Media a alta	60-95	50-65	150-230	125-300	4-10
IV	Muy alta	> 95	> 65	> 230	> 300	> 10

Figura 3-3 Grado de expansividad de los suelos (Fuente: Ingeniería geológica)

Para obtener el coeficiente de consolidación vertical del terreno se ha utilizado el método de Casagrande (Logarítmico). Se ha hecho uso de las curvas de deformación pertenecientes al escalón de 1,5 kp/cm<sup>2</sup> ya que la carga que se va a transmitir al terreno es de 100 kPa.

El coeficiente se calcula siguiendo la siguiente ecuación:

$$C_v = \frac{T_{50} H^2}{t_{50}} = \frac{0,196 H^2}{t_{50}}$$

donde:

H: altura de la muestra correspondiente al 50% de consolidación.

$t_{50}$ : lectura de tiempo correspondiente al 50% de la consolidación. Se obtiene como la media aritmética entre la lectura inicial y final corregidas.

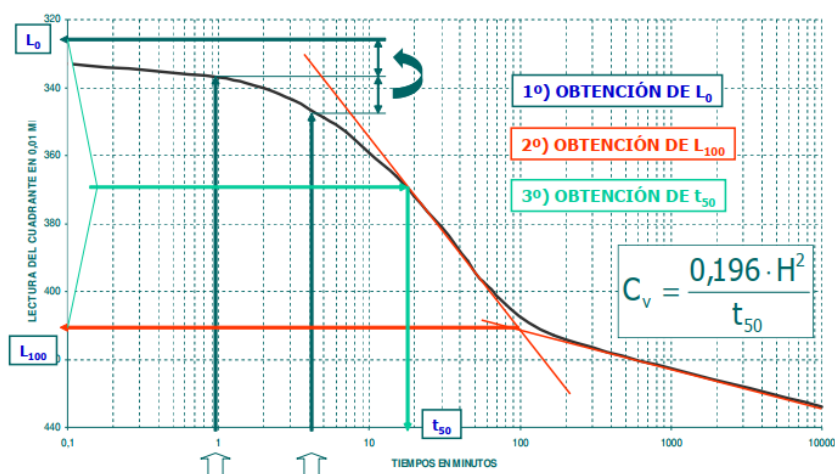


Figura 3-4 Gráfica explicativa del método de Casagrande (Fuente: Asignatura Obras geotécnicas).

Como resultado, se adjunta una tabla resumen con todos los coeficientes calculados:

Tabla 3-1 Coeficientes de consolidación calculados con el método de Casagrande, Aluvial fino.

Sondeo	Coeficiente de consolidación vertical (cm <sup>2</sup> /min)
SR-4	0.032
SR-7	0.018
	0.016
	0.018
SR-05	0.078
	0.017
SR-07	0.065
SR-08	0.033
	0.018
SR-09	0.019
SR-12	0.039
	0.019

Tomando el valor medio, se ha obtenido un coeficiente de consolidación vertical de 0,031 cm<sup>2</sup>/min.

A falta de datos de ensayos de disipación y/o CPTU se ha tomado el coeficiente de consolidación horizontal como tres veces el coeficiente de consolidación vertical. Esta decisión se ha tomado teniendo en cuenta que el terreno está conformado por una arcilla aluvial sedimentada en capas y con presencia de vetas arenosas horizontales. El valor del coeficiente de consolidación horizontal sería de 0,093 cm<sup>2</sup>/min.

A partir de los ensayos edométricos se ha medido también el módulo edométrico del terreno. Se define de la siguiente forma:

$$E_m = \frac{\Delta\sigma'}{\Delta\varepsilon} = \frac{\Delta\sigma'}{\Delta e} (1 + e_0),$$

acudiendo a las curvas edométricas de los ensayos podemos calcular el módulo. Se ha realizado el cálculo en la rama de compresión de la curva, entre los valores de presión de 1,5 y 3 kg/cm<sup>2</sup>. Se adjunta una tabla con los resultados obtenidos:

Tabla 3-2 Valores del módulo edométrico, Aluvial fino.

Sondeo	Módulo edométrico (kg/cm <sup>2</sup> )
SR-4	72.72
SR-7	105.26
	55.34
	39.15
SR-05	56.72
	44.25
SR-07	68.96
SR-08	93.64
	38.23
SR-09	58.02
SR-12	150.66
	56.77



El módulo edométrico medio de la unidad es de 7 MPa.

A partir del módulo edométrico se ha calculado el módulo de elasticidad efectivo siguiendo la siguiente ecuación:

$$E_m = E' \left[ \frac{1 - \nu}{1 - \nu - 2\nu^2} \right],$$

donde:

$E_m$ : módulo edométrico.

$E'$ : módulo de elasticidad.

$\nu$ : coeficiente de Poisson.

El coeficiente de Poisson se ha estimado en base a los datos del CTE (código técnico de la edificación). Se ha tomado el valor para arcillas medias ( $\nu=0,3$ ).

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

Figura 3-5 Valores típicos del coeficiente de Poisson en suelos (Fuente: CTE).

El módulo de elasticidad de la unidad tiene un valor de 5 MPa.

Se ha calculado la permeabilidad a partir de los coeficientes de consolidación siguiendo la siguiente relación:

$$C_v = \frac{K_v E_m}{\gamma_w},$$

donde:

$C_v$ : coeficiente de consolidación vertical.

$K_v$ : permeabilidad vertical.

$E_m$ : módulo edométrico.

$\gamma_w$ : peso específico del agua.

Esta ecuación es análoga para el cálculo de la permeabilidad horizontal.

Se han obtenido los siguientes valores de permabilidad:

- Permeabilidad vertical,  $K_v = 7,2 \cdot 10^{-9} \text{ cm/s}$
- Permeabilidad horizontal,  $K_h = 2,17 \cdot 10^{-8} \text{ cm/s}$

El contenido en materia orgánica de estos materiales se ha medido en dos muestras, obteniendo valores de 0,7 y 1,89%.

A continuación, se presenta una tabla resumen de los parámetros geotécnicos representativos de esta unidad:

Tabla 3-3 Parámetros geotécnicos Aluvial fino.

<b>Aluvial fino</b>	
<b>Peso específico aparente, <math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	19.8
<b>Peso específico seco, <math>\gamma_d</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	16.3
<b>Peso específico partículas, <math>\gamma_s</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	25.3
<b>Humedad (%)</b>	22.2
<b>Límite líquido</b>	36.2
<b>Índice de plasticidad</b>	17.3
<b>N<sub>SPT</sub></b>	9
<b>Resistencia compresión simple suelos, <math>q_u</math> (kPa)</b>	264
<b>Cohesión, <math>C'</math> (kPa)</b>	72
<b>Ángulo rozamiento, <math>\phi'</math> (°)</b>	27
<b>Módulo de elasticidad, <math>E</math> (MPa)</b>	5
<b>Coefficiente de Poisson, <math>\nu</math></b>	0.30
<b>Índice de compresión, <math>C_c</math></b>	0.18
<b>Índice de entumecimiento, <math>C_s</math></b>	0.05
<b>Índice de poros, <math>e_0</math></b>	0.61
<b>Presión de hinchamiento en edómetro (kPa)</b>	54.9
<b>Coefficiente de consolidación vertical, <math>C_v</math> (cm<sup>2</sup>/min)</b>	0.031
<b>Coefficiente de consolidación horizontal, <math>C_h</math> (cm<sup>2</sup>/min)</b>	0.093
<b>Permeabilidad vertical, <math>K_v</math> (cm/s)</b>	$7.2 \cdot 10^{-9}$
<b>Permeabilidad horizontal, <math>K_h</math> (cm/s)</b>	$2.17 \cdot 10^{-8}$

### 3.1.2 Aluvial grueso

A diferencia del aluvial fino, estos materiales, principalmente granulares, sólo se han detectado en la zona oeste de la parcela, con un rango de espesor de 1,5 hasta 3 metros. Se encuentran instalados entre dos estratos, de mayor potencia, de aluvial fino.

Se describen como arenas limosas de tamaño medio con pasadas arcillosas y algo de gravas de pequeño tamaño. Sus tonalidades varían desde el marrón hasta el amarillo pasando por algunos grises. Presentan una cantidad considerable de restos de conchas y nódulos de carbonatos. Su compacidad se ha clasificado como floja.

El porcentaje de arena oscila entre el 46 y 91 % mientras que el de finos se encuentra entre el 8 y 47%. Los valores de la fracción grava van desde el 0,5 al 7%.

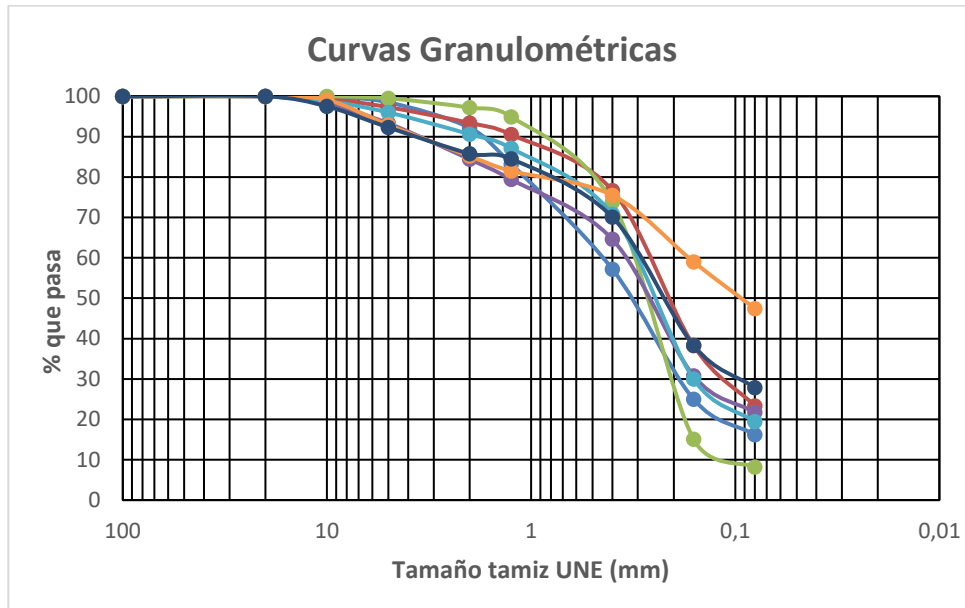


Figura 3-6 Curvas granulométricas Aluvial grueso.

Como se puede observar en la gráfica, una de las muestras, correspondiente al sondeo SR-07, presenta una curva granulométrica con una tendencia diferente al resto. Se ha medido un 47 % de arena y un 45% de material fino. El material correspondiente a esta muestra no representa a la unidad.

En laboratorio sólo se han ensayado los límites de plasticidad correspondientes al sondeo SR-07, por lo tanto, no disponemos de datos de plasticidad en esta unidad.

Haciendo uso del sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), se ha determinado que la descripción representativa de esta unidad sería la de 'SC-SM, Arena arcillosa, limosa'.

En cuanto a los ensayos de densidad, se han determinado los pesos específicos medios de la unidad:

- *Peso específico aparente:*  $20,3 \text{ kN/m}^3$
- *Peso específico seco:*  $16,6 \text{ kN/m}^3$
- *Peso específico de las partículas sólidas:*  $25,8 \text{ kN/m}^3$

Los valores de humedad medidos en las muestras de laboratorio varían entre el 10 y 27,5%.

Los valores de golpeo SPT se encuentran entre 4 y 8 golpes. Tomando el valor medio, obtenemos un  $N_{SPT}$  de 6.

Se ha ejecutado un ensayo de compresión simple en el sondeo SR-8, que arroja un valor de 26 kPa. Este valor es irrelevante ya que la muestra ensayada es principalmente arenosa (91.4%).

No se dispone de ningún ensayo triaxial de esta unidad, por lo que no conocemos el valor de la cohesión ni del ángulo de rozamiento. Estos valores se han estimado, a partir de la recomendación de parámetros medios de la ROM 0.5 (Recomendaciones Geotécnicas para obras marítimas y portuarias).

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

Figura 3-7 Parámetros geotécnicos típicos en arenas (Fuente: ROM 0.5)

Considerando una arena con gran contenido en suelos finos y de compacidad floja, obtenemos:

- *Cohesión efectiva,  $C'$ : 5 kPa*
- *Ángulo de rozamiento,  $\phi'$ : 27°*

A pesar de la baja fracción fina que presentan estos materiales, se han realizado dos ensayos edométricos (SR-8, SR-05). Es probable que, para realizar estos ensayos, los encargados del laboratorio tomaran algunas inclusiones arcillosas en las muestras. Sendos ensayos no se han considerado como representativos de la unidad.

Al igual que antes, se ha hecho uso de la ROM 0.5 para estimar la permeabilidad del material. Nos recomienda utilizar un valor de permeabilidad vertical de 10<sup>-4</sup> cm/s. Al estar ante un material principalmente arenoso se ha considerado que la permeabilidad horizontal es 1,5 veces la vertical ( $K_h = 1,5 \cdot 10^{-3}$  cm/s).

El módulo de elasticidad de la arena se ha calculado con la correlación a partir del  $N_{SPT}$  propuesta por Webb (1974) para arenas arcillosas:

$$E = 3,3(N_{SPT} + 15) ,$$

obteniendo como resultado un módulo de elasticidad de 6,8 MPa.

El coeficiente de Poisson se ha estimado con el CTE para un suelo granular ( $\nu=0,3$ ).

En el sondeo SR-8 se ha medido la cantidad de materia orgánica en el terreno, obteniendo un valor de 0,74%.

A continuación, se presenta una tabla resumen de los parámetros geotécnicos representativos de esta unidad:

Tabla 3-4 Parámetros geotécnicos Aluvial grueso.

<b>Aluvial grueso</b>	
<b>Peso específico aparente, <math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	20.3
<b>Peso específico seco, <math>\gamma_d</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	16.6
<b>Peso específico partículas, <math>\gamma_s</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	25.8
<b>Humedad (%)</b>	19.9
<b>Límite líquido</b>	-
<b>Índice de plasticidad</b>	-
<b>N<sub>SPT</sub></b>	6
<b>Resistencia compresión simple suelos, <math>q_u</math> (kPa)</b>	26
<b>Cohesión, <math>C'</math> (kPa)</b>	5
<b>Ángulo rozamiento, <math>\phi'</math> (°)</b>	27
<b>Módulo de elasticidad, <math>E</math> (MPa)</b>	6.80
<b>Coefficiente de Poisson, <math>\nu</math></b>	0.30
<b>Índice de compresión, <math>C_c</math></b>	-
<b>Índice de entumecimiento, <math>C_s</math></b>	-
<b>Índice de poros, <math>e_0</math></b>	-
<b>Presión de hinchamiento en edómetro (kPa)</b>	-
<b>Coefficiente de consolidación vertical, <math>C_v</math> (cm<sup>2</sup>/min)</b>	-
<b>Coefficiente de consolidación horizontal, <math>C_h</math> (cm<sup>2</sup>/min)</b>	-
<b>Permeabilidad vertical, <math>K_v</math> (cm/s)</b>	$1 \cdot 10^{-4}$
<b>Permeabilidad horizontal, <math>K_h</math> (cm/s)</b>	$1.5 \cdot 10^{-3}$

### 3.2 Relleno

Unidad superficial compuesta por materiales de aporte, producto de una explanación previa de la parcela que tenía como objetivo alejar la superficie de trabajo del nivel freático. El espesor de esta unidad es algo variable a lo largo de la parcela, pero se puede asumir una potencia media de 2 metros.

Está formada por arcillas marrones de aspecto caótico con cantos poligénicos subangulares y restos cerámicos. Presenta algunas tonalidades verdes y amarillentas.

En cuanto a la granulometría, se ha medido una fracción fina bastante alta, entre el 77 y 95%, mientras que la arena oscila entre el 5 y 22%. La grava, de pequeño tamaño, se encuentra en cantidades muy pequeñas (trazas <1%).

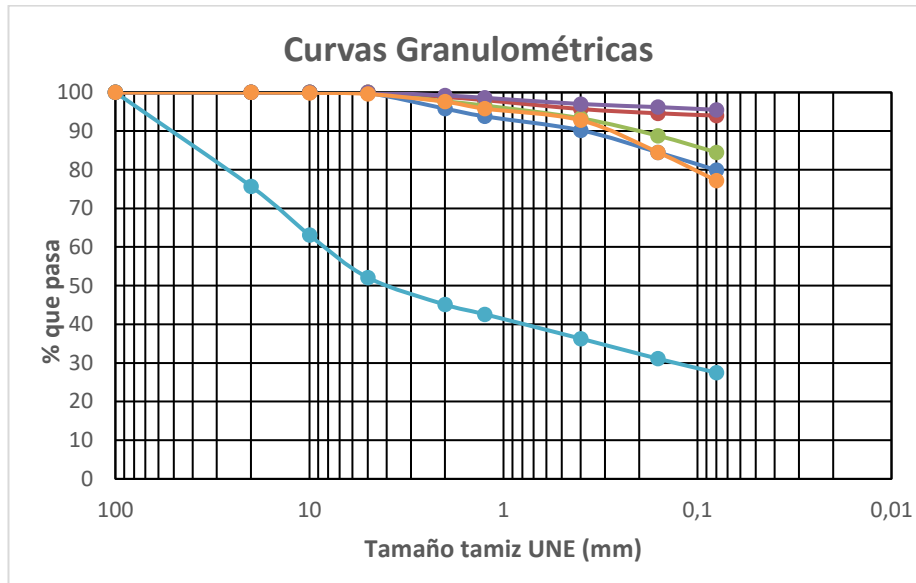


Figura 3-8 Curvas granulométricas Relleno.

A pesar de la granulometría descrita con anterioridad, el sondeo SR-8 (1-1,6 m) presenta una composición de gravas y arenas con algo de finos. Cabe destacar que, en otra muestra tomada en el mismo sondeo (2-2,6 m), obtenemos un resultado completamente diferente, como el obtenido en primer lugar.

El límite líquido varía del 29 al 52% mientras que el índice de plasticidad lo hace del 10 al 33%. Tomando valores medios obtenemos un límite líquido del 41,5% y un índice de plasticidad del 19%.

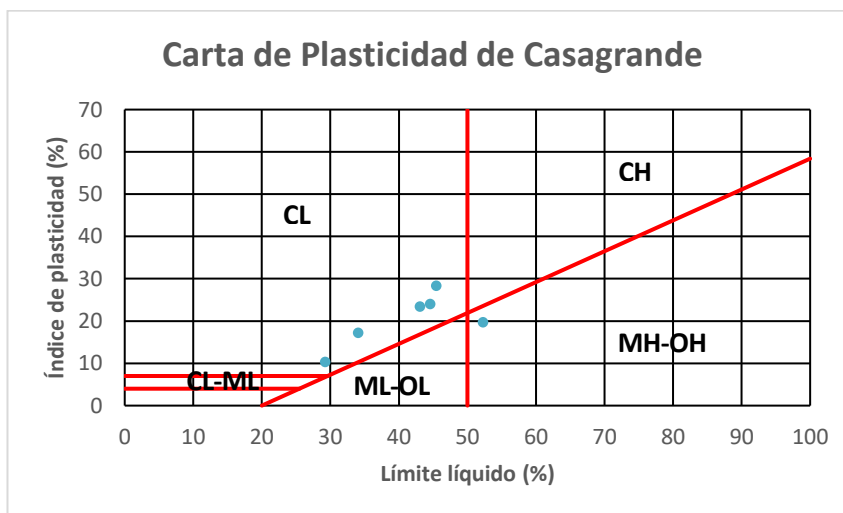


Figura 3-9 Gráfico de plasticidad Relleno.

Se observa que una de las muestras (SR-6) se aleja un poco de la media, entrando en la zona MH-OH.

Haciendo uso del sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), se ha determinado que la descripción representativa de esta unidad sería la de 'CL, Arcilla de media plasticidad con arena'.

En cuanto a los ensayos de densidad, se han determinado los pesos específicos medios de la unidad:

- *Peso específico aparente:* 20,3 kN/m<sup>3</sup>
- *Peso específico seco:* 17,2 kN/m<sup>3</sup>

- *Peso específico de las partículas sólidas: 25,1 kN/m<sup>3</sup>*

Los valores de humedad medidos en las muestras de laboratorio varían entre el 15,1 y 19,3%. A pesar de que esta unidad se encuentre principalmente por encima del nivel freático, podemos ver que, siendo una arcilla, mantiene niveles altos de humedad.

Contamos con 5 valores de golpeo SPT, de los cuáles se ha descartado uno por dar un valor anormalmente alto (31 golpes). Probablemente el sondeo se encontraría con algunos bolos de grava que dificultaran la hinca de la maza de ensayo. Tomando el valor medio de los resultados restantes, obtenemos un  $N_{SPT}$  de 12 golpes.

Se han realizado 3 ensayos de compresión simple (214, 232, 341 kPa). El valor medio de resistencia es de 262 kPa.

Sólo se ha realizado un ensayo de corte directo en esta unidad, dando como resultado los siguientes parámetros resistentes:

- *Cohesión efectiva,  $C'$ : 47 kPa*
- *Ángulo de rozamiento,  $\phi'$ : 25,7°*

Para medir el efecto de la consolidación en estos materiales se dispone de 3 ensayos edométricos que ofrecen valores de compresibilidad de 0,08 a 0,13.

- *Índice de compresión,  $C_c$ : 0,10*
- *Índice de entumecimiento,  $C_s$ : 0,02*
- *Índice de poros,  $e_o$ : 0,43*

Las presiones de hinchamiento en edómetro han arrojado valores de 14,7, 4,9 y 42,2 kPa.

Además, se han realizado, en el sondeo SR-3, un ensayo de hinchamiento libre y otro de determinación del índice de colapso. Los resultados son los siguientes:

- *Hinchamiento libre en edómetro: 0,6%*
- *Índice de colapso: 0,05%*

En base a todos estos resultados y a la información proporcionada por González de Vallejo (2002), se ha llegado a la conclusión de que la capacidad expansiva del suelo no es relevante y, por tanto, no hay que tomar medidas adicionales para lidiar con este fenómeno.

En cuanto al peligro de colapso, se ha acudido también a González de Vallejo (2002), obteniendo como resultado que el grado de colapso del terreno es bajo.

<b>Grado de colapso</b>	<b>Peso específico seco (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Potencial de colapso (%) (*)</b>
Bajo	> 14,0	< 0,25
Bajo a medio	12,0-14,0	0,25-1,0
Medio a alto	10,0-12,0	1,0-5,0
Alto a muy alto	< 10,0	> 5,0

(\*) Asiento inducido por colapso bajo inundación referido a la altura inicial de la muestra.

Figura 3-10 Grados de colapsabilidad (Fuente: Ingeniería geológica).

Para obtener los parámetros de consolidación del terreno, se ha utilizado el método de Casagrande, al igual que en la unidad aluvial. Los resultados son los siguientes:

Tabla 3-5 Coeficientes de consolidación calculados con el método de Casagrande, Relleno.

Sondeo	Coefficiente de consolidación vertical (cm <sup>2</sup> /min)
SR-4	0.028
SR-8	0.056
	0.078

Tomando el valor medio de los tres valores, obtenemos un coeficiente de consolidación vertical de 0,054 cm<sup>2</sup>/min. Como no disponemos de datos adicionales, se ha vuelto a suponer que el coeficiente de consolidación horizontal es tres veces mayor que el vertical (0,162 cm<sup>2</sup>/min).

El módulo edométrico se ha medido de la misma forma que en el aluvial fino, obteniendo los siguientes valores:

Tabla 3-6 Valores del módulo edométrico, Relleno.

Sondeo	Módulo edométrico (Kg/cm <sup>2</sup> )
SR-4	67.41
SR-8	92.24
	135.07

El módulo edométrico promedio de la unidad es de 9,8 MPa. Estimando el coeficiente de Poisson, en base al CTE, para una arcilla media, tenemos un coeficiente de 0,3. De esta forma, el módulo de elasticidad del relleno es de 7,1 MPa.

A partir de los coeficientes de consolidación y el módulo edométrico, se han calculado las permeabilidades de la unidad:

- Permeabilidad vertical,  $K_v = 9 \cdot 10^{-9} \text{ cm/s}$
- Permeabilidad horizontal,  $K_h = 2,7 \cdot 10^{-8} \text{ cm/s}$

En los sondeos SR-3 Y SR-8 se ha medido la cantidad de materia orgánica presente en el suelo, dando valores entre 0,4 y 0,9%.



A continuación, se presenta una tabla resumen de los parámetros geotécnicos representativos de esta unidad:

Tabla 3-7 Parámetros geotécnicos Relleno.

<b>Relleno</b>	
<b>Peso específico aparente, <math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	20.3
<b>Peso específico seco, <math>\gamma_d</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	17.2
<b>Peso específico partículas, <math>\gamma_s</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	25.1
<b>Humedad (%)</b>	18
<b>Límite líquido (%)</b>	41.5
<b>Índice de plasticidad (%)</b>	22.6
<b>N<sub>SPT</sub></b>	12
<b>Resistencia compresión simple suelos, <math>q_u</math> (kPa)</b>	262
<b>Cohesión, <math>C'</math> (kPa)</b>	47
<b>Ángulo rozamiento, <math>\phi'</math> (°)</b>	26
<b>Módulo de elasticidad, <math>E</math> (MPa)</b>	7.1
<b>Coefficiente de Poisson, <math>\nu</math></b>	0.30
<b>Índice de compresión, <math>C_c</math></b>	0.10
<b>Índice de entumecimiento, <math>C_s</math></b>	0.02
<b>Índice de poros, <math>e_0</math></b>	0.43
<b>Presión de hinchamiento en edómetro (kPa)</b>	42.2
<b>Hinchamiento libre edómetro (%)</b>	0.60
<b>Índice de colapso (%)</b>	0.05
<b>Coefficiente de consolidación vertical, <math>C_v</math> (cm<sup>2</sup>/min)</b>	0.054
<b>Coefficiente de consolidación horizontal, <math>C_h</math> (cm<sup>2</sup>/min)</b>	0.162
<b>Permeabilidad vertical, <math>K_v</math> (cm/s)</b>	$9 \cdot 10^{-9}$
<b>Permeabilidad horizontal, <math>K_h</math> (cm/s)</b>	$2.7 \cdot 10^{-8}$

### 3.3 Terciario

Unidad sobre la que descansan los materiales aluviales y conformada por el conocido flysch del campo de Gibraltar. Consiste principalmente en una alternancia de niveles de areniscas silíceas de color gris con arcillas margosas sobreconsolidadas, también de color gris. Las arcillas se encuentran algo tectonizadas y presentan una consistencia muy firme. Además, se han identificado estratos de margo-calizas y argilitas.

Estos materiales se han detectado en todos los sondeos realizados, a distintas profundidades, presentando un afloramiento en superficie en la zona este de la parcela.

La capa superior de la unidad se encuentra meteorizada y se ha detectado una disminución de la resistencia de estos materiales (SPT y DPSH).

En lo que respecta a este trabajo, se ha considerado que el terciario es indeformable mientras que la capa más alterada (disminución de la resistencia) se ha estudiado más en profundidad.

### 3.1.3 Terciario alterado

Estrato con una potencia media de 2 metros formado por arcillas margosas de consistencia media-firme, fuertemente tectonizadas. Presenta intercalaciones de areniscas muy meteorizadas.

La fracción fina oscila entre el 44 y 99% mientras que la arena se encuentra entre el 1 y 45%. La cantidad de grava media es del 6%.

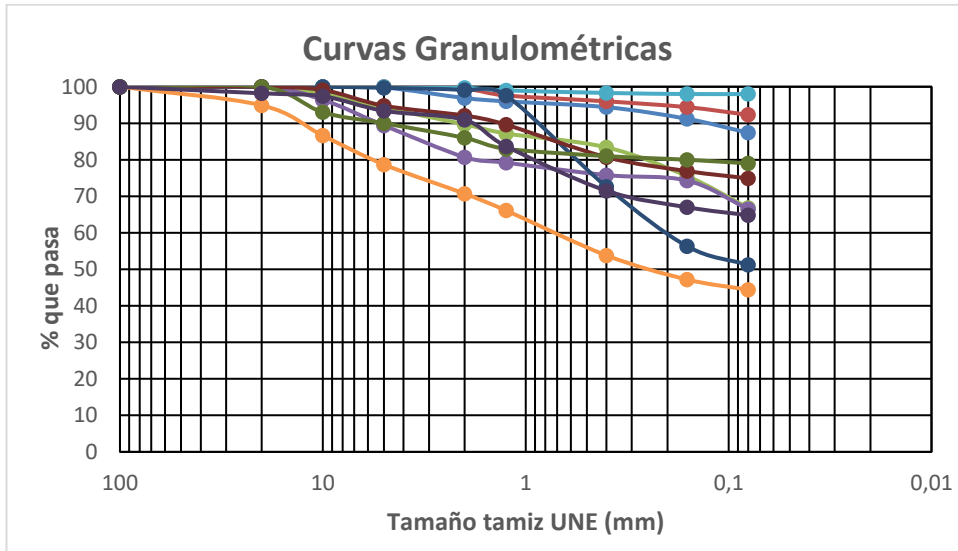


Figura 3-11 Curvas granulométricas Terciario alterado.

A pesar de que la granulometría sea principalmente de carácter fino (65-92%) hay dos casos (SR-06 y SR-10) en los que las fracciones gruesas de arena y grava son mayores. Esto se debe a que las muestras correspondientes a los sondeos contienen una gran cantidad de areniscas meteorizadas.

El límite líquido varía del 29,7 al 49,1% mientras que el índice de plasticidad lo hace del 8,1 al 26%. Tomando valores medios obtenemos un límite líquido del 41,6% y un índice de plasticidad del 18,6%.

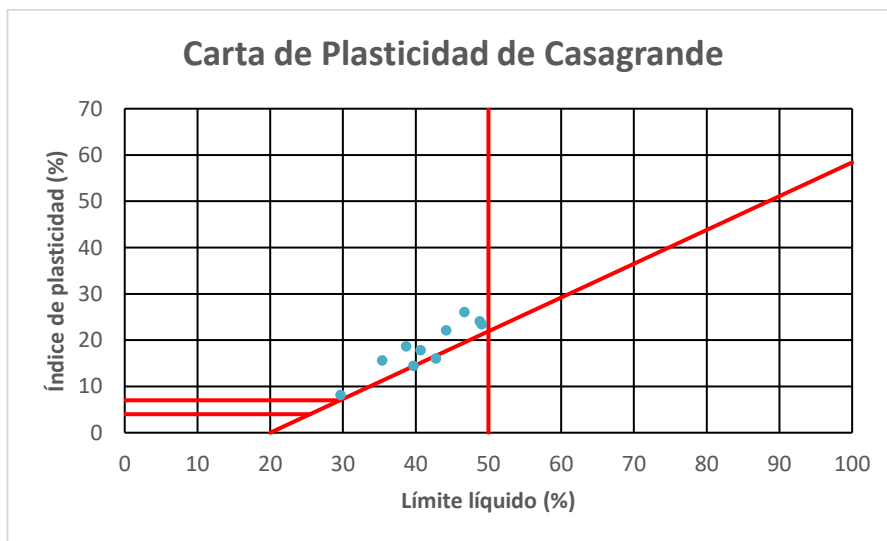


Figura 3-12 Gráfico de plasticidad Terciario alterado.

Como se puede ver en el gráfico de Casagrande, las muestras se encuentran algo dispersas, con 2 de ellas dentro de la región ML-OL. Dentro de la fracción fina del terreno hay un porcentaje considerable de limos.

Haciendo uso del sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), se ha determinado que la descripción representativa de esta unidad sería la de 'CL-ML, Arcilla limosa de media plasticidad con arena y grava'.

En cuanto a los ensayos de densidad, se han determinado los pesos específicos medios de la unidad:

- *Peso específico aparente: 20,2 kN/m<sup>3</sup>*
- *Peso específico seco: 17,1 kN/m<sup>3</sup>*
- *Peso específico de las partículas sólidas: 24,3 kN/m<sup>3</sup>*

Los valores de humedad medidos en las muestras de laboratorio varían entre el 13 y 29,7%.

Se han registrado valores de golpeo SPT mayores que en el resto de las unidades, entre 20 y 55 golpes. El N<sub>SPT</sub> medio es de 35 golpes.

La resistencia a compresión simple se ha medido por medio de 4 ensayos que han dado resultados de 182, 114, 81 y 105 kPa. Se ha observado que los valores más pequeños de resistencia a compresión simple se han obtenido en las muestras con una mayor fracción gruesa. Al no disponer de más datos, se ha tomado un valor medio de resistencia a compresión simple de 121 kPa.

Se han realizado 2 ensayos triaxiales sin drenaje y un ensayo de corte directo drenado.

En cuanto a los ensayos sin drenaje se han obtenido cohesiones a corto plazo de 49 y 82 kPa. Cabe destacar que, a pesar de cómo se trata de forma teórica las condiciones sin drenaje, el ángulo de rozamiento obtenido en ambos ensayos es distinto de cero (11 y 23°).

El ensayo de corte directo ha dado como resultado una cohesión efectiva de 11 kPa y un ángulo de rozamiento de 25°. El parámetro de la cohesión es muy pequeño para ser representativo de esta unidad (se ha realizado en la muestra del sondeo SR-10), por lo que estos resultados han sido descartados. En cambio, estos parámetros se han estimado en función de los datos de la ROM 0.5 para arcillas. Considerando una arcilla de consistencia media obtenemos una cohesión de 20 kPa y un ángulo de rozamiento de 25°.

	Tipo de suelos	Consistencia	Índice de poros <sup>(2)</sup>	Resis. al corte sin drenaje <sup>(6)</sup> (kPa)	Resistencia con drenaje C(kPa) <sup>(90)</sup>		Módulo de deformación <sup>(5)</sup> drenado (MPa)	Coefficiente de permeabilidad <sup>(3)</sup> (cm/s)
Suelos cohesivos	Limos de granulometría uniforme con algo de arena y arcilla	Dura o firme	0,40	100	50	30	40	10 <sup>-6</sup>
		Media	0,60	60	20	25	15	
		Blanda	0,80	20	10	20	7	
		Muy blanda	I	10	0	18	2	
	Arcilla y limos arcillosos. Pueden contener gravas y/o arenas en proporciones menores del 70%	Dura o firme	0,35	>100	50	28	50	10 <sup>-8</sup>
		Media	0,50	80	20	23	20	
		Blanda	0,70	40	10	19	5	
		Muy blanda	I	20	0	15	I	

Los suelos con contenidos apreciables de materia orgánica tienen características mecánicas mucho más pobres que las indicadas en esta tabla.

- (1) Los suelos calcáreos, particularmente los conchíferos o coralinos, pueden tener ángulos de rozamiento claramente más bajos, en particular para presiones altas (cargas de hundimiento por punta de pilotes).
- (2) Para calcular pesos específicos puede utilizarse un peso específico relativo de las partículas igual a 2,7.
- (3) Los coeficientes de permeabilidad indicados son únicamente un valor típico. Suelos que obedecen a una misma descripción preliminar pueden tener permeabilidades dos e incluso tres ordenes de magnitud diferentes a los indicados.
- (4) El contenido en finos se refiere al porcentaje que pasa por el tamiz 0,008 UNE.
- (5) El módulo de Poisson puede tomarse entre 0,30 para los suelos densos y 0,40 para los más flojos o blandos.
- (6) La resistencia al corte sin drenaje de suelos arcillosos normalmente consolidados depende de la presión vertical efectiva. Ver 2.2.8.3.

Figura 3-13 Parámetros geotécnicos típicos en arcillas (Fuente: ROM 0.5)

En los sondeos SR-1 Y SR-2 se han ejecutado sendos ensayos edométricos. Han acabado siendo descartados debido a que arrojan valores de compresibilidad completamente diferentes (0,07 y 0,18) y no se dispone de más datos.

En este caso se ha tenido que volver a recurrir a la bibliografía para obtener los parámetros de módulo de elasticidad, coeficiente de Poisson y permeabilidad. Según la ROM 0.5 se ha adoptado un valor de módulo de elasticidad de 20 MPa y una permeabilidad vertical de  $10^{-8}$  cm/s. El coeficiente de Poisson se ha estimado a través del CTE para una arcilla sobreconsolidada ( $\nu=0,15$ ).

La permeabilidad horizontal de la unidad se ha estimado como 1,5 veces la vertical ( $K_h = 1,5 \cdot 10^{-8}$  cm/s). Se ha considerado que el material es más homogéneo que el aluvial y que sus intercalaciones (areniscas), a pesar de estar meteorizadas no son muy permeables.

A continuación, se presenta una tabla resumen de los parámetros geotécnicos representativos de esta unidad:

Tabla 3-8 Parámetros geotécnicos Terciario alterado.

<b>Terciario alterado</b>	
<b>Peso específico aparente, <math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	20.2
<b>Peso específico seco, <math>\gamma_d</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	17.1
<b>Peso específico partículas, <math>\gamma_s</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	24.3
<b>Humedad (%)</b>	20.2
<b>Límite líquido</b>	41.6
<b>Índice de plasticidad</b>	18.6
<b><math>N_{SPT}</math></b>	35
<b>Resistencia compresión simple suelos, <math>q_u</math> (kPa)</b>	121
<b>Cohesión, <math>C'_u</math> (kPa)</b>	65.5
<b>Cohesión, <math>C'</math> (kPa)</b>	20
<b>Ángulo rozamiento, <math>\phi'</math> (°)</b>	25
<b>Módulo de elasticidad, E (MPa)</b>	20
<b>Coeficiente de Poisson, <math>\nu</math></b>	0.15
<b>Índice de compresión, <math>C_c</math></b>	-
<b>Índice de entumecimiento, <math>C_s</math></b>	-
<b>Índice de poros, <math>e_0</math></b>	-
<b>Presión de hinchamiento en edómetro (kPa)</b>	-
<b>Coeficiente de consolidación vertical, <math>C_v</math> (cm<sup>2</sup>/min)</b>	-
<b>Coeficiente de consolidación horizontal, <math>C_h</math> (cm<sup>2</sup>/min)</b>	-
<b>Permeabilidad vertical, <math>K_v</math> (cm/s)</b>	$1 \cdot 10^{-8}$
<b>Permeabilidad horizontal, <math>K_h</math> (cm/s)</b>	$1.5 \cdot 10^{-8}$

### 3.4 Nivel freático

Durante la campaña 2018 se midió la profundidad del nivel freático en algunos de los sondeos realizados en la zona oeste de la parcela.

Tabla 3-9 Mediciones de profundidad del nivel freático.

Fecha de medida		27/06/2018	
Sondeo	Profundidad N.F. (m)	Cota N.F. (m)	
SR-06	1.02	4.18	
SR-07	2.37	3.53	
SR-08	2.05	4.25	
SR-09	2.04	4.26	
SR-10	3.09	4.01	
SR-11	2.76	3.84	
SR-12	2.75	4.55	
SR-17	1.05	6.15	
<b>Promedio</b>	<b>2.14</b>	<b>4.35</b>	

Como resultado se ha obtenido que el nivel freático se encuentra alrededor de la cota 4 con una profundidad promedio desde la superficie de 2,14 metros. Para el diseño y cálculo del proyecto, se ha supuesto que el nivel freático se sitúa paralelo a la superficie en todo momento, con una profundidad constante de 2 metros.

### 3.5 Agresividad de los suelos

Varias de las muestras extraídas de los sondeos se han ensayado para determinar su contenido en sulfatos ( $\text{SO}_3$ ) y su índice de acidez Baumann-Gully, obteniéndose los siguientes valores:

Tabla 3-10 Medidas parámetros de agresividad en el terreno.

Unidad	Sondeo	Profundidad (m)	Sulfatos solubles (% $\text{SO}_3$ )	Acidez B-G (ml/kg)
Relleno	SR-4	2 - 2.6	0.01	0
Aluvial fino	SR-7	3.2 - 3.6	0.01	0
	SR-06	1.8 - 2.4	0	0
	SR-09	5 - 5.6	0	0
	SR-11	2 - 2.6	0	5
	SR-12	2 - 2.6	0	0
Terciario alterado	SR-1	2 - 2.6	0.01	4.8
	SR-10	2.4 - 3	0	0

Partiendo de los criterios de la EHE-08, se determina que la agresividad química al hormigón de estos suelos es nula.



# 4 ZONIFICACIÓN DE LA PARCELA

El terreno de la parcela es muy heterogéneo, con una gran variabilidad en las potencias de los estratos. Para simplificar los cálculos y optimizar el diseño de la mejora de terreno, se ha decidido dividir la parcela en diferentes zonas, en función del espesor de terreno blando. Haciendo uso de los datos de sondeos y DPSH realizados a lo largo de toda la parcela, se ha construido un mapa con las potencias de suelo blando, a partir del cuál se ha propuesto la zonificación. En cada zona se ha tomado un perfil de terreno tipo, con el que se realizarán todos los cálculos. Los estratos de cada zona se han supuesto cuasihorizontales respecto al cálculo del proyecto.

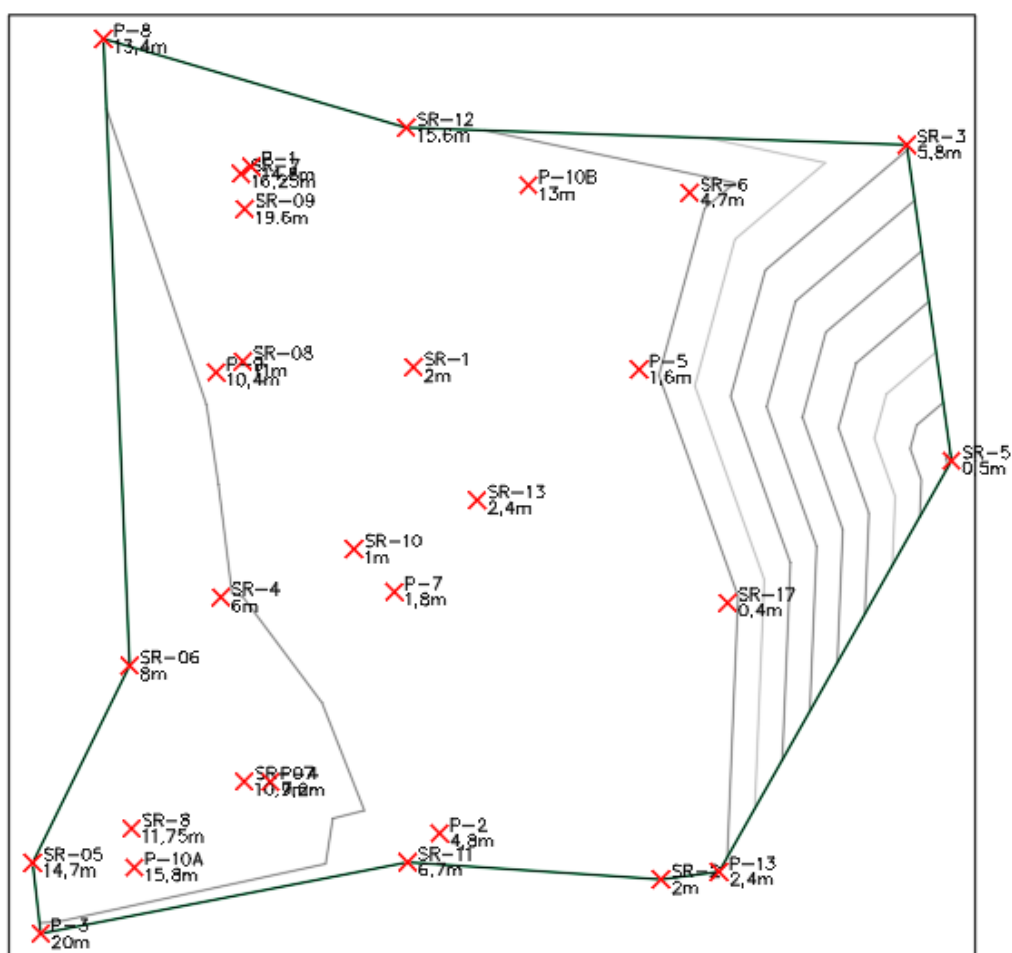


Figura 4-1 Potencias de suelos blandos en la parcela.

Se han definido un total de cinco zonas:

## 4.1 Zona 1

Corresponde al sector central y sureste de la parcela. Su principal característica es el afloramiento de los materiales terciarios en superficie. Se han medido espesores blandos, correspondientes a la unidad relleno, de 0,5 a 2,5 metros. Sólo se ha detectado una pequeña traza de aluvial fino en el sondeo SR-1.

Debido al poco espesor de suelo blando, no se realizará ningún cálculo en esta zona ya que no será necesario ejecutar ninguna mejora del terreno. Las cimentaciones de la instalación se apoyarán directamente en el estrato terciario sano.

Analizando las potencias de cada unidad en los sondeos realizados en esta zona:

Tabla 4-1 Espesores de estrato zona 1.

	Relleno	Aluvial fino	Terciario alterado
SR-1	1.3	0.7	2
SR-2	2	0	1
SR-5	0.5	0	2.5
SR-10	1	0	1
SR-13	2.4	0	1.5
SR-17	0.4	0	2.5
Promedio	1.27	0.12	1.75

A partir de estos datos, se ha definido el perfil tipo de la zona:

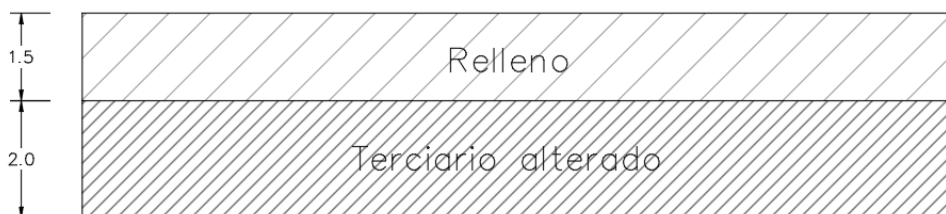


Figura 4-2 Perfil estratigráfico zona 1.



## 4.2 Zona 2

Esta zona abarca los sectores sur y noreste de la zona de estudio, presentando mayores potencias de suelo blando, de 4 a 6 metros. En este caso, ya se han detectado los primeros estratos de aluvial fino, en torno a 2,5 metros.

Analizando las potencias de cada unidad en los sondeos realizados en esta zona:

Tabla 4-2 Espesores de estrato zona 2.

	Relleno	Aluvial fino	Terciario alterado
SR-3	5.8	0	2
SR-4	3.5	2.5	2
SR-6	2	2.5	1.5
SR-11	1.8	2	3
Promedio	2.43	2.33	2.13

A partir de estos datos, se ha definido el perfil tipo de la zona:



Figura 4-3 Perfil estratigráfico zona 2.

### 4.3 Zona 3

Se encuentra principalmente en la zona oeste de la parcela, presentando espesores totales de suelo blando de 8 a 12 metros. En este sector, se han encontrado los primeros estratos de aluvial grueso, los cuáles se hallan entre capas de aluvial fino.

Analizando las potencias de cada unidad en los sondeos realizados en esta zona:

Tabla 4-3 Espesores de estrato zona 3.

	Relleno	Aluvial fino	Aluvial grueso	Aluvial fino	Terciario alterado
SR-8	3.6	2.8	3	3.75	3
SR-06	1.8	3.2	1.5	1.5	1.5
SR-07	2	3	2	3.7	1.7
SR-08	1.9	4	2.1	3	1
Promedio	2.33	3.25	2.15	2.99	1.80

A partir de estos datos, se ha definido el perfil tipo de la zona:



Figura 4-4 Perfil estratigráfico zona 3.

## 4.4 Zona 4

Ocupa la mayor parte de la zona noroeste de la parcela y un poco de la zona suroeste. Se han medido potencias de suelo blando de 13 a 16 metros.

Analizando las potencias de cada unidad en los sondeos realizados en esta zona:

Tabla 4-4 Espesores de estrato zona 4.

	Relleno	Aluvial fino	Aluvial grueso	Aluvial fino	Terciario alterado
SR-7	1.5	5.5	2.2	7	2
SR-05	2	4	3	5.3	2
SR-12	2	6.5	3.8	3.2	2
Promedio	1.83	5.33	3.00	5.17	2.00

A partir de estos datos, se ha definido el perfil tipo de la zona:

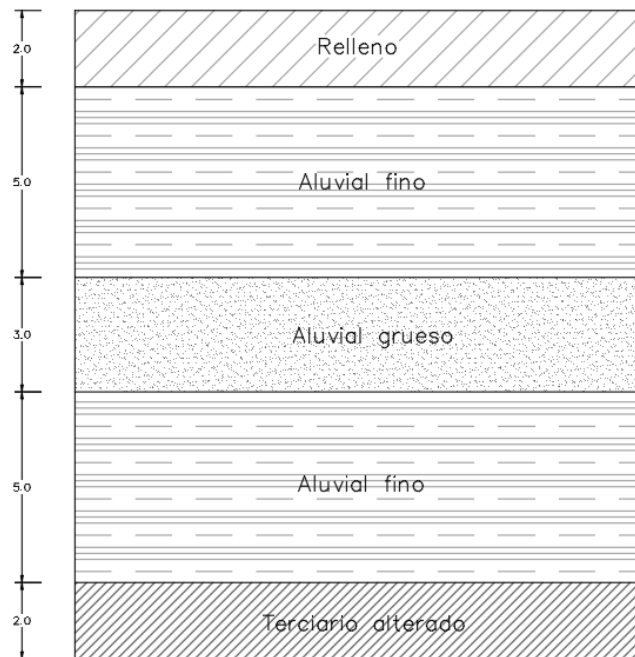


Figura 4-5 Perfil estratigráfico zona 4.

## 4.5 Zona 5

Sector definido a partir del sondeo SR-09 y el ensayo de penetración P-3, los cuáles son los más desfavorables de toda la zona de estudio, habiéndose detectado potencias de suelo blando de 20 metros. Esta zona sólo está representada en dos puntos muy concretos de la parcela.

Sólo disponemos de un sondeo para definir el perfil tipo:

Tabla 4-5 Espesores de estrato zona 5.

	Relleno	Aluvial fino	Aluvial grueso	Aluvial fino	Terciario alterado
SR-09	2	4.9	2.15	10.55	2

A partir de estos datos, se ha definido el perfil tipo de la zona:

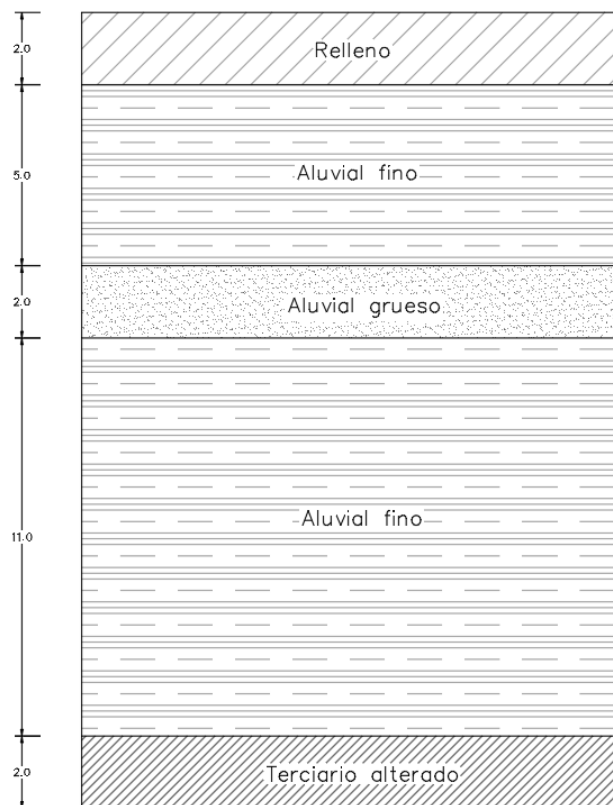


Figura 4-6 Perfil estratigráfico zona 5.

## 4.6 Zonificación adoptada

La zonificación en planta de la parcela quedaría de la siguiente forma:

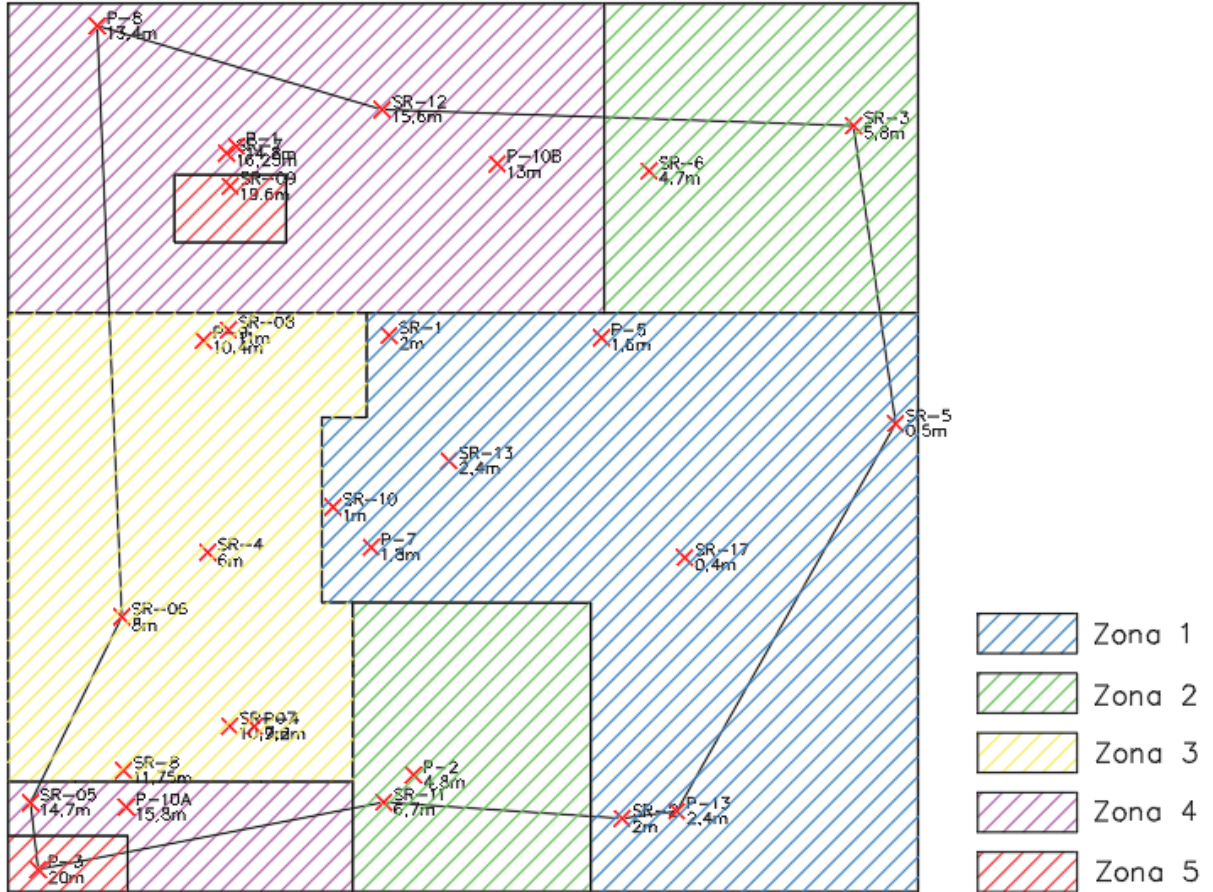


Figura 4-7 Zonificación de la parcela.

Cabe destacar que, a pesar de que el sondeo SR-4 se haya utilizado para definir el perfil tipo de la zona 2, se encuentra dentro de la zona 3. Esto se debe a que, por razones de facilidad de replanteo, no se ha querido aplicar una zonificación más compleja.



# 5 CÁLCULO DE ASIENTOS

Una vez obtenidos todos los parámetros geotécnicos del terreno y habiendo definido los perfiles tipo de cada una de las zonas, se ha procedido al cálculo de asientos.

Se considera que la instalación industrial transmite una carga media constante de 100 KPa en toda la parcela. Además, debido a su naturaleza, no puede sufrir asientos postconstructivos mayores de 5 cm.

Se han utilizado dos modelos de cálculo diferentes:

## 5.1 Modelo analítico

Haciendo uso de los métodos elástico y edométrico, se han calculado los asientos totales del terreno para después, aplicando la teoría de consolidación unidimensional, calcular la evolución de estos asientos en el tiempo.

Todos los cálculos se han realizado, por razones de simplicidad, considerando un peso específico medio de todos los materiales de 20 KN/m<sup>3</sup>.

### 5.1.1 Asientos elásticos

Utilizando este método, se han calculado los asientos totales de las unidades aluvial grueso y terciario alterado. Se ha tomado la decisión de realizar estos cálculos utilizando el método elástico ya que el terciario alterado se considera una arcilla dura sobreconsolidada y tampoco se dispone de datos más precisos. Los asientos elásticos reflejan de forma correcta el comportamiento de los suelos granulares.

La fórmula del asiento, considerando que la carga transmitida por la instalación es constante e infinita en extensión, quedaría:

$$s = \frac{\Delta\sigma'}{E} H_0 ,$$

donde:

$\Delta\sigma'$ : carga aplicada sobre el terreno. En este caso la instalación transmite una carga de 100 KPa.

E: módulo de elasticidad del material.

$H_0$ : potencia del estrato a calcular.

Los asientos calculados se consideran instantáneos.

### 5.1.2 Asientos edométricos

Con este método se han calculado los asientos de las unidades relleno y aluvial fino, considerándolas como arcillas normalmente consolidadas.

El asiento edométrico sigue la siguiente expresión:

$$s = \frac{H_0}{1 + e_0} C_c \log \left( \frac{\sigma'_f}{\sigma'_o} \right) ,$$

donde:

$H_0$ : potencia del estrato a calcular.

$e_0$ : índice de poros inicial de la unidad.

$C_c$ : índice de compresión.

$\sigma'_0$ : tensión efectiva inicial en el punto medio del estrato de cálculo.

$\sigma'_t$ : tensión efectiva tras la aplicación de la carga en el punto medio del estrato de cálculo.

En arcillas, estos asientos no se producen de forma instantánea, sino que, debido al fenómeno de la consolidación, se alargan en el tiempo. Al cargar un terreno arcilloso poco permeable, las presiones de agua en los poros del material aumentan de forma drástica, provocando que, con el tiempo, el agua empiece a filtrarse a través del suelo. A lo largo de este proceso las presiones de agua disminuyen mientras que las presiones efectivas aumentan. La consolidación termina cuando las presiones en exceso se han disipado completamente. Todo este fenómeno puede llegar a durar decenas o cientos de años en algunos casos.

Para calcular la evolución de los asientos en función del tiempo, se hace uso de la teoría de la consolidación unidimensional. El primer paso es calcular el factor de tiempo adimensional ( $T_v$ ):

$$T_v = \frac{C_v t}{H_s^2},$$

donde:

$C_v$ : coeficiente de consolidación vertical del terreno.

$t$ : tiempo transcurrido desde la aplicación de la carga.

$H_s$ : senda de drenaje. Se define como la mayor distancia que debe recorrer una gota de agua para alcanzar la superficie drenante. En caso de que el estrato drene solo por un lado, se toma la potencia total del estrato y, si drena por ambas caras, se toma la mitad del espesor.

Conociendo el valor del factor de tiempo adimensional, se puede hallar el grado de consolidación medio del estrato ( $U_{av}$ ) a partir del siguiente ajuste:

$$T_v \leq 0,2827 ; U_{av} = \sqrt{\frac{4T_v}{\pi}}$$

$$T_v > 0,2827 ; U_{av} = 1 - 10^{-\frac{T_v + 0,085}{0,933}}$$

El grado de consolidación medio se define como:

$$U_{av} = \frac{s_t}{s_\infty},$$

donde:

$s_t$ : asiento del terreno para un tiempo  $t$ .

$s_\infty$ : asiento del terreno para un tiempo infinito ( $U_{av}=100\%$ ).

De esta forma, conociendo el asiento final ( $s_\infty$ ), se han calculado los asientos ( $s_t$ ) para una serie de valores de tiempo.

Por simplicidad, los parámetros de consolidación de la unidad relleno se han asumido como los del aluvial fino en los cálculos de consolidación. Al tener valores muy similares y la unidad relleno tener una potencia más pequeña respecto al aluvial fino, no debe introducir un error significativo en los resultados.

Se adjuntan los resultados de los asientos, obtenidos de forma analítica:



Tabla 5-1 Asientos analíticos.

	Selástico (cm)	Sedométrico (cm)	$S_{\infty}$ (cm)
Zona 2	1.00	23.99	24.99
Zona 3	3.94	35.22	39.16
Zona 4	5.41	45.62	51.03
Zona 5	3.94	58.51	62.45

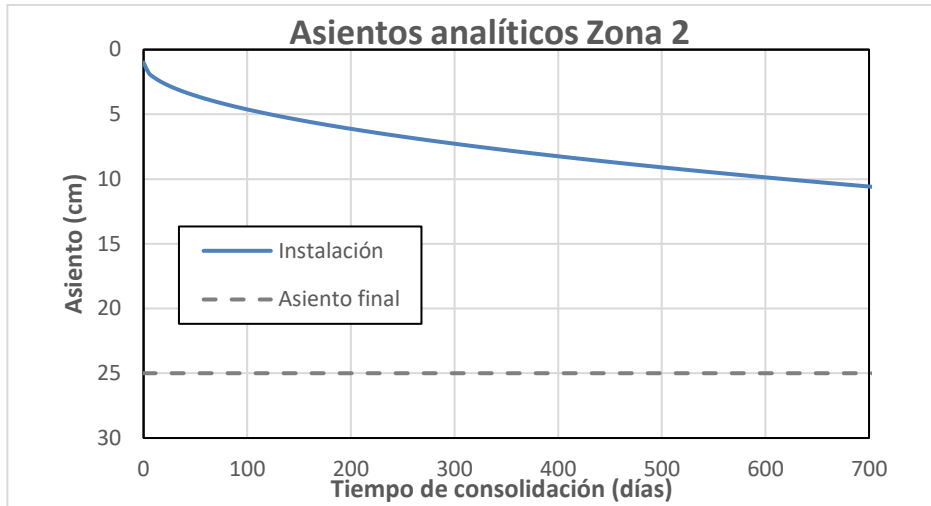


Figura 5-1 Curva asiento-tiempo zona 2.

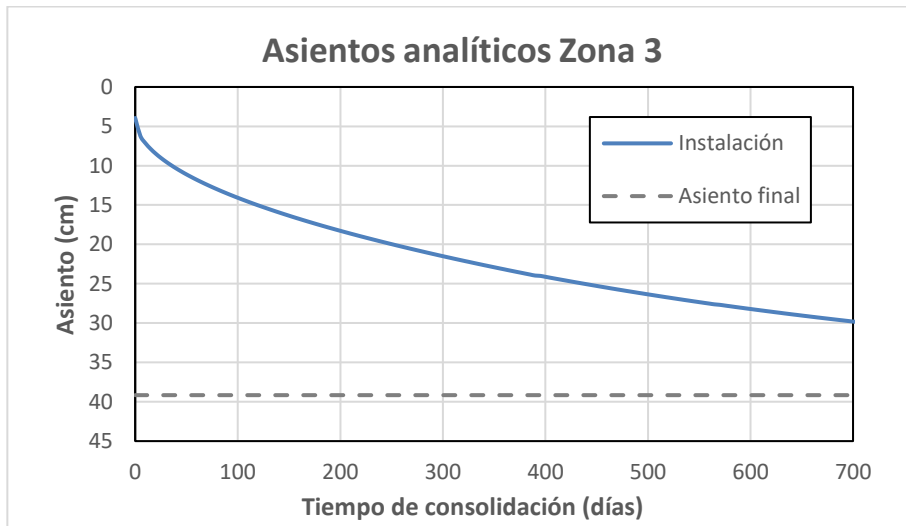


Figura 5-2 Curva asiento-tiempo zona 3.

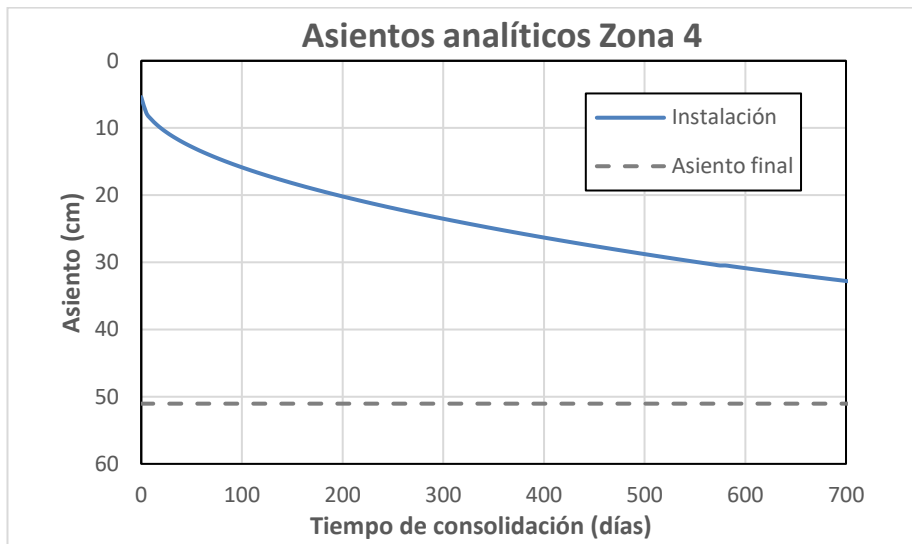


Figura 5-3 Curva asiento-tiempo zona 4.

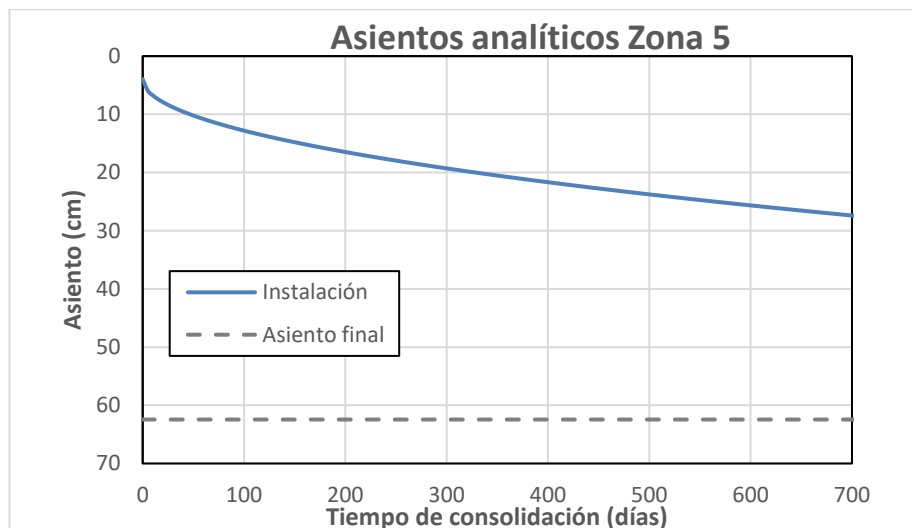


Figura 5-4 Curva asiento-tiempo zona 5.

## 5.2 Modelo numérico

Como cálculo complementario de los asientos del terreno, se ha hecho uso del programa informático Plaxis 2D. Se trata de un paquete de elementos finitos, especialmente diseñado para el cálculo y resolución de todo tipo de problemas geotécnicos, tales como problemas de flujo (consolidación), análisis de estabilidad de taludes, excavaciones etc.

Dentro de la gran variedad de modelos constitutivos de materiales que posee Plaxis, se han utilizado los modelos Mohr-Coulomb y Soft-Soil.

### 5.2.1 Modelo Mohr-Coulomb

Se trata de un modelo elástico lineal de plasticidad perfecta que realiza una aproximación de primer orden al comportamiento del suelo. Trabaja con cinco parámetros principales:

- Módulo de elasticidad (E).
- Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ).

- Cohesión efectiva ( $C'$ ).
- Ángulo de rozamiento efectivo ( $\phi'$ ).
- Ángulo de dilatación ( $\psi$ ).

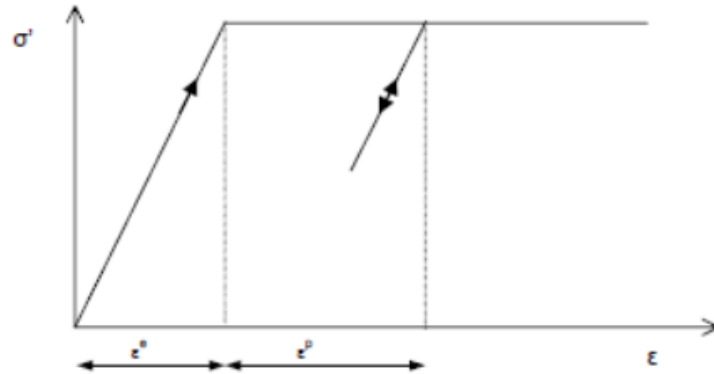


Figura 5-5 Ley de comportamiento modelo Mohr-Coulomb (Fuente: Manual Plaxis).

Debido a la simplicidad de este modelo se tienen tiempos de computación muy cortos. Es por esto por lo que se suele utilizar como primer análisis de los asentamientos en la parcela.

### 5.2.2 Modelo Soft-Soil

Modelo elástico especialmente diseñado para el cálculo de suelos arcillosos compresibles normalmente consolidados. Hace uso de la mayor parte de los parámetros del modelo Mohr-Coulomb. Para modelar la compresibilidad del terreno, se calculan dos coeficientes,  $\lambda^*$  y  $K^*$ , obtenidos a partir de los índices de compresión y entumecimiento (ensayo edométrico), que tienen en cuenta la deformación volumétrica del suelo:

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1 + e_0} = \frac{C_c}{2,3(1 + e_0)} ; K^* = \frac{K}{1 + e_0} = \frac{2C_s}{2,3(1 + e_0)}$$

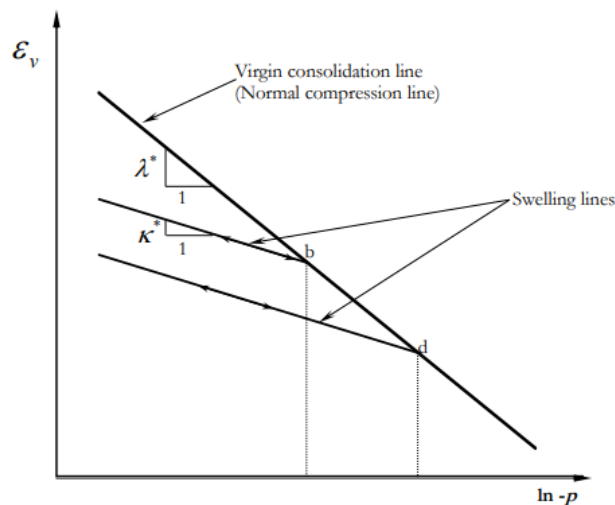


Figura 5-6 Ley de comportamiento modelo Soft-Soil (Fuente: Manual Plaxis).

Como estrategia de cálculo, se ha realizado un primer modelo definiendo todos los materiales mediante Mohr-Coulomb, como una primera aproximación al problema en cuestión. A continuación, se ha realizado otro modelo donde las unidades relleno y aluvial fino se han definido mediante el modelo Soft-Soil. Ambos modelos se han calculado con la hipótesis de deformación plana.

En la siguiente tabla se presentan los parámetros geotécnicos introducidos en el programa Plaxis para realizar los cálculos:

Tabla 5-2 Parámetros de cálculo Plaxis.

	Relleno	Aluvial (arcilla)	Aluvial (arena)	Terciario alterado
<b>Modelo de cálculo</b>	Soft-soil	Soft-soil	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
<b>Peso específico, <math>\gamma</math> (KN/m<sup>3</sup>)</b>	20	20	20	20
<b>Índice de compresión, C<sub>c</sub></b>	0.10	0.18	-	-
<b>Índice de entumecimiento, C<sub>s</sub></b>	0.02	0.05	-	-
<b>Índice de poros, e<sub>0</sub></b>	0.43	0.61	-	-
<b>Cohesión efectiva, C' (KPa)</b>	47	72	5	20
<b>Ángulo de rozamiento efectivo, <math>\phi'</math>(°)</b>	26	27	27	25
<b>Módulo de elasticidad, E (MPa)</b>	7.1	5	6.8	20
<b>Coefficiente de Poisson, <math>\nu</math></b>	0.3	0.3	0.3	0.15
<b>Permeabilidad vertical, K<sub>v</sub> (m/día)</b>	$7.78 \cdot 10^{-6}$	$6.22 \cdot 10^{-6}$	0.086	$8.64 \cdot 10^{-6}$
<b>Permeabilidad horizontal, K<sub>h</sub> (m/día)</b>	$2.33 \cdot 10^{-5}$	$1.87 \cdot 10^{-5}$	0.129	$1.29 \cdot 10^{-5}$

Cabe destacar que, durante los cálculos realizados utilizando el modelo Soft-Soil, se ha tenido que utilizar una malla medio-gruesa debido a los largos tiempos de computación del modelo. Además, en los perfiles de las zonas 4 y 5, se ha tenido que aumentar un poco el error de paso del programa para que pudiera llegar a la convergencia.

Los resultados numéricos se presentan, de forma conjunta con los analíticos, en el siguiente apartado.

### 5.2.3 Análisis de resultados

Una vez se han obtenido los resultados utilizando el modelo analítico y los modelos numéricos (Mohr-Coulomb y Soft-Soil), se ha realizado una comparativa de resultados en forma de tabla resumen y de gráficos asiento-tiempo para cada una de las zonas:

Tabla 5-3 Comparativa de asientos finales.

		S <sub>∞</sub> (cm)	t <sub>consolidación</sub> (años)
Zona 2	Numérico M-C	7.26	27
	Numérico S-S	20.02	
	Analítico	24.99	
Zona 3	Numérico M-C	14.11	11
	Numérico S-S	30.85	
	Analítico	39.16	
Zona 4	Numérico M-C	21.13	25
	Numérico S-S	41.2	
	Analítico	51.03	
Zona 5	Numérico M-C	28.95	50
	Numérico S-S	53.03	
	Analítico	62.45	

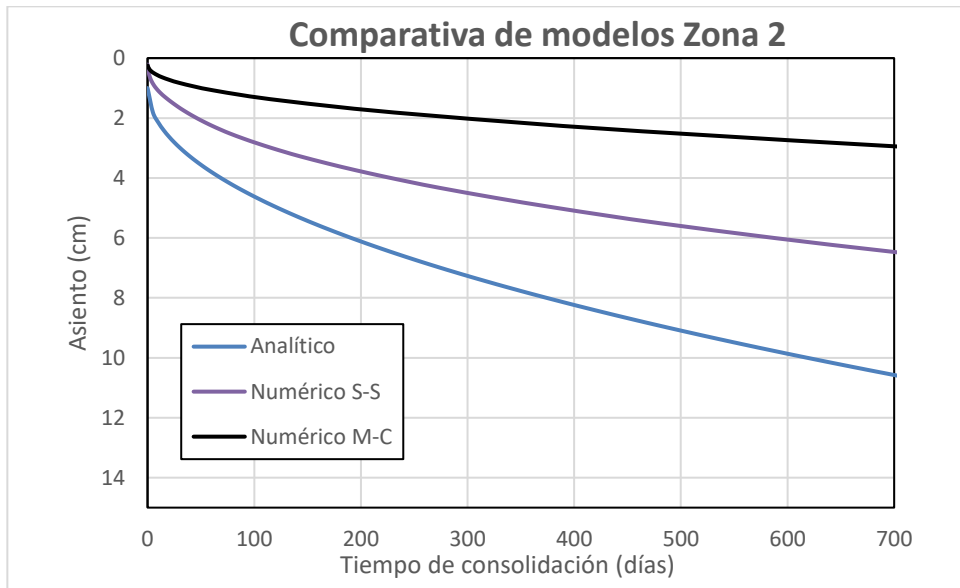


Figura 5-7 Comparativa curvas asiento-tiempo zona 2.

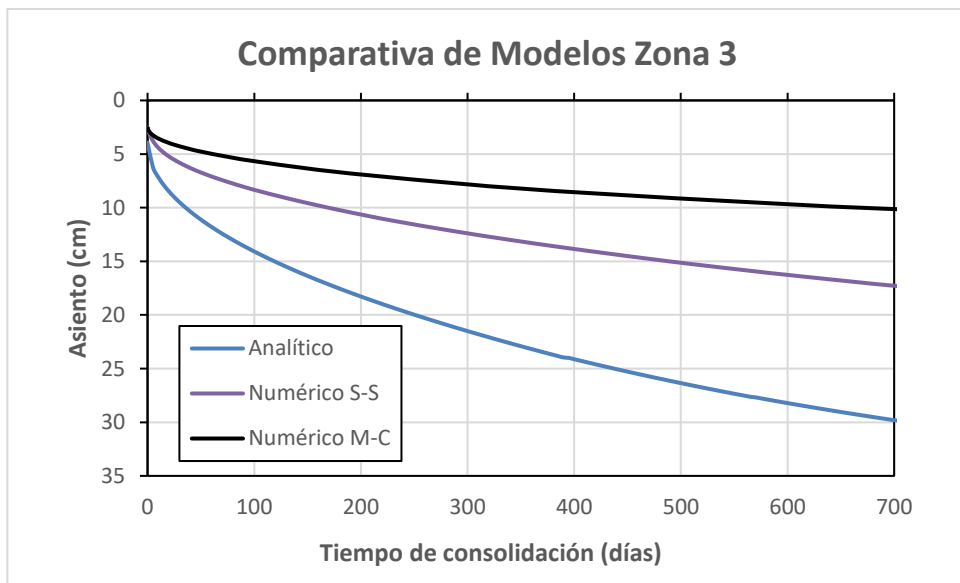


Figura 5-8 Comparativa curvas asiento-tiempo zona 3.

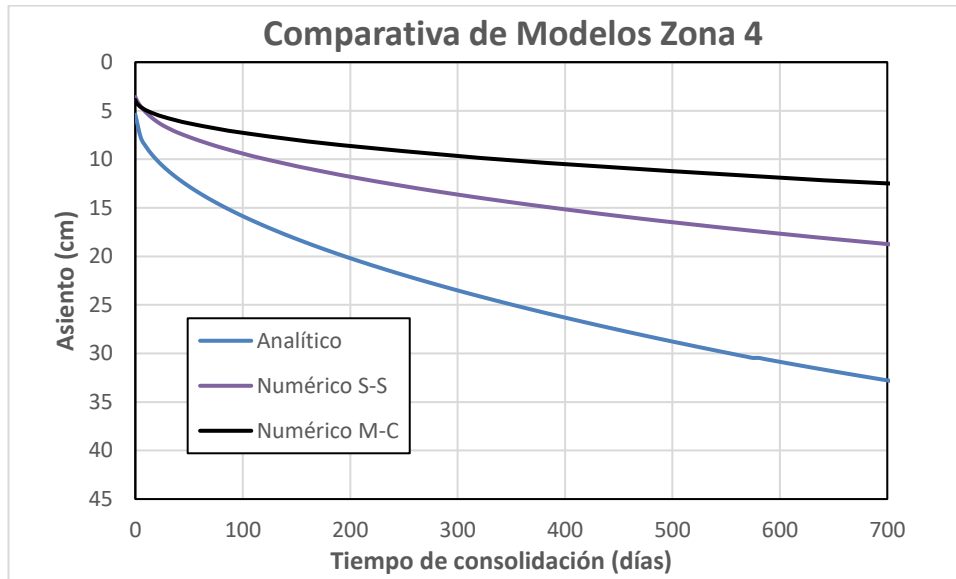


Figura 5-9 Comparativa curvas asiento-tiempo zona 4.

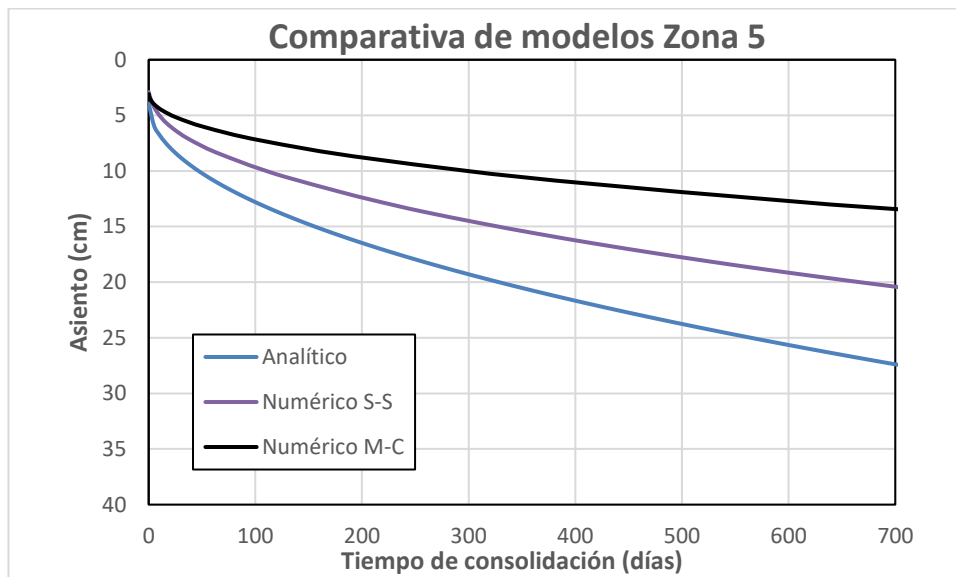


Figura 5-10 Comparativa curvas asiento-tiempo zona 5.

De este análisis se ha llegado a las siguientes conclusiones:

- Para alcanzar el asiento final del terreno, habría que esperar un tiempo demasiado alto, debido principalmente a la baja permeabilidad de los materiales finos. La consolidación en las zonas 3 y 4 es más rápida que en la zona 2 debido al estrato arenoso, que reduce la senda de drenaje.
- El modelo Mohr-Coulomb no refleja bien el comportamiento de este problema. Se han obtenido asientos demasiado pequeños que no se corresponden con los resultados de los otros modelos.
- El método edométrico suele arrojar resultados muy conservadores de asientos. En la ROM 0.5 se comenta que el cálculo edométrico tiene un rango de error de un 30% tanto en valores de asiento final como en tiempos de consolidación.
- El modelo Soft-Soil, en cambio, si parece representar mejor el comportamiento de este terreno. Hay diferencias de asiento entre el modelo analítico y el modelo Soft-Soil de 5 a 10 cm.
- Se ha tomado la decisión de utilizar los asientos obtenidos por el modelo Soft-Soil como los representativos del problema.

# 6 MEJORA DEL TERRENO

## 6.1 Introducción

En el apartado anterior se ha determinado que el terreno presenta unos asentamientos de gran magnitud (20 a 60 cm) con tiempos de consolidación de un orden muy alto. Es necesaria la propuesta de una mejora de terreno, compatible con los materiales existentes en la parcela.

La guía de cimentaciones para obras de carretera (GCOC) proporciona una clasificación de las técnicas de mejora más utilizadas en función del tipo de terreno y el parámetro geotécnico que se pretende mejorar:

TÉCNICA O TRATAMIENTO	TERRENO		MEJORA DE			PROFUNDIDAD EFICAZ DEL TRATAMIENTO
	GRANULAR	COHESIVO	RESISTENCIA	DEFORMABILIDAD	PERMEABILIDAD	
Sustitución del terreno	Cualquier suelo problemático (suelos blandos, arcillas expansivas, suelos colapsables)		Sí	Sí	Sí	Moderada (normalmente menos de 3 m)
Compactación con rodillo	Cualquier terreno no saturado		Sí	Sí	No	Pequeña (normalmente menos de 1 m).
Precargas	Sí	Sí	Sí	Sí	No	Hasta varias decenas de metros
Mechas drenantes	No	Sí	No	No	Sí	Hasta varias decenas de metros
Vibración profunda	Sí Vibroflotación	Sí Vibrosustitución	Sí	Sí	No	Normalmente hasta 15 m de profundidad
Compactación dinámica	Cualquier tipo		Sí	Sí	No	Véase epígrafe 7.2.4
Inyecciones	Impregnación (véase nota al pie)	No aplicable	Algo	Algo	Sí	Hasta más de 100 m
	Hidrofracturación: cualquier terreno		Algo	Sí	Sí	
	Desplazamiento: cualquier terreno		Sí	Sí	Sí	
Jet-grouting	Cualquier tipo		Sí	Sí	Sólo con columnas secantes	Normalmente menos de 20 m
Columnas de grava	Cualquier tipo de suelo blando		Sí	Sí	Sí	Normalmente menos de 20 m
Columnas de suelo cemento	Cualquier tipo de suelo blando		Sí	Sí	No	Normalmente menos de 20 m
Claveteado o cosido del terreno	Suelos de consistencia media o superior		Sí	Sí	No	Normalmente menos de 10 m

Figura 6-1 Clasificación de mejoras del terreno (Fuente: GCOC).

Se ha decidido realizar dos propuestas de mejora: una mediante la aplicación de una precarga sobre el terreno y otra mediante el uso de columnas de grava (vibrosustitución).

Los condicionantes de la mejora son los siguientes:

- 1) El asiento remanente máximo debe de ser de 5 cm.
- 2) El plazo de mejora no puede exceder los 6 meses.

Se deben obtener grados de consolidación en el terreno entre el 80 y 95% para poder asegurar la seguridad de la estructura.

## 6.2 Precarga

Esta técnica se basa en el concepto de los ciclos carga/descarga del ensayo edométrico. Consiste en aplicar una carga al terreno superior a la carga de servicio que va a experimentar, consiguiendo acelerar la evolución de los asientos y mejorar la resistencia y deformabilidad del terreno respecto a la carga posterior de servicio. La carga puede aplicarse mediante diferentes métodos (anclajes, vacío, rebajamiento del freático etc.) pero la más habitual es mediante la construcción de un terraplén.

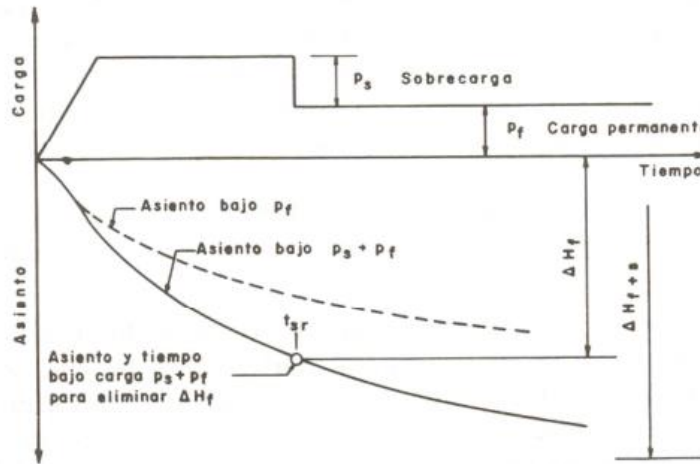


Figura 6-2. Esquema diseño de precargas (Fuente: Asignatura Obras geotécnicas).

La carga que transmite la instalación al terreno es de 100 KPa. Si consideramos un peso específico medio para el material del terraplén de 20 KN/m<sup>3</sup>, la carga de servicio equivale a un terraplén de 5 metros de altura.

Para una primera aproximación a la solución del problema, se han realizado cálculos para un terraplén de 10 metros de altura. Para la ejecución de los cálculos se ha hecho uso de la teoría de la consolidación unidimensional, al igual que se hizo en el apartado anterior. Se ha calculado, para cada perfil tipo, la curva asiento-tiempo para una carga de 200 KPa (10m\*20KN/m<sup>3</sup>), para posteriormente determinar el tiempo de consolidación necesario para alcanzar el asiento requerido.

El asiento requerido se define como:

$$s_{req} = s_{\infty} - s_{lim} ,$$

donde:

$s_{req}$ : asiento requerido

$s_{lim}$ : asiento remanente máximo postconstructivo. En este caso se ha tomado 5cm.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos para cada una de las zonas:



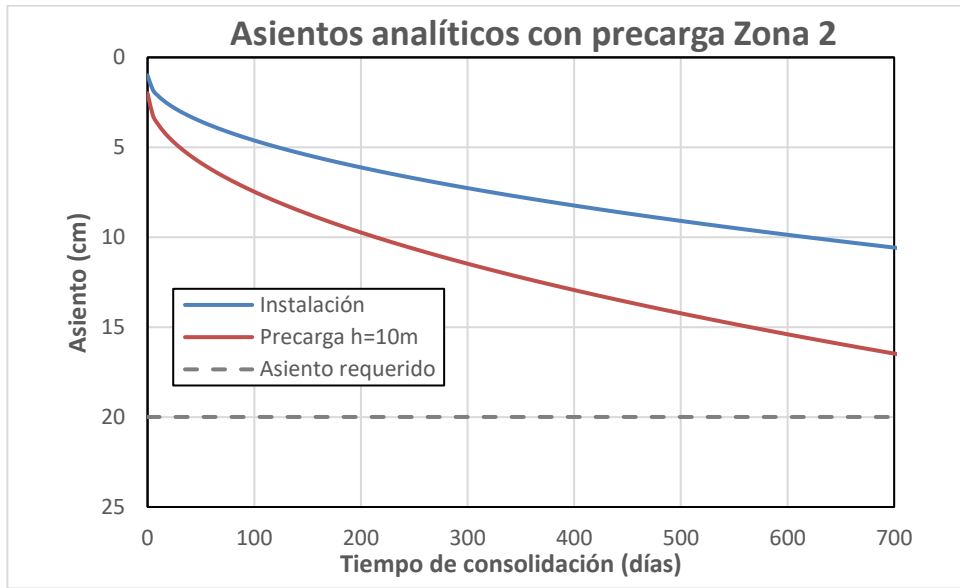


Figura 6-3 Asientos precarga zona 2.

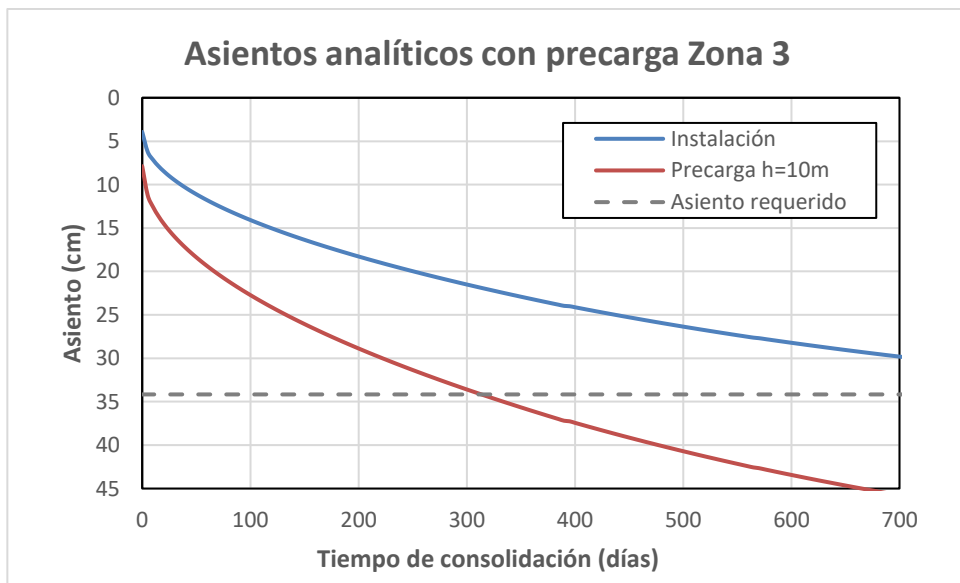


Figura 6-4 Asientos precarga zona 3.

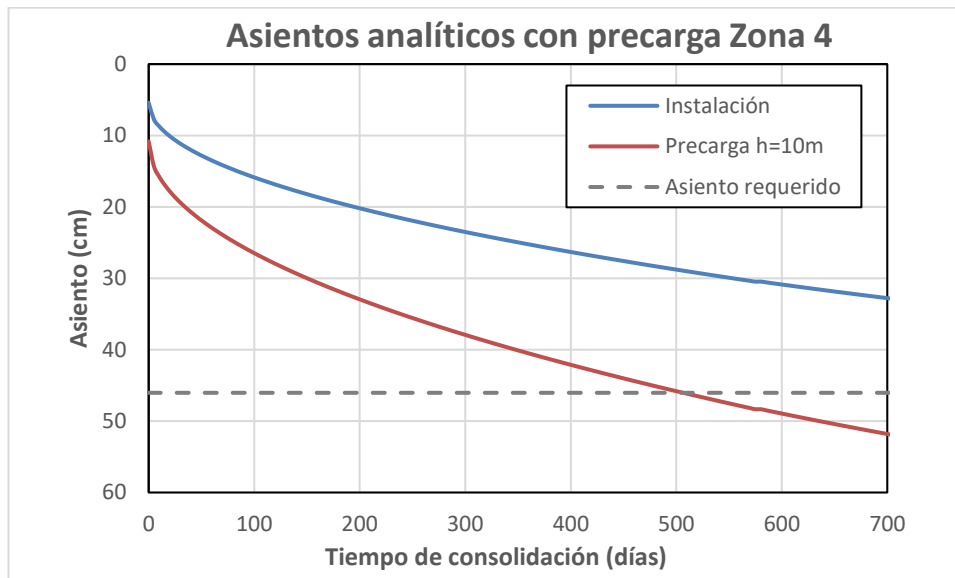


Figura 6-5 Asientos precarga zona 4.

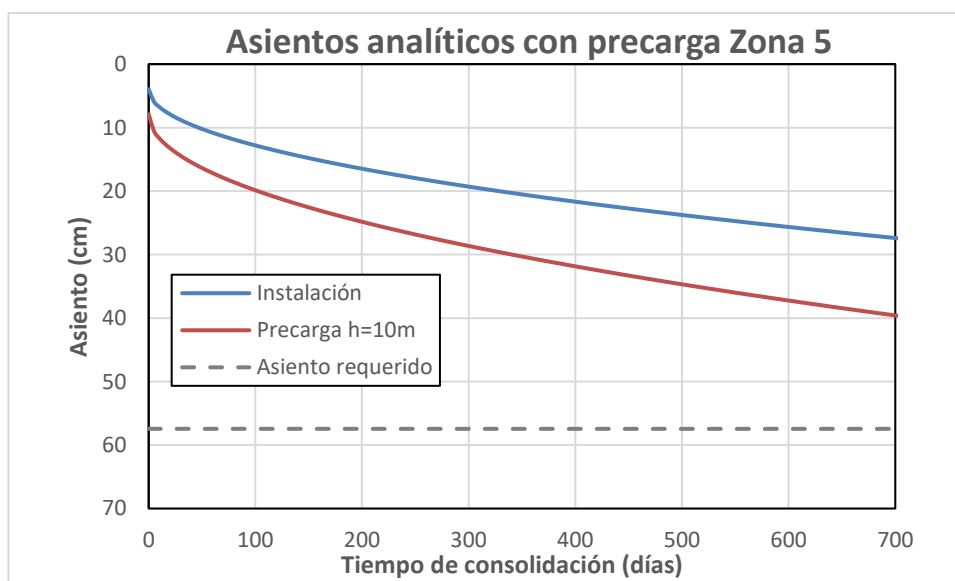


Figura 6-6 Asientos precarga zona 5.

Tal y cómo se puede observar en las gráficas, no se ha conseguido alcanzar el grado de consolidación requerido en menos de 6 meses. Para tiempos de consolidación de menos de 2 años, sólo se han obtenido resultados para las zonas 3 y 4. Los tiempos de consolidación para las zonas 3 y 4 son de 320 y 500 días respectivamente. Estos tiempos son demasiado altos para una precarga tan grande (10 metros de terraplén). Terraplenes de altura considerable aumentan el tiempo de construcción y los costes, además de poder provocar la rotura del terreno debido a la gran carga que transmiten. El uso de precargas tan grandes solo se puede justificar cuando la mejora del terreno sea evidente. Este tipo de mejora queda descartado.

Puede parecer poco intuitivo haber alcanzado una consolidación más rápida en la zona 3 que en la 2. Esto se debe a que, en la consolidación, uno de los parámetros más importantes es la senda de drenaje. La zona 3 dispone de una capa drenante (aluvial grueso), por lo que su senda de drenaje es menor.

Los tiempos de espera obtenidos son incompatibles con este proyecto por lo que se ha proyectado el uso de drenes verticales, que aceleran, de forma artificial, la consolidación del terreno.

## 6.2.1 Precarga con mechas drenantes

La utilización de drenes verticales en terrenos blandos, acompañados de una precarga, mejora en gran medida el proceso de consolidación. La senda de drenaje se ve reducida de forma drástica además de que los drenes generan un flujo radial, movilizandole la permeabilidad horizontal del terreno (en la mayoría de los casos la permeabilidad horizontal es mayor que la vertical). El uso de drenes también permite disminuir la altura de precarga utilizada.

Antiguamente se utilizaban columnas de arena como dren, pero esta técnica ha quedado en desuso. Actualmente se utilizan bandas drenantes prefabricadas (PVDs) compuestas por un geotextil en el exterior que filtra el agua y un núcleo duro corrugado que permite el flujo a través del dren.



Figura 6-7 Dren banda prefabricado.

Los drenes se suelen colocar en mallas regulares de forma cuadrada o triangular. Distintas fuentes (ROM 0.5, U.S. Federal Highway Administration, GCOC) recomiendan utilizar una malla triangular al tresbolillo ya que es más eficiente que la malla cuadrada.

Hay que disponer una capa drenante en la superficie del terreno para poder canalizar el agua expulsada por los drenes. Esta capa también se utiliza como capa de sustentación para la maquinaria pesada utilizada durante la instalación de los drenes y el terraplén. Según el FHWA, el espesor de la capa drenante debe estar entre 0,3 y 1 metro y debe estar conformada por una arena limpia con un porcentaje de finos menor del 4%. En algunos casos, se puede disponer una capa de geotextil como refuerzo.

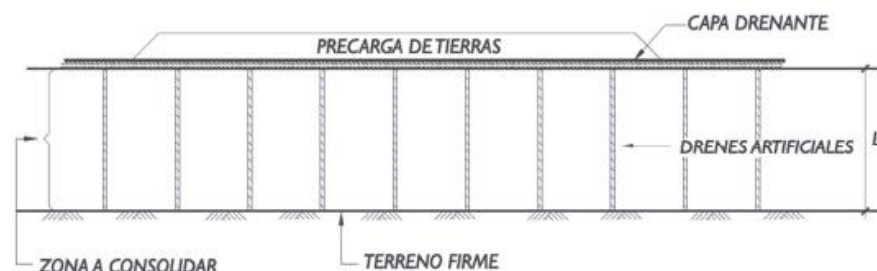


Figura 6-8 Esquema mejora precarga con mechas drenantes (Fuente: ROM 0.5).

### 6.2.1.1 Modelo analítico

Para calcular la mejora del grado de consolidación medio del terreno, se hace uso de la teoría de Barron. Fue propuesta en 1948 y, tras varias actualizaciones, sigue siendo el método de cálculo referente en drenaje radial.

El grado de consolidación total se calcula como:

$$U = 1 - (1 - U_v)(1 - U_r),$$

donde:

U: grado de consolidación total

$U_v$ : grado de consolidación vertical teórico, obtenido a partir de la teoría de consolidación unidimensional.

$U_r$ : grado de consolidación radial inducido por las mechas drenantes (formulación de Barron),

$$U_r = 1 - e^{-\frac{8T_h}{\alpha}},$$

donde:

$T_h$ : factor de tiempo a efectos de drenaje radial. Se calcula de forma análoga a  $T_v$ .

$$T_h = \frac{C_h t}{D^2},$$

$C_h$ : coeficiente de consolidación horizontal.

t: tiempo de consolidación.

D: diámetro efectivo de los drenes. En el caso de una malla triangular, el diámetro se considera 1,05 veces la separación entre los drenes.

$\alpha$ : coeficiente adimensional de cálculo:

$$\alpha = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \left( \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \right); \quad n = \frac{D}{d_w},$$

$d_w$ : diámetro equivalente del dren. Se suele tomar como valor normal 10cm.

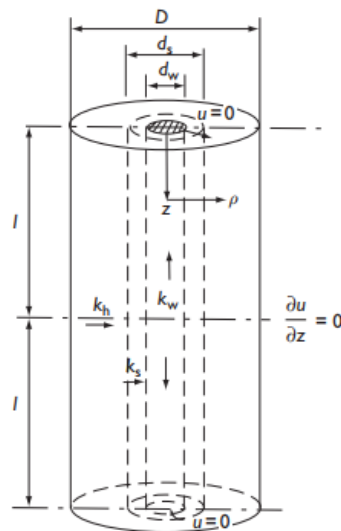


Figura 6-9 Modelo de dren Barron.

Se ha proyectado la construcción de una precarga de 5 metros (misma carga que la instalación) acompañada de una malla triangular de drenes. Los cálculos han sido realizados para un rango de separaciones entre drenes de 1,5 a 3 metros, valores típicos utilizados en este tipo de proyectos.

La guía de cimentaciones recomienda comenzar el prediseño con separaciones entre 1,5 y 2 metros.

TIPO DE SUELO	SEPARACIÓN INICIAL RECOMENDADA (m)
Arcilloso de alta plasticidad	1,00
Arcilloso de baja plasticidad, o limos	1,50
Formaciones arcillosas con intercalaciones horizontales de suelos más permeables (limos o arenas)	2,00

Figura 6-10 Separaciones recomendadas mechas drenantes (Fuente: GCOC).

Los grados de consolidación radiales obtenidos utilizando la formulación de Barron se representan en la siguiente gráfica:

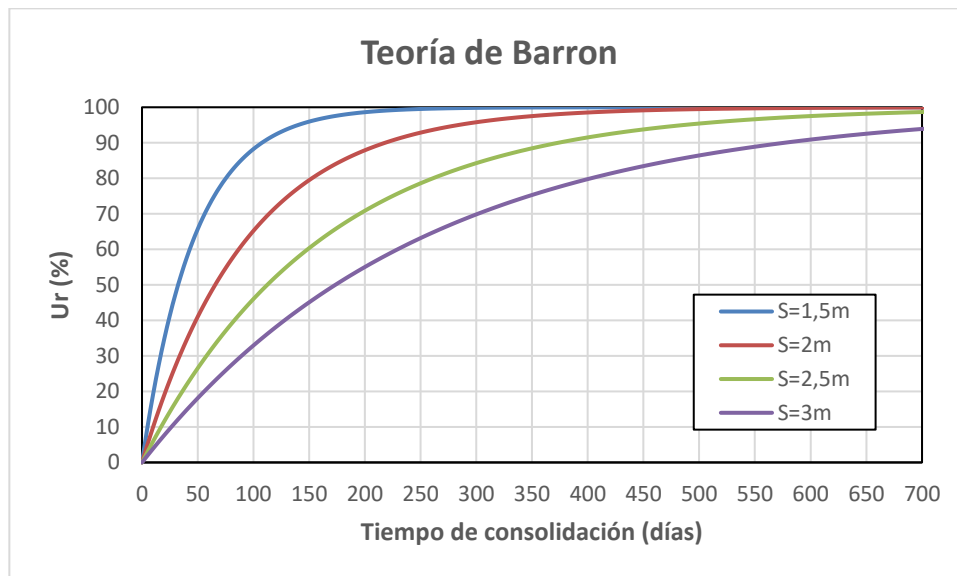


Figura 6-11 Grados de consolidación radial obtenidos para diferentes separaciones de drenes.

A partir de estos resultados, se han calculado las curvas asiento-tiempo en cada una de las zonas y para el rango de separaciones establecido:

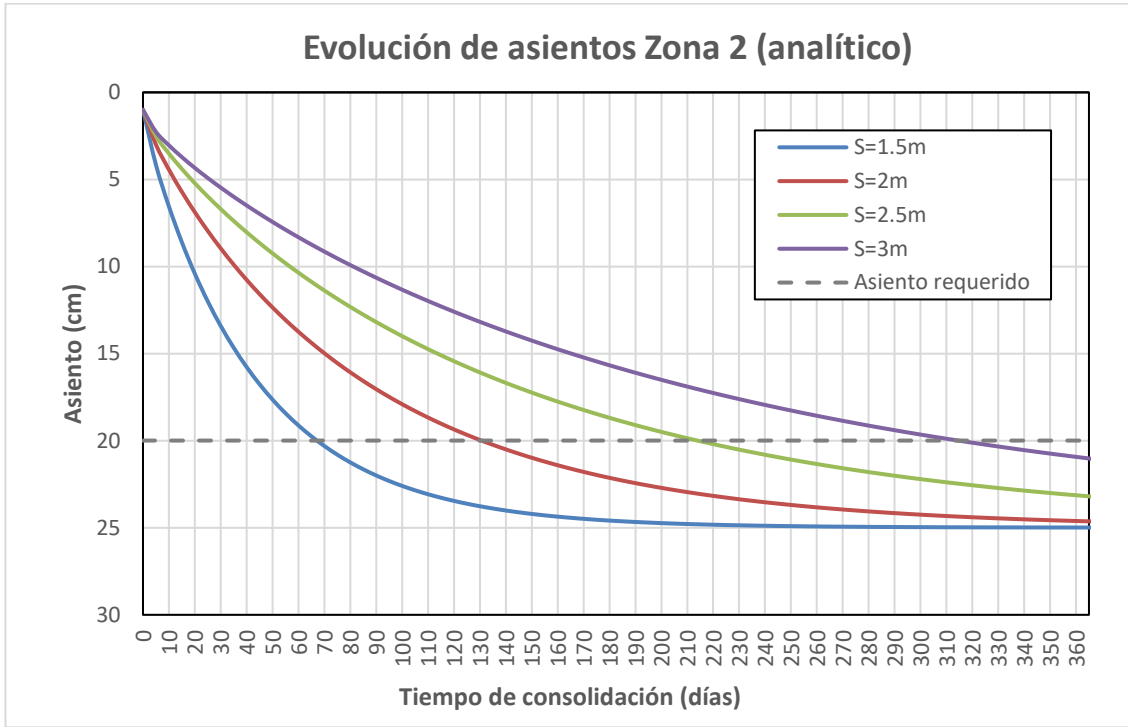


Figura 6-12 Curvas asiento-tiempo mechas drenantes zona 2.

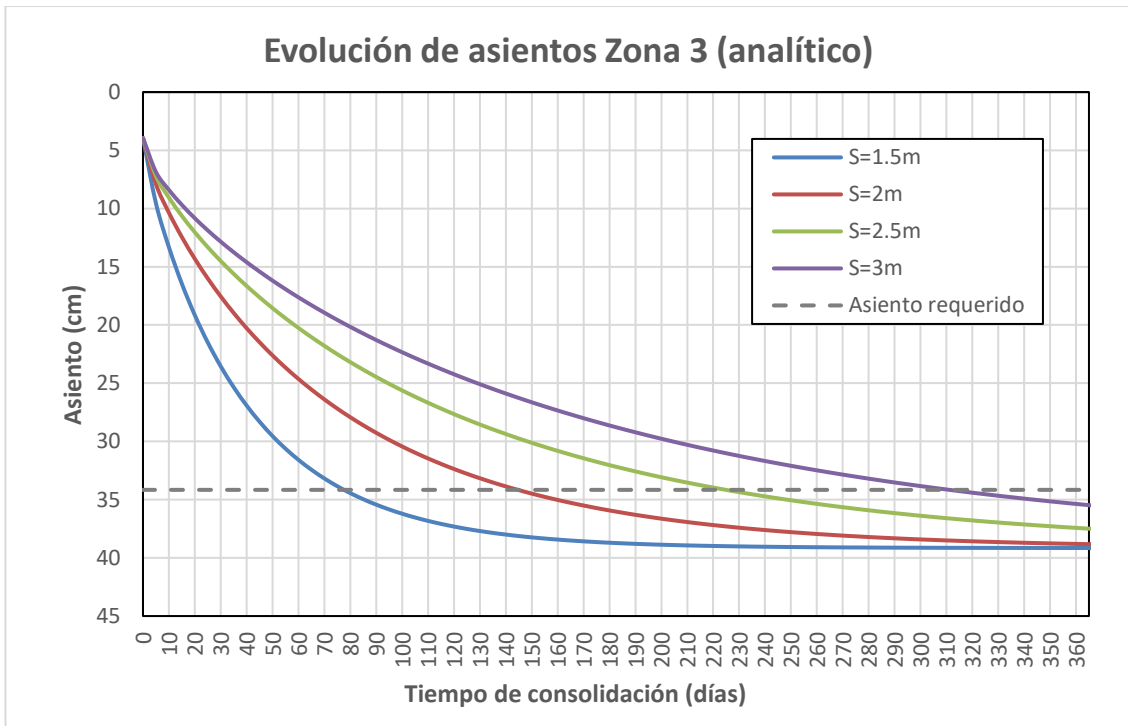


Figura 6-13 Curvas asiento-tiempo mechas drenantes zona 3.

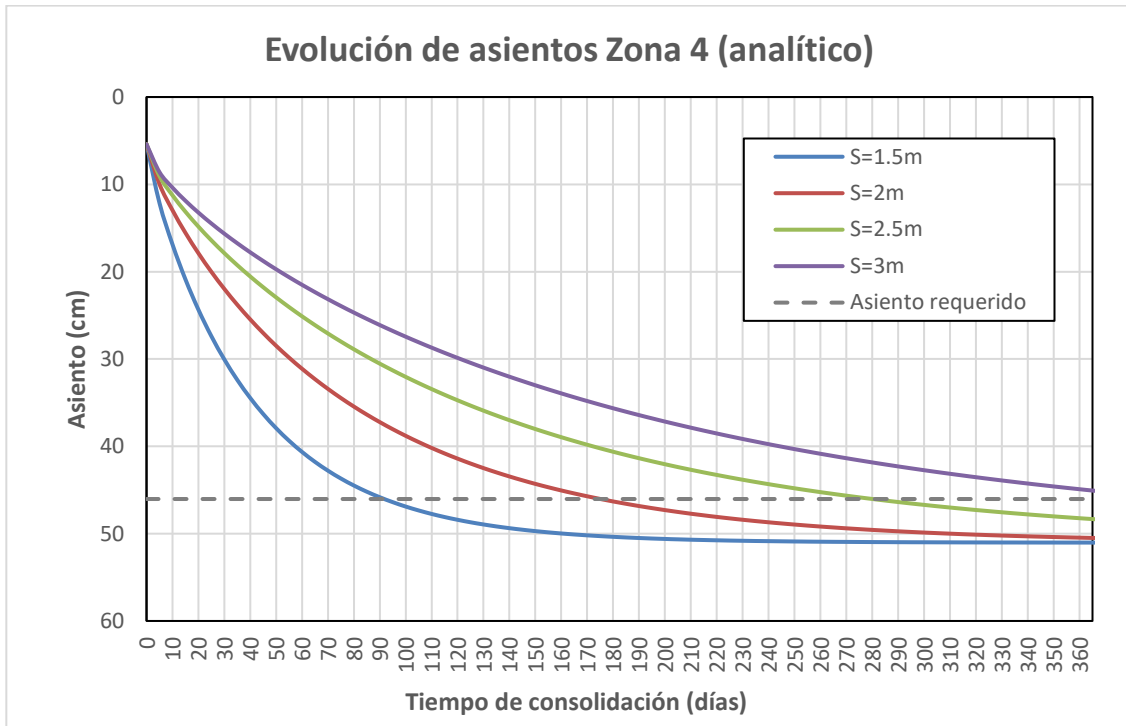


Figura 6-14 Curvas asiento tiempo mechas drenantes zona 4.

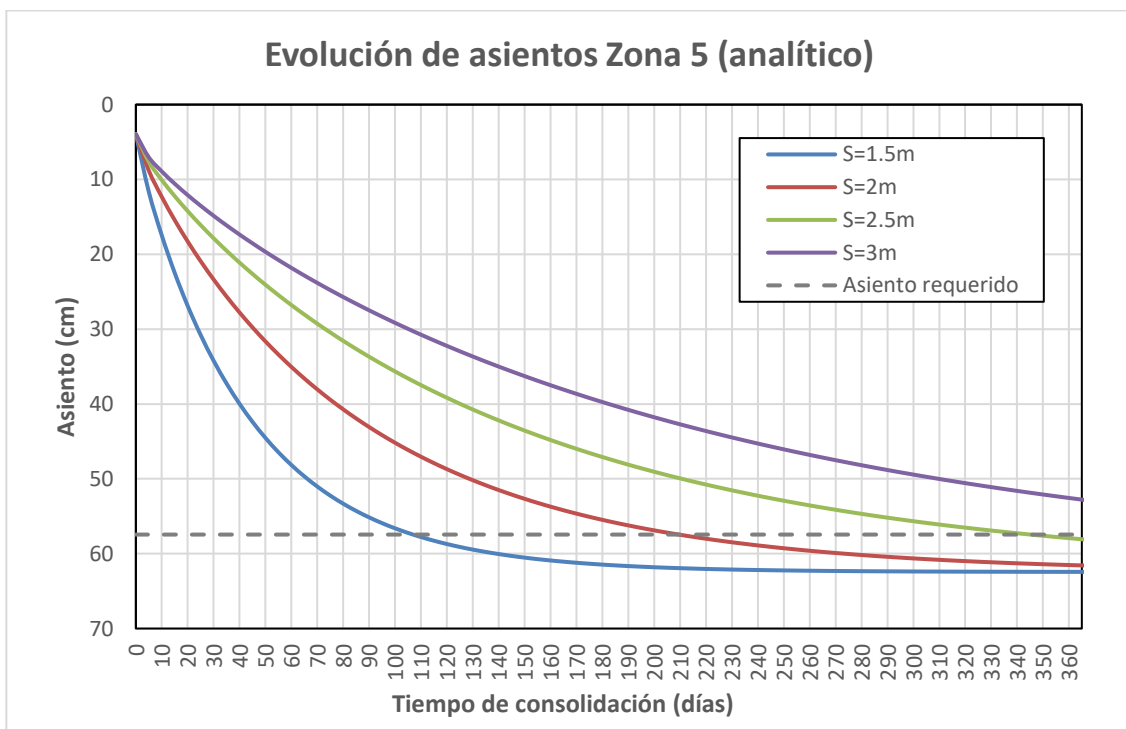


Figura 6-15 Curvas asiento-tiempo mechas drenantes zona 5.

### 6.2.1.2 Modelo numérico

Partiendo de los modelos creados con anterioridad en Plaxis, se han modificado para introducir el efecto del drenaje radial en el terreno. Plaxis tiene por defecto el elemento dren, que introduce la condición de disipación de las presiones intersticiales en el modelo.

Cabe destacar que, debido a la complejidad que entraña la modelización correcta de un terraplén en Plaxis, la precarga se ha reflejado como una carga constante de 100KPa. Además, en este proyecto no se precisa conocer los asentamientos en el terraplén ya que, una vez ejecutada la mejora, el terraplén se retirará.

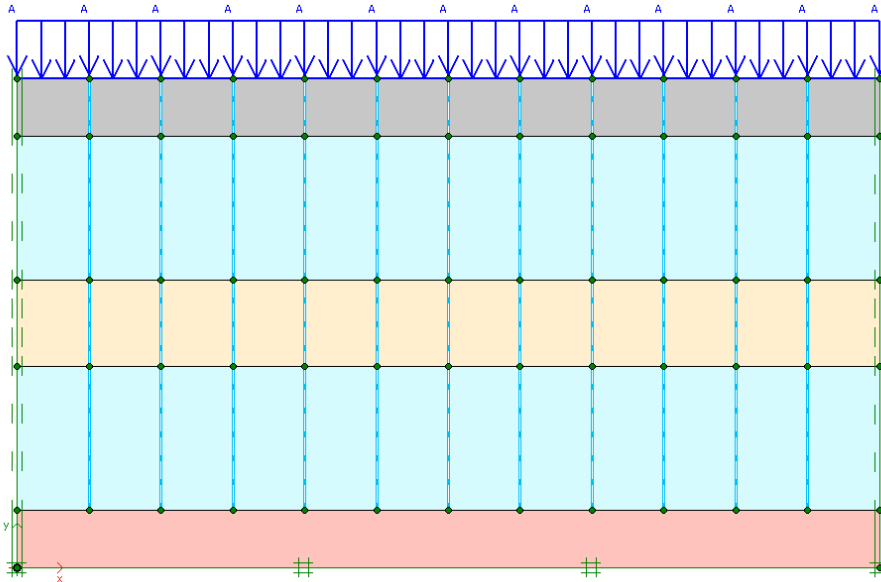


Figura 6-16 Modelo Plaxis 2d precarga con mechas drenantes.

Se han definido las siguientes fases de cálculo en el programa Plaxis:

- 1) Estado de tensiones iniciales del terreno y definición del nivel freático (Procedimiento KO).
- 2) Construcción drenes verticales.
- 3) Aplicación carga correspondiente al terraplén (Cálculo plástico).
- 4) Consolidación del terreno hasta alcanzar la presión intersticial mínima.

Los resultados obtenidos se presentan en forma de gráficas asiento-tiempo:



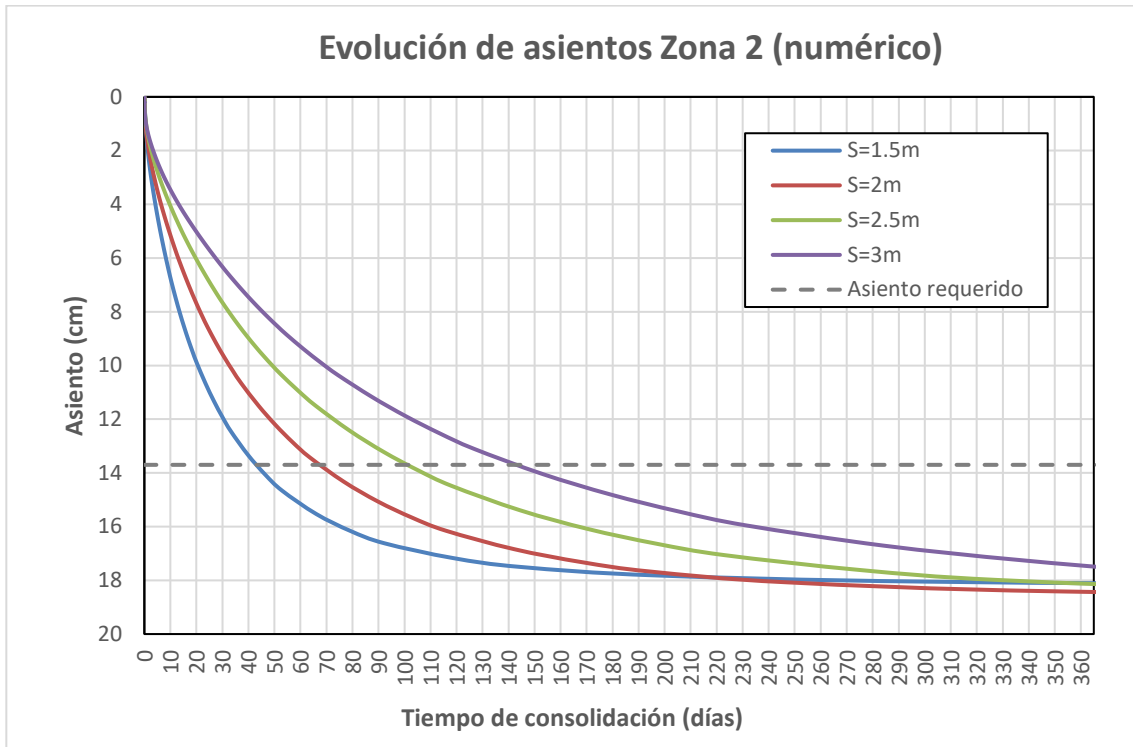


Figura 6-17 Curvas asiento-tiempo mechas drenantes zona 2.

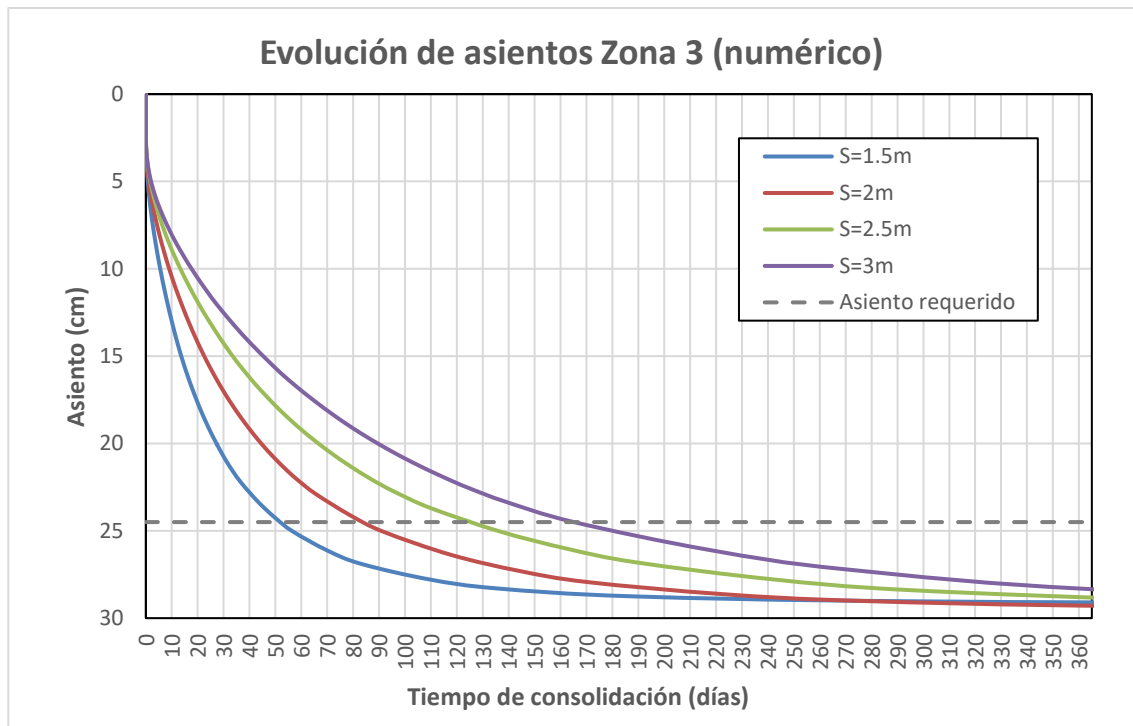


Figura 6-18 Curvas asiento-tiempo mechas drenantes zona 3.

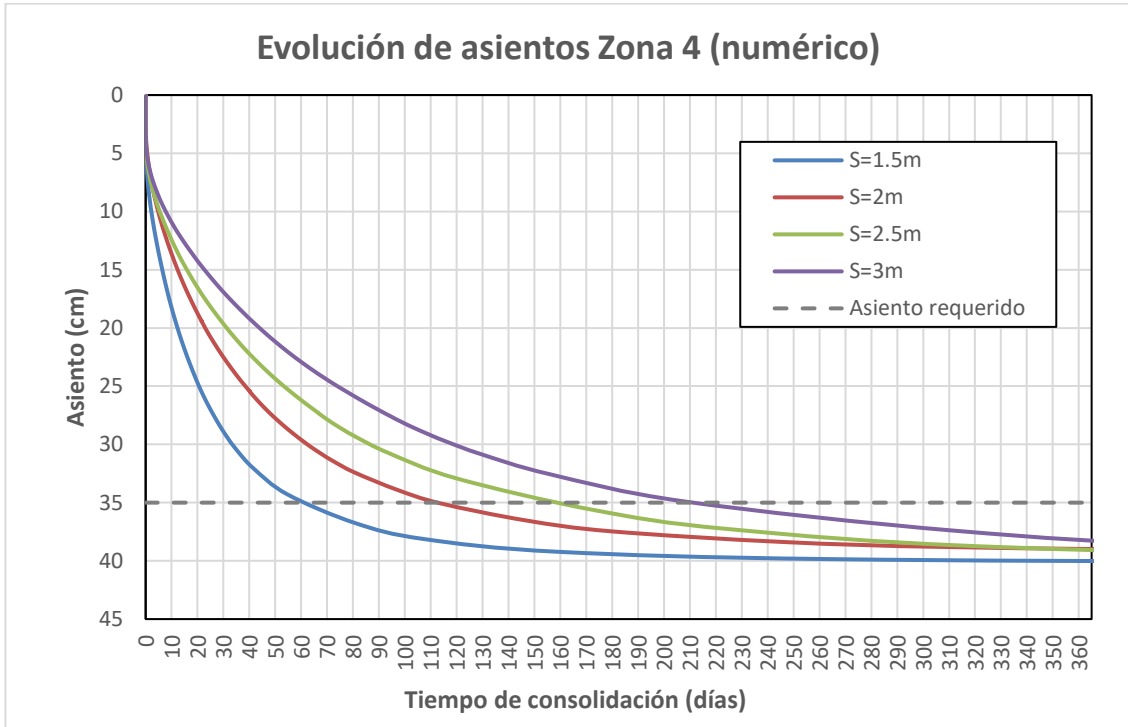


Figura 6-19 Curvas asiento-tiempo mechas drenantes zona 4.

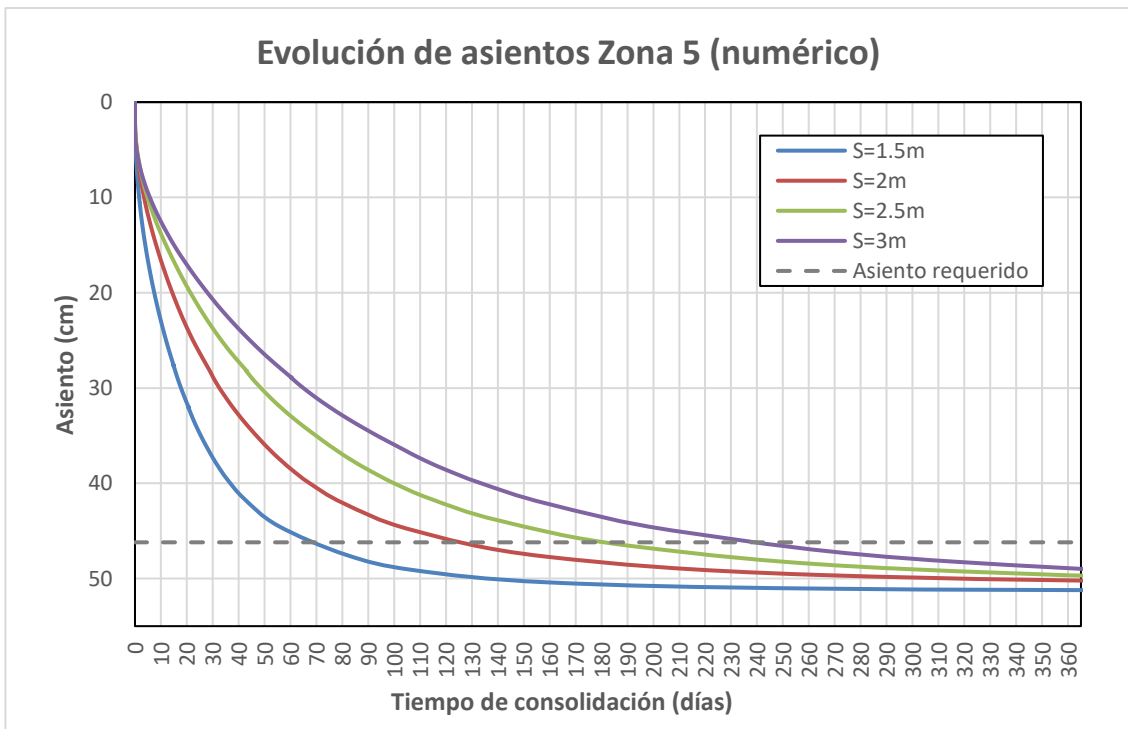


Figura 6-20 Curvas asiento-tiempo mechas drenantes zona 5.

### 6.2.1.3 Análisis de resultados

En la siguiente tabla se hace un resumen de los tiempos de consolidación obtenidos para cada uno de los modelos calculados:

Tabla 6-1 Resultados tiempos de consolidación precarga con mechas drenantes.

	S (m)	Analítico		Numérico	
		t(días)	t(meses)	t(días)	t(meses)
Zona 2	1.5	70	2.3	40	1.3
	2	130	4.3	70	2.3
	2.5	210	7.0	100	3.3
	3	310	10.3	145	4.8
Zona 3	1.5	75	2.5	50	1.7
	2	145	4.8	85	2.8
	2.5	220	7.3	125	4.2
	3	320	10.7	175	5.8
Zona 4	1.5	90	3.0	60	2.0
	2	170	5.7	105	3.5
	2.5	275	9.2	160	5.3
	3	-	-	225	7.5
Zona 5	1.5	105	3.5	70	2.3
	2	205	6.8	120	4.0
	2.5	345	11.5	175	5.8
	3	-	-	240	8.0

Como se puede observar en la tabla, los tiempos de consolidación obtenidos en los modelos analítico y numérico difieren bastante, especialmente para las separaciones entre drenes más grandes. Se han obtenido diferencias máxima de tiempo de 5 meses en algunas configuraciones. Se ha concluido que los resultados utilizando la teoría de Barron, para mallas de drenes separados más de 2 metros son del orden de dos veces los obtenidos por métodos numéricos.

A partir de los resultados numéricos y tomando el condicionante de que no se pueden superar los 6 meses de tratamiento de mejora, se han obtenido separaciones de 3 metros en las zonas 2 y 3 y separaciones de 2,5 metros en las zonas 4 y 5. Estas separaciones se han considerado demasiado grandes y, por seguridad, se han reducido. Además, hay que considerar la instalación de los drenes y la construcción/retirada del terraplén dentro de los 6 meses de plazo de mejora. El diseño final es el siguiente:

Tabla 6-2 Propuesta de mejora precarga con mechas drenantes.

Zona	S (m)	t (meses)	4.5 meses
1	-	-	
2	2.5	3.3	
3	2.5	4.2	
4	2	3.5	
5	2	4	

La mejora consiste en la instalación de una malla triangular de mechas drenantes separadas 2,5 metros en las zonas 2 y 3 y separadas 2 metros en las zonas 4 y 5, acompañada de una manta drenante de material granular de 0,5 metros de espesor. La precarga consiste en un terraplén de 5 metros de altura. Teniendo en cuenta el

tiempo de instalación de los drenes y de ejecución del terrplén se ha estima un tiempo de mejora total de 6 meses.

Cabe destacar que, debido a la incertidumbre que existe en este proyecto en cuanto a datos de consolidación y disipación de presiones intersticiales insitu, es recomendable la monitorización del terraplén mediante métodos de auscultación para comprobar la efectividad de los modelos en el comportamiento real del suelo.

### 6.3 Columnas de grava

Esta técnica consiste en la inclusión de material grueso en el terreno mediante un equipo vibrador. Se produce una mejora de resistencia debido a la introducción de materiales más rígidos en el terreno y por la compactación del suelo cercano a las columnas (efecto del vibrador). Además, las columnas de grava actúan como grandes drenes, favoreciendo el proceso de consolidación.

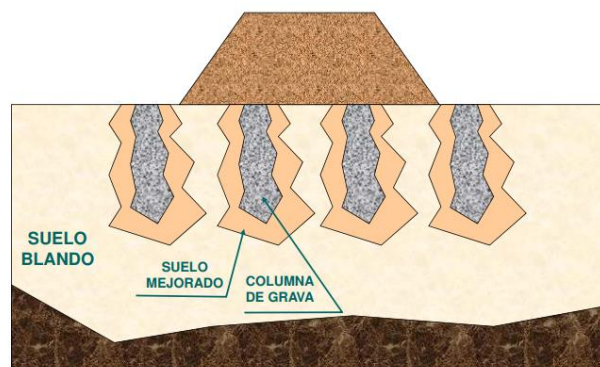


Figura 6-21 Esquema tratamiento columnas de grava (Fuente: Asignatura Obras geotécnicas).

Es necesaria, como complemento a las columnas de grava, la ejecución de una capa de asiento, que regularice las deformaciones en las zonas con y sin columna.

La ejecución de columnas de grava se sitúa a medio camino entre mejora del terreno y cimentación profunda.

En cuanto a las propiedades de la grava, Castro J. (2016) comenta que la grava debe ser de cantera, con un tamaño máximo de 50mm para poder ser utilizada por el equipo vibrador. Además, hace una recopilación de los parámetros utilizados para la modelización de columnas de grava realizados por otros autores (módulo de elasticidad, ángulo de rozamiento, ángulo de dilatación y pesos específicos).

Referencia	$\phi_c$ [°]	$\psi_c$ [°]	$E_c$ [MPa]	$m$ [-]	$\gamma_d / \gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]
Mitchell & Huber (1985)	41	-	29.2	0.59	18.6/ 21.6
Schweiger (1989)	35	-	67.5	-	-
Sopeña y Estaire (2001)	40	10	30	-	18
Kirsch (2006)	45	0	100	-	19/19
Carreiro (2007)	38	8	50		20/21
Castro (2008)	40	10	75	0.3	19/21
Ng (2013)	40	0	30	-	18/18
Alonso Pollán (2014)	40	10	30-80	-	-/20
Killeen & McCabe (2014)	45	15	70	0.3	19/19

Figura 6-22 Parámetros geotécnicos modelización columnas de grava.

Los parámetros utilizados para modelar la grava tanto de forma analítica como numérica en este proyecto son los siguientes:

Tabla 6-3 Parámetros geotécnicos grava.

	Grava
<b>Modelo de cálculo</b>	Mohr-Coulomb
<b>Peso específico aparente, <math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	21
<b>Cohesión efectiva, <math>C'</math> (kPa)</b>	1
<b>Ángulo de rozamiento efectivo, <math>\phi'</math>(°)</b>	40
<b>Ángulo de dilatación, <math>\psi</math> (°)</b>	10
<b>Módulo de elasticidad, <math>E</math> (MPa)</b>	40
<b>Coefficiente de Poisson, <math>\nu</math></b>	0.3
<b>Permeabilidad vertical, <math>K_v</math> (m/día)</b>	1
<b>Permeabilidad horizontal, <math>K_h</math> (m/día)</b>	1

Se ha tomado una cohesión efectiva de 1 kPa puesto que tomar cohesiones nulas en Plaxis, puede dar lugar a errores numéricos.

Se ha obtenido información para el prediseño de columnas de grava de la bibliografía:

- Se pueden conseguir diámetros de columna entre 0,5 y 1,2 metros, en función de la técnica de ejecución y equipo utilizado (FHWA).
- Zahmatkesh and Choubbasti (2010) consideran que para porcentajes de sustitución de terreno por columnas de grava inferiores al 10%, no se aprecia mejora significativa. También afirman que no se suele emplear porcentajes mayores al 30% por las dificultades técnicas de la instalación y no ser económicamente rentable.
- Las separaciones entre eje de columna se suelen encontrar entre 1,5 y 3,5 m (FHWA). También se recomienda la disposición de las columnas en malla triangular.

En los cálculos se ha partido de una malla triangular de columnas de 0,8 metros de diámetro. Se han estudiado porcentajes de sustitución del 25, 15 y 10%, que equivalen, aproximadamente, a separaciones entre columnas de 1,5 , 2 y 2,5 metros respectivamente. Adicionalmente, se ha realizado un cálculo en la zona 5 para un porcentaje de sustitución del 20% (1,7 metros de separación).

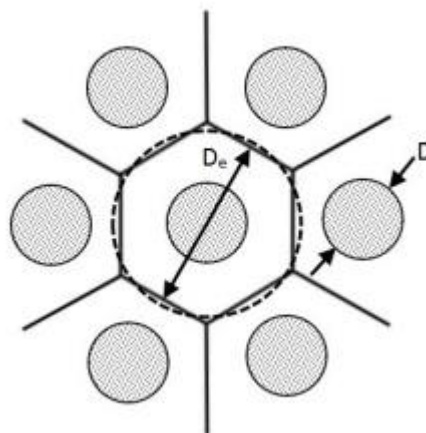


Figura 6-23 Disposición triangular de columnas de grava (Fuente: FHWA).

### 6.3.1 Modelo analítico (método de Priebe)

Se basa en el modelo de “celda unidad”, que consiste en tener en cuenta una sola columna rodeada del área de suelo que le corresponde respecto al resto de columnas. Esta simplificación se puede tomar cuando hay un gran número de columnas dispuestas en una malla regular y que soportan una carga constante y homogénea.

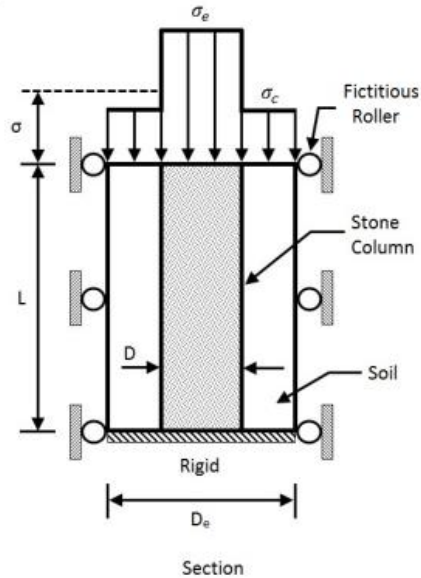


Figura 6-24 Celda unidad columna de grava (Fuente: FHWA).

Para calcular el coeficiente de mejora básico del terreno, Priebe hace las siguientes consideraciones:

- 1) La columna se asienta sobre un estrato rígido.
- 2) La grava es incompresible.
- 3) No se tienen en cuenta las densidades de la grava ni del suelo.

Esto significa que la columna no puede fallar por punta y que los asentamientos provocan la deformación (abultamiento) de la columna.

El factor de mejora se define como:

$$n_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \left[ \frac{0,5 + f\left(\mu_s, \frac{A_c}{A}\right)}{K_{ac} f\left(\mu_s, \frac{A_c}{A}\right)} \right],$$

donde:

$$f\left(\mu_s, \frac{A_c}{A}\right) = \frac{(1 - \mu_s) \left(1 - \frac{A_c}{A}\right)}{1 - 2\mu_s + \frac{A_c}{A}},$$

$K_{ac}$ : coeficiente de empuje activo,  $K_{ac} = \tan\left(45^\circ - \frac{\phi_c}{2}\right)^2$ .

$A_c$ : área de la columna de grava.

$A$ : área total de la celda unidad.

$\mu_s$ : coeficiente de Poisson del suelo.

$\phi_c$ : ángulo de rozamiento de la grava.

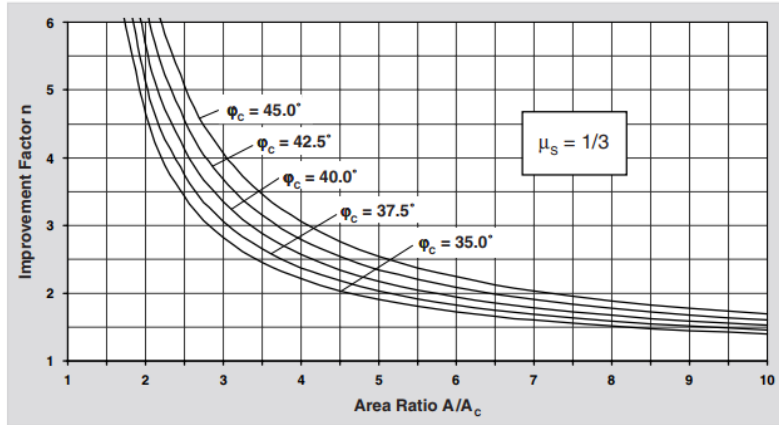


Figura 6-25 determinación del factor de mejora (Fuente: Priebe).

No es cierto que la compresibilidad de la columna sea nula. Para tenerlo en cuenta, Priebe modifica el valor del coeficiente de mejora, calculándolo de forma análoga al anterior, pero con una relación  $A_c/A$  corregida:

$$\left(\frac{A_c}{A}\right)_1 = -\frac{4K_{ac}(n_0 - 2) + 5}{2(4K_{ac} - 1)} \pm \frac{1}{2} \sqrt{\left[\frac{4K_{ac}(n_0 - 2) + 5}{2(4K_{ac} - 1)}\right]^2 \pm \frac{16K_{ac}(n_0 - 1)}{4K_{ac} - 1}},$$

$$\Delta\left(\frac{A}{A_c}\right) = \frac{1}{\left(\frac{A_c}{A}\right)_1} - 1,$$

$$\frac{\bar{A}_c}{A} = \frac{1}{\frac{A}{A_c} + \Delta\left(\frac{A}{A_c}\right)},$$

teniendo en cuenta el nuevo valor de la relación de áreas, el coeficiente de mejora afectado por la compresibilidad de la columna queda:

$$n_1 = 1 + \frac{\bar{A}_c}{A} \left[ \frac{0,5 + f(\mu_s, \frac{\bar{A}_c}{A})}{K_{ac}(\mu_s, \frac{\bar{A}_c}{A})} \right]$$

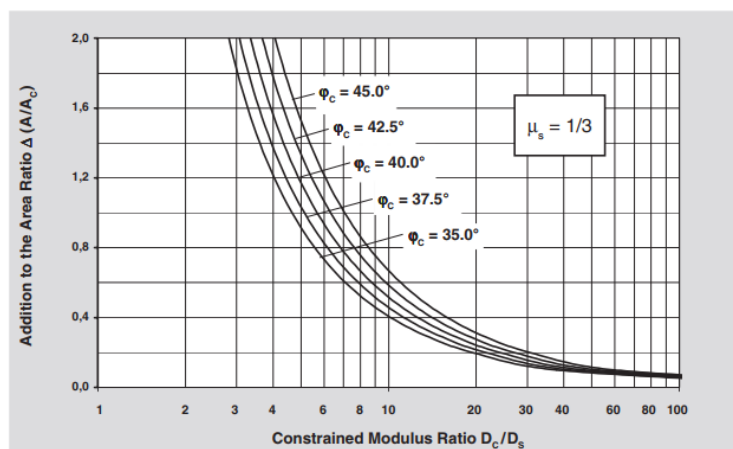


Figura 6-26 Efecto de la compresibilidad de la columna (Fuente: Priebe).

El valor de este coeficiente es menor que el calculado sin tener en cuenta la compresibilidad de la columna.

Al no considerar los pesos específicos del suelo y la grava, la deformación de las columnas sólo depende de la diferencia de presión producida por la carga externa. Si se toman las cargas iniciales debidas a las densidades de la columna y del suelo, la diferencia de presión se reduce, así como la deformación de la columna. Esto hace que las columnas de grava tengan mayor soporte lateral y resistencia (mayor coeficiente de mejora). Este efecto se tiene en cuenta a partir del llamado factor de profundidad:

$$f_d = \frac{1}{1 + \frac{K_{oc} - \frac{W_s}{W_c}}{\frac{W_c}{p_c}}}$$

donde:

$$p_c = \frac{p}{\frac{\bar{A}_c}{A} + \frac{1 - \frac{\bar{A}_c}{A}}{\frac{p_c}{p_s}}}$$

$$\frac{p_c}{p_s} = \frac{0,5 + f(\mu_s, \frac{\bar{A}_c}{A})}{K_{ac} f(\mu_s, \frac{\bar{A}_c}{A})}$$

p: carga de servicio.

K<sub>oc</sub>: coeficiente de empuje pasivo,  $K_{oc} = 1 - \sin(\phi_c)$ .

W<sub>c</sub>: peso total de la grava en el punto medio del terreno,  $W_c = \Sigma(\gamma_c \Delta_d)$ .

W<sub>s</sub>: peso total del suelo en el punto medio del terreno,  $W_s = \Sigma(\gamma_s \Delta_d)$ .

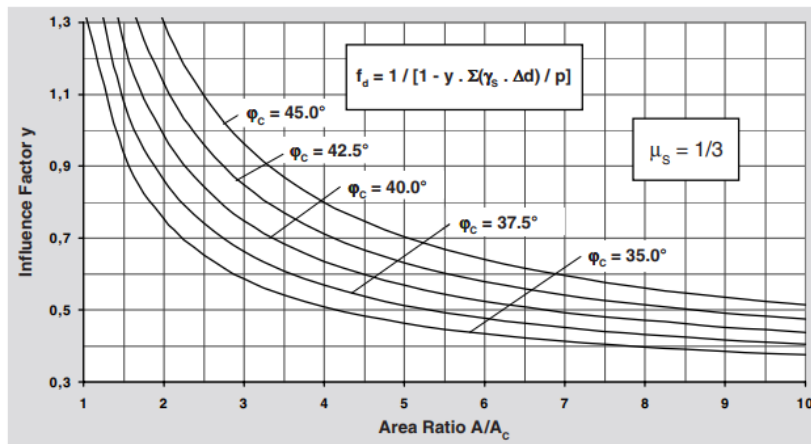


Figura 6-27 Determinación del coeficiente de profundidad (Fuente: Priebe).

El coeficiente de mejora definitivo quedaría:

$$n_2 = f_d \times n_1$$

En el caso de suelos blandos, Priebe limita el coeficiente de mejora a través de la siguiente ecuación:

$$n_{m\acute{a}x} = 1 + \frac{A_c}{A} \left( \frac{D_c}{D_s} - 1 \right),$$

donde:

D<sub>c</sub>: módulo edométrico de la grava.

D<sub>s</sub>: módulo edométrico promedio del suelo.



Los resultados obtenidos se agrupan en la tabla que se presenta a continuación:

Tabla 6-4 Resultados método de Priebe.

	$S_{\infty}$ (cm)	Separación (m)	n	$S_{Priebe}$ (cm)
Zona 2	20.02	1.5	2.39	8.37
		2	1.74	11.52
		2.5	1.50	13.31
Zona 3	30.85	1.5	2.86	10.79
		2	1.99	15.51
		2.5	1.69	18.21
Zona 4	41.20	1.5	3.32	12.40
		2	2.31	17.87
		2.5	1.84	22.43
Zona 5	53.03	1.5	3.32	15.96
		1.7	2.80	18.94
		2	2.31	23.01
		2.5	1.84	28.87

El coeficiente de mejora de asientos máximo establecido por Priebe ha limitado la reducción de asientos de las zonas 4 y 5.

### 6.3.2 Modelo numérico

Debido a la complejidad para calcular correctamente los mecanismos de interacción suelo-grava, especialmente en terrenos heterogéneos, los modelos basados en elementos finitos son una buena opción a tener en cuenta. Moseley, M.P. y Kirsch, K. (2004) comentan que los análisis numéricos haciendo uso del método de los elementos finitos (MEF) son una valiosa herramienta para la optimización del diseño de mejoras con columnas de grava.

Utilizando un modelo de deformación plana en el programa Plaxis, se han calculado, para cada perfil tipo y para cada disposición de columnas, los asientos máximos alcanzados por el sistema columnas-suelo.

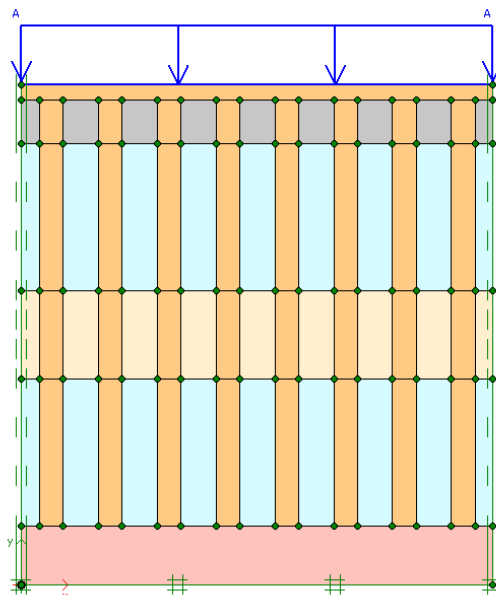


Figura 6-28 Modelo Plaxis 2D columnas de grava.

Se han definido las siguientes etapas de cálculo en el programa Plaxis:

- 1) Estado de tensiones iniciales del terreno y definición del nivel freático (procedimiento KO).
- 2) Construcción de las columnas de grava y capa de encepado superior.
- 3) Aplicación de la carga transmitida por la instalación (cálculo plástico).
- 4) Consolidación del terreno hasta alcanzar la presión intersticial mínima.

Los resultados obtenidos se presentan a continuación en forma de gráficas asiento-tiempo:

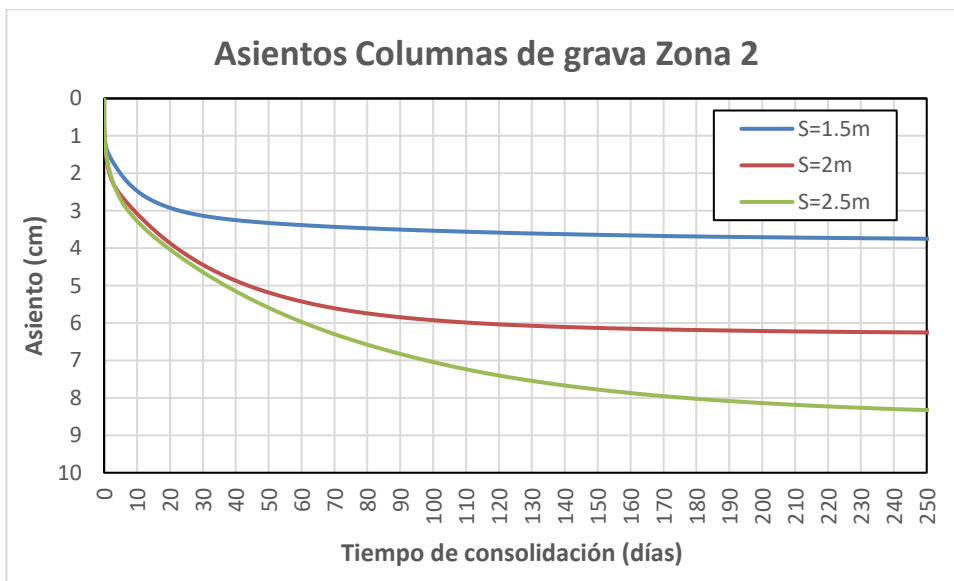


Figura 6-29 Curvas asiento-tiempo columnas de grava zona 2.

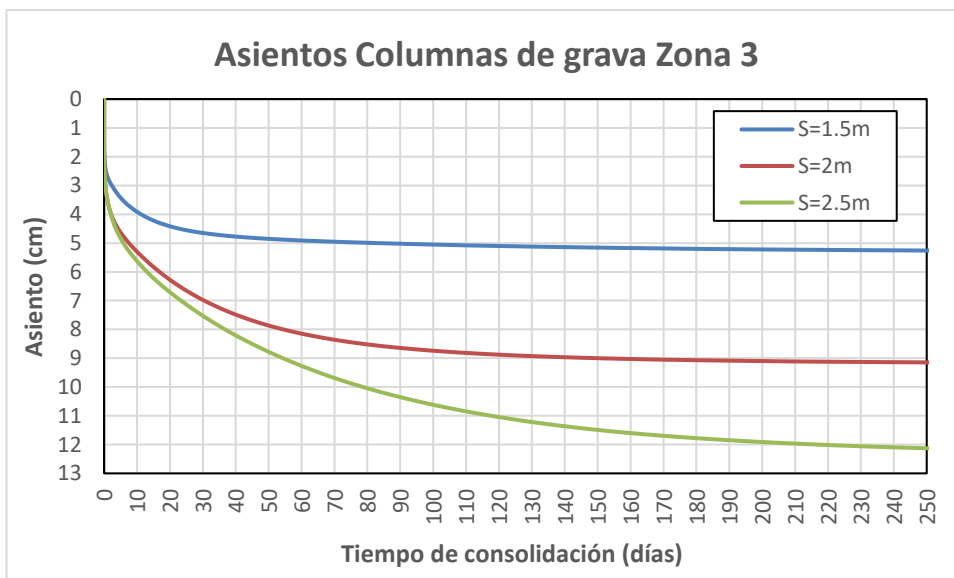


Figura 6-30 Curvas asiento-tiempo columnas de grava zona 3.

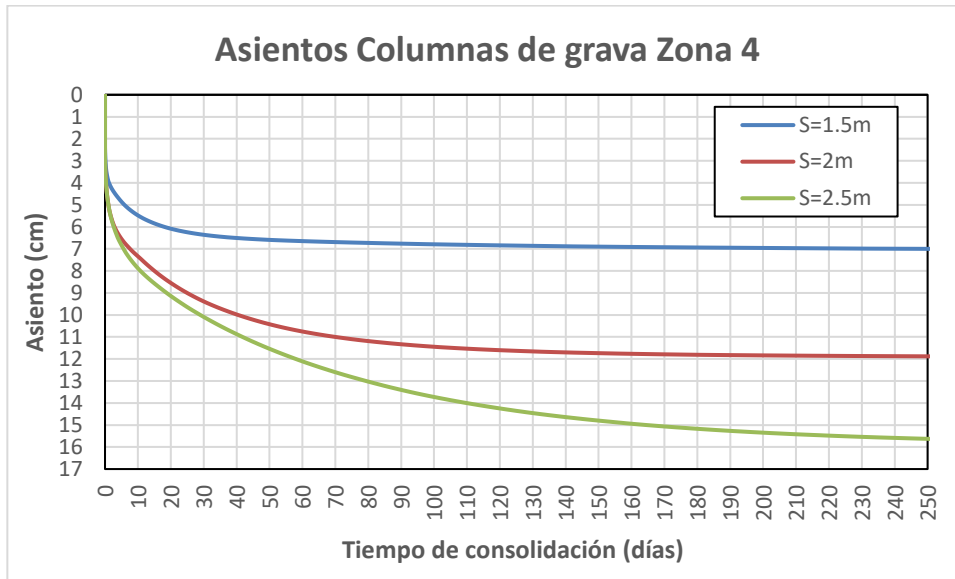


Figura 6-31 Curvas asiento-tiempo columnas de grava zona 4.

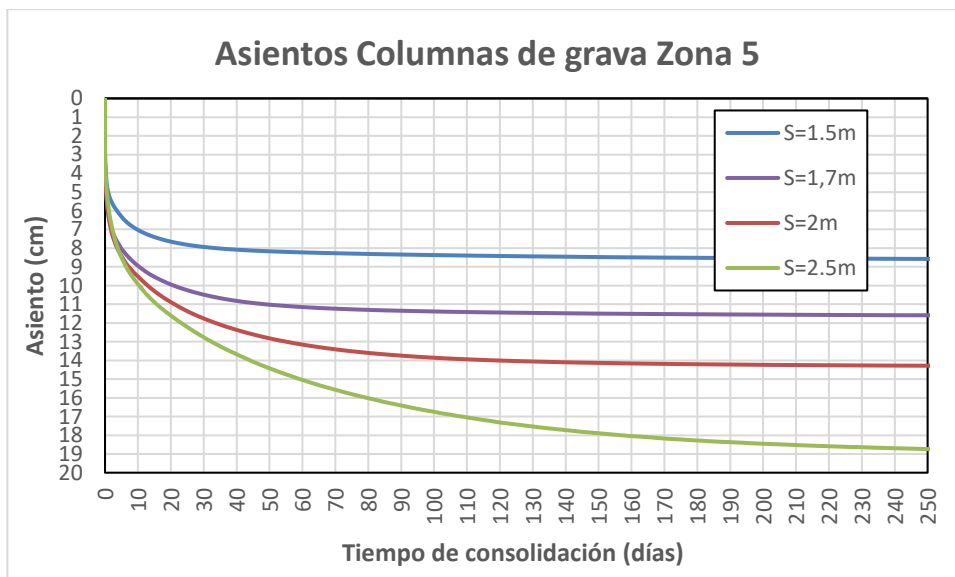


Figura 6-32 Curvas asiento-tiempo columnas de grava zona 5.

Se puede observar que los asentamientos máximos no se alcanzan de forma instantánea. Los tiempos de consolidación totales son del orden de 1 mes. Comparando estos resultados con los obtenidos con mechas drenantes (varios meses), se puede comprobar el gran efecto drenante que introducen las columnas de grava en el terreno.

### 6.3.3 Análisis de resultados

Los resultados obtenidos utilizando los dos métodos se comparan en la siguiente tabla:

Tabla 6-5 Comparativa asientos columnas de grava.

	$S_{\infty}$ (cm)	Separación (m)	$S_{\text{Priebe}}$ (cm)	$S^*_{\text{priebe}}$ (cm)	$S_{\text{plaxis}}$ (cm)
<b>Zona 2</b>	20.02	1.5	8.37	8.37	3.82
		2	11.52	11.52	6.32
		2.5	13.31	13.31	8.54
<b>Zona 3</b>	30.85	1.5	10.79	10.79	5.32
		2	15.51	15.51	9.21
		2.5	18.21	18.21	12.38
<b>Zona 4</b>	41.20	1.5	12.40	11.6	7.07
		2	17.87	17.71	11.94
		2.5	22.43	21.25	15.95
<b>Zona 5</b>	53.03	1.5	15.96	11.31	8.64
		1.7	18.94	14.92	11.64
		2	23.01	18.95	14.36
		2.5	28.87	23.41	19.06

Del análisis de resultados se han alcanzado las siguientes conclusiones:

- Los asientos totales obtenidos por el modelo analítico (Priebe) y el modelo numérico presentan diferencias de asiento del orden de 5 cm. La diferencia no es muy grande por lo que se ha asumido que ambos modelos reflejan de forma correcta el comportamiento del terreno. Sin embargo, en la zona 5 se ha observado que ambos modelos comienzan a comportarse de forma diferente. Esto se debe principalmente a la acción del coeficiente máximo impuesto por Priebe para suelos blandos. En la tabla de resultados se muestran también los asientos obtenidos por el método de Priebe sin tener en cuenta el coeficiente de mejora máximo ( $S^*$ ). En ese caso, ambos modelos vuelven a dar valores más cercanos.
- La solución óptima debe cumplir el requisito de asiento máximo postconstructivo, alcanzando el asiento requerido de forma casi instantánea. Se han tomado como asientos instantáneos todos aquellos producidos en tiempos de menos de 2 semanas. Hay que tener en cuenta que todos los asientos producidos durante la construcción de la instalación se pueden compensar en obra. Además, como criterio adicional para tomar la solución se ha buscado conseguir una regularización de los asientos entre cada zona de la parcela.
- La separación de columnas de 1,5 metros, correspondiente a un porcentaje de sustitución del terreno del 25%, no se ha tomado como posible solución. Se ha considerado que una malla de columnas tan densa no se puede tomar como solución técnica para este proyecto.

Se ha tomado la siguiente solución:

Tabla 6-6 Propuesta de mejora columnas de grava.

Zona	Separación (m)
1	-
2	2.5
3	2.5
4	2
5	1.7

Con esta solución los asientos totales de la parcela se encuentran entre 8,5 y 12 cm. La mejora consiste en la disposición de una malla triangular de columnas de grava de 0,8 metros de diámetro separadas 2.5 metros en las zona 2 y 3, 2 metros en la zona 4 y 1,7 metros en la zona 5, acompañada de una capa de asientos formada por material granular de 0,5 metros de espesor.

# 7 ANÁLISIS DE COSTES

---

En el presente capítulo se busca realizar una estimación de costes para cada una de las mejoras propuestas, con el fin de elegir la mejor desde el punto de vista económico.

Los principales factores que afectan al coste en proyectos de mejora del terreno son las siguientes:

- Materiales.
- Maquinaria específica.
- Movimiento de tierras.
- Tipo de suelo.
- Situación de la parcela/Accesibilidad.
- Climatología.

Saber identificar como estas variables modifican el coste es muy beneficioso a la hora de realizar un análisis de alternativas.

## 7.1 Precarga con mechas drenantes

A la hora de evaluar el coste de este tipo de proyectos, no solo se puede tener en cuenta el coste de las bandas drenantes y el terraplén, sino que hay que analizar otros factores que pueden afectar al coste total de la mejora:

-Topografía de la parcela:

Es muy complicado instalar mechas drenantes en terrenos en pendiente. En caso de que existiera una pendiente considerable en la parcela, habría que realizar trabajos previos de movimiento de tierras (explanación) para adecuar la zona para la instalación.

-Estratos duros:

La maquinaria de instalación de drenes no puede atravesar materiales duros. En el caso de la existencia de materiales de este tipo, habría que realizar preforos para permitir la hincada de los drenes, aumentando el coste de forma significativa. También hay que tener en cuenta la posible existencia de bolos y rocas dispersas en el terreno.

-Maquinaria de instalación:

Los equipos más utilizados son de penetración estática y vibratorios, los cuáles son los más económicos. Sin embargo, en el caso de que las características del proyecto hagan necesario el uso de equipos de penetración con lanza de agua (jetting) los costes podrían aumentar de forma considerable. Además, hay que considerar la movilización de toda la maquinaria al emplazamiento del proyecto.

-Tiempo de mejora:

No sólo hay que tener en cuenta el tiempo de consolidación sino el tiempo requerido para la instalación de los drenes y construcción/retirada del terraplén. Se pueden dar tiempos incompatibles con el proyecto.

-Manta drenante:

La disponibilidad y coste del material granular en la zona para la construcción de la manta drenante puede hacer que no sea económico, por lo que convendría proyectar el drenaje superficial por medio

de un geotextil. En caso de ser necesaria una plataforma para la maquinaria, habría que ejecutar la manta granular. De todas formas, lo habitual es ejecutar la manta drenante junto a un geotextil para evitar la contaminación del material.

-Instrumentación de terraplenes:

El coste de la instrumentación de los terraplenes puede llegar a ser relevante en función de la complejidad del proyecto.

En lo que respecta a este proyecto, la parte de la parcela que se encuentra en pendiente corresponde a la zona 1, que no precisa de mejora y, según la información aportada por los ensayos DPSH, no se ha detectado ningún estrato duro intermedio, por lo que no hace falta realizar preforos en el terreno. Al no disponer de datos de disponibilidad de canteras, se ha considerado que se puede conseguir el material granular para la manta drenante de forma económica. Además, se utilizará un geotextil como capa anticontaminante.

### 7.1.1 Mediciones

Tabla 7-1 Mediciones precarga con mechas drenantes.

Unidad	Zona	Superficie (m <sup>2</sup> )	Densidad	n	prof. (m)	ml
Mechas drenantes (m)	1	13,096.97	-	-	-	-
	2	8,277.16	0.194	1,605.77	5	<b>8,028.842</b>
	3	7,839.55	0.194	1,520.87	10	<b>15,208.733</b>
	4	10,389.20	0.289	3,002.48	15	<b>45,037.178</b>
	5	710.55	0.289	205.35	20	<b>4,106.991</b>

	h (m)	Superficie (m <sup>2</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )
Precarga (m <sup>3</sup> )	5	27,216.46	<b>136,082.31</b>
Manta drenante (m <sup>3</sup> )	0.5	27,216.46	<b>13,608.23</b>

	Superficie (m <sup>2</sup> )
Geotextil (m <sup>2</sup> )	<b>27,216.46</b>

*Densidad: número de drenes en 1 m<sup>2</sup> de superficie.*

*n: número de unidades de mechas en planta.*

*ml: metros lineales de bandas drenantes.*

### 7.1.2 Cuadro de precios

Los precios unitarios se han obtenido de la base de precios de la Dirección General de Carreteras (Orden circular 37/2016).

Tabla 7-2 Cuadro de precios precarga con mechas drenantes.

Descripción	Código	Unidad	Precio de ejecución
Mecha drenante hincada en el cimiento del terraplén, totalmente terminada / preparación de la superficie de trabajo y registro continuo de parámetros de ejecución	305.0270	m	<b>1.94 €</b>

Descripción	Código	Unidad	Precio de ejecución
Precarga en rellenos y retirada del material	305.0280	m <sup>3</sup>	<b>6.04 €</b>
Capa de grava en encepado de columnas, o mechas drenantes y otros tratamientos del terreno	305.0260	m <sup>3</sup>	<b>18.54 €</b>
Geotextil de material virgen 100% tipo 1, totalmente colocado como separador	290.0010	m <sup>2</sup>	<b>3.60 €</b>

### 7.1.3 Presupuesto

Tabla 7-3 Presupuesto precarga con mechas drenantes.

Unidad	Medición	Precio	Importe
Mecha drenante hincada en el cimiento del terraplén, totalmente terminada / preparación de la superficie de trabajo y registro continuo de parámetros de ejecución	72,381.743	1.94	<b>140,420.58</b>
Precarga en rellenos y retirada del material	136,082.305	6.04	<b>821,937.12</b>
Capa de grava en encepado de columnas, o mechas drenantes y otros tratamientos del terreno	13,608.231	18.54	<b>252,296.59</b>
Geotextil de material virgen 100% tipo 1, totalmente colocado como separador	27,216.46	3.60	<b>97,979.26</b>
		<b>Total</b>	<b>1,312,633.56</b>

El presupuesto total de la mejora asciende a la cantidad de *un millón trescientos doce mil seiscientos treinta y tres euros con cincuenta y seis céntimos*.

## 7.2 Columnas de grava

Las unidades más importantes que hay que tener en cuenta en un proyecto de columnas de grava son las siguientes:

-Maquinaria de instalación:

El uso de vibro compactadores (vía seca o húmeda) o maquinaria de pilotaje convencional para ejecutar las columnas puede variar el precio final del proyecto. Se debe analizar que tipo de maquinaria es más conveniente en función del tipo de terreno sobre el que se está trabajando.

-Capa de asientos:

Hay que extender una capa granular para igualar los asientos de toda la superficie y evitar el

abombamiento de esta. Puede ser necesario el uso de un geotextil para aumentar la resistencia.

-Características de la grava:

Para el correcto funcionamiento de las columnas, se necesita una grava con las propiedades necesarias para garantizar la correcta rigidez y resistencia necesarias. Además, debe de ser de un tamaño estándar para poder ser utilizada por la maquinaria de vibrosustitución.

### 7.2.1 Mediciones

Tabla 7-4 Mediciones columnas de grava.

Unidad	Zona	Superficie (m <sup>2</sup> )	Densidad	n	prof. (m)	ml
Columnas de grava (m)	1	13,096.97	-	-	-	-
	2	8,277.16	0.194	1,605.77	5	8,028.842
	3	7,839.55	0.194	1,520.87	10	15,208.733
	4	10,389.20	0.289	3,002.48	15	45,037.178
	5	710.55	0.399	283.51	20	5,670.205

	h (m)	Superficie (m <sup>2</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )
Capa de asiento (m <sup>3</sup> )	0.5	27,216.46	13,608.23

	Superficie (m <sup>2</sup> )
Geotextil (m <sup>2</sup> )	27,216.46

*Densidad: número de columnas de grava en 1 m<sup>2</sup> de superficie.*

*n: número de unidades de columnas en planta.*

*ml: metros lineales de columnas de grava.*

### 7.1.2 Cuadro de precios

Los precios unitarios se han obtenido de la base de precios de la Dirección General de Carreteras (Orden circular 37/2016).

Tabla 7-5 Cuadro de precios columnas de grava.

Descripción	Código	Unidad	Precio de ejecución
Columna de grava de 0,80 m de diámetro por vía húmeda con alimentación por superficie hasta 15 m, completamente vibrocompactada, perforación y aporte de material.	305.0130	m	33.23 €
Columna de grava de 0,80 m de diámetro por vía húmeda con alimentación por superficie de más de 15 m, completamente vibrocompactada, perforación y aporte de material.	305.0180	m	35.52 €



Descripción	Código	Unidad	Precio de ejecución
Capa de grava en encepado de columnas, o mechas drenantes y otros tratamientos del terreno	305.0260	m <sup>3</sup>	<b>18.54 €</b>
Geotextil de material virgen 100% tipo 1, totalmente colocado como separador	290.0010	m <sup>2</sup>	<b>3.60 €</b>

Se ha diferenciado entre columnas de grava de hasta 15 metros de profundidad (Zonas 2, 3 y 4) y columnas de más de 15 metros de profundidad (Zona 5).

### 7.2.3 Presupuesto

Tabla 7-6 Presupuesto columnas de grava.

Unidad	Medición	Precio	Importe
Columna de grava de 0,80 m de diámetro por vía húmeda con alimentación por superficie hasta 15 m, completamente vibrocompactada, perforación y aporte de material.	68,274.753	33.23	<b>2,268,770.03</b>
Columna de grava de 0,80 m de diámetro por vía húmeda con alimentación por superficie de más de 15 m, completamente vibrocompactada, perforación y aporte de material.	5,670.205	33.52	<b>190,065.27</b>
Capa de grava en encepado de columnas, o mechas drenantes y otros tratamientos del terreno	13,608.231	18.54	<b>252,296.59</b>
Geotextil de material virgen 100% tipo 1, totalmente colocado como separador	27,216.46	3.60	<b>97,979.26</b>
		<b>Total</b>	<b>2,809,111.16</b>

El presupuesto total de la mejora asciende a la cantidad de *dos millones ochocientos nueve mil ciento once euros con dieciséis céntimos*.



# 8 PROPUESTA DE MEJORA

---

## 8.1 Factores a tener en cuenta

Se ha analizado la viabilidad de ambas propuestas en función de los siguientes factores:

-Económico:

En el apartado anterior se determina que la técnica de precarga con mechas drenantes resulta ser mucho más barata que la mejora con columnas de grava. Hay una diferencia en el presupuesto de un millón y medio de euros aproximadamente.

-Tiempo:

Se ha estimado un tiempo de ejecución total de precarga con mechas drenantes de 6 meses, contando con la instalación de los drenes y la construcción/retirada de la precarga mientras que las columnas de grava permitirían la ejecución casi inmediata de la instalación industrial.

-Repercusión ambiental:

En la parcela no hay material sobrante para ejecutar los terreplenes requeridos en el proyecto de mechas drenantes, por lo que habría que recurrir a préstamos. Transcurrido el tiempo de consolidación necesario, habría que llevar los materiales a vertedero. Esto significa que habría que encontrar un lugar autorizado para dejar el material sobrante, lo que podría complicar el proyecto. Sin embargo, puesto que el terraplén no va a soportar ninguna carga adicional, se podrían utilizar materiales de poca calidad y que ya no tuvieran otro uso (suelos marginales).

-Cimentaciones:

Se pueden producir interferencias con las columnas de grava durante la construcción de las cimentaciones de la instalación.

-Problemas de estabilidad:

Las columnas de grava no solo disminuyen la compresibilidad del terreno sino que aumentan las características resistentes de este ( $C, \phi$ ), disminuyendo el riesgo de deslizamientos en la parcela.

## 8.2 Elección de mejora

Se ha decidido optar, como propuesta de mejora del terreno para la parcela, por la **precarga con mechas drenantes**. Se ha tomado esta decisión por varios motivos:

- 1) Una de las hipótesis iniciales para la mejora era la de que debía estar completa en 6 meses. En principio, no hay la necesidad de construcción inmediata de la instalación. La precarga cumple este requisito.
- 2) Tras analizar los datos de proyecto, no se ha identificado ningún potencial problema de estabilidad. No es necesario reforzar el terreno en ese sentido.
- 3) Para la ejecución de la precarga no se utilizarán materiales seleccionados, sino suelos de menor categoría, disminuyendo el coste y facilitando la obtención de estos. Al encontrarse la parcela en una zona eminentemente industrial, se propone utilizar, como materiales para la precarga, cenizas y otros subproductos industriales. Además, este tipo de materiales tienen un peso específico alto, facilitando

el proceso de consolidación del terreno.

- 4) La precarga con mechas drenantes es la alternativa más económica.

Cabe destacar que, a pesar de haber escogido esta mejora, las columnas de grava son una alternativa completamente viable técnicamente. Con buen criterio, se puede justificar la elección de una u otra propuesta para el proyecto sin que suponga ningún error.

### 8.3 Procedimiento constructivo

A continuación, se realiza un resumen del procedimiento constructivo a seguir en obra para ejecutar la mejora:

- 1) Colocación del geotextil en toda la superficie a tratar. Este material sirve como separador, para proteger de la contaminación a las capas superiores.
- 2) Extendido y compactación de la manta drenante granular.
- 3) Replanteo e hincas de la malla triangular de mechas drenantes diseñada.
- 4) Instalación de los equipos de auscultación, placas de asiento y perforación de piezómetros.

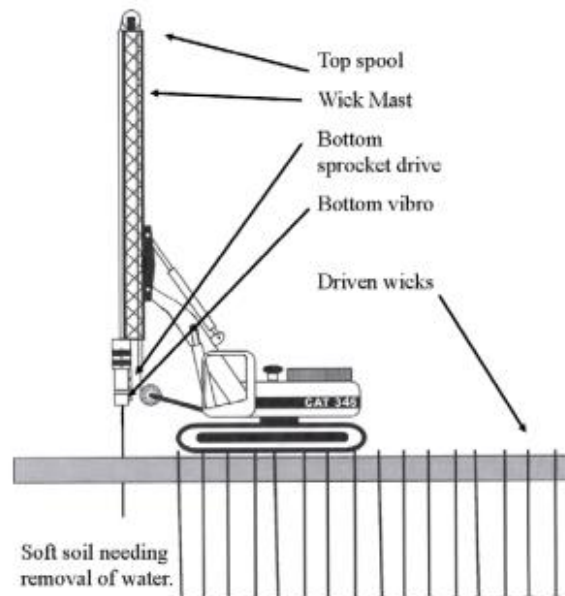


Figura 8-1 Procedimiento constructivo drenes.

- 5) Construcción y compactado del terraplén por tongadas hasta alcanzar los 5 metros de altura.
- 6) Esperar a que se produzca la consolidación del terreno. En este caso, cuatro meses y medio.
- 7) Retirada del terraplén y transporte a vertedero.

Las disposiciones adicionales acerca de la ejecución de las unidades de obra aquí descritas se pueden encontrar en el pliego de prescripciones técnicas particulares (PPTP) de este proyecto, que se puede encontrar en el anexo 2 del presente documento.

# 9 CONCLUSIONES

---

- En el presente proyecto se ha realizado el estudio y diseño de una mejora de suelos blandos en una instalación industrial en el Campo de Gibraltar, la cual se caracteriza por tener unas limitaciones resistentes y deformacionales muy estrictas.
- Se ha estudiado en primer lugar la información geológica y geotécnica proporcionada por el IGME (Instituto geológico y minero de España), que ha proporcionado información acerca de los materiales y las problemáticas que pueden presentar en la zona de estudio. Se identifican dos unidades principales de materiales: Flysch terciario y depósitos aluviales del cuaternario. Las formaciones aluviales se corresponden con suelos blandos, presentando unas condiciones constructivas muy desfavorables.
- Se han estudiado también los resultados arrojados por las dos campañas geotécnicas realizadas en la parcela de estudio. Ambas campañas consistieron en la realización de sondeos con extracción de muestras, ensayos de penetración SPT y DPSH, y ensayos de laboratorio. Tras analizar todos estos datos, se caracterizaron un total de cuatro unidades geotécnicas (relleno, aluvial fino, aluvial grueso y terciario alterado). Las unidades aluviales presentan grandes potencias, acompañadas de una alta compresibilidad y baja permeabilidad.
- Debido a la heterogeneidad del terreno y con el objetivo de optimizar las propuestas de mejora del terreno, se ha zonificado la parcela en cinco sectores, en función del espesor de suelo blando. En cada zona se ha definido un perfil tipo con el que se han realizado todos los cálculos. Los estratos de cada zona se han considerado cuasihorizontales por simplicidad.
- La zona 1 corresponde a toda la parte de la parcela en la que no es necesaria la mejora ya que no se ha detectado suelo blando. Las cimentaciones de la instalación se apoyarán en el estrato terciario duro.
- Se han calculado los asientos totales y su evolución en el tiempo en las zonas 2, 3, 4 y 5, utilizando dos tipos de modelos, uno analítico haciendo uso de los métodos elástico y edométrico y otro numérico basado en el método de los elementos finitos con el programa Plaxis 2D. Para modelar el comportamiento de los materiales en Plaxis se han utilizado los modelos Mohr-Coulomb y Soft-Soil.
- En Plaxis se han realizado dos cálculos diferenciados: el primero modelizando todos los materiales según Mohr-Coulomb y otro modelizando los materiales arcillosos con el modelo Soft-Soil.
- Los resultados obtenidos con el modelo Mohr-Coulomb difieren en gran medida de los obtenidos de forma analítica mientras que el modelo Soft-Soil sí se correlaciona bien con estos. Siendo el terreno predominantemente arcilloso, se ha decidido tomar los resultados analíticos y numéricos con el modelo Soft-Soil como los representativos del terreno.
- Se han obtenido asientos totales entre 20 y 60 cm dependiendo de la zona con tiempos de consolidación de 10 a 50 años. Puesto que el asiento máximo admisible postconstruivo de la instalación es de 5 cm, se hace necesaria la propuesta de una mejora del terreno para conseguir mitigar estos asientos.
- Se han propuesto dos tipos de mejora: una mediante la aplicación de una precarga y otra mediante la instalación de columnas de grava. Todos los cálculos de mejora se han realizado utilizando tanto un modelo analítico como un modelo numérico. El plazo máximo para la mejora del terreno se ha fijado en 6 meses. La mejora debe obtener grados de consolidación del terreno entre el 80 y 95% en un corto periodo de tiempo.
- Los tiempos de consolidación obtenidos mediante la aplicación de una precarga son demasiado altos por lo que ha sido necesario diseñar un sistema de mechas drenantes para acelerar el proceso de

consolidación. Se han realizado los cálculos para mallas triangulares de drenes con separaciones de 1,5 a 3 metros.

- Se ha observado que los tiempos de consolidación obtenidos de forma analítica para separaciones de más de 2 metros son del orden del doble de los obtenidos por métodos numéricos. Los cálculos basados solo en el coeficiente de consolidación del terreno como el analítico se consideran muy conservadores.
- Asumiendo la limitación temporal de 6 meses, se obtienen separaciones de 3 metros en las zonas 2 y 3 y separaciones de 2,5 metros en las zonas 4 y 5. Por seguridad y para tener en cuenta el tiempo de ejecución de los drenes y construcción/retirada del terraplén, se ha decidido disminuir la separación entre los drenes 0,5 metros. El tiempo de acción de los drenes es de 4,5 meses, dejando el mes y medio restante para las tareas constructivas.
- Se han calculado columnas de grava de 800 mm de diámetro dispuestas en malla triangular para porcentajes de sustitución del terreno del 10 al 25%. Se han obtenido asientos del mismo orden, con diferencias de 5 cm para el modelo analítico utilizando el método de Priebe y el numérico.
- El asiento total calculado no es completamente instantáneo. Los tiempos de consolidación son del orden de un mes, resultando mucho menores que los obtenidos con mechas drenantes ya que la columna de grava actúa como un dren de grandes dimensiones. En los cálculos se han supuesto como instantáneos aquellos asientos producidos en menos de 2 semanas, ya que todos los asientos que se produzcan en obra se pueden compensar fácilmente.
- Los resultados para el 25% de sustitución han acabado siendo descartados por presentar una malla de columnas demasiado densa, no considerándose una solución viable técnica y económicamente.
- El coeficiente máximo de disminución de asientos, definido por Priebe para suelos blandos, ha hecho que la diferencia de asientos obtenidos en la zona 5, la zona de mayor potencia de suelo blando, con los dos modelos de cálculo se dispare, obteniéndose mayores asientos por el método de Priebe. Sin embargo, si no se tiene en cuenta este coeficiente, se obtienen asientos muy similares a los que arroja Plaxis.
- Se ha tomado como resultado una malla de columnas de grava con separaciones de 2,5 metros en las zonas 2 y 3; 2 metros en la zona 4 y 1,7 metros en la zona 5. Con esta solución se consiguen regularizar los asientos totales en todas las zonas de la parcela a 10 cm aproximadamente.
- Una vez definidas las dos propuestas de mejora, se ha realizado un análisis de costes, resultando la precarga con mechas drenantes la más económica con un importe total de 1,312,633.56 €.
- Las columnas de grava ofrecen una mejora del terreno en la parcela casi instantánea y no necesitan una cantidad de material de aporte tan grande como lo necesita el terraplén para la precarga. Además, pueden solucionar posibles problemas de estabilidad en el terreno.
- La precarga con mechas drenantes, en cambio, necesita un periodo de actuación de unos 6 meses aproximadamente y una cantidad de materiales de préstamo muy alta que posteriormente deben ser llevados a vertedero. Esos materiales no necesitan ser de buena calidad ya que el terraplén no tiene ninguna función resistente por lo que se pueden utilizar suelos no seleccionados. Se ha propuesto reutilizar cenizas y otros subproductos industriales como materiales para la precarga. Es la alternativa más económica.
- Ambas propuestas de mejora del terreno son totalmente compatibles con el proyecto. Decantarse por una u otra recae en el propio criterio del ingeniero, el cuál, en función de sus conocimientos y experiencia, toma la decisión.
- Finalmente, se ha elegido como propuesta de mejora la precarga con mechas drenantes.
- Se ha decidido ejecutar un plan de auscultación en el terraplén de precarga para comprobar, en obra, la correcta aproximación de los modelos al comportamiento real del terreno. En caso de no ser así, se podrían calibrar los modelos gracias a los datos aportados por los equipos de auscultación.
- Sería interesante trabajar, como desarrollo futuro, en la auscultación del terraplén y la modificación de los modelos para su ajuste al comportamiento real del terreno.

# BIBLIOGRAFÍA

---

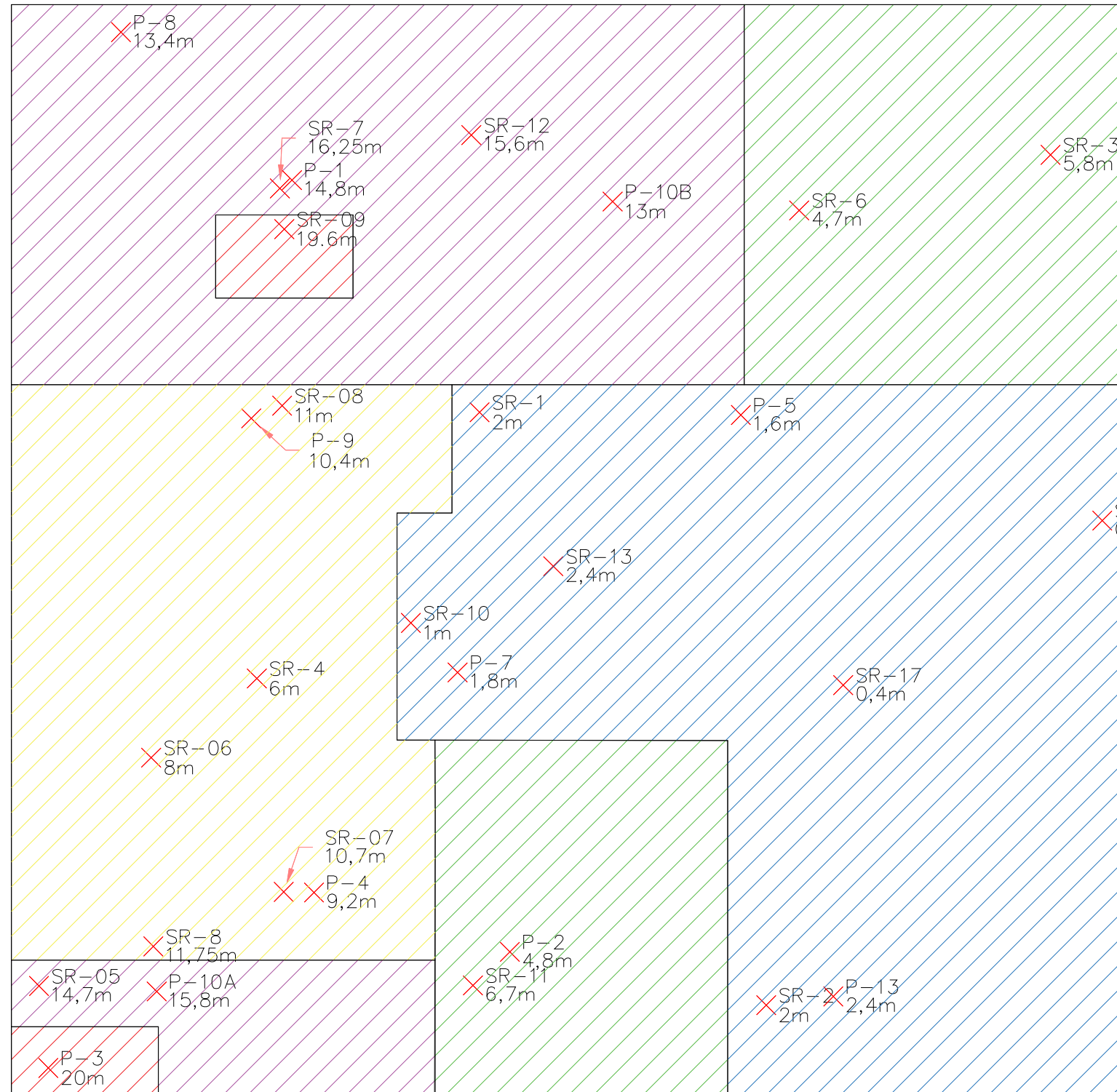
- Bauzá Castelló, J.D. y Durand Neyra, P. (2019). Apuntes de la asignatura Obras Geotécnicas. Universidad de Sevilla.
- Brinkgreve, R.B.J. (2004). Plaxis 8, Manual de Referencia. Delft university of Technology.
- Castro, J. , Sagaseta C. , Da Costa, A. y Cañizal, J. (2016). Modelización de columnas de grava. Universidad de Cantabria.
- Foncubierta Rodríguez, M.J. (2010). Origen de la gran Industria en la Comarca del Campo de Gibraltar. Universidad de Cádiz.
- González de Vallejo, L. (2002). Ingeniería geotécnica. Pearson educación.
- Gutiérrez-Mas, J.M., Gracia Prieto, J., Luján Martínez, M. y Sánchez Bellón, A. (2016). Geología del Campo de Gibraltar. Universidad de Cádiz.
- Jiménez Salas, J.A. (1980). Geotecnia y Cimientos. Editorial Rueda.
- Martín Serrano, A. (1985). La estructura de las unidades del Flysch del Campo de Gibraltar, Consecuencias Tectónicas y Paleogeográficas. Boletín Geológico y Minero, edición marzo-abril.
- Martín Serrano, A. , Piles Mate, E. , Vera Torres, J.A. , González Donoso, J.M. , Zazo, C. y Goy, J.L. (1980). Memoria mapa geológico de España, hoja de La línea de la Concepción. Instituto Geológico y Minero.
- Ministerio de Fomento. (2019). Código Técnico de la Edificación (CTE).
- Ministerio de Fomento. (2009). Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (GCOC).
- Ministerio de Fomento. (2011). Instrucción de hormigón estructural (EHE-08).
- Ministerio de Fomento. (2019). Pliego de Prescripciones Técnicas para Obras de Carreteras y Puentes (PG-3).
- Ministerio de Fomento. (2005). Recomendaciones geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias (ROM 0.5).
- Ministerio de Industria. (1974). Memoria mapa geotécnico general, hoja de Algeciras.
- Moseley, M.P. y Kirsch, K. (2004). Ground Improvement. Spon Press.
- Oteo Mazo, C. y Oteo Escobar, J. (2012). Innovaciones recientes en el campo de la mejora y refuerzo del terreno. Revista de Obras Públicas nº 3534.
- Priebe, H. J. (1995). The design of vibro replacement. *Ground engineering*.
- U.S. Federal Highway Administration. (2017). Ground Modification Methods.
- Valencia Pérez, P. (2017). Porcentaje de Sustitución y Factor de Mejora en Terrenos Blandos tratados con Columnas de Grava. TFG Universidad de Sevilla.








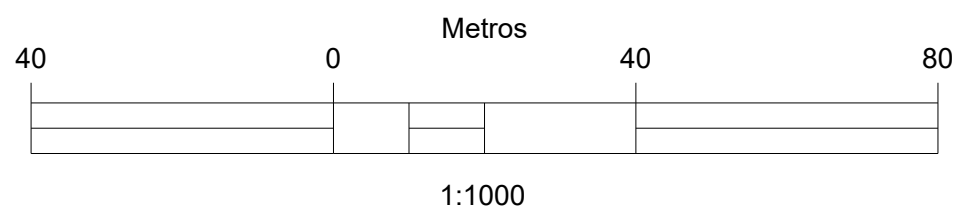




## **ANEXO 1: PLANOS**



-  Zona 1
-  Zona 2
-  Zona 3
-  Zona 4
-  Zona 5



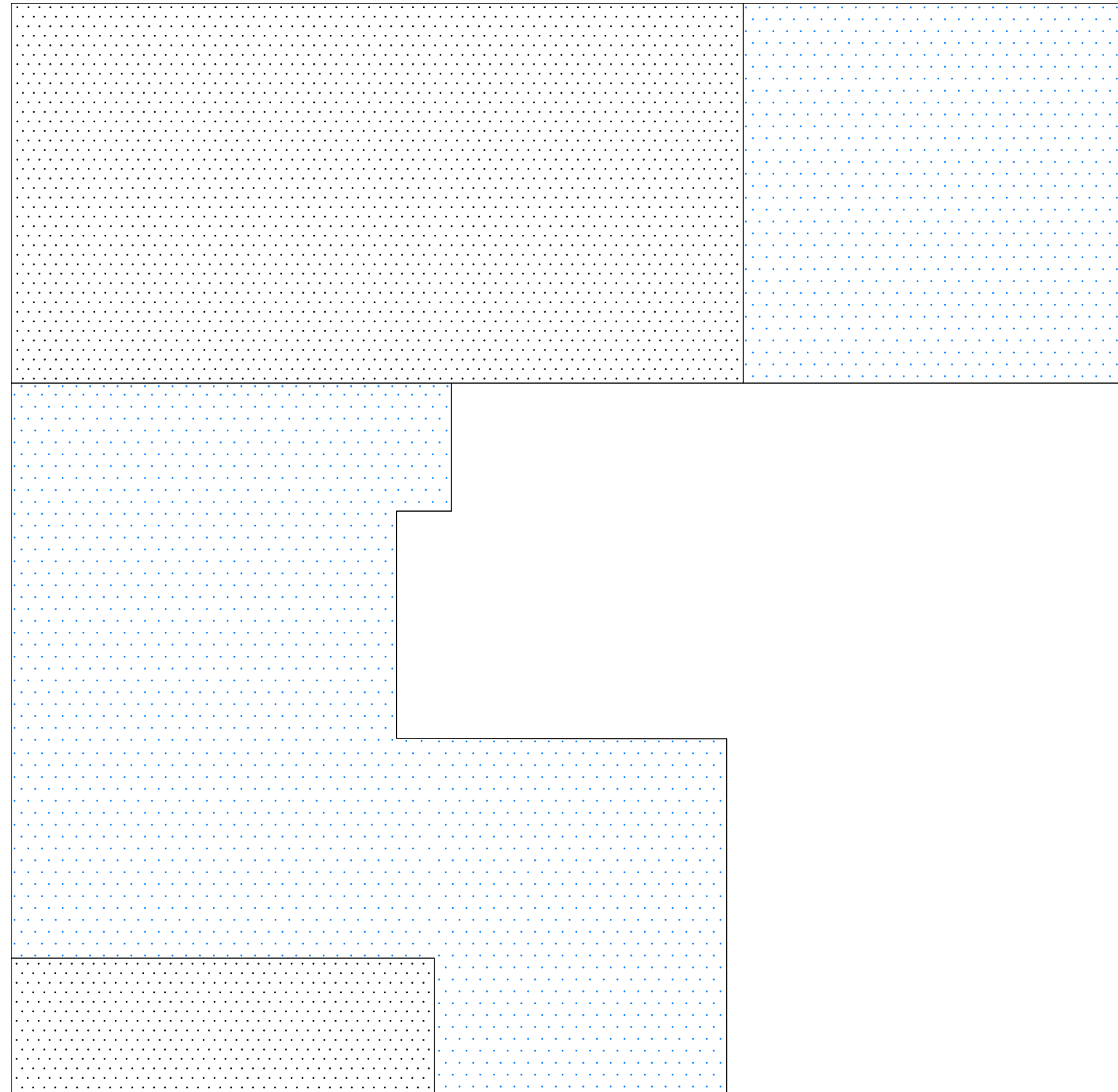
Proyecto de tratamiento de mejora del terreno para una instalación industrial en el Campo de Gibraltar

Autor:  
Juan Guerrero Arcos

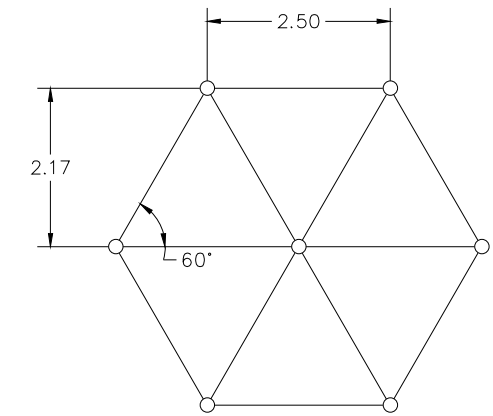
Plano N°1:  
Zonificación de la parcela

Sevilla,  
diciembre de 2020  
Escala:  
1:1000

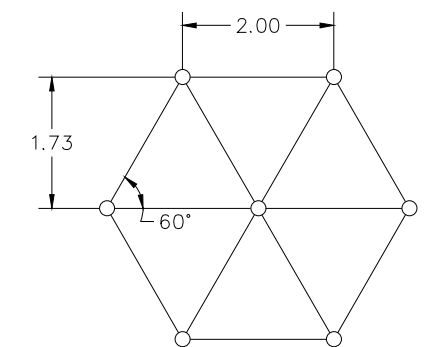




Malla mechas S=2,5m



Malla mechas S=2m



- Drenes con separación de 2,5 metros.
- Drenes con separación de 2 metros.



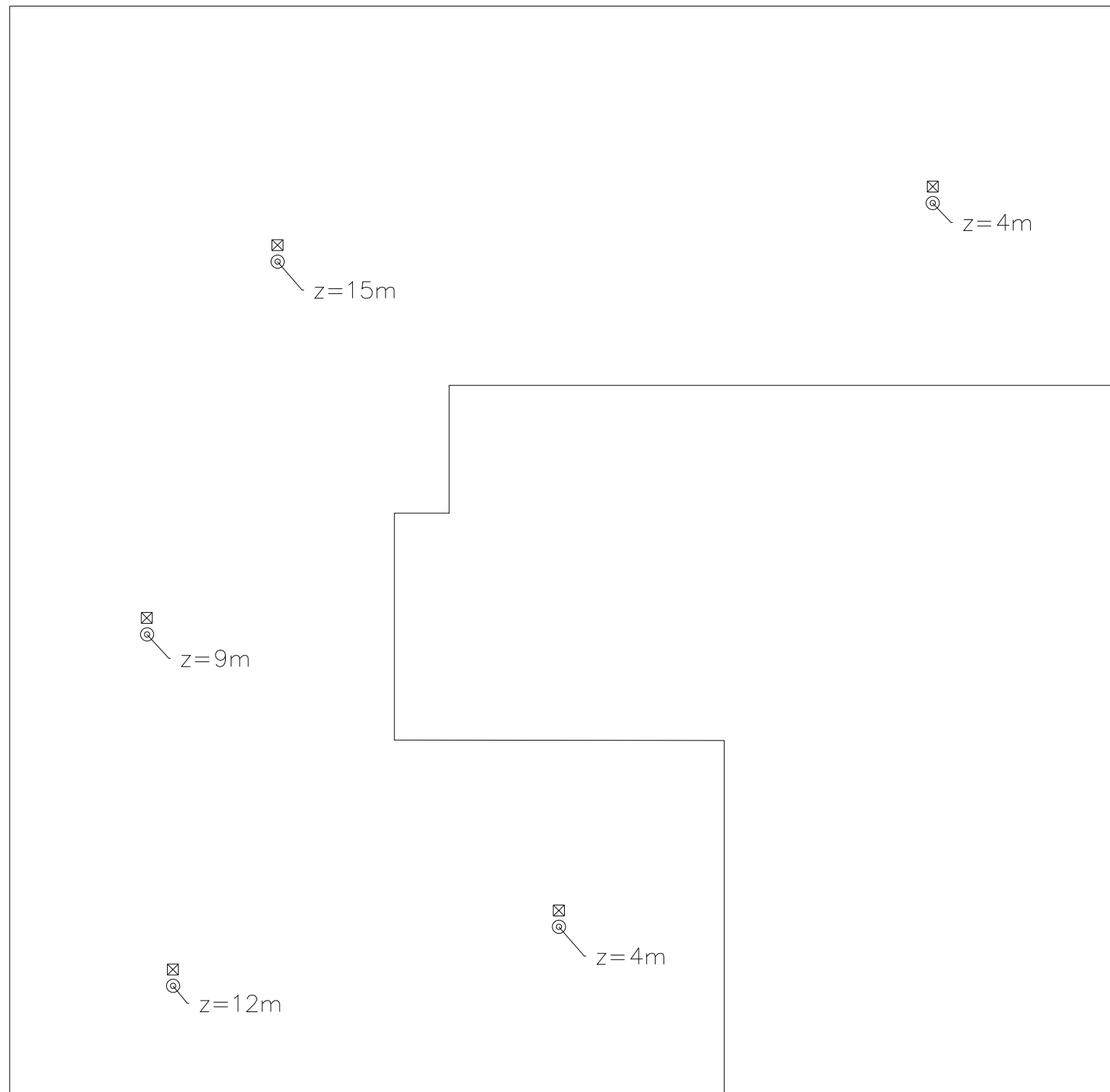
Proyecto de tratamiento de mejora del terreno para una instalación industrial en el Campo de Gibraltar

Autor:  
Juan Guerrero Arcos

Plano N°2:  
Disposición mechas drenantes

Sevilla,  
diciembre de 2020  
Escala:  
1:1000

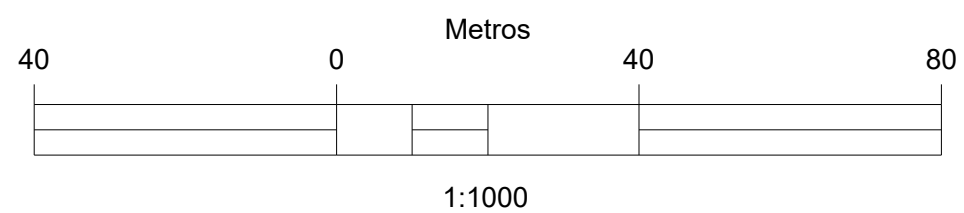




⊠ Placa de asientos.

⊙ Piezómetro.

z: Profundidad de toma de datos piezómetro



Proyecto de tratamiento de mejora del terreno para una instalación industrial en el Campo de Gibraltar

Autor:  
Juan Guerrero Arcos

Plano N°3:  
Disposición equipos de  
auscultación

Sevilla,  
diciembre de 2020

Escala:  
1:1000



**ANEXO 2: PLIEGO DE PRESCRIPCIONES  
TÉCNICAS PARTICULARES**

# **Parte 1. PRESCRIPCIONES TÉCNICAS GENERALES**

## **ARTÍCULO 100. DEFINICIÓN Y ÁMBITO DE APLICACIÓN**

### **100.1 DEFINICIÓN**

El presente Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares (en lo sucesivo P.P.T.P.) constituye el conjunto de instrucciones, normas y especificaciones que juntamente con las establecidas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para obras de carreteras y puentes de la Dirección General de Carreteras (PG-3) y lo señalado en los Planos del Proyecto, definen todos los requisitos técnicos de las Obras que integran el Proyecto.

### **100.2 ÁMBITO DE APLICACIÓN**

Este Pliego de Prescripciones Técnicas será de aplicación a la construcción, control, dirección e inspección de las obras correspondientes al “Proyecto de mejora de suelos blandos para la instalación industrial en el Campo de Gibraltar”.

## **ARTÍCULO 101. DISPOSICIONES GENERALES**

### **101.1 DIRECCIÓN DE LA OBRA**

La propiedad designará al Director de las Obras, que será la persona directamente responsable de la comprobación y vigilancia de la correcta realización de las obras. Para desempeñar su función podrá contar con colaboradores que desarrollarán su labor en función de las atribuciones de sus títulos profesionales o de sus conocimientos específicos. La propiedad comunicará al Contratista el Director de Obras designado, antes de la fecha de comprobación del replanteo. De igual forma, el Director de las Obras pondrá en conocimiento al Contratista respecto de su personal colaborador. Si se produjesen variaciones de personal durante la ejecución de las obras, estas se pondrán en conocimiento del Contratista, por escrito. El adjudicatario asumirá las responsabilidades inherentes a la organización inmediata de los trabajos y al control y vigilancia de materiales y obras que ejecute, para dotarlas de las calidades definidas en el presente Pliego y normativa vigente en la materia

### **101.3 FUNCIONES DEL DIRECTOR**

Las funciones del Director, en orden a la dirección, control y vigilancia de las obras que fundamentalmente afectan a sus relaciones con el Contratista, son las establecidas en el artículo 101.3 del PG-3 que a continuación se relacionan:

- Exigir al Contratista, directamente o a través del personal a sus órdenes, el cumplimiento de las condiciones contractuales.
- Garantizar la ejecución de las obras con estricta sujeción al proyecto aprobado, o modificaciones debidamente autorizadas, y el cumplimiento del programa de trabajos.
- Definir aquellas condiciones técnicas que los Pliegos de Prescripciones correspondientes dejen a su decisión.
- Resolver todas las cuestiones técnicas que surjan en cuanto a interpretación de planos, condiciones de materiales y de ejecución de unidades de obra, siempre que no se modifiquen las condiciones del Contrato.
- Estudiar las incidencias o problemas planteados en las obras que impidan el normal cumplimiento del Contrato o aconsejen su modificación, tramitando, en su caso, las propuestas correspondientes.

- Proponer las actuaciones procedentes para obtener, de los organismos oficiales y de los particulares, los permisos y autorizaciones necesarios para la ejecución de las obras y ocupación de los bienes afectados por ellas, y resolver los problemas planteados por los servicios y servidumbres relacionados con las mismas.
- Asumir personalmente y bajo su responsabilidad, en casos de urgencia o gravedad, la dirección inmediata de determinadas operaciones o trabajos en curso; para lo cual el Contratista deberá poner a su disposición el personal y material de la obra.
- Acreditar al Contratista las obras realizadas, conforme a lo dispuesto en los documentos del Contrato.
- Participar en las recepciones provisional y definitiva y redactar la liquidación de las obras, conforme a las normas legales establecidas.

El Contratista estará obligado a prestar su colaboración al Director para el normal cumplimiento de las funciones a éste encomendadas.

#### **101.4 PERSONAL DEL CONTRATISTA**

El Contratista con su oferta incluirá un Organigrama designando para las distintas funciones el personal que compromete en la realización de los trabajos, incluyendo como mínimo las funciones que más adelante se indican con independencia de que en función del tamaño de la obra puedan ser asumidas varias de ellas por una misma persona.

El Contratista está obligado a adscribir con carácter exclusivo y con residencia a pie de obra un Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos y un Ingeniero Técnico de Obras Públicas sin perjuicio de que cualquier otro tipo de Técnicos tengan las misiones que le corresponden, quedando aquél como representante de la contrata ante la Dirección de las Obras.

El Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, actuará como Delegado del Contratista (representante ante la propiedad) y será el Jefe de Obra. Será formalmente propuesto al Ingeniero Director de la Obra, por el Contratista, para su aceptación, que podrá ser denegada por el Ingeniero Director, en un principio y en cualquier momento si a su juicio resultan motivos para ello.

#### **101.5 ÓRDENES AL CONTRATISTA**

El Delegado y Jefe de Obra será el interlocutor del Director de la Obra, con obligación de recibir todas las comunicaciones verbales y/o escritas, que dé el Ingeniero Director directamente o a través de otras personas; debiendo cerciorarse, en este caso, de que están autorizadas para ello y/o verificar el mensaje y confirmarlo, según su procedencia, urgencia e importancia.

Todo ello sin perjuicio de que el Ingeniero Director pueda comunicar directamente con el resto del personal oportunamente, que deberá informar seguidamente a su Jefe de Obra.

El Delegado es responsable de que dichas comunicaciones lleguen fielmente hasta las personas que deben ejecutarlas, y de que se ejecuten, es responsable de que todas las comunicaciones escritas de la Dirección de Obra estén custodiadas, ordenadas cronológicamente y disponibles en obra para su consulta en cualquier momento. Se incluye en este concepto los planos de obra, ensayos, mediciones, etc.

El Delegado deberá acompañar al Ingeniero Director en todas sus visitas de inspección a la obra, y transmitir inmediatamente a su personal las instrucciones que reciba del Ingeniero Director, incluso en presencia suya, (por ejemplo: para aclarar dudas), si así lo requiere dicho Director.

El Delegado tendrá obligación de estar enterado de todas las circunstancias y marcha de obra e informar al Director a su requerimiento en todo momento, o sin necesidad de requerimiento si fuese necesario o conveniente Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares



Lo expresado vale también para los trabajos que efectuasen subcontratistas o destajistas, en el caso de que fuesen autorizados por la Dirección.

Se entiende que la comunicación Dirección de Obra/Contratista se canaliza entre el Ingeniero Director y el Delegado Jefe de Obra, sin perjuicio de que para simplificación y eficacia especialmente en casos urgentes o rutinarios, pueda haber comunicación entre los respectivos personales; pero será en nombre de aquéllos y teniéndoles informados puntualmente, basadas en la buena voluntad y sentido común, y en la forma y materias que aquellos establezcan, de manera que si surgiese algún problema de interpretación o una decisión de mayor importancia, no valdrá sin la ratificación por los indicados Director y Delegado, acorde con el Comité de cada uno.

Se abrirá el "Libro de Ordenes" por el Ingeniero Director y permanecerá custodiado en obra por el Contratista, en lugar seguro y de fácil disponibilidad para su consulta y uso. El Delegado deberá llevarlo consigo al acompañar en cada visita al Ingeniero Director, se cumplirá respecto al "Libro de Ordenes" lo dispuesto en el Pliego de Cláusulas Administrativas Generales.

### **101.6 LIBRO DE INCIDENCIAS**

Constarán en él todas aquellas circunstancias y detalles relativos al desarrollo de las obras que el Director considere oportuno y, entre otros, con carácter diario, los siguientes:

- Condiciones atmosféricas generales y temperatura ambiente máxima y mínima.
- Relación de trabajos efectuados, con detalle de su localización dentro de la obra.
- Relación de ensayos efectuados, con resumen de los resultados o relación de los documentos que éstos recogen.
- Relación de maquinaria en obra, con expresión de cuál ha sido activa y en qué tajo y cuál meramente presente, y cuál averiada y en reparación.
- Cualquier otra circunstancia que pueda influir en la calidad o el ritmo de ejecución de obra.

El "Libro de Incidencias" permanecerá custodiado en obra por el Contratista.

Como simplificación, el Ingeniero Director podrá disponer que estas incidencias figuren en partes de obra diarios, que se custodiarán ordenados como anejo al "Libro de Incidencias".

## **ARTÍCULO 102. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS**

### **102.1 PLIEGO DE PRESCRIPCIONES GENERALES**

Será de aplicación lo dispuesto en el Artículo 66 del Reglamento General de Contratación. En el caso de que las prescripciones de los documentos generales mencionados en dicho Artículo 66 prevean distintas opciones para determinado material, sistema de ejecución, unidad de obra, ensayo, etc., fijará exactamente la que sea de aplicación.

### **102.2 PLANOS**

Todos los planos de detalle preparados durante la ejecución de las obras deben estar suscritos por el Director, sin cuyo requisito no podrán ejecutarse los trabajos correspondientes.

### **102.3 CONTRADICCIONES, OMISIONES O ERRORES**

En caso de contradicción entre los Planos y Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, prevalece lo prescrito en este último. En todo caso, ambos documentos prevalecerán sobre el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales. Lo mencionado en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares y omitido en los Planos, o viceversa, habrá de ser ejecutado como si

estuviese expuesto en ambos documentos; siempre que, a juicio del Director, quede suficientemente definida la unidad de obra correspondiente, y ésta tenga precio en Contrato.

En todo caso, las contradicciones, omisiones o errores que se adviertan en estos documentos por el Director, o por el Contratista, deberán reflejarse preceptivamente en el Acta de comprobación del replanteo.

### **102.5 DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS**

Este proyecto trata de mejorar los suelos blandos existentes en la parcela de estudio mediante la aplicación de una precarga con mechas drenantes para poder asentar sobre estos una instalación industrial.

Los trabajos de explanación y de acceso a la parcela ya están realizados.

Para ejecutar la precarga primero se dispondrá una capa de geotextil sobre toda la zona a tratar, con el objeto de que actúe como capa anticontaminante protegiendo a los materiales superiores. A continuación, se extenderá una capa drenante de material granular sobre el geotextil. Esta capa recogerá todo el agua drenada y la conducirá fuera de la parcela. Una vez ejecutada esta capa, se instalarán las mechas drenantes con la disposición definida en la memoria y planos del proyecto.

La precarga se ha proyectado como un terraplén de altura constante dispuesto sobre toda la zona a tratar.

No se retirará la precarga hasta que los valores de asientos y de presiones de agua del terreno sean los indicados en el proyecto.

Una vez retirada la precarga, se acondicionará la zona para la ejecución de la instalación.

## **ARTÍCULO 103. INICIACIÓN DE LAS OBRAS**

### **103.1 INSPECCIÓN DE LAS OBRAS**

La Dirección Facultativa deberá ejercer de una manera continuada y directa la inspección de la obra durante su ejecución, sin perjuicio de que la propiedad pueda confiar tales funciones, de un modo complementario, a cualquier otro de sus representantes.

El Contratista o su Delegado deberán, cuando se le solicite, acompañar en sus visitas de inspección a los representantes de la propiedad.

### **103.2 COMPROBACIÓN DEL REPLANTEO**

El acta de comprobación del replanteo reflejará la conformidad o disconformidad del mismo respecto de los documentos contractuales del Proyecto, con especial y expresa referencia a las características geométricas de la obra, a la autorización para la ocupación de los terrenos necesarios y a cualquier punto que pueda afectar al cumplimiento del Contrato.

El Contratista transcribirá, y el Director autorizará con su firma, el texto del Acta en el Libro de Órdenes.

La comprobación del replanteo deberá incluir todos los puntos de drenaje y de colocación de instrumentos de auscultación.

### **103.3 PROGRAMA DE TRABAJOS**

El Contratista someterá a la aprobación del Ingeniero Director de la Obra el Plan de Obra que haya previsto, con especificación de los plazos parciales y fecha de terminación de las distintas instalaciones y unidades de obra, compatibles con el plazo total de ejecución. Este Plan, una vez

aprobado, adquirirá carácter contractual. Su incumplimiento, aún en plazos parciales, dará objeto a las sanciones previstas en la legislación vigente, sin obstáculo de que la Dirección de Obra pueda exigir al Contratista que disponga los medios necesarios para recuperar el retraso u ordenar a un tercero la realización sustitutoria de las unidades pendientes, con cargo al Contratista.

## **ARTÍCULO 104. DESARROLLO Y CONTROL DE LAS OBRAS**

### **104.2 EQUIPOS DE MAQUINARIA**

Todos los aparatos de control y medida, maquinarias, herramientas y medios auxiliares que constituyen el equipo a aportar por el Contratista y responsabilidad de éste para la correcta ejecución de las Obras deberán reunir las debidas condiciones de idoneidad, pudiendo rechazar la Dirección de Obra cualquier elemento que, a su juicio, no reúna las referidas condiciones.

En todo caso, la conservación, vigilancia, reparación y/o sustitución de los elementos que integren el equipo aportado por el Contratista, será de la exclusiva cuenta y cargo de este.

### **104.3 ENSAYOS**

El Contratista estará obligado a realizar su propio "autocontrol" definido en el Plan de Aseguramiento de la Calidad de las Obras que está obligado a elaborar para cada unidad de obra mediante los ensayos que se especifican en este PPTP y en el PG-3. Deberá asegurarse de que está cumpliendo todas las especificaciones.

### **104.5 ACOPIOS**

El emplazamiento de los acopios en los terrenos de las obras o en los marginales que pudieran afectarlas, así como el de los eventuales almacenes, requerirán la aprobación previa del Director de las obras.

Si los acopios de áridos se dispusieran sobre el terreno natural, no se utilizarán sus quince centímetros (15 cm) inferiores. Estos acopios se construirán por capas de espesor no superior a metro y medio (1,5 m), y no por montones cónicos: Las cargas se colocarán adyacentes, tomando las medidas oportunas para evitar su segregación.

Si se detectasen anomalías en el suministro, los materiales se acopiarán por separado hasta confirmar su aceptabilidad. Esta misma medida se aplicará cuando se autorice un cambio de procedencia.

Las superficies utilizadas deberán acondicionarse, una vez utilizado el acopio, restituyéndolas a su estado natural.

Todos los gastos e indemnizaciones, en su caso, que se deriven de la utilización de los acopios serán de cuenta del contratista.

### **104.7 TRABAJOS DEFECTUOSOS**

El Contratista responderá de la ejecución de las obras y de las faltas que en ellas hubiere, hasta que se lleve a cabo la recepción de las obras.

El Director de las obras, en el caso de que se decidiese la demolición y reconstrucción de cualquier obra defectuosa, podrá exigir del contratista la propuesta de las pertinentes modificaciones en el programa de trabajo, maquinaria, equipo y personal facultativo, que garanticen el cumplimiento de los plazos o la recuperación, en su caso, del retraso padecido.

El Contratista sólo quedará exento de responsabilidad cuando la obra defectuosa o mal ejecutada se deba a alguna orden por parte de la dirección de obra o errores en el Proyecto.

#### **104.10 DRENAJE**

Durante las diversas etapas de su construcción, las obras se mantendrán en todo momento en perfectas condiciones de drenaje. Las cunetas y demás desagües se conservarán y mantendrán de modo que no se produzcan erosiones ni taponamientos.

#### **104.12 LIMPIZA FINAL DE LAS OBRAS**

Una vez las obras se hayan terminado, todas las instalaciones, depósitos y edificaciones construidos con carácter temporal para el servicio de la obra, deberán ser removidos y los lugares de su emplazamiento restaurados a su forma original.

#### **104.13 VERTEDEROS**

La búsqueda de vertederos y su abono a los propietarios es de cuenta del Contratista, los incluidos en el proyecto lo están exclusivamente a título de recomendación, el Contratista debe presentar a la Dirección de Obra una propuesta de ubicación de vertederos que cuente con la autorización de propietarios y Organismos competentes.

El Ingeniero Director de las obras podrá prohibir la utilización de un vertedero si a su juicio atenta contra el paisaje, el entorno o el medio ambiente, sin que ello suponga alteración alguna en los precios.

### **ARTÍCULO 106. MEDICIÓN Y ABONO**

#### **106.1 MEDICIÓN DE LAS OBRAS**

La forma de realizar la medición y las medidas correspondientes a cada unidad de obra serán las definidas en el PPTP.

#### **106.2 PRECIOS UNITARIOS**

Todos los precios unitarios reflejados en el presente PPTP y en el presupuesto del proyecto incluyen, a no ser que se indique lo contrario, suministro, manipulación y empleo de los materiales básicos, maquinaria, mano de obra, transporte y ensayos.

## **Parte 2. PRESCRIPCIONES TÉCNICAS PARTICULARES**

### **1. MATERIALES BÁSICOS**

#### **GEOTEXTILES (Artículo 290)**

##### **1. DEFINICIÓN**

Se define como geotextil (GTX) al material textil plano, permeable y polimérico (sintético o natural), que se emplea en contacto con suelos u otros materiales en aplicaciones geotécnicas y de ingeniería civil, pudiendo ser tricotado, tejido o no tejido, de acuerdo con la norma UNE-EN ISO 10318.

A los efectos de este artículo, se entienden como productos relacionados con los geotextiles (GTP), a aquellos que no se corresponden con la definición anterior, contemplándose la utilización de los siguientes: geomalla (GGR), geored (GNT), geomanta (GMA), geocelda (GCE), geotira (GST) y geoespaciador (GSP), definidos por la norma UNE-EN ISO 10318.

Las principales funciones desempeñadas en obras de carretera por los geotextiles y productos relacionados, o combinaciones de ambos, son las siguientes:

- Filtración (F), retener las partículas de suelo pero permitiendo el paso de fluidos a través de ellos.
- Separación (S), impedir la mezcla de suelos o materiales de relleno, de características diferentes.
- Refuerzo (R), mejorar las propiedades mecánicas de un suelo u otro material de construcción por medio de sus características tenso-deformacionales.
- Drenaje (D), captar y conducir el agua u otros fluidos a través de ellos y en su plano.
- Protección (P), prevenir o limitar los daños a un elemento o material determinado.
- Relajación de tensiones (STR), permitir pequeños movimientos diferenciales entre capas de firmes y retardar o interrumpir la propagación de fisuras hacia las capas superiores.

El tipo de geotextil a utilizar en el proyecto es un *geotextil no tejido de tipo 1 colocado como separador (S)*.

##### **2. CONDICIONES GENERALES**

###### **2.1 Uso previsto y normativa de aplicación**

Lo dispuesto en este artículo se entenderá sin perjuicio de lo establecido en el Reglamento 305/2011 de 9 de marzo de 2011, del Parlamento Europeo y del Consejo, por el que se establecen las condiciones armonizadas para la comercialización de productos de construcción. Para los productos con marcado CE, el fabricante asumirá la responsabilidad sobre la conformidad de estos con las prestaciones declaradas, de acuerdo con el artículo 11 del mencionado Reglamento. Los productos que tengan el marcado CE deberán ir acompañados, además de dicho marcado, de la Declaración de Prestaciones, y de las instrucciones e información de seguridad del producto. Por su parte, el Contratista deberá verificar que los valores declarados en los documentos que acompañan al marcado CE permitan deducir el cumplimiento de las especificaciones contempladas en el Proyecto o, en su defecto, en este Pliego, debiendo adoptar, en el caso de que existan indicios de incumplimiento de las especificaciones declaradas, todas aquellas medidas que considere oportunas para garantizar la idoneidad del producto suministrado a la obra.

Los geotextiles y productos relacionados deberán tener obligatoriamente el marcado CE, conforme a lo establecido en las normas UNE-EN 13249, UNE-EN 13251, UNE-EN 13252, UNE-EN 13253, UNEEN 13256 y UNE-EN 15381.

Las demás aplicaciones de ingeniería civil que puedan presentarse en obras de carretera deberán determinarse conforme a los criterios de selección que se establecen en las normas referidas en este apartado.

Independientemente de lo anterior, se estará además en todo caso a lo dispuesto en la legislación vigente en materia ambiental, de seguridad y salud, de producción, almacenamiento, gestión y transporte de productos de la construcción, de residuos de construcción y demolición, y de suelos contaminados.

## 2.2 Propiedades directamente relacionadas con la durabilidad

### - Resistencia a la intemperie:

Se deberá evaluar la resistencia al envejecimiento a la intemperie de los geotextiles y productos relacionados (norma UNE-EN 12224), salvo que vayan a ser recubiertos el mismo día de su instalación. Una vez realizado este ensayo, se determinará la resistencia residual de acuerdo con la norma UNEEN 12226. El valor obtenido y la aplicación a que se vaya a destinar el producto, determinarán el período de tiempo durante el cual pueda estar expuesto a la intemperie. Los tiempos máximos de exposición se recogen en la norma UNE-EN que corresponda, de entre las indicadas en el epígrafe 290.2.1. En el caso de que un producto no haya sido sometido a este ensayo, deberá recubrirse antes de que transcurran veinticuatro horas (24 h) desde su instalación.

### - Vida en servicio:

Las características de durabilidad relativas a la vida en servicio se determinarán según la norma correspondiente, de entre las indicadas en el epígrafe 290.2.1 de este artículo.

## 2.3 Aplicación en sistemas de drenaje

Las propiedades establecidas en la norma UNE-EN 13252 para los geotextiles y productos relacionados se indican en la siguiente tabla:

Propiedad	Norma de ensayo	Funciones		
		Filtración	Separación	Drenaje
RESISTENCIA A TRACCIÓN.	UNE-EN ISO 10319	X	X	X
ALARGAMIENTO A LA CARGA MÁXIMA.	UNE-EN ISO 10319	X	X	X
PUNZONADO ESTÁTICO (ensayo CBR) <sup>(1)</sup> .	UNE-EN ISO 12236		X	
RESISTENCIA A LA PERFORACIÓN DINÁMICA.	UNE-EN ISO 13433	X	X	
FLUENCIA A LA COMPRESIÓN <sup>(1)</sup> .	UNE-EN ISO 256191			X
MEDIDA DE ABERTURA CARACTERÍSTICA.	UNE-EN ISO 12956	X	X	
PERMEABILIDAD AL AGUA PERPENDICULARMENTE AL PLANO.	UNE-EN ISO 11058	X	X	
CAPACIDAD DEL FLUJO DE AGUA EN EL PLANO.	UNE-EN ISO 12958			X

(1) Puede no resultar aplicable a determinados tipos de geosintéticos

Además, dependiendo de las condiciones específicas de uso y de acuerdo con lo indicado al respecto en la norma UNE-EN 13252, o en su defecto el Director de las Obras, podrá establecer valores para las propiedades de la tabla no requeridas con carácter obligatorio por dicha norma, así como para las que se relacionan a continuación:

- Alargamiento a la carga máxima (norma UNE-EN ISO 10319).
- Resistencia a tracción de juntas y costuras (norma UNE-EN ISO 10321).
- Características de fricción (normas UNE-EN ISO 12957-1 y UNE-EN ISO 12957-2).
- Fluencia a compresión (norma UNE-EN ISO 25619-1).
- Daño mecánico bajo carga repetida (norma UNE-EN ISO 10722).
- Masa por unidad de superficie (norma UNE-EN ISO 9864).
- Espesor del geotextil o producto relacionado (norma UNE-EN ISO 9863-1).

### **3. TRANSPORTE Y ALMACENAMIENTO**

En el transporte, carga y descarga se comprobará que no se produzcan daños mecánicos en los rollos (pinchazos, cortes, etc.). El almacenamiento en obra se realizará en lugares lisos, secos, limpios y libres de objetos cortantes y punzantes. No se almacenará ningún rollo o fracción que haya resultado dañado o no esté adecuadamente identificado, y en todo caso se deberán tener en cuenta las indicaciones del fabricante. Cuando la duración del almacenamiento en obra sea superior a quince días (> 15 d) deberá incidirse especialmente en lo relativo a la protección frente a la acción de los rayos solares, mediante techado o cubrición con elementos adecuados que, por motivos de seguridad, estarán sujetos convenientemente.

### **4. RECEPCIÓN E IDENTIFICACIÓN**

Los geotextiles y productos relacionados que lleguen a la obra se suministrarán en forma de bobinas o rollos, con un embalaje opaco que evite su deterioro por la acción de la luz solar. Cada suministro irá acompañado de un albarán y de la información relativa al etiquetado y marcado CE de la norma UNE-EN del producto correspondiente.

El albarán contendrá explícitamente, al menos, los siguientes datos:

- Nombre y dirección del fabricante y de la empresa suministradora.
- Fecha de suministro y de fabricación.
- Identificación del vehículo que lo transporta.
- Cantidad que se suministra.
- Designación de la marca comercial y tipo de producto suministrado.
- Nombre y dirección del comprador y del destino.
- Referencia del pedido.
- Condiciones de almacenamiento si fuera necesario.

El etiquetado y marcado CE que deberá incluir la siguiente información:

- Símbolo del marcado CE.
- Número de identificación del organismo de certificación.
- Nombre o marca distintiva de identificación y dirección registrada del fabricante.
- Las dos últimas cifras del año de su primera colocación.
- Número de referencia de la Declaración de Prestaciones.
- Referencia a la norma europea correspondiente.
- Descripción del producto: nombre genérico, tipo y función prevista.
- Información sobre las características esenciales incluidas en la norma UNE-EN correspondiente, indicando valor medio y tolerancia correspondiente a un nivel de confianza del noventa y cinco por ciento (95%).

El nombre y tipo de geotextil o producto relacionado estarán estampados de forma clara e indeleble en el propio producto, de acuerdo con la norma UNE- EN ISO 10320, a intervalos máximos de cinco metros (5 m) para que pueda identificarse una vez eliminado el embalaje. Es

recomendable que queden igualmente estampadas la partida de producción y la identificación del rollo o unidad.

El Contratista comunicará por escrito al Director de las Obras, para su aprobación, la relación de los geotextiles y productos relacionados a emplear. Los productos sólo podrán ser aprobados si los valores exigidos, por este Pliego, quedan garantizados por los valores nominales corregidos por sus tolerancias. Una vez aprobados por el Director de las Obras, todos y cada uno de los valores corregidos serán exigibles y su incumplimiento dará lugar al rechazo de lotes o partidas, sin perjuicio de las responsabilidades correspondientes.

## **5. CONTROL DE CALIDAD**

### **5.1 Control de recepción**

El control de recepción de los geotextiles y productos relacionados deberá incluir, al menos, una primera fase de comprobación de la documentación y del etiquetado. Para ello se deberá:

- Comprobar que la documentación que acompaña al producto es conforme a lo establecido en el apartado 290.4.
- Verificar que los valores declarados en los documentos que acompañan al marcado CE cumplen las especificaciones establecidas en este Pliego.
- Verificar que la marca o referencia de los productos suministrados, se corresponde con las especificaciones comunicadas previamente al Director de las Obras, según se ha indicado en el apartado 290.4 de este artículo.

Independientemente de la aceptación de la veracidad de las propiedades referidas en el marcado CE, si se detectara alguna anomalía durante el transporte, almacenamiento o manipulación de los productos, el Director de las Obras, en el uso de sus atribuciones, podrá disponer en cualquier momento, la realización de comprobaciones y ensayos sobre los materiales suministrados a la obra. En este caso se seguirán los criterios que se indican a continuación.

Se considerará como lote de material, que se aceptará o rechazará íntegramente, al constituido por elementos de una misma partida, marca, clase y uso y que resulte de aplicar los siguientes criterios:

- Diez mil metros cuadrados (10 000 m<sup>2</sup>) de material en caso de nivel de seguridad normal.
- Seis mil metros cuadrados (6 000 m<sup>2</sup>) de material en caso de nivel de seguridad elevado.

Se entiende por nivel de seguridad elevado, a estos efectos, a aquella aplicación para la cual la resistencia a largo plazo es un parámetro significativo o cuando el producto juega un papel decisivo en la seguridad de la construcción y estabilidad de la obra.

El nivel de seguridad a aplicar en cada caso vendrá establecido en los artículos correspondientes de este Pliego.

De cada lote o fracción se tomará un mínimo de:

- Una (1) muestra, en aplicaciones para nivel de seguridad normal.
- Dos (2) muestras, en aplicaciones para nivel de seguridad elevado

Dichas muestras se prepararán conforme a la norma UNE-EN ISO 9862, y se efectuarán, al menos, los siguientes ensayos:

- Masa por unidad de superficie (norma UNE-EN ISO 9864).
- Resistencia a tracción (norma la UNE-EN ISO 10319).
- Punzonado estático (ensayo CBR) (norma UNE-EN ISO 12236), en las aplicaciones que corresponda, según los epígrafes 290.2.3 a 290.2.6.



El lote se considerará no conforme si se incumple cualquiera de los valores exigidos.

En caso de no conformidad, el Director de las Obras indicará las medidas a adoptar, pudiendo realizar ensayos complementarios con nuevas muestras del mismo lote o exigir directamente la sustitución del lote rechazado.

El Director de las Obras, en el uso de sus atribuciones, podrá exigir la comprobación de cualquiera de las características técnicas del producto, y aceptar o rechazar, consecuentemente, los lotes correspondientes. Se entiende, en este caso, que el valor exigido es el que corresponde al valor nominal del producto, corregido por la tolerancia.

## **5.2 Control de acopios y trazabilidad**

No se podrán emplear geotextiles o productos relacionados acopiados si se produjera alguna de las siguientes circunstancias:

- Cuando las condiciones de almacenamiento no hubieran sido adecuadas, a criterio del Director de las Obras.
- Cuando hubiesen transcurrido los siguientes plazos entre la fecha de fabricación del producto y la de su puesta en obra:
  - Seis (6) meses, cuando la vida en servicio definida en el epígrafe 290.2.2.2 fuera igual o inferior a cinco (5) años.
  - Doce (12) meses en el resto de los casos.

Los acopios que no cumplan alguna de las condiciones especificadas, serán rechazados.

Al objeto de garantizar la trazabilidad, el Contratista facilitará diariamente al Director de las Obras una parte de ejecución de obra en el que deberán figurar, al menos, los siguientes conceptos:

- Identificación de la obra.
- Localización del tajo.
- Fecha de instalación.
- Número de rollos colocados, por tipo.
- Fecha de fabricación.
- Referencia del albarán de suministro.
- Ubicación de cada uno de los rollos.
- Observaciones e incidencias que pudieran influir en sus características y en la durabilidad.

## **6. CRITERIOS DE ACEPTACIÓN O RECHAZO**

El Director de las Obras, indicará las medidas a adoptar en el caso de que los geotextiles o productos relacionados no cumplan alguna de las características establecidas en este artículo.

## **7. MEDICIÓN Y ABONO**

La medición y abono de los geotextiles y productos relacionados se medirán y abonarán por metros cuadrados (m<sup>2</sup>) de superficie recubierta, quedando incluidos en este precio los solapes necesarios.

El precio por metro cuadrado (m<sup>2</sup>) incluirá todos los elementos necesarios para la colocación y puesta en obra del producto, así como su transporte a la obra, recepción y almacenamiento.

Se considerarán incluidas también las uniones mecánicas por cosido, soldadura, fijación con grapas o cualesquiera otras, que resulten necesarias para la correcta puesta en obra del geotextil o producto relacionado, según determine el Proyecto o, en su defecto, el Director de las Obras.

La unidad recogida en el cuadro de precios es la siguiente:

04.01.01	290.0010	m2	<b>GEOTEXTIL DE MATERIAL VIRGEN (100%) TIPO 1 i/ P.P. DE SOLAPES, TOTALMENTE COLOCADO COMO SEPARADOR, Y CON LAS SIGUIENTES PROPIEDADES FÍSICAS: RESISTENCIA A LA TRACCIÓN LONGITUDINAL DESDE 8,0 kN/m HASTA 11,8 kN/m, RESISTENCIA A LA TRACCIÓN TRANSVERSAL DESDE 10,1 kN/m HASTA 12,0 kN/m, ELONGACIÓN LONGITUDINAL EN ROTURA DESDE 50% HASTA 55%, ELONGACIÓN TRANSVERSAL EN ROTURA DESDE 55% HASTA 60%, PUNZONAMIENTO ESTÁTICO (CBR) DESDE 1560 N HASTA 1960 N, PERFORACIÓN DINÁMICA (CAIDA CONO) DESDE 24 mm HASTA 19 mm Y PERMEABILIDAD AL AGUA DESDE 4,9 10-6/m²/s HASTA 6,0 10-6/m²/s.</b>	3,60 €
----------	----------	----	---	--------

## 2. MOVIMIENTO DE TIERRAS

### MANTA DRENANTE (Artículo 304)

#### 1. Descripción

Se trata de una capa granular, de alta permeabilidad y de 50 cm de espesor que tiene el objetivo de evacuar, fuera de la base del terraplén, el agua freática extraída del terreno por las mechas drenantes.

#### 2. Materiales

El material a utilizar debe ser granular, con un tamaño máximo de 10cm y con un porcentaje de finos mejor del 5%.

#### 3. Equipo

Se utilizará el la maquinaria necesaria para el extendido y compactación de los materiales.

#### 4. Procedimiento constructivo

Una vez terminada la instalación del geotextil, se procederá al extendido de la capa granular filtrante (espesor de 0,5 metros). Esta capa permitirá canalizar el agua expulsada por las mechas y proporcionará una plataforma de trabajo para la maquinaria de instalación de las mechas drenantes.

El terraplén se debe ejecutar de forma que no se remueva o contamine la capa drenante y se mantenga la salida lateral del agua evacuada.

#### 5. Medición y abono

Se abonará por metros cúbicos (m³) realmente ejecutados en obra con el espesor fijado en el proyecto.

El precio incluye el suministro del material, su extensión y compactación.

04.02.04.04	305.0260	m3	<b>CAPA DE GRAVA EN ENCEPADO DE COLUMNAS, O MECHAS DRENANTES Y OTROS TRATAMIENTOS DEL TERRENO.</b>  <b>DIECIOCHO EUROS CON CINCUENTA Y CUATRO CÉNTIMOS</b>	18,54 €
-------------	----------	----	--	---------

## **MECHA DRENANTE**

### **1. Descripción**

Elemento longitudinal flexible que se dispone en profundidad en el interior del terreno, mediante hinca, creando un camino preferente de evacuación del agua, acelerando así la consolidación de suelos saturados blandos.

### **2. Materiales**

El tipo de dren a emplear deberá estar constituido por un núcleo y un revestimiento.

- Núcleo: estructura de material sintético, de polietileno de alta densidad, moldeado en una serie de picos, valles y canales, capaz de soportar presiones de aplastamientos presentes a gran profundidad, manteniendo a la vez una gran capacidad drenante.
- Revestimiento: geotextil formado por filamentos termosoldados de polipropileno puro. Este material garantiza gran resistencia, eliminación de la colmatación y gran poder filtrante.

Así mismo, deberá cumplir, al menos, las siguientes características:

- Peso Unitario: 70 g/ml
- Grosor: 4 mm
- Ancho: 100 mm
- Volumen libre sin carga: 300 mm<sup>3</sup>/mm
- Resistencia a tracción: 2,0 kN
- Elongación en rotura: 20 %
- Permeabilización con 100 mm.c.a: 1.10<sup>-1</sup> m/s
- Porometría EOS: 150 micras
- Capacidad de descarga: 10<sup>-6</sup> m<sup>3</sup>/s
- Nuevo > 239
- 2 Semanas > 101
- 3 Semanas > 44

Según ensayo DELFT HYDRAULICS (Holanda) a T = 20°

### **3. Equipo**

Los equipos para la hinca de drenes serán martinets provistos de mazas que golpearán la cabeza de la lanza de la hinca que sujeta la mecha en su extremo inferior mediante una placa que queda perdida en el terreno.

El equipo constará además de un mandril metálico en el que se introducirá la mecha drenante.

### **4. Procedimiento constructivo**

Una vez preparada la superficie de trabajo, se precederá a la hinca de las mechas en las zonas designadas en el proyecto.

Las mechas se hincarán según una distribución triangular, regularmente espaciadas, de manera que abarquen en toda su extensión a la banda de terreno saturado que quede comprendida entre las aristas exteriores de la explanación.

La profundidad de hinca será la establecida en el proyecto.

Una vez instaladas todas la mechas, se ejecutará el terraplén de precarga.

## **5. Medición y abono**

Se medirá y abonará por metros lineales (m) realmente ejecutados en obra, teniendo en cuenta la profundidad de hinca real.

El precio incluye el suministro y puesta en obra de la mecha, así como todos los medios, maquinaria y operaciones necesarias para la correcta, completa, rápida y segura terminación de la unidad de obra.

04.02.04.05	305.0270	m	<b>MECHA DRENANTE HINCADA EN EL CIMIENTO DEL TERRAPLÉN, TOTALMENTE TERMINADA i/ PREPARACIÓN DE LA SUPERFICIE DE TRABAJO Y REGISTRO CONTINUO DE PARÁMETROS DE EJECUCIÓN.</b>	1,94 €
-------------	----------	---	---	--------

## **TERRAPLÉN PRECARGA (Artículo 330)**

### **1. Descripción**

Esta unidad consiste en la extensión y compactación, por tongadas, de los materiales correspondientes a la precarga y su posterior retirada.

### **2. Materiales**

Puesto que en la parcela no hay material sobrante, todo el relleno procederá de préstamos.

Los materiales deben permitir el cumplimiento de las siguientes condiciones:

- Puesta en obra en condiciones aceptables.
- Estabilidad satisfactoria de la obra.

Los rellenos tipo terraplén estarán constituidos por materiales que cumplan alguna de las dos condiciones granulométricas siguientes:

- Cernido, o material que pasa, por el tamiz 20 UNE mayor del setenta por ciento (# 20 > 70 %), según UNE 103101:1995.
- Cernido o material que pasa, por el tamiz 0,080 UNE mayor o igual del treinta y cinco por ciento (# 0,080  $\geq$  35 %), según UNE 103101:1995

Además de los suelos naturales, se podrán utilizar en terraplenes los productos procedentes de procesos industriales o de manipulación humana, siempre que cumplan las especificaciones de este artículo y que sus características fisicoquímicas garanticen la estabilidad a corto plazo del terraplén. En todo caso se estará a lo dispuesto en la legislación vigente en materia medioambiental, de seguridad y salud, y de almacenamiento y transporte de productos de construcción.

El Director de las Obras tendrá facultad para rechazar como material para terraplenes, cualquiera que así lo aconseje la experiencia local. Dicho rechazo habrá de ser justificado expresamente en el Libro de Órdenes.

Cuando no sea posible realizar ensayos de contraste en las canteras, en obra, de forma previa al uso de los materiales deberán realizarse los ensayos de laboratorio previstos en este documento. Desde el punto de vista de sus características intrínsecas los materiales se clasificarán en los tipos siguientes:

- Suelos seleccionados:

Se considerarán como tales aquellos que cumplen las siguientes condiciones:

- Contenido en materia orgánica inferior al cero con dos por ciento ( $MO < 0,2 \%$ ), según UNE 103204:1993.
- Contenido en sales solubles en agua, incluido el yeso, inferior al cero con dos por ciento ( $SS < 0,2 \%$ ), según NLT 114.
- Tamaño máximo no superior a cien milímetros ( $D_{max} \leq 100 \text{ mm}$ ).
- Cernido por el tamiz 0,40 UNE menor o igual que el quince por ciento ( $\# 0,40 \leq 15 \%$ ) o que en caso contrario cumpla todas y cada una de las condiciones siguientes:
- Cernido por el tamiz 2 UNE, menor del ochenta por ciento ( $\# 2 < 80 \%$ ).
- Cernido por el tamiz 0,40 UNE, menor del setenta y cinco por ciento ( $\# 0,40 < 75 \%$ ).
- Cernido por el tamiz 0,080 UNE inferior al veinticinco por ciento ( $\# 0,080 < 25 \%$ ).
- Límite líquido menor de treinta ( $LL < 30$ ), según UNE 103103.
- Índice de plasticidad menor de diez ( $IP < 10$ ), según UNE 103103:1994 y UNE 103104:1993

- Suelos adecuados:

Se considerarán como tales los que no pudiendo ser clasificados como suelos seleccionados cumplan las condiciones siguientes:

- Contenido en materia orgánica inferior al uno por ciento ( $MO < 1 \%$ ), según UNE 103204:1993.
- Contenido en sales solubles, incluido el yeso, inferior al cero con dos por ciento ( $SS < 0,2 \%$ ), según NLT 114.
- Tamaño máximo no superior a cien milímetros ( $D_{max} \leq 100 \text{ mm}$ ).
- Cernido por el tamiz 2 UNE, menor del ochenta por ciento ( $\# 2 < 80 \%$ ).
- Cernido por el tamiz 0,080 UNE inferior al treinta y cinco por ciento ( $\# 0,080 < 35 \%$ ).
- Límite líquido inferior a cuarenta ( $LL < 40$ ), según UNE 103103:1994.
- Si el límite líquido es superior a treinta ( $LL > 30$ ) el índice de plasticidad será superior a cuatro ( $IP > 4$ ), según UNE 103103:1994 y UNE 103104:1993.

- Suelos tolerables:

Se considerarán como tales los que no pudiendo ser clasificados como suelos seleccionados ni adecuados, cumplen las condiciones siguientes:

- Contenido en materia orgánica inferior al dos por ciento ( $MO < 2 \%$ ), según UNE 103204:1993.
- Contenido en yeso inferior al cinco por ciento ( $\text{yeso} < 5 \%$ ), según NLT 115.
- Contenido en otras sales solubles distintas del yeso inferior al uno por ciento ( $SS < 1 \%$ ), según NLT-114.

- Límite líquido inferior a sesenta y cinco ( $LL < 65$ ), según UNE 103103:1994.
- Si el límite líquido es superior a cuarenta ( $LL > 40$ ) el índice de plasticidad será mayor del setenta y tres por ciento del valor que resulta de restar veinte al límite líquido ( $IP > 0,73 (LL-20)$ ).
- Asiento en ensayo de colapso inferior al uno por ciento (1 %), según NLT-254, para muestra remoldeada según el ensayo Proctor normal UNE 103500:1994, y presión de ensayo de dos décimas de 0,2 MPa.
- Hinchamiento libre según UNE 103601:1996 inferior al tres por ciento (3 %), para muestra remoldeada según el ensayo Proctor normal UNE 103500:1994

- Suelos marginales:

Se considerarán como tales los que no pudiendo ser clasificados como suelos seleccionados, ni adecuados, ni tampoco como suelos tolerables, por el incumplimiento de alguna de las condiciones indicadas para estos, cumplan las siguientes condiciones:

- Contenido en materia orgánica inferior al cinco por ciento ( $MO < 5 \%$ ), según UNE 103204:1993.
- Hinchamiento libre según UNE 103601:1996 inferior al cinco por ciento (5 %), para muestra remoldeada según el ensayo Proctor normal UNE 103500:1994.
- Si el límite líquido es superior a noventa ( $LL > 90$ ) el índice de plasticidad será inferior al setenta y tres por ciento del valor que resulta de restar veinte al límite líquido ( $IP < 0,73 (LL-20)$ ).

- Suelos inadecuados:

Se considerarán suelos inadecuados:

- Los que no se puedan incluir en las categorías anteriores.
- Las turbas y otros suelos que contengan materiales perecederos u orgánicos tales como tocones, ramas, etc.
- Los que puedan resultar insalubres para las actividades que sobre los mismos se desarrollen.

#### **4. Empleo**

Teniendo en cuenta que los materiales de la precarga se retirarán una vez ejecutada la mejora del terreno y que el terraplén no soportará ninguna carga adicional, se podrá hacer uso de cualquier tipo de suelo (menos suelos inadecuados). El director de obra tomará la decisión en función de las principales fuentes de materiales que se encuentren en la zona.

En el caso de utilizar suelos colapsables, expansivos, con yesos, con sales solubles o con materia orgánica, se requerirá un estudio especial y la aprobación de la dirección de obra.

#### **5. Equipo**

Los equipos de extendido, humectación y compactación serán suficientes para garantizar la ejecución de la obra de acuerdo con las exigencias del presente artículo.

Previamente a la ejecución de los rellenos, el Contratista presentará un programa de trabajos en que se especificará, al menos: maquinaria prevista; sistemas de arranque y transporte; equipo de

extendido y compactación; y procedimiento de compactación, para su aprobación por el Director de las Obras.

## **6. Ejecución de las obras**

Se estará, en todo caso, a lo dispuesto en la legislación vigente en materia medioambiental, de seguridad y salud, y de almacenamiento y transporte de productos de construcción.

La construcción del terraplén se realizará mediante la extensión de tongadas paralelas de espesor uniforme.

El espesor de estas tongadas será el adecuado para que, con los medios disponibles, se obtenga en todo su espesor el grado de compactación exigido. Dicho espesor, en general y salvo especificación en contra del Proyecto o del Director de las Obras, será de treinta centímetros (30 cm.). En todo caso, el espesor de tongada ha de ser superior a tres medios (3/2) del tamaño máximo del material a utilizar.

Durante la ejecución de las obras, la superficie de las tongadas deberá tener la pendiente transversal necesaria, en general en torno al cuatro por ciento (4%), para asegurar la evacuación de las aguas sin peligro de erosión y evitar la concentración de vertidos.

En el caso de que sea preciso añadirá agua para conseguir el grado de compactación previsto, se efectuará esta operación humectando uniformemente los materiales, bien en las zonas de procedencia (canteras, prestamos), bien en acopios intermedios o bien en la tongada, disponiendo los sistemas adecuados para asegurar la citada uniformidad (desmenuzamiento previo, uso de rodillos "pata de cabra", etc.).

En los casos especiales en que la humedad natural del material sea excesiva, se tomarán las medidas adecuadas, para conseguir la compactación prevista, pudiéndose proceder a la desecación por oreo, o a la adición y mezcla de materiales secos o sustancias apropiadas.

Conseguida la humectación más conveniente, se procederá a la compactación mecánica de la tongada. No se extenderá sobre ella ninguna otra en tanto no se haya realizado la nivelación y conformación de esta y comprobado su grado de compactación.

Los suelos definidos como aptos para su empleo en la construcción de rellenos tipo terraplén se considerarán compactados adecuadamente cuando su densidad seca, después de la compactación, en todo el espesor de la tongada y en cualquier punto de esta, sea igual o superior al 95% de la máxima densidad seca obtenida en los ensayos de compactación Proctor Modificado.

Una vez se hayan alcanzado los parámetros de consolidación en los suelos blandos definidos en el proyecto, se procederá a retirar el terraplén y transportar los materiales sobrantes a vertedero.

## **7. Limitaciones de la ejecución**

Los rellenos tipo terraplén se ejecutarán cuando la temperatura ambiente, a la sombra, sea superior a dos grados Celsius (2°C), debiendo suspenderse los trabajos cuando la temperatura descienda por debajo de dicho límite, salvo que se justifique adecuadamente la viabilidad de la puesta en obra y la consecución de las características exigidas y esta justificación fuese aceptada por el Director de las Obras.

El Director de las Obras deberá tener en cuenta la influencia de las lluvias antes de aprobar el extendido y compactación del relleno.

## **8. Medición y abono**

La ejecución del relleno se medirá por metros cúbicos (m<sup>3</sup>) realmente ejecutados.

La unidad de obra comprende el material, su extendido, compactación, humectación y transporte a vertedero.

04.02.04.06

305.0280

m3

**PRECARGA EN RELLENOS I/ RETIRADA DEL MATERIAL.**

6,04 €

## **PLACA DE ASIENTO**

### **1. Descripción**

Equipo de auscultación utilizado para medir los asientos en la base de un terraplén.

### **2. Materiales**

Consta de una chapa de acero con una superficie de al menos 600 x 600 m y 5 mm de espesor y, emplazada en la superficie del terreno original alisada previamente. La plataforma tiene una tubería de acero acoplada que se mueve de forma solidaria a la placa. Esta tubería viene en módulos roscados de 1 -1,5 m que se irán añadiendo a medida que se construye el terraplén.

### **3. Ejecución de las obras**

Se colocarán sobre la superficie totalmente compactada y nivelada con una cama de arena. A medida que avance el relleno se irán añadiendo más tubería roscada y tubo de protección hasta la superficie final del relleno, donde se colocará la señal de nivelación.

Debido a la altura del terraplén, no hará falta la colocación de ninguna placa intermedia.

### **4. Medición y abono**

La medición se efectuará por unidades (Ud.) de placas de asiento.

En el precio unitario se incluyen todos los materiales y medios auxiliares necesarios para la completa ejecución de la unidad.

## **PIEZÓMETRO**

### **1. Descripción**

Equipo de auscultación utilizado para medir las presiones de agua en el terreno.

### **2. Materiales**

El equipo consta de una sonda especial de cuerda vibrante capaz de medir las variaciones en la presión de agua. Este equipo se introduce en una perforación realizada previamente y sellada posteriormente con una mezcla impermeable de cemento y bentonita.

- Papilla agua-bentonita para la lechada de sellado (1.5 litros de bentonita para cada 100 litros de agua).
- Tubería de plástico de unos 30 mm de diámetro y goma para pegar los tubos.
- Gravilla de 2 a 4 mm.
- Arena bien graduada.
- Cemento

### **3. Ejecución de las obras**

Se realizarán las perforaciones correspondientes a los piezómetros en los puntos marcados en los planos, intentando colocarla lo más alejada posible de los drenes. Siempre que la perforación lo



permita, la perforación debe realizarse en seco y en maniobras cortas. En el caso de que sea necesario realizar la perforación con agua, se deberá achicar el agua del sondeo.

Antes de colocar el piezómetro conviene hacer una maniobra de limpieza en el sondeo, rellenando de gravilla hasta unos 10 o 20 cm por debajo de la cota inferior del contacto suelo-roca. Se medirá la profundidad y se ranurará la tubería de plástico en la longitud especificada. En la parte inferior del tubo de plástico conviene poner un tapón para aumentar la superficie de apoyo y evitar que se clave en la gravilla. Luego se irán metiendo los tubos pegados con goma hasta que se apoyen en el fondo del sondeo.

Asimismo, una vez finalizada la ejecución del piezómetro se entregará un croquis detallado donde se definen las características del piezómetro implantado y una vez terminada la instalación se colocará un tapón de plástico o metálico, para su protección definitiva que se materializará mediante una arqueta de hormigón.

#### **4. Medición y abono**

La medición se efectuará por unidad (Ud) de piezómetro totalmente colocado.

En el precio unitario se incluirán todos los materiales y medios auxiliares necesarios para la completa ejecución de la unidad.

#### **OTRAS UNIDADES**

Las restantes unidades de obra no mencionadas en el presente pliego y que figuren en los documentos del proyecto, se ajustarán a lo que se define en ellos y a lo que sobre el particular ordene el Director de las obras, y serán de abono si son realizadas de acuerdo con el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales, con los precios que para las mismas se marquen en el Cuadro de Precios N°1

**ANEXO 3: PLAN DE AUSCULTACIÓN DEL  
TERRAPLÉN**

# 1. Proyecto e instalación del sistema de auscultación

## 1.1 Introducción

Los modelos de cálculo utilizados para el diseño de la precarga con mechas drenantes parten de parámetros obtenidos principalmente en base a los ensayos edométricos de laboratorio. Estos parámetros pueden llegar a tener márgenes de error muy altos. Debido a la falta de otros datos, como ensayos de disipación y otros ensayos insitu, para determinar el comportamiento del terreno, se ha visto necesario preparar un plan de auscultación para el terraplén de la precarga.

El principal objetivo de este plan es el de monitorizar las deformaciones y las presiones intersticiales del terreno en obra con el fin de correlacionar estos resultados con los obtenidos en los modelos de cálculo. A partir de ese estudio, se podría determinar, con mayor exactitud, el tiempo de espera de la precarga y realizar cambios en el proyecto, si fuera necesario.

## 1.2 Equipos de auscultación

En la guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (GCOC) se realiza una clasificación de los sistemas de auscultación más comunes y su interés en función del tipo de obra:

TIPO DE OBRA	MOVIMIENTOS SUPERFICIALES			PRESIÓN INTERSTICIAL	DEFORMACIONES UNITARIAS	MOVIMIENTOS INTERNOS			PRESIONES TOTALES	APERTURA DE JUNTAS
	V	H	$\theta$			V	H	$\theta$		
Pilas de puente	4	3	2	1	2	1	1	1	2	*
Estribos de puente	4	3	2	2	2	1	1	1	2	4
Muros de fábrica	3	3	2	2	1	*	*	*	2	4
Muros flexibles	3	3	*	2	3	2	2	1	2	*
Pontones y pasos inferiores	3	1	*	1	2	*	*	*	1	3
Caños y conductos transversales	2	1	*	*	1	*	*	*	1	2
Cimientos de terraplenes	3	1	*	3	1	3	3	2	2	*
Micropilotes y anclajes	3	3	*	1	2	*	*	*	*	*
<b>Equipo</b>	Referencias topográficas			Piezómetros	Extensómetros, galgas extensiométricas	Placas de asiento, células hidráulicas, inclinómetros			Células de presión	Ternas de base

Leyenda:

\* No tiene interés o no es aplicable al caso.

1. Interés escaso por lo general. Puede resultar adecuado en algún caso concreto.

2. Es interesante cuando la solución proyectada es singular. También cuando se observa un caso patológico.

3. Suele ser interesante. Debe auscultarse cuando se tema o se produzca alguna patología.

4. Bastante interesante. Debe auscultarse siempre que se decida la auscultación de la obra.

**Figura 1-1 Clasificación de equipos de auscultación (Fuente: GCOC).**

En el caso de este proyecto, se quiere estudiar el comportamiento del cimiento del terraplén de precarga. Al estar en un problema de consolidación, los parámetros más importantes a conocer son los asientos y la presión de agua. Se ha decidido hacer uso de placas de asientos para medir los asientos del terreno debajo del terraplén de precarga y piezómetros para cuantificar la evolución de las presiones de agua en el terreno.

Se ha proyectado la colocación de estos equipos en parejas. De esta forma, se pueden correlacionar unos datos con otros, evitando fallos de lectura más fácilmente. Se han colocado cuatro parejas de equipos cubriendo toda la superficie a tratar (zonas 2,3,4 y 5). Sus posiciones exactas se detallan en los planos del proyecto (Anexo 1).

### 1.2.1 Placa de asiento

Equipo utilizado para medir asientos en superficie por debajo de la base del terraplén. Está compuesta por una placa metálica apoyada sobre la superficie a medir, a la que se une de forma rígida una varilla metálica. La varilla se aísla del terraplén mediante un tubo hueco de PVC. La medición de los asientos se consigue controlando la cota de la cabeza de la varilla metálica. La varilla debe sobresalir ligeramente de la superficie de terraplén.

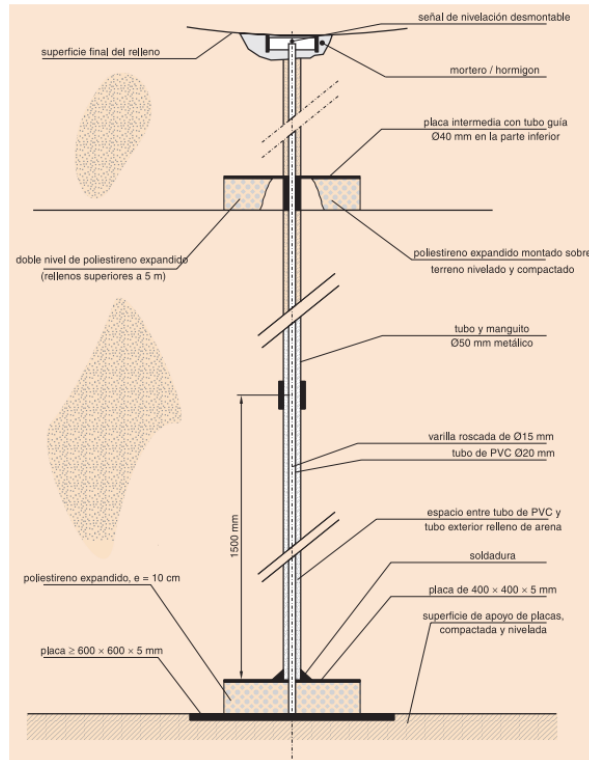


Figura 1-2 Esquema placa de asiento (Fuente: GCOC).

Para este proyecto se precisa una precisión de 2 mm en las medidas proporcionadas por la placa de asiento para así poder obtener mediciones para grados de consolidación del terreno elevados.

### 1.2.2 Piezómetro

Equipo que permite conocer el nivel de carga hidrostática del terreno en un punto determinado. Requiere una perforación previa del terreno para poder instalar el equipo. Existen dos tipos de piezómetros diferentes:

- **Piezómetro abierto:** formado por un tubo cerrado, con aberturas en el punto en el que se quiere realizar la medición, e introducido en la perforación. Además, dispone de una sonda que envía una señal eléctrica en contacto con el agua. De esta forma, se puede determinar el nivel piezométrico del punto auscultado. El principal problema que presenta este tipo de piezómetro es que no se puede utilizar en terrenos poco permeables ya que necesita un volumen de agua grande para poder realizar la medición.
- **Piezómetro puntual (de cuerda vibrante):** piezómetro instalado en una perforación, dentro de un relleno granular, encapsulado completamente por una mezcla impermeable de bentonita-cemento. El sensor del piezómetro mide las variaciones de presión de agua, dando como resultado el nivel piezométrico del agua.

El objetivo de la instalación de los piezómetros es el de medir la variación de la presión intersticial en el tiempo tras la aplicación de la precarga. Las zonas a medir son los putos medios de los

estratos de aluvial fino. Como estos materiales tienen permeabilidades muy bajas, se hará uso de piezómetros puntuales.

La precisión requerida por los piezómetros es de 1 cm (medición de la columna de agua).

Los piezómetros se deben colocar entre los drenes, a la mayor distancia posible de ellos.

### 1.3 Estimación de resultados

Se adjuntan los valores máximos de asientos obtenidos para cada zona de la parcela además de los asientos requeridos y sus correspondientes grados de consolidación:

	$S_{\infty}$ (cm)	$s_{req}$ (cm)	U (%)
Zona 2	20.02	15.02	75
Zona 3	30.85	25.85	84
Zona 4	41.20	36.20	88
Zona 5	53.03	48.03	91

Los valores de asientos en función del tiempo se pueden encontrar en la memoria del proyecto. Hay que tener en cuenta que estos cálculos se han realizado tomando una carga aplicada de forma instantánea.

## 2. Programa de auscultación

La campaña de seguimiento de la auscultación se llevará a cabo desde el comienzo de la construcción del terraplén hasta la retirada de este. La toma de lecturas de todos los equipos se realizará semanalmente, a ser posible por los mismos operarios y con los mismos aparatos de medida. De esta forma, se conseguirá un número de lecturas razonable para el estudio del comportamiento del terreno.

Cuando hayan pasado dos meses desde la finalización del terraplén, se emitirá un primer informe de auscultación en el que se recopilará y analizará toda la información obtenida. A partir de ese momento, se emitirá un informe al mes. Estos informes deben contener la siguiente información:

- Diagramas de evolución temporal de las lecturas en cada equipo.
- Correlaciones entre las magnitudes obtenidas.
- Comparación de las lecturas con los valores esperados y los modelos de cálculo realizados en la fase de proyecto.
- Comportamiento anómalo del terreno. En caso de que el terreno real se comporte de forma diferente a los modelos, se deberán modificar, aumentando o disminuyendo el tiempo de acción de la precarga.

**ANEXO 4: TABLAS RESUMEN ENSAYOS DE  
LABORATORIO**

Aluvial fino																								
Sondeo		SR-4	SR-7				SR-05		SR-06		SR-07			SR-08			SR-09			SR-11	SR-12			
Profundidad de muestra (m)		5 - 5.6	3.2 - 3.6	8.8 - 9.2	12 - 12.6	15.3 - 15.8	2 - 2.6	12 - 12.6	1.8 - 2.4	5 - 5.6	2 - 2.6	5 - 5.6	8 - 8.5	2 - 2.6	5 - 5.6	8 - 8.6	2 - 2.6	5 - 5.6	15 - 15.6	2 - 2.6	2 - 2.6	5 - 5.6	8 - 8.6	14 - 14.6
Granulometría	% Grava	0	0		0	0.8	0.3	0.1	13.3		14.4			2.2	2.4		17.8	0.1	7.9	0.7	0.1	0	4	5
	% Arena	26.7	14.6		24.3	30	30.4	24.8	40.7		29.5			36.1	25.6		29.8	27.3	31.1	25.7	50.2	39	39.4	18.1
	% Finos	73.3	85.4		75.7	69.2	69.4	75.1	46		56.1			61.7	72		52.4	72.6	60.9	73.6	49.8	61	56.6	76.9
Plasticidad	Límite líquido	41.7	40.2		39.5	38.1	30	41.1	36		26.2			31	36.1		37.6	38.6	38.1	42	36	27.1	34.8	38
	Límite plástico	19.6	22.4		17.1	19.3	15.8	21.3	20.7		17.3			17.4	25.6		19.7	17.3	21.2	19.2	7.4	18.3	17.1	23.4
	Índice de plasticidad	22.1	17.8		22.4	18.8	14.2	19.8	15.3		8.8			13.5	10.5		17.9	21.3	16.9	22.8	28.6	8.8	17.7	14.7
Densidad	Peso específico aparente, $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	20.4	20.4		20.01	17.85	20.4	17.46	19.42		20.01			20.31	19.82		19.42	19.82	19.62	20.31	21.68	21.78	20.01	18.05
	Peso específico seco, $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	17.27	17.76		16.48	14.03	17.27	12.65	16.38		15.89			16.78	14.72		18.05	17.36	15.01	17.76	19.03	18.74	16.19	12.75
	Peso específico partículas, $\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	25.21	24.92		25.02	25.7	25.51	25.51			25.51			25.11	26.49				25.51			25.8		23.15
	Humedad (%)	18.2	14.9		21.5	26.9	18	37.6	18.6		26.1			21.1	34.3		7.5	14.4	31	14.2	13.6	16.1	23.9	41.3
Resistencia	Resistencia compresión simple suelos, $q_u$ (kPa)	228	288		37	31												280		673	258			
	Cohesión, $C'$ (kpa)									81		52						69				85		
	Ángulo rozamiento, $\phi'$ (°)									42.7		30.7						26				10.3		
	$N_{SPT}$	8	9	5	8	12	13		11		13		4	10	12	4	7	11	4	13	15		6	
Cambio de volumen	Índice de compresión, $C_c$	0.114	0.105		0.158	0.224	0.153	0.239			0.161			0.138	0.153				0.173			0.076		0.218
	Índice de entumecimiento, $C_s$	0.02	0.023		0.034	0.039	0.019	0.037			0.016			0.019	0.031				0.03			0.014		0.038
	Índice de poros, $e_0$	0.454	0.404		0.513	0.827	0.475	1			0.609			0.498	0.58				0.702			0.406		0.817
	Presión de hinchamiento en edómetro (kPa)	9.81	54.94		4.91	0	14.76	0			0			19.62	0				0	54.94		0		0

Aluvial grueso									
Sondeo		SR-7		SR-8	SR-05		SR-06	SR-07	SR-12
Profundidad de muestra (m)		7.6 - 8	8.8 - 9.2	7 - 7.6	5 - 5.6		5 - 5.6	5 - 5.6	11 - 11.6
Granulometría	% Grava	1.5	2.7	0.5	6.7		4	7.1	7.7
	% Arena	82.4	74	91.4	71.5		76.6	45.5	64.5
	% Finos	16.2	23.3	8.2	21.7		19.4	47.4	27.8
Plasticidad	Límite líquido							31.7	
	Límite plástico							16.4	
	Índice de plasticidad							15.3	
Densidad	Peso específico aparente, $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )			20.31	22.37		19.72	19.52	19.91
	Peso específico seco, $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )			16.58	17.56		16.48	16.38	16.19
	Peso específico partículas, $\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )			26.19	26.09				25.21
	Humedad (%)	10	17.4	22.6	27.5		19.6	19.3	23.1
Resistencia	Resistencia compresión simple suelos, $q_u$ (kPa)			26					
	Cohesión, $C'$ (kpa)								
	Ángulo rozamiento, $\phi'$ (°)								
	$N_{SPT}$			7	7	4	4	8	6
Cambio de volumen	Índice de compresión, $C_c$			0.04	0.032				
	Índice de entumecimiento, $C_s$			0.007	0.004				
	Índice de poros, $e_0$			0.572	0.483				
	Presión de hinchamiento en edómetro (kPa)			0	0				



Relleno							
Sondeo		SR-3	SR-4	SR-6	SR-8		
Profundidad de muestra (m)		2 - 2.6	5 - 5.6	2 - 2.6	2 - 2.6	1 - 1.6	3 - 3.6
Granulometría	% Grava	0.2	0	0	0	47.9	0.4
	% Arena	19.9	6	15.5	4.5	52.1	22.4
	% Finos	79.9	94	84.5	95.5	27.5	77.2
Plasticidad	Límite líquido	45.5	44.6	43.1	52.3	29.3	34.1
	Límite plástico	17.2	20.6	19.8	19.7	19	16.9
	Índice de plasticidad	28.3	24	23.4	32.6	10.3	17.2
Densidad	Peso específico aparente, $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	20.4	18.93	20.11	20.99	20.11	21.29
	Peso específico seco, $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	17.36	15.89	16.97	17.66	16.97	18.54
	Peso específico partículas, $\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )			25.11		25.02	25.02
	Humedad (%)	17.3	19.3	18.9	19	18.2	15.1
Resistencia	Resistencia compresión simple suelos, $q_u$ (kPa)			214	232		341
	Cohesión, $C'$ (kpa)		47				
	Ángulo rozamiento, $\phi'$ (°)		25.7				
	$N_{SPT}$	9	17	15	31	8	
Cambio de volumen	Índice de compresión, $C_c$			0.131		0.088	0.077
	Índice de entumecimiento, $C_s$			0.03		0.018	0.019
	Índice de poros, $e_0$			0.454		0.476	0.351
	Presión de hinchamiento en edómetro (kPa)			14.72		4.91	42.18
	Hinchamiento libre edómetro (%)	0.6					
	Índice de colapso (%)	0.05					

