



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ESCOLA TÈCNICA
SUPERIOR
D'ARQUITECTURA

ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN EN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN SUELOS COMPRESIBLES

COMPLEJO RESIDENCIAL "PUERTA DE DOLORES"
DOLORES (ALICANTE)

Trabajo final de grado:

Grado en Fundamentos de la Arquitectura

Curso: 2017/18

Autor: Daniel Edo Escrig

Tutor: Ricardo Valiente Sanz

Departamento: Ingeniería del terreno

Valencia, noviembre de 2017

RESUMEN

El presente documento consiste en el estudio de los suelos compresibles, los diferentes tratamientos que se plantean para su mejora y la aplicación al caso concreto de un complejo residencial de tres bloques en el municipio alicantino de Dolores.

Se parte con un análisis de las propiedades generales de este tipo de terrenos, que presentan algunas peculiaridades en cuanto a resistencia y estabilidad.

Conocidas ya las características principales de los mismos, se presentan una serie de posibles actuaciones para hacerlos más resistentes y más adecuados para la edificación.

A continuación, se plantea un caso práctico situado en la comarca de la Vega Baja del Segura que en siglos pasados estuvo ocupada por una gran marisma, por lo cual los terrenos, de tipo arcilloso, tienen una alta compresibilidad.

Con la información de distintos ensayos de campo y de laboratorio, se desarrolla un perfil geotécnico del terreno sobre el que se va a edificar. Dada la baja resistencia del terreno, se opta por llevar a cabo una de las mejoras planteadas en el primer apartado, en este caso, unas Columnas de Módulo Controlado que aportarán rigidez y minimizarán los asentamientos. Sobre éstas, se extiende un colchón granular de reparto sobre el cual se ejecutará una losa continua de hormigón armado.

En última instancia, con ayuda del software Plaxis, se comprueba que los asentamientos sean admisibles según los criterios determinados por el Código Técnico de la Edificación en su Documento Básico de Seguridad Estructural: Cimentaciones.

PALABRAS CLAVE

- Suelos compresibles
- Dolores
- Estudio geotécnico
- Columnas de módulo controlado

ABSTRACT

This document consists of the study of compressible soils, the different treatments that are proposed for their improvement and the application to the specific case of a residential complex of three blocks in the Alicante town of Dolores.

It starts with an analysis of the general properties of this type of soils, which have some peculiarities in terms of strength and stability.

When the main characteristics are known, a series of possible performances is presented to make them more resistant and more adapted for the edification.

Next, a practical case is proposed located in the region of the Vega Baja del Segura that in past centuries was occupied by a large marsh, whereby the terrains, of clayey type, have a high compressibility.

With the information of different field and laboratory tests, a geotechnical profile of the soil on which it is going to be built is developed. Given the low resistance of the soil, it is decided to develop one of the improvements proposed in the first section, in this case, Controlled Module Columns that will provide rigidity and minimize the seats. Above, a granular distribution lay is spread over which a continuous slab of reinforced concrete will be executed.

Ultimately, with the help of the software Plaxis, it is verified that the seats are admissible according to the criteria determined by the Código Técnico de la Edificación en su Documento Básico de Seguridad Estructural: Cimentaciones.

KEY WORDS

- Compressible soils
- Dolores
- Geotechnical study
- Controlled Module Columns

ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS

1. INTRODUCCIÓN -----	01
1.1. Objetivos -----	01
1.2. Metodología -----	01
2. ANÁLISIS DE LOS SUELOS COMPRESIBLES -----	02
2.1. Geotecnia -----	02
2.2. Naturaleza -----	02
2.3. Comportamiento deformacional -----	03
3. TÉCNICAS DE MEJORA DE SUELOS COMPRESIBLES -----	05
3.1. Clasificación -----	05
3.2. Técnicas temporales -----	06
3.2.1. Agotamiento nivel freático -----	06
3.2.2. Congelación del terreno -----	08
3.2.3. Electroósmosis -----	09
3.3. Técnicas permanentes -----	10
3.3.1. Compactación superficial -----	10
3.3.2. Compactación dinámica -----	10
3.3.3. Drenes verticales -----	10
3.3.4. Precarga -----	11
3.3.5. Vibroflotación -----	12
3.3.6. Inyecciones de cemento -----	13
3.3.7. Jet-Grouting -----	14
3.3.8. Deep soil mixing -----	14
3.4. Elección de la técnica -----	15
4. CASO PRÁCTICO -----	16
4.1. Descripción general del proyecto -----	16
4.1.1. Emplazamiento -----	16
4.1.2. Composición -----	16
4.2. Descripción del subsuelo -----	17
4.2.1. Entorno geológico -----	17
4.2.2. Nivel freático -----	20
4.2.3. Agresividad del terreno -----	20
4.2.4. Características sísmicas -----	21

4.3. Descripción y características geotécnicas del terreno - - - - -	22
4.3.1. Nivel A. Arcillas de consistencia firme - - - - -	22
4.3.2. Nivel B. Arcillas de consistencia blanda-muy blanda - - - - -	26
4.3.3. Nivel C. Arenas medianamente densas - - - - -	37
4.3.4. Nivel D. Arcillas de consistencia media - - - - -	39
4.3.5. Nivel E. Vetas de arena - - - - -	41
4.3.6. Perfil del terreno - - - - -	41
4.4. Mejora del terreno y cimentaciones - - - - -	42
4.4.1. Modelo axisimétrico con columna aislada - - - - -	43
4.4.2. Modelo de deformación plana con terreno equivalente - - - - -	44
4.4.3. Modelo de deformación plana a escala global - - - - -	45
4.4.4. Resumen de asentos - - - - -	46
5. CONCLUSIONES - - - - -	48
6. BIBLIOGRAFÍA - - - - -	49
7. ÍNDICE DE IMÁGENES - - - - -	50
8. ÍNDICE DE TABLAS - - - - -	54

1. Introducción

1.1. Objetivos

El objetivo principal del presente trabajo fin de grado es estudiar la naturaleza y las principales características de los suelos compresibles, con el fin de conocer su comportamiento y las soluciones constructivas que se plantearán para edificar sobre los mismos.

Previamente al análisis del caso práctico, se hará un recopilatorio de los distintos métodos de mejora de los suelos que se aplican actualmente como herramienta para aumentar la capacidad portante de los mismos y así abaratar los costes derivados de una cimentación sobre suelos compresibles.

Este estudio se aplicará al caso concreto de un complejo residencial en fase de construcción en el término municipal de Dolores, ubicado en la Vega Baja del río Segura. Esta zona presenta estratos arcillosos y limosos altamente compresibles con nivel freático cercano a la superficie debido a que, en ella, en siglos pasados se ubicaba una marisma en la cual desembocaban los ríos Vinalopó y Segura.

1.2. Metodología

En primera instancia, se ha realizado una recopilación de información bibliográfica referente a suelos compresibles, a partir de la cual se ha conformado un índice y una lista de los objetivos que se pretenden alcanzar en cada fase del trabajo.

En la primera parte se desarrolla un análisis de los suelos compresibles, profundizando en su composición geotécnica, su origen y los resultados que se pueden derivar de la construcción sobre los mismos.

A continuación, conocidos ya los problemas que pueden generar este tipo de terrenos, se plantean una serie de medidas posibles que se pueden adoptar para dotarlos de una mayor resistencia, previamente a la cimentación de los mismos. Este conjunto de técnicas de mejora se presentarán como un catálogo de posibilidades dividido en dos: técnicas temporales de tratamiento y técnicas permanentes.

Una vez abordadas las técnicas de mejora, se procederá con el análisis de un modelo práctico del estudio de la cimentación de un conjunto residencial en suelo arcilloso en el municipio de Dolores.

En este análisis, con los datos proporcionados por diferentes ensayos tanto a pie de obra como en laboratorio, se confeccionará un perfil geotécnico del terreno, con el cual se propondrán las posibilidades de edificación sobre el mismo.

2. Análisis de los suelos compresibles

2.1. Geotecnia

La interacción entre los materiales de la corteza terrestre y el medio ambiente produce diversos tipos de sedimentos, que constituyen los minerales. Estos minerales son sometidos, en ocasiones, a procesos químicos, físicos y biológicos que producen compactación, cementación, meteorización, cristalización y otras modificaciones del estado del mineral sedimentado. El conocimiento de todos estos procesos es fundamental para la ingeniería geotécnica.

La ingeniería geotécnica estudia el comportamiento de los suelos utilizando los principios de la ingeniería geológica, la mecánica del suelo, la mecánica de las rocas y la geohidrología para determinar las características físicas, las propiedades químicas y mecánicas, la estabilidad de pendientes y depósitos, evaluar los riesgos que plantean las condiciones de emplazamiento y diseñar movimientos de tierra y cimentaciones.

Este trabajo se va a centrar en el estudio de los suelos compresibles, que pueden ser cohesivos y poco permeables cuando están compuestos por arcillas, limos, turbas o suelos orgánicos y granulares con mayor permeabilidad cuando abundan arenas, gravas y bolos.

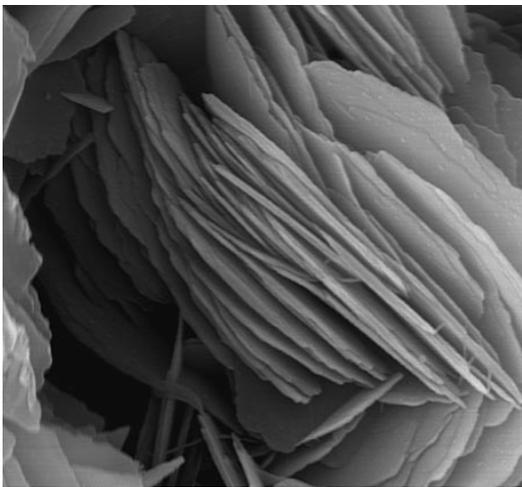


Imagen 1. Suelos cohesivos



Imagen 2. Suelos granulares

2.2. Naturaleza

La compresibilidad es una propiedad de la materia que hace que los cuerpos disminuyan su volumen cuando se aplica una presión determinada, manteniendo constantes otros parámetros. Así pues, se pueden considerar como suelos compresibles aquellos con una elevada deformabilidad, habitualmente con baja densidad, que al ser cargados pueden dar lugar a asentamientos de entidad.

La compresibilidad suele ser mínima en suelos con textura gruesa, ya que sus partículas permanecen en contacto, y aumenta a medida que la proporción de grano fino crece, llegando a máximos valores cuando hay presencia de materia orgánica.

Las gravas y las arenas son muy poco compresibles ya que, si se intenta comprimir una masa húmeda de estos materiales, el cambio de volumen es prácticamente inexistente. En cambio, si se intenta comprimir una masa de arcilla húmeda, la humedad y el aire pueden ser expelidos con lo que el volumen disminuye de forma considerable y no se recupera de forma inmediata al eliminar la carga que produce la compresión.

Los depósitos de suelos compresibles se suelen encontrar en zonas bajas (deltas, zonas inundables, zonas costeras, antiguos cauces fluviales) y normalmente, se encuentran saturados. A mayor cantidad de materia orgánica, más compresible es el terreno.

2.3. Comportamiento deformacional

Las cimentaciones de tipo superficial apoyadas sobre terrenos blandos (arcillas, limos, turbas, suelos orgánicos), sufren considerables asientos a lo largo del tiempo y pueden llegar a hundirse. Es por ello por lo que el estudio de la compresibilidad se centra en la variación de la dimensión del suelo en función de los esfuerzos que se producen al aplicar las cargas de nuestras estructuras.

Cuando se aplica la carga de una cimentación sobre el suelo saturado, la presión intersticial o presión de poro que se produce hace que el agua se mueva hasta disipar esa sobrepresión, con lo cual las propiedades del suelo van cambiando a medida que este fenómeno tiene lugar. La eliminación del agua de los poros, que permite el reajuste de las partículas sólidas, da lugar al fenómeno de la consolidación.

Si las sobrepresiones intersticiales son positivas, la dimensión del suelo disminuye y se produce el fenómeno anteriormente descrito de consolidación. En cambio, si las sobrepresiones son negativas, el tamaño del suelo aumenta y el fenómeno se denomina expansión.

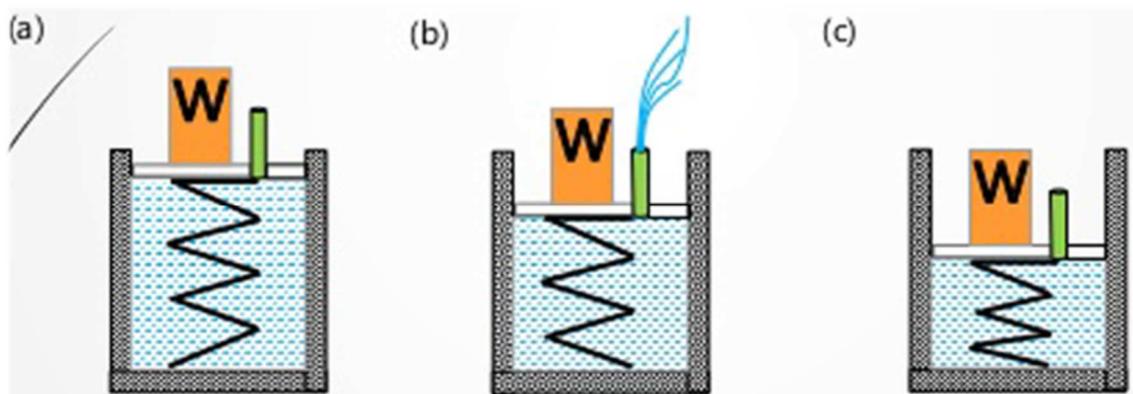


Imagen 3. Fases de consolidación

La construcción sobre suelos compresibles da lugar, habitualmente, a asentamientos considerables. Estos asientos pueden ser de dos tipos:

- Asentamientos uniformes: donde toda la estructura asienta hasta la misma cota, minimizando los daños. Se suele dar en cimentaciones rígidas, que descienden y se pueden inclinar.
- Asentamientos diferenciales: los distintos puntos de la estructura descienden de forma diferenciada en el terreno, pudiendo producir mayor número de daños (agrietamiento, fisuración, desprendimientos, etc.).

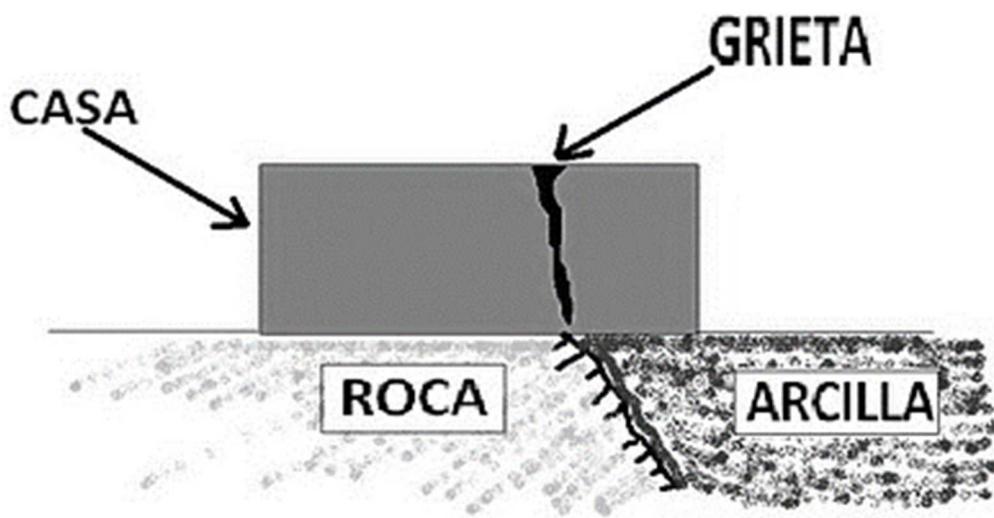


Imagen 4. Asientos diferenciales

El origen principal de los daños producidos por asentamientos suele ser el desconocimiento de la existencia de capas de estratos compresibles, ya sea por una incorrecta apreciación del terreno sobre el que vamos a edificar, o directamente por la ausencia de un adecuado estudio geotécnico. Dado que muchas de las obras que se realizan se sitúan sobre este tipo de suelos, es conveniente tomar las precauciones necesarias para evitar problemas que aparecerán en el tiempo derivados de una mala toma de decisiones.

3. Técnicas de mejora de suelos compresibles

Todas las obras que se acometen sobre el terreno generan cambios de su estado tensional original. Es necesario estimar si el suelo será capaz de admitir estos cambios, para evitar hundimientos, inestabilidad o asentamientos no admisibles.

Si se da con un suelo que presente malas propiedades e incapaz de asumir los esfuerzos que generará la estructura que se vaya a construir, existen diferentes alternativas¹:

- Proyectar cimentaciones profundas que atraviesen las capas blandas y nos permitan llegar a estratos inferiores con más capacidad portante.
- Rediseñar la estructura planteada, de forma que cambie el estado tensional entre los soportes y el terreno. Por ejemplo, construir planta de sótano que nos permitirá contar con cimentación flotante.
- Previamente a la construcción de la cimentación, llevar a cabo una serie de tratamientos del terreno que mejorarán sus propiedades. Algunas de las propiedades que se pueden mejorar son el incremento de la resistencia que nos hace contar con una mayor carga admisible, la menor deformabilidad del suelo que reducirá la posibilidad de asientos en el tiempo, la menor permeabilidad o la reducción del potencial de licuefacción.

La mayoría de las mejoras tendrán como objetivo principal reducir el índice de huecos del terreno, lo cual se conseguirá con la consolidación del mismo.

3.1. Clasificación

Se considerarán dos posibles clasificaciones de los procesos de mejora del terreno:

- La primera clasificación, la realiza J.K. Mitchell en una ponencia en la Conferencia Internacional sobre la Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, que tiene lugar en Estocolmo en 1981. En esta clasificación, los procesos se clasifican en función de su naturaleza:
 - Compactación dinámica o con voladuras.
 - Consolidación por precarga y/o drenes verticales y electroósmosis.
 - Inyecciones
 - Estabilización por tratamiento térmico.
 - Refuerzo del suelo mediante la instalación de elementos.

¹ VALIENTE SANZ, R. y CASTELLAZI, C. (2011). "Introducción a las técnicas de mejora del terreno" en *Jornada técnica: Mejora del terreno y cimentaciones especiales*. Valencia. Pág. 4.

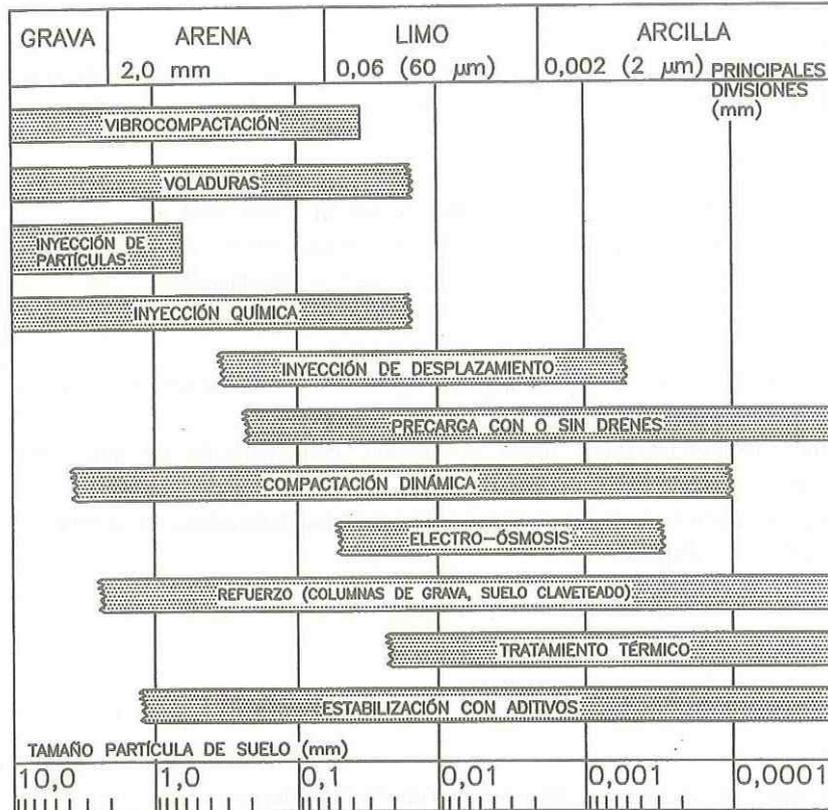


Imagen 5. Aplicabilidad de mejoras

En la tabla, J.K. Mitchell valora la aplicabilidad de las distintas mejoras del terreno disponibles en función del tamaño de las partículas predominante en el suelo.

- En 1989, W.F. Van Impe, en su publicación “Soil improvement techniques and their evolution”, hace una clasificación en función de la temporalidad de la mejora aplicada:
 - Técnicas de mejora temporales, que se limitan al tiempo que dura la obra.
 - Técnicas de mejora permanentes, que pueden incluir o no la adición de materiales al terreno.

3.2. Técnicas temporales

3.2.1. Agotamiento nivel freático

En muchos de los proyectos de edificación que se llevan a cabo, parte de la cimentación puede quedar por debajo del nivel freático. Este fenómeno puede generar problemas tanto en el proceso de obra como una vez finalizada. Es por ello, que se pueden realizar drenajes temporales o permanentes para hacer descender el nivel del agua subterránea.

El fenómeno del drenaje consiste en recoger el agua del terreno, para luego evacuarla. Dado que, al extraer el agua del terreno, cambia el estado tensional del mismo, se pueden producir una serie de fenómenos: deslizamientos, levantamiento del fondo de la excavación, o sifonamiento.

- Deslizamientos: al drenar el agua para hacer descender el nivel freático, el terreno pierde parte de su cohesión y se pueden producir desmoronamientos.

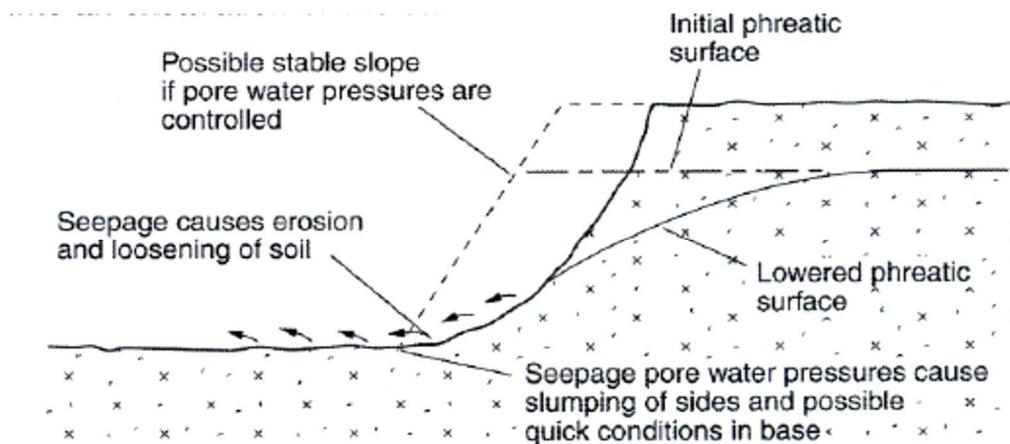


Imagen 6. Deslizamiento

- Levantamiento de fondo: al confinar el terreno entre dos taludes, se puede producir un levantamiento del fondo de la excavación por la presión que ejerce el agua desde la parte inferior.

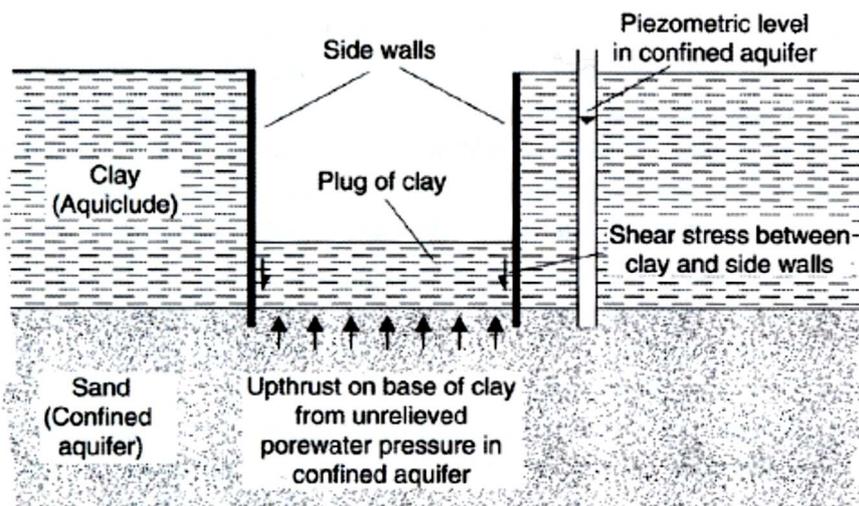


Imagen 7. Levantamiento de fondo

- Sifonamiento: al desaparecer el agua y quedar los poros vacíos, se puede producir un hundimiento del terreno.

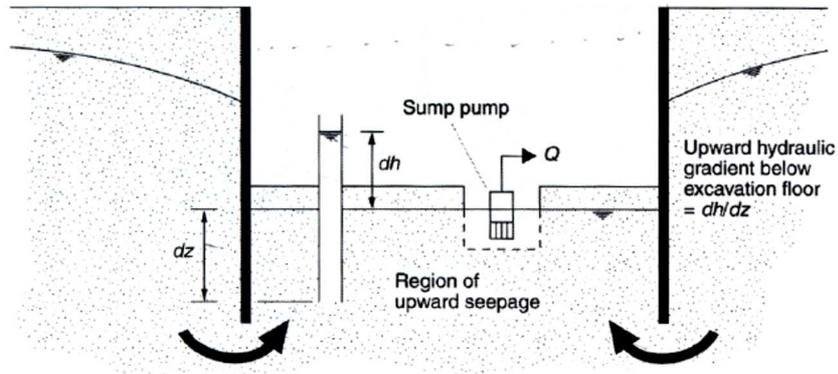


Imagen 8. Sifonamiento

3.2.2. Congelación del terreno

Este proceso consiste en convertir, de forma artificial, el agua intersticial que llena los poros del terreno en hielo, de manera que el suelo aumenta su resistencia y su impermeabilidad.

Se establece una trama de puntos en el terreno, en los cuales se colocan una red de sondas y de tubos que conducen un líquido o gas refrigerante, que es el encargado de congelar el agua.

Existen dos métodos de aplicación:

- Circuito cerrado: se hace circular por un circuito cerrado de sondas una mezcla de salmuera, que se enfría mediante un sistema frigorífico.

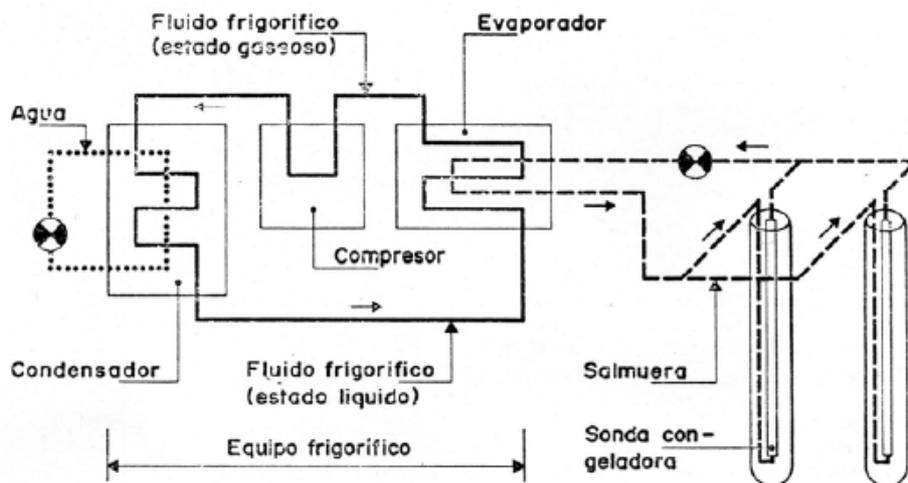


Imagen 9. Congelación del terreno. Circuito cerrado

- Circuito abierto: en este procedimiento, se hace circular nitrógeno líquido por unas sondas en serie expulsando, finalmente la mezcla a la atmósfera.

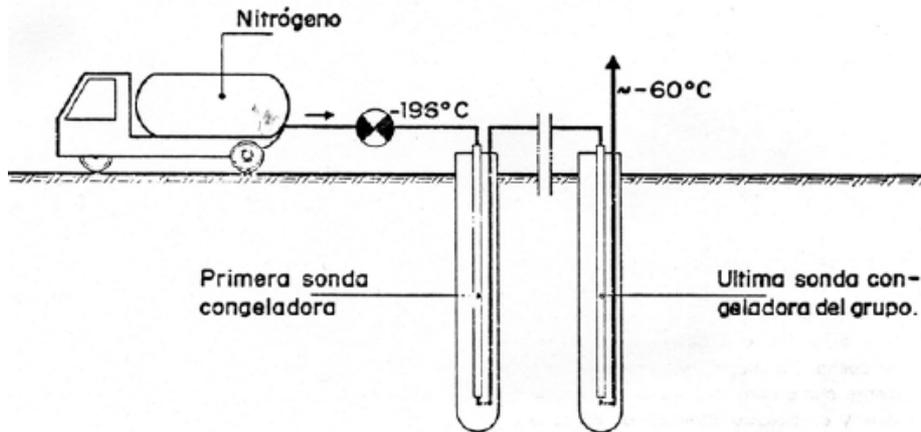


Imagen 10. Congelación del terreno. Circuito abierto

3.2.3. Electroósmosis

Si se disponen dos electrodos en un terreno saturado y se hace circular una corriente eléctrica entre ambos, el agua intersticial circula desde el positivo (ánodo) al negativo (cátodo).

El procedimiento consiste en ubicar el ánodo en la base de nuestro terreno y el cátodo en la zona periferal. Cuando se aplica la corriente eléctrica y el agua circula hacia el cátodo, se va evacuando progresivamente del suelo.

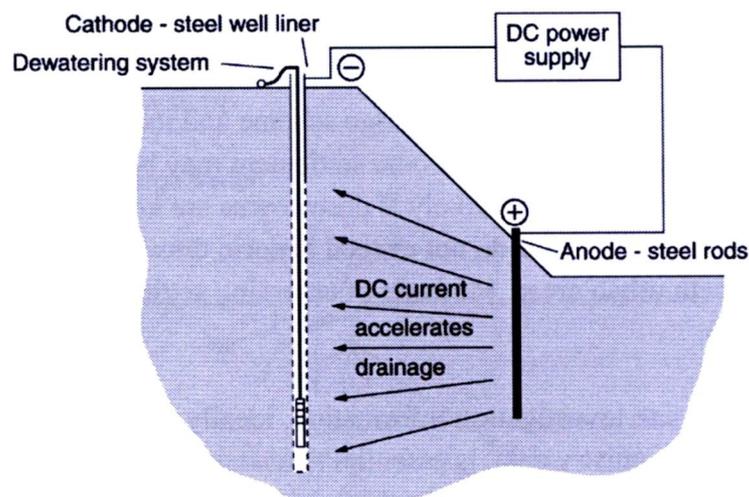


Imagen 11. Procedimiento de electroósmosis

3.3. Técnicas permanentes

3.3.1. Compactación superficial

El objetivo que se persigue con la compactación del terreno es evacuar el aire de los huecos y aumentar así su densidad, minimizando la aparición de asentamientos en el momento de cargar el suelo con la cimentación.

Su aplicación será más adecuada en suelos granulares. En suelos saturados o con alto contenido de agua intersticial, no se conseguirá hacer variar en exceso el nivel de humedad.

3.3.2. Compactación dinámica

Como en el caso anterior, en la compactación dinámica se pretende lograr una mejora de las propiedades mecánicas del suelo, aumentando su densidad y su capacidad portante. Esta densificación se consigue mediante la propagación de unas ondas de compresión y corte que se generan al impactar una masa contra el terreno.

El procedimiento consiste en dejar caer una masa que habitualmente ronda entre 10 y 40 toneladas, desde una altura que varía desde los 15 hasta los 30 metros, en una serie de puntos trazados en el terreno.

Se puede aplicar tanto en suelos granulares como cohesivos, pero en este último caso, son necesarias varias fases de compactación con un lapso de tiempo entre las mismas.

La mayor ventaja que se obtiene con este procedimiento es la inmediata densificación del suelo y la disipación de las presiones intersticiales.

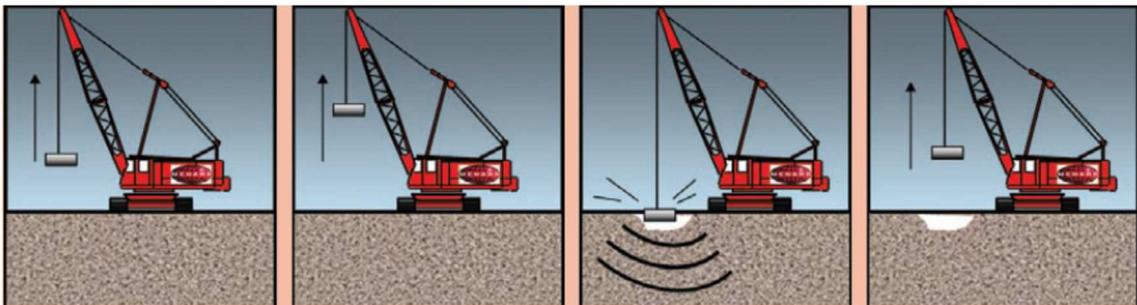


Imagen 12. Compactación dinámica

3.3.3. Drenes verticales

Los sistemas de drenaje vertical se usan en suelos poco permeables, reduciendo las presiones intersticiales del terreno para así facilitar una consolidación más rápida. Con ellos se consiguen acortar plazos en el proceso de obra; además es un proceso limpio que altera en muy poca medida la superficie.

Este procedimiento suele combinarse con el uso de precargas del terreno, que se desarrollarán en el siguiente apartado.

La trama de las mechas drenantes se replantea en el terreno, con un espacio entre ellos de unas diez veces su diámetro. Suelen ser de material textil o plástico y se pueden alcanzar estratos hasta de 40 metros de profundidad.

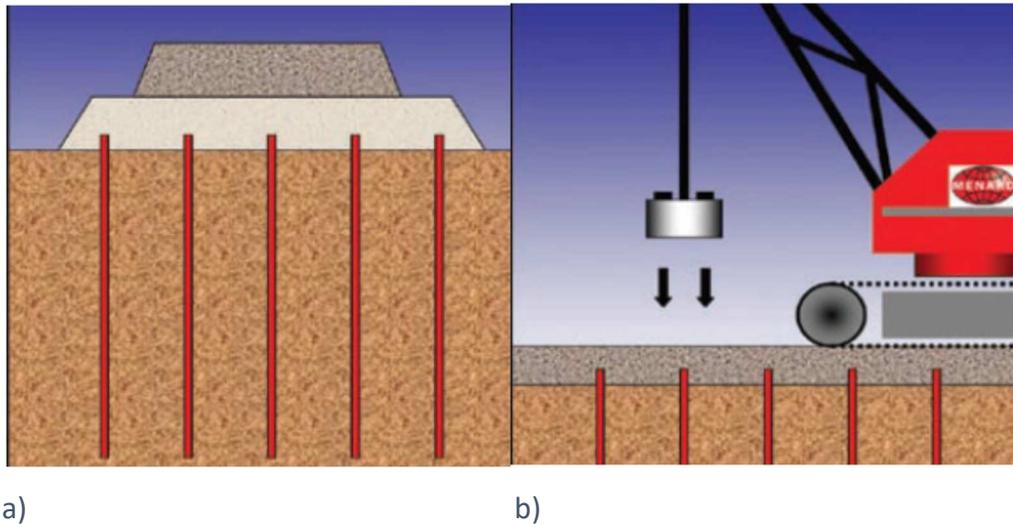


Imagen 13. a) Drenes y precarga. b) Drenes y compactación dinámica

3.3.4. Precarga

El método de precarga consiste en aplicar al terreno una tensión de igual o superior magnitud a la que soportará una vez finalice la construcción, de modo que se consigue una consolidación previa y se evitan en gran medida los asentos posteriores, ya que el índice de huecos una vez comienza la cimentación se ha sido visto enormemente reducido.

Las principales características del procedimiento de precarga son:

- Su uso está recomendado en suelos cohesivos blandos, generalmente saturados, con una elevada cantidad de poros, pero también puede aplicarse en suelos granulares con poca cantidad de agua y en suelos heterogéneos.
- Cuando se quieren acortar plazos y el suelo es blando y saturado, este método se combina con el uso de columnas de grava o drenes verticales, ya que con ello se facilita la evacuación del agua del terreno.
- Se incrementa la resistencia del suelo y se reducen los asentos.

Previamente a la realización de la precarga, es necesario determinar con exactitud algunos parámetros y propiedades del terreno (humedad, densidad, resistencia, deformabilidad).

Además, es necesario conocer que los asientos tienen lugar en tres fases²:

- Asiento inicial, el suelo se deforma, pero mantiene el mismo volumen.
- Asiento de consolidación primaria, se rompe el equilibrio de las presiones intersticiales, que comienzan a disiparse y aumentan las tensiones efectivas.
- Asiento de consolidación secundaria, desaparecen las presiones intersticiales.

3.3.5. Vibroflotación

Con el proceso de vibroflotación, mediante un elemento vibrador que se introduce en el terreno, se consiguen mejorar varias de las propiedades del mismo como son el incremento de la resistencia del terreno, la reducción de asientos indeseados, la mayor estabilidad frente a desplazamientos o la disminución del riesgo de licuefacción.

Este método, a su vez, se puede dividir en dos:

- Vibrocompactación, se usa en suelos granulares con una proporción de finos menor al 15% cuyas partículas, al inducir una potente vibración, sufren una reordenación rellenando parte de los huecos consiguiendo una densificación del terreno.

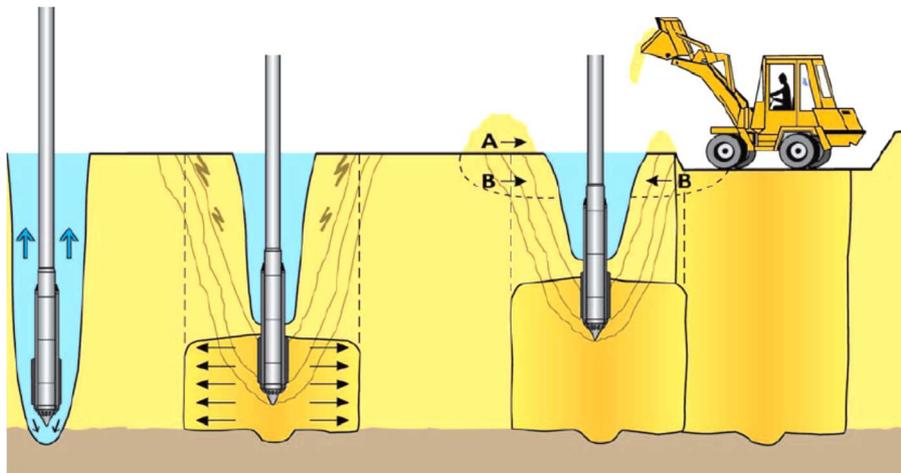


Imagen 14. Proceso de vibrocompactación

- Vibrosustitución, este método se utiliza en suelos cohesivos blandos y consiste en introducir en el terreno un elemento vibrador, por el extremo inferior del cual se hará una descarga de material en el terreno, constituyendo una trama de columnas de grava con una mayor capacidad portante y drenante. Sobre la cabeza de estas columnas, se ejecutará un colchón de reparto con gravas para repartir las tensiones de la estructura.

² VALIENTE SANZ, R. y CASTELLAZI, C. (2011). "Introducción a las técnicas de mejora del terreno" en *Jornada técnica: Mejora del terreno y cimentaciones especiales*. Valencia. Pág. 22.

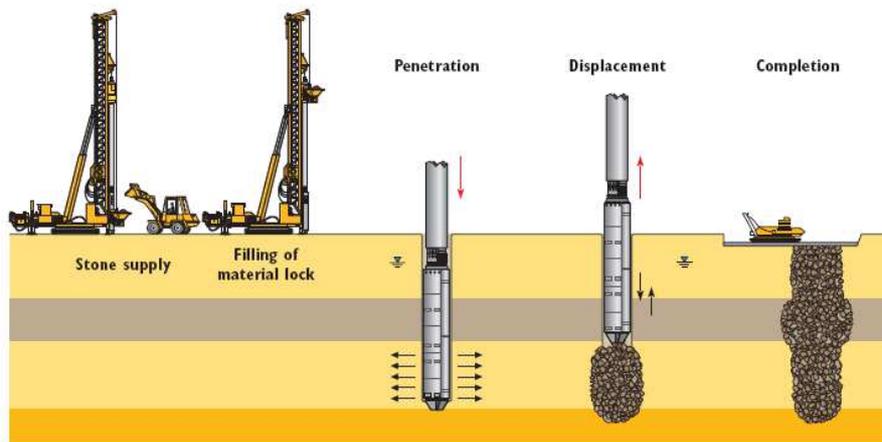


Imagen 15. Procedimiento de vibrosustitución/Columnas de grava

3.3.6. Inyecciones de cemento

Este método se aplica en suelos compresibles y consiste en realizar una serie de perforaciones en el terreno que se rellenarán con una mezcla de mortero. La hélice con la que se ejecuta la perforación tiene un conducto que expulsa el mortero en el fondo de la columna.

Se reduce la deformabilidad del terreno y se transmite gran parte de los esfuerzos generados por la estructura a los estratos más profundos.

Sobre la cabeza de las columnas de mortero se creará un colchón de gravas que actuará como elemento de reparto de las cargas de la cimentación al terreno.

Con las columnas de cemento, se alcanzan valores de carga admisible muy elevados, con lo cual se abaratan costes de la cimentación.

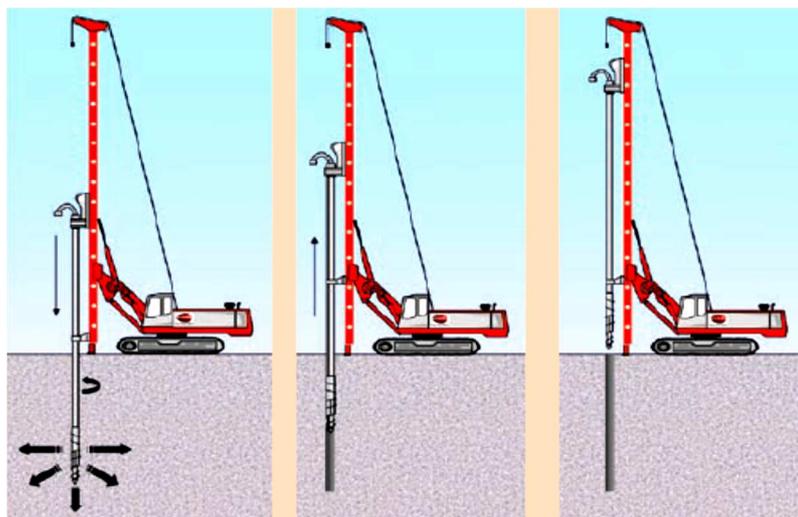


Imagen 16. Procedimiento de inyección de cemento

3.3.7. Jet-Grouting

Como en el caso anterior, se inyecta en el suelo una mezcla de cemento, pero la diferencia es que, en este método, se introduce a alta presión para aprovechar su poder de erosión y progresa a través de los huecos del suelo.

El resultado es una mezcla del suelo con el cemento inyectado, lo cual conforma una estructura mucho más resistente que el terreno original. Al aplicar el material a alta presión, se produce rechazo de una parte de la mezcla.

Su aplicación es útil tanto en suelos cohesivos como en suelos granulares.

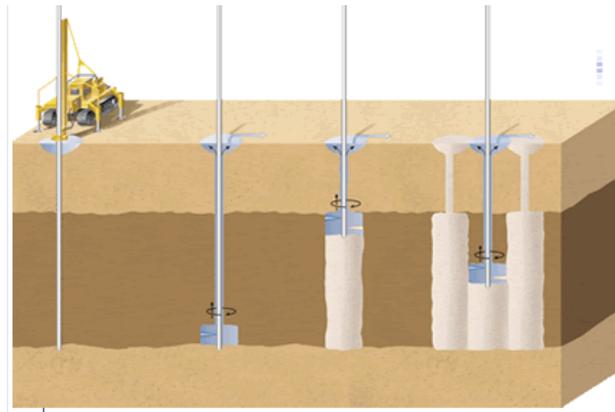


Imagen 17. Procedimiento de Jet-Grouting

3.3.8. Deep soil mixing

El procedimiento de Deep soil mixing se aplica en suelos cohesivos, compuestos por arcillas blandas, limos o incluso arenas blandas. Consiste en la ejecución de columnas de cemento y cal que se mezclan con el terreno.

El elemento perforador se introduce hasta la profundidad deseada y una vez comienza a extraerse, se inyecta la mezcla que se va mezclando poco a poco con el terreno. A diferencia del caso anterior, no se ejecuta a altas presiones, por lo cual no se produce rechazo.

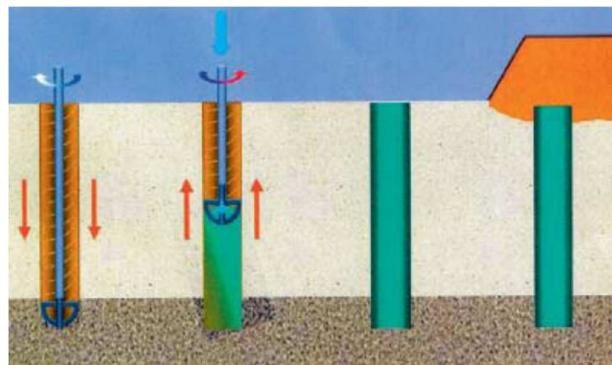


Imagen 18. Procedimiento deep soil mixing

3.4. Elección de la técnica

La elección de uno u otro método de mejora del terreno dependerá del problema que se necesite resolver y del tipo de suelo. Además, habrá que tener en cuenta una serie de condicionantes como pueden ser el económico (no será conveniente ejecutar un proceso de mejora del terreno que sea más caro que la obra en sí), el contexto en el que se vaya a actuar (dependiendo del lugar, habrá profesionales más o menos cualificados en un procedimiento determinado y se deberá poder contar con la maquinaria adecuada) o el medio ambiente.

En definitiva, será necesario tener un profundo conocimiento de las posibles técnicas y realizando un correcto estudio geotécnico, se seleccionará de forma sistemática cual es la mejor opción de mejora.

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

NOTA: La permeabilidad inicial del terreno que se requiere para poder impregnarlo, depende del producto inyectado:

Lechadas de cemento: $k_{\text{terreno}} > 10^{-2}$ cm/s
 Lechadas de microcemento: $k_{\text{terreno}} > 10^{-3}$ cm/s
 Geles y otros productos químicos: $k_{\text{terreno}} > 10^{-4}$ cm/s

Imagen 19. Aplicabilidad de técnicas de mejora

4. Caso práctico

4.1. Descripción general del proyecto

4.1.1. Emplazamiento

El proyecto a analizar se localiza en el término municipal de Dolores, en la zona sureste de la población. El municipio de Dolores está situado al sur de la provincia de Alicante en la comarca de la Vega Baja del Segura, en el llano deltaico de dicho río.



Imagen 20. Emplazamiento de la parcela en Dolores

4.1.2. Composición

El complejo se compone de un total de tres bloques, pertenecientes al complejo residencial Puerta de Dolores. Estos tres bloques comparten la cimentación en una única losa continua de hormigón armado de canto 0.65m, que analizaremos más adelante.

Los bloques están compuestos por una planta de semisótano para aparcamiento de vehículos, planta baja y cinco alturas.

Las dimensiones de los edificios son las siguientes:

- Edificio 1: 16.2 x 18.4 metros
- Edificio 2: 16.2 x 45 metros
- Edificio 3: 16.2 x 45 metros

La superficie total que ocupan los edificios es de aproximadamente 1760 m². El semisótano, por su parte, ocupa una superficie de 2850 m².

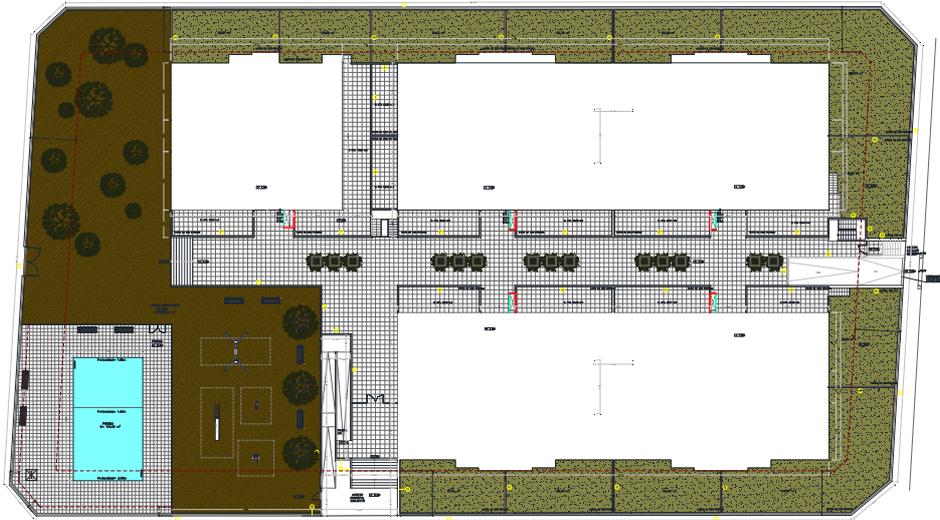


Imagen 21. Planta del conjunto

4.2. Descripción del subsuelo

4.2.1. Entorno geológico

La Vega Baja se localiza en el extremo oriental de las Unidades Béticas. Los macizos de las Sierras de Orihuela y de Callosa muestran una base metamórfica seguida de calizas y dolomías de edad permotriásica, y no son más que los afloramientos del substrato regional, oculto por materiales transgresivos del Mioceno Superior y Plioceno en los que dominan grandes espesores de margas blanquecinas con intercalaciones de calizas y calcarenitas, así como niveles yesíferos finimiocenos (Mesiniense). El Plioceno superior - Pleistoceno contiene una característica secuencia de margas ocreas con niveles decamétricos de areniscas y conglomerados del mismo color.

Por el Oeste y Noroeste, el sistema de fracturas asociado al Accidente Cádiz-Alicante, separa las Unidades Béticas de las Subbéticas, que ya se encuentran en la cercana Sierra de Crevillente. Desde esta última, y a lo largo del Cuaternario, se han desarrollado extensos abanicos aluviales cuyas zonas distales llegan a entrelazar con los sedimentos palustres en el extremo Noroeste de la.

Localmente, la estructura se resuelve como fosa tectónica, limitada al Sur por el sistema de fracturas asociado a la Falla del Bajo Segura, y por el Norte al graderío de fallas de la vertiente meridional de la Sierra del Molar. Los materiales permotriásicos de Orihuela y Callosa han descendido hasta profundidades que muy a menudo superan los dos mil metros, produciéndose el relleno sintectónico con las margas neógenas.

Desde finales del Pleistoceno, y a lo largo del Holoceno, se desarrolla la convergencia de factores morfológicos que llevan a la aparición de la marisma, en la que se deposita una secuencia de hasta más de medio centenar de metros de limos y arcillas, frecuentemente orgánicos, coronados por una capa decamétrica de arenas finas aportadas por el río Segura en momentos de crecida.

El término de Dolores se localiza en esta zona que durante el Holoceno fueron marismas, pero que posteriormente cambió su morfología como más adelante se explica.

Para comprender un poco mejor la formación de estos terrenos tan blandos y arcillosos que actualmente pueden observarse en Dolores, y que en el pasado fueron marismas, es necesario remontarse en el tiempo y conocer las actuaciones que han tenido lugar en la zona.

Su paisaje actual de vega se debe a la colonización llevada a cabo en el siglo XVIII, ya que como se ha comentado anteriormente, durante el Holoceno, esta región tenía un aspecto pantanoso. Es lo que los romanos citaban como Sinus Illicitanus, un arco de territorio inundado entre Santa Pola, Elche, Albuera, Orihuela y Guardamar, separado del mar por una barra de arena casi lineal, orientada N-S, que va todavía hoy desde Santa Pola hasta Guardamar, con el apoyo intermedio de la pequeña Sierra del Molar. En esa marisma desembocaban los ríos Vinalopó, al Noroeste, y Segura, por el Suroeste.

En el siglo X se citan por primera vez actuaciones encaminadas al aprovechamiento agrícola de la Vega, mediante técnicas hidráulicas importadas por mercenarios egipcios que, tras la pacificación de Al-Ándalus, se asentaron entre Murcia y Orihuela. Las crónicas de aquella época hablan de una acequia que, desde Orihuela, se dirigía hacia Catral y terminaba en las proximidades de Almoradí, continuando desde allí el río, a través de una marisma, hasta la Rábita de Guardamar. Parece tratarse de una canalización para aprovechar las tierras próximas a la plaza fuerte de Orihuela, quedando el resto en su estado natural hasta la desembocadura en la gola que corta el cordón dunar, punto este que era controlado por el emplazamiento religioso-castrense de la Rábita. A mediados del siglo siguiente, concretamente en el año 1048, todo este territorio sería devastado por un terremoto, cuyos efectos podían apreciarse en las ruinas de la Rábita, conservadas tal y como quedaron tras el sismo, hasta que una reciente y desgraciada reconstrucción los eliminó.

En los siglos posteriores se continuaron explotando las mismas áreas, hasta que en el XVIII el Cardenal Belluga decide eliminar los focos de enfermedades infecciosas que eran las aguas pantanosas, y recuperar las nuevas tierras para uso agrícola. Se ponen así en marcha las labores de drenaje mediante zanjas interconectadas que rebajan el nivel freático, los llamados *azarbes*, y se obliga al río a discurrir por el extremo Sur de la Vega mediante la construcción de diques que reciben el nombre local de *motas*. De esta

forma, el nivel de las tierras de cultivo quedaba por debajo del de las aguas fluviales, lo que permitía el riego mediante simples tomas por gravedad a través de las motas, a la vez que el propio riego con agua dulce lixiviaba las sales de las tierras recuperadas. Como contrapartida se tiene que, desde entonces, en momentos de grandes crecidas del río Segura, las motas se rompen o desbordan, con lo que se inunda casi toda la Vega, pero es un riesgo asumido y compensado por la riqueza de las tierras.

Estos sedimentos (alternancias de limos y arcillas con algunos niveles arenosos), saturados constituyen la gran planicie inundable a través de la cual discurre el río Segura, materiales de baja resistencia al corte y elevado índice de huecos.

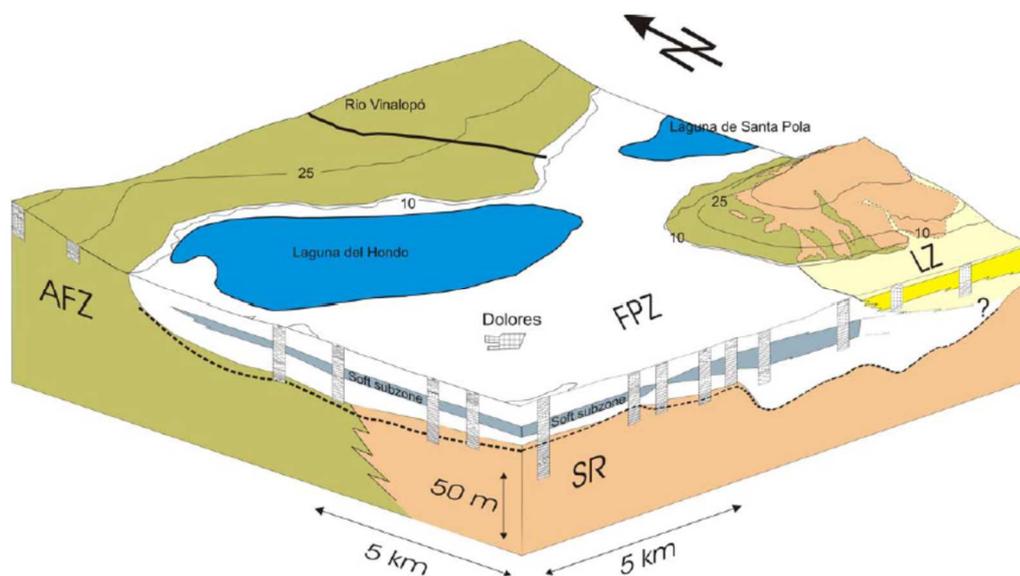


Imagen 22. Modelo Geológico-Geotécnico 3D de la Vega Baja del río Segura

FPZ: *Flood Plain Zone*. Llanura de inundación.

SR: *Sedimentary Rocks*. Rocas Sedimentarias.

AFZ: *Aluvial Fan Zone*. Abanicos Aluviales.

LZ: *Litoral Zone*. Zona Litoral.

4.2.2. Nivel freático

Como punto de partida, se cuenta con la información previa del estudio geotécnico realizado por parte del laboratorio ESFERA, Consultores de Construcción, SLP. En dicho estudio se llevan a cabo 4 sondeos rotativos con una profundidad entre 16 y 20 metros y dos penetraciones dinámicas alcanzando profundidades de 30 metros.

Además, se cuenta con los trabajos geotécnicos complementarios que sirvieron de base para la redacción del Proyecto de Refuerzo, llevados a cabo por Genthel Services. En total se realizaron tres penetraciones estáticas entre los 35-38 ml de profundidad.

El nivel freático se estima mediante los sondeos, que arrojan los siguientes datos:

Sondeo	Profundidad (m)
S-1	1.7
S-2	1.8
S-3	1.7
S-4	1.8

Tabla 1. Profundidad nivel freático

Se considera una profundidad media de 1.70 metros.

4.2.3. Agresividad del terreno

Se realizan estudios para determinar la agresividad del suelo y del agua freática, comprobando los resultados obtenidos en la tabla 8.2.3.b del artículo 8 del EHE.

SONDEO	COTA (m)	CONCENTRACIÓN SO_4^-	
		%	Mg SO_4^- /kg suelo seco
SM-1	0.80 a 1.40	0.10	1152
SM-2	1.40 a 2.00	0.08	885

Tabla 2. Agresividad del suelo

SONDEO	COTA (m)	AGUA FREÁTICA					
		pH	CO ₂ agresivo (mg CO ₂ /l)	Ión amonio (mg NH ₄ ⁺ /l)	Ión magnesio (Mg ⁺ /l)	Ión sulfato (mg SO ₄ ²⁻ /l)	Residuo seco (mg/l)
SM-1	5.10	7.8	-	-	-	1086	-

Tabla 3. Agresividad del agua freática

Se puede comprobar que los valores obtenidos de sulfatos en las muestras del suelo no son suficientemente significativos como para considerarlo agresivo.

En cambio, en la muestra de agua freática, el nivel de sulfatos es suficiente para que se pueda considerar una agresividad media, con un tipo de exposición Qb, por lo que es necesario adoptar las medidas encaminadas a garantizar la durabilidad del hormigón que contempla la mencionada instrucción, entre las que destaca el uso de un cemento sulfurresistente para fabricar el hormigón en contacto con el terreno.

Tabla 8.2.3.b Clasificación de la agresividad química

TIPO DE MEDIO AGRESIVO	PARÁMETROS	TIPO DE EXPOSICIÓN		
		Qa	Qb	Qc
		ATAQUE DÉBIL	ATAQUE MEDIO	ATAQUE FUERTE
AGUA	VALOR DEL pH, según UNE 83.952	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	< 4,5
	CO ₂ AGRESIVO (mg CO ₂ /l), según UNE-EN 13.577	15 - 40	40 - 100	> 100
	IÓN AMONIO (mg NH ₄ ⁺ /l), según UNE 83.954	15 - 30	30 - 60	> 60
	IÓN MAGNESIO (mg Mg ²⁺ /l), según UNE 83.955	300 - 1000	1000 - 3000	> 3000
	IÓN SULFATO (mg SO ₄ ²⁻ /l), según UNE 83.956	200 - 600	600 - 3000	> 3000
	RESIDUO SECO (mg/l), según UNE 83.957	75 - 150	50 - 75	< 50
SUELO	GRADO DE ACIDEZ BAUMANN-GULLY (ml/kg), según UNE 83.962	> 200	(*)	(*)
	IÓN SULFATO (mg SO ₄ ²⁻ /kg de suelo seco), según UNE 83.963	2000 - 3000	3000 - 12000	> 12000

Tabla 4. Tabla 8.2.3.b del EHE-08

4.2.4. Características sísmicas

Según la Norma Sismorresistente (NCSE-02), la zona de Dolores tiene una aceleración sísmica básica de $a_b=0.16 \cdot g$. El coeficiente C se determinará a través de la tabla 2.1 de dicha normativa y será de $C=2.0$, ya que nos encontramos ante un suelo de tipo IV por tratarse de un suelo cohesivo blando, a excepción de las vetas de arena, que se podrían incluir dentro del tipo III, con un $C=1.6$. En este caso, como se tienen datos de los primeros 35 metros de profundidad, se calculará el valor medio del coeficiente C al ponderar el espesor de cada tipo de suelo con su coeficiente C:

$$C = \frac{\sum_i C_i \cdot e_i}{30} = \frac{32 \cdot 2 + 3 \cdot 1.6}{35} = 1,96$$

Considerando una construcción de importancia normal se está en condiciones de calcular la aceleración sísmica de cálculo a partir de la siguiente expresión:

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

Siendo:

a_b : aceleración básica de cálculo;

ρ : coeficiente adimensional de riesgo, función de la probabilidad aceptable de que se exceda a_c en el período de vida para el que se proyecta la construcción. En construcciones de importancia normal $\rho=1,0$;

S: coeficiente de amplificación del terreno. Toma el valor:

$$\text{- para } \rho \cdot a_b \leq 0,1 \cdot g \quad S = \frac{C}{1,25}$$

$$\text{- para } 0,1 \cdot g < \rho \cdot a_b < 0,4 \cdot g \quad S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \cdot \left(\rho \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \cdot \left(1 - \frac{C}{1,25} \right)$$

$$\text{- para } \rho \cdot a_b \geq 0,4 \cdot g \quad S = 1$$

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b = 1 \cdot 1 \cdot 0,23 = 0,23 \cdot g$$

4.3. Descripción y características geotécnicas del terreno

A partir de los cuatro sondeos, las dos penetraciones y los pertinentes ensayos de laboratorio, se confecciona el siguiente perfil geotécnico del terreno:

4.3.1. Nivel A. Arcillas de consistencia firme

El primer nivel detectado se compone de arcillas limosas de tonalidad marrón grisácea, y consistencia media. Este nivel se sitúa por encima del NF y presenta una marcada desecación. La profundidad reconocida es la siguiente:

CPT _u	Profundidad (m)	Espesor (m)
CPTu1	0,00 -1,50	1,50
CPTu2	0,00-1,70	1,70
CPTu3	0,00-1,00	1,00

Tabla 5. Espesor Nivel A

Este estrato es resultado de los depósitos originados por las crecidas del río Segura a lo largo de los siglos. Para la identificación de este nivel se realizaron los siguientes ensayos de laboratorio:

Ensayos de identificación y químicos:

Sondeos	Prof.	SUCS	% Pasa UNE 0,08	% Pasa UNE 5	LL	LP	IP	w (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
S-1	0,8- 1,4	CH	99	100	64,8	28,6	36,2	28,0	18,89	14,76
S-3	0,8- 1,4	CH	100	100	63,5	28,8	34,7	27,3	19,27	15,14

Tabla 6. Ensayos de identificación y químicos del Nivel A

Para obtener las propiedades del suelo, se aplica el *sistema unificado de clasificación de suelos*, SUCS. Casi la totalidad de la muestra de suelo pasa por el tamiz UNE 0.08, por lo cual se puede considerar de grano fino. Con los pertinentes ensayos se estiman los límites líquido y plástico y de estos se deduce el índice de plasticidad.

Se comprueba que las humedades naturales (w) se sitúan en las proximidades o por debajo del límite plástico (comportamiento semisólido/plástico). Estas arcillas presentan plasticidad alta, clasificándose según el criterio de Casagrande como CH.

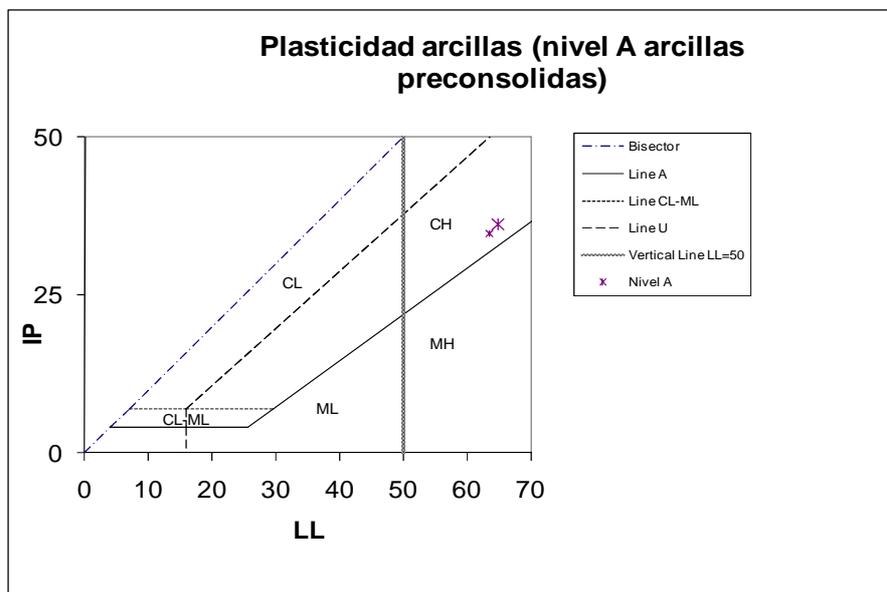


Imagen 23. Carta Plasticidad de Casagrande nivel A

Para determinar la consistencia de estas arcillas limosas se cuenta con ensayos de compresión simple y la resistencia de la penetración estática.

Ensayos resistentes y deformación:

Sondeo	Prof.	R.C.S.	
		R. ROTURA (kPa)	Deformación ϵ (%)
S-1	0,8-1,4	120	6,0
S-3	0,8-1,4	185	14,9

Tabla 7. Ensayos de resistencia y deformación del Nivel A

Estas arcillas presentan una preconsolidación al situarse por encima del NF, aunque dada su reducida potencia y al ejecutar una planta de semisótano va a tener escasa importancia a efectos constructivos, ya que previamente se procederá a su retirada.

Como se observa en la tabla 7, estas arcillas presentan una resistencia a la rotura mediante compresión simple media de $q_u=150$ kPa. Con este valor se ha estimado la resistencia a corte sin drenaje de esta unidad mediante la siguiente expresión:

$$c_u = \frac{q_u}{2} = \frac{150}{2} = 75 \text{ kPa}$$

Consistencia	Resistencia a compresión simple (kPa)
Muy blanda	$q_u \leq 25$
Blanda	$25 \leq q_u \leq 50$
Media	$50 \leq q_u \leq 100$
Firme	$100 \leq q_u \leq 200$
Muy firme	$200 \leq q_u \leq 400$
Dura	$q_u \geq 400$

Tabla 8. Consistencia de los suelos en función de la resistencia compresión simple

En la tabla 8 se observa que la consistencia del estrato de estudio puede considerarse de tipo medio.

A partir de los ensayos de penetración estática, también se puede calcular la resistencia a corte sin drenaje de las arcillas empleando la siguiente formulación:

$$c_u = \frac{q_c - \sigma'_{v0}}{N_k}$$

Donde $N_k = 15$ en este tipo de suelos.

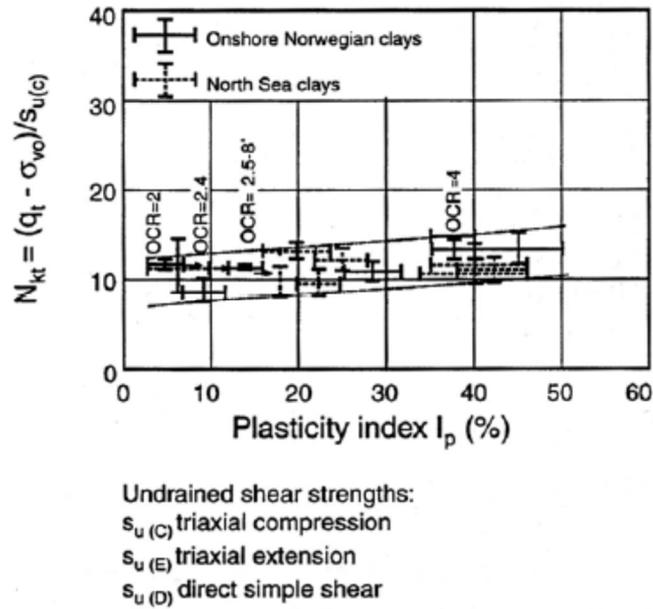


Imagen 24. Factor forma en función del IP

El valor medio de la resistencia por punta es de 3 MPa, lo que da lugar a una resistencia a corte sin drenaje de 180 kPa.

Para el cálculo del ángulo de rozamiento efectivo se emplea el siguiente gráfico obtenido del manual TM 5-818-1 del U.S. Army Corp of Engineers. Para un índice de plasticidad de 35:

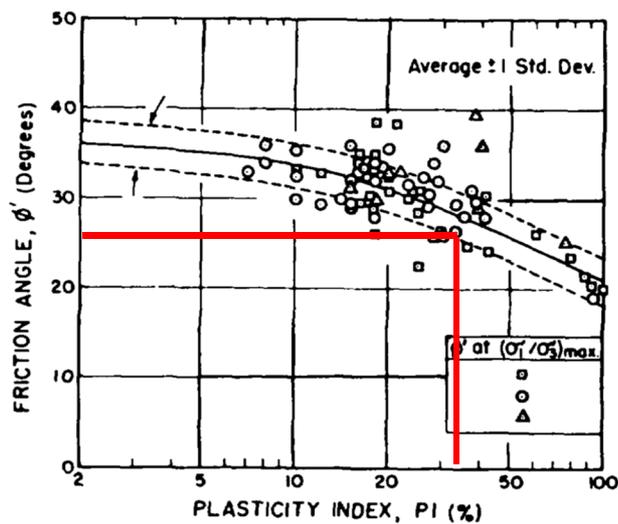


Imagen 25. Ángulo de rozamiento en función del IP

Se obtiene un ángulo de rozamiento interno $\phi' = 27^\circ$.

En suelos cohesivos es posible relacionar el módulo edométrico con la resistencia por punta q_c mediante la relación:

$$E_m = \alpha \cdot q_c$$

En este tipo de terrenos el valor de α es igual a 6, por lo tanto:

$$E_m = \alpha \cdot q_c = 6 \cdot 3 = 18 \text{ MPa}$$

Así pues, a partir de la información obtenida se han determinado las siguientes propiedades geotécnicas:

Peso específico aparente	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
Peso específico seco	$\gamma_d = 15 \text{ kN/m}^3$
Ángulo de rozamiento efectivo	$\phi' = 27^\circ$
Cohesión efectiva	$c' = 5 \text{ kPa}$
Resistencia a corte sin drenaje	$c_u = 75 \text{ kPa}$
Módulo edométrico	$E = 18000 \text{ kPa}$

Tabla 9. Propiedades geotécnicas del Nivel A

4.3.2. Nivel B. Arcillas de consistencia blanda-muy blanda

El siguiente nivel en ser detectado tras el nivel A, y ya situado por debajo del nivel freático, se compone de arcillas limosas de tonalidad marrón grisácea, con una consistencia blanda-muy blanda. La profundidad reconocida es la siguiente:

CPT _u	Profundidad (m)	Espesor (m)
CPTu1	1,50 – 20,0	18,5
CPTu2	1,70 – 19,5	17,8
CPTu3	1,00 – 19,5	18,5

Tabla 10. Espesor Nivel B

En los ensayos de penetración estática, se ha anotado que en este nivel aparecen intercaladas una serie de vetas arenosas. Debido a su reducida potencia, no tienen efectos de limitar el asiento, sin embargo, tienen un papel importante en el proceso de consolidación, pues reducirán los tiempos debido a que suponen una vía de escape para las sobrepresiones del agua intersticial. Los parámetros de estas vetas arenosas se desarrollan más adelante.

Para la identificación de este nivel se realizan los siguientes ensayos de laboratorio:

Ensayos de identificación y químicos:

Sondeos	Prof.	SUCS	% Pasa UNE 0,08	% Pasa UNE 5	LL	LP	IP	IL	w (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
S-1	7,0- 7,6	ML	86	100	-	-	-	-	36,1	-	-
	16,0- 16,6	CL	100	100	43,8	25,4	18,4	0,67	37,8	18,29	13,27
	19,4- 20,0	CL	97	100	30,3	21,2	9,1	1,02	30,5	-	-
S-2	11,0- 11,6	CL	99	100	46,4	25,5	20,9	0,76	41,4	18	12,73
	14,0- 14,60	CL	100	100	34,8	22,8	12	1,1	36	17,87	13,14
S-3	3,00- 3,60	CL	99	100	46,6	25	21,6	0,19	29,2	19,46	15,06
	10,40- 10,70	CL	97	100	45,9	24,3	21,6	-	-	-	-
	13,0- 13,60	ML	90	100	-	-	-	-	34,8	-	-
S-4	1,60- 2,20	CL	100	100	41	23,8	17,2	0,62	34,5	19,06	14,17
	15,4- 16,0	ML	89	100	-	-	-	-	35,8	-	-

Tabla 11. Ensayos de identificación y químicos del Nivel B

Como en el nivel A, para obtener las propiedades del suelo se aplica el *sistema unificado de clasificación de suelos*, SUCS. Casi la totalidad de la muestra de suelo pasa por el tamiz UNE 0.08, por lo cual se puede considerar de grano fino. Con los pertinentes ensayos se estiman los límites líquido y plástico y de estos se deduce el índice de plasticidad.

Se comprueba que las humedades naturales (w) se sitúan por encima del límite plástico (comportamiento plástico), algunas de ellas incluso por encima de su límite líquido, lo cual les confiere una consistencia fluida. Estas arcillas limosas presentan plasticidad baja, clasificándose según el criterio de Casagrande como CL.

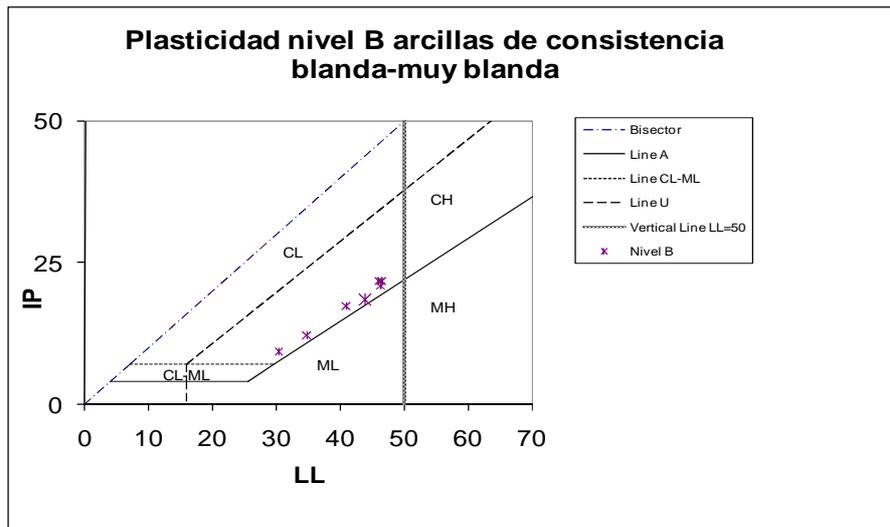


Imagen 26. Carta plasticidad de Casagrande nivel B

Cuentan con una estructura interna abierta, como se puede ver de las densidades secas registradas, con valores $\gamma_d=12,73-15,06 \text{ kN/m}^3$. En cuanto a la consistencia de las mismas, a partir de los límites de Atterberg y comparándolo con la humedad natural que se sitúa próxima al límite plástico, con índices de fluidez/liquidez entre 0 y 1 en la mayoría de los casos con un comportamiento plástico.

$$IL = \frac{w - LP}{IP}$$

Cabe destacar que salvo dos muestras que se sitúan a la profundidad de 1,60-3,00 m, el resto de las muestras presentan valores próximos a la unidad e incluso superiores lo que indica la baja resistencia a corte de estos materiales.

- $IL < 0$ estado semisólido, alta resistencia, generalmente rotura frágil.
- $0 < IL < 1$ comportamiento plástico, resistencias intermedias el suelo se deforma como un material plástico.
- $IL > 1$ comportamiento líquido, baja resistencia, suelo se deforma como un fluido viscoso.

Para determinar la consistencia de estas arcillas limosas, contamos con un buen número de ensayos, tanto de campo como de laboratorio, con los siguientes resultados:

Ensayos resistentes y deformación:

Sondeo	Prof.	R.C.S.		CORTE DIRECTO		EDOMETRO			
		R. ROTURA (kPa)	Deformación ϵ (%)	c' (kPa)	ϕ ($^\circ$)	e_o	σ'_p	C_c	C_s
S-1	16,0-16,6	40	15,3	-	-	-	-	-	-
S-2	11,0-11,6	20	15,3	-	-	1,088	70	0,326	0,038
S-2	14,0-14,6	25	14,2	-	-	-	-	-	-
S-3	3,00 - 3,6	60	15,1	-	--	-	-	-	-
S-4	1,60 - 2,20	10	15,3	16,4	29,8	-	-	-	-

Tabla 12. Ensayos de resistencia y deformación

De los resultados obtenidos en los ensayos de compresión simple, se puede ver sin dificultad que estas arcillas presentan un comportamiento plástico y una consistencia muy blanda con un valor máximo de la resistencia a compresión simple de 60 kPa y un valor medio de escasamente 30 kPa.

Del ensayo edométrico se desprende que se trata de unas arcillas normalmente consolidadas, pues la tensión efectiva normal vertical que tiene actualmente es mayor que la tensión de preconsolidación obtenida en dicho ensayo. Se ha obtenido la siguiente curva de consolidación:

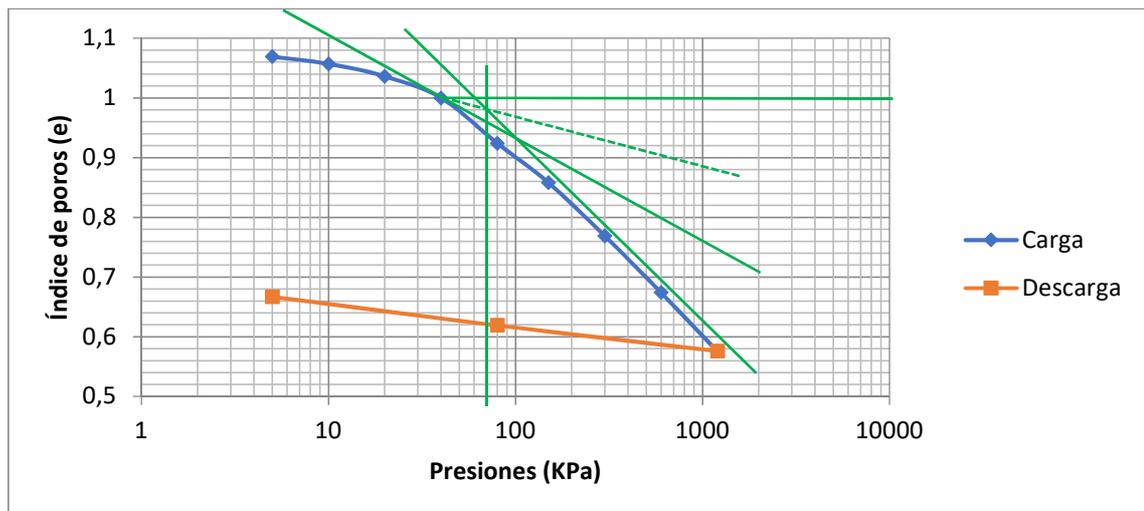


Imagen 27. Ensayo edométrico del Nivel B

Usando la gráfica de la imagen 26, mediante el método de Casagrande se obtiene un valor de tensión de preconsolidación de 70 kN/m^2 . La tensión efectiva normal vertical a la profundidad del edómetro, considerando un peso específico medio del terreno de valor 18 kN/m^3 , es de 98 kN/m^2 . Como la tensión normal efectiva vertical es mayor que la tensión de preconsolidación se puede decir que las arcillas blandas se encuentran normalmente consolidadas.

Para el cálculo de los índices de compresión e hinchamiento se ha obtenido la curva edométrica real aplicando la corrección de Schmertmann a la curva de laboratorio.

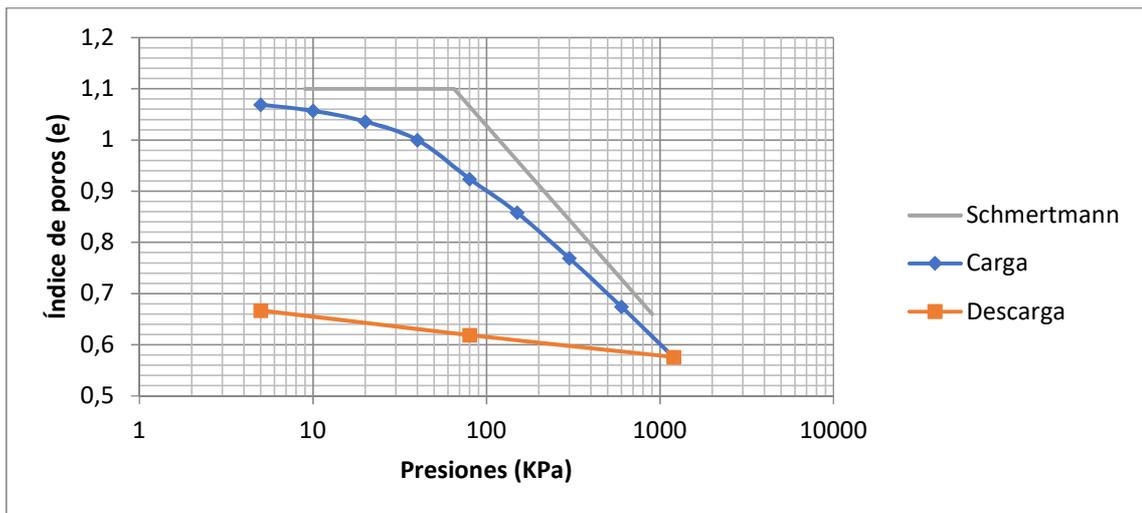


Imagen 28. Ensayo edométrico corregido Nivel B

El valor de índice de hinchamiento C_s (se calcula con la pendiente de la línea de descarga) es igual a 0.038, y el valor del índice de compresión C_c es igual a 0.326 (se calcula con la pendiente obtenida con la corrección de Schmertman).

Para contrastar los valores de C_c y C_s obtenidos usando la gráfica, se calcularán también mediante correlaciones ampliamente aceptadas en el campo de la mecánica de suelos:

$$C_c = 0.009 (w_L - 10) = 0.009 (w_L - 10) = 0.327 \text{ (Skempton para arcillas N.C.)}$$

$$C_c = 0.0097 (w_L - 16.4) = 0.0097 (w_L - 16.4) = 0.291 \text{ (Jiménez Salas, suelos españoles)}$$

$$C_c = 0.99 \cdot w^{1.315} = 0.310 \text{ (Jiménez Salas, función humedad)}$$

Se observa como el valor de C_c obtenido mediante el método gráfico tiene prácticamente el mismo valor que el calculado mediante la expresión propuesta por Skempton. Además, se cumple que C_s es del orden de 10 veces inferior a C_c .

El cálculo del módulo edométrico se lleva a cabo para el estado tensional al que se va a ver sometido el terreno como consecuencia de la construcción del edificio. Para ello se emplea la siguiente formulación:

$$E_m = \frac{(1+e) \cdot \sigma_v}{0,434 \cdot C_c}$$

La tensión vertical efectiva a la que está sometido el terreno a la cota del edómetro antes de la construcción del edificio es de 120 kN/m². A partir de la información proporcionada por el proyectista, el edificio transmitirá al terreno una sobrecarga de entre 70 y 80 kPa, por lo que la tensión efectiva vertical final que cabe esperarse será de 200 kN/m². Para este nivel de tensiones el índice de huecos es de 0.91.

$$E_m = \frac{(1+e) \cdot \sigma_v}{0,434 \cdot C_c} = \frac{(1+0.91) \cdot 200}{0.434 \cdot 0.326} = 2700 \text{ kPa}$$

En suelos cohesivos también es posible relacionar el módulo edométrico con la resistencia por punta q_c mediante la relación:

$$E_m = \alpha \cdot q_c$$

En este tipo de terrenos el valor de α es igual a 6, por lo tanto:

$$E_m = \alpha \cdot q_c = 6 \cdot 0.4 = 2.4 \text{ MPa} = 2400 \text{ kPa}$$

Se ha calculado el coeficiente de consolidación C_v para el escalón de carga de 80 kPa mediante el método gráfico de Casagrande:

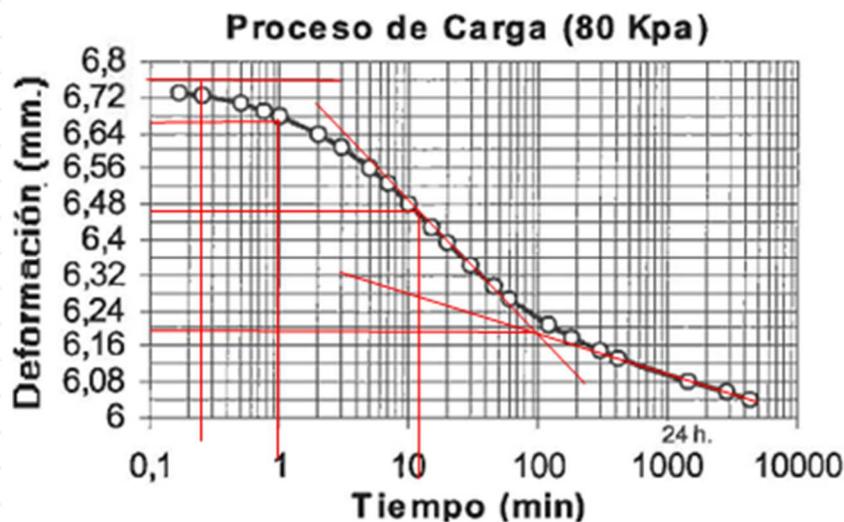


Imagen 29. Curva tiempo-deformación carga 80 KPa Nivel B

$$L_0 = 6.75 \text{ mm}$$

$$L_{100} = 6.20 \text{ mm}$$

$$L_{50} = 6.475 \text{ mm}$$

$$L_f = 6.04 \text{ mm}$$

$$H_f = 20.1 + 0.18 + 0.11 + 0.19 + 0.32 + 0.69 = 18.61$$

$$d_{50} = 9.52 \text{ mm}$$

$$t_{50} = 12 \text{ min}$$

Con estos datos se obtiene un coeficiente de consolidación:

$$c_v = 1.481 \text{ mm}^2/\text{min} = 2,46 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$$

A partir del coeficiente de consolidación vertical puede calcularse la permeabilidad vertical:

$$K_v = \frac{\gamma_w \cdot c_v}{E_m} = \frac{10 \cdot 2.46 \cdot 10^{-8}}{2500} = 9,874 \cdot 10^{-11} \approx 1 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$$

Según los ensayos de disipación realizados durante las penetraciones estáticas, a la cota del edómetro se tiene un coeficiente de consolidación horizontal de $0.022 \text{ cm}^2/\text{s}$. Operando se tiene la permeabilidad horizontal siguiente:

$$K_h = \frac{\gamma_w \cdot c_h}{E_m} = \frac{10 \cdot 0,022 / 10000}{2500} = 8,713 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$$

Para el cálculo de la resistencia a corte sin drenaje de este nivel se han tenido en cuenta los ensayos de laboratorio y los ensayos de campo.

Para calcularla a partir de los datos ofrecidos por los ensayos de penetración estática, se han tenido en cuenta los siguientes tramos de este nivel de arcillas blandas:

Tramo	CPT1			CPT2			CPT3		
	Cota inicio (m)	Cota fin (m)	Espesor (m)	Cota inicio (m)	Cota fin (m)	Espesor (m)	Cota inicio (m)	Cota fin (m)	Espesor (m)
T1	2.7	4.7	2	2.7	4.3	1.6	3	5	2
T2	6.7	7.5	0.8	6	7.3	1.3	6.3	7.5	1.2
T3	9	12.5	3.5	8.8	12.5	3.7	9	13	4
T4	14.5	19.5	5	14	19	5	14.6	19.4	4.8

Tabla 13. Tramos de los ensayos de penetración estática CPT

Se calcula la resistencia a corte sin drenaje a partir de la resistencia de punta empleando la misma formulación que para las arcillas de consistencia firme del nivel A. En este tramo la resistencia de punta media es de 0.4 MPa.

$$c_u = \frac{q_c - \sigma'_{v0}}{N_k}$$

Donde $N_k = 15$ en este tipo de suelos.

Teniendo en cuenta estas consideraciones se han obtenido los siguientes valores de c_u para cada uno de los tramos analizados en cada uno de los ensayos de penetración estática.

ENSAYO	c_u (kPa)			
	T1	T2	T3	T4
CPTu1	28.25	13.94	19.75	33.27
CPTu2	15.50	15.08	18.68	28.50
CPTu3	14.93	11.99	18.13	36.53
c_u media (kPa)	21.21			

Tabla 14. Valores de c_u del Nivel B

También se ha calculado la resistencia a corte sin drenaje a partir de los ensayos de laboratorio de resistencia a compresión simple. Para este nivel se tiene una resistencia a compresión simple media de 31 kPa, luego:

$$c_u = \frac{q_u}{2} = \frac{31}{2} = 15.5 \text{ kPa}$$

Consistencia	Resistencia a compresión simple (kPa)
Muy blanda	$q_u \leq 25$
Blanda	$25 \leq q_u \leq 50$
Media	$50 \leq q_u \leq 100$
Firme	$100 \leq q_u \leq 200$
Muy firme	$200 \leq q_u \leq 400$
Dura	$q_u \geq 400$

Tabla 15. Consistencia de los suelos en función de la resistencia compresión simple

En la tabla 15 se observa que la consistencia del estrato de estudio puede considerarse muy blanda.

A partir de los ensayos SPT se han obtenido los siguientes resultados:

SONDEO	PROF (m)	N ₃₀
SONDEO 1	7,0-7,60	2
	10,0-10,6	2
	19,40-20,0	5
SONDEO 2	5,0-5,6	4
	8,0-8,6	2
	17,0-17,6	5
SONDEO 3	6,0-6,6	2
	9,0-9,6	2
	13,0-13,6	2
SONDEO 4	5,0-5,6	3
	8,0-8,6	1
	15,4-16,0	4

Tabla 16. Resultados SPT Nivel B

Se tiene un valor medio de N₃₀ de 3, por lo tanto:

$$c_u = 3/16 \cdot 100 = 18,75 \text{ kPa}$$

Inicialmente a partir de los ensayos de identificación, tomando un valor de índice de plasticidad de 20, se ha estimado el valor del ángulo de rozamiento para arcillas N.C.:

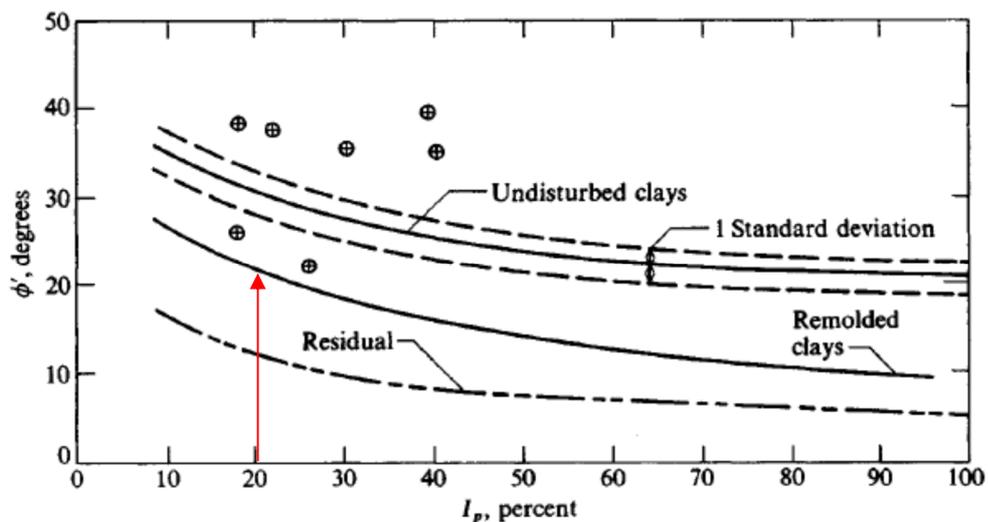


Imagen 30. Ángulo de rozamiento en función del IP

Según el gráfico de la imagen 29, se tendría un ángulo de rozamiento efectivo de 24-25 grados aproximadamente.

También se dispone de un ensayo de corte directo a partir del cual se pueden obtener el ángulo de rozamiento interno efectivo y la cohesión efectiva. Del mencionado ensayo se ha obtenido la siguiente recta de corte directo:

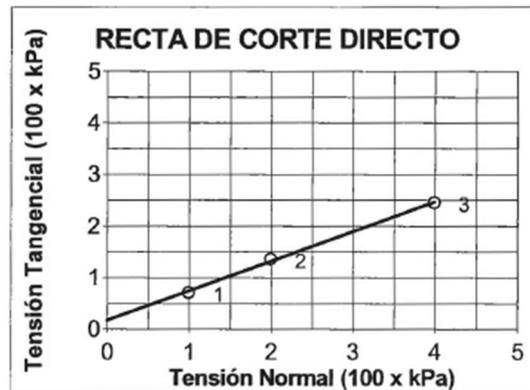


Imagen 31. Corte directo Nivel B

Según el ensayo, el ángulo de rozamiento efectivo es igual a 29.8° y la cohesión efectiva es de 16.4. Se observa como el ángulo de rozamiento efectivo obtenido es demasiado elevado para este tipo de suelos. Además, no parece normal que estas arcillas blandas tengan mayor ángulo de rozamiento que las arcillas del nivel superior, de mayor consistencia. Por otro lado, el valor de la cohesión efectiva debería ser nulo por tratarse de arcillas normalmente consolidadas. Para corregirlos y poder adoptar unos valores más coherentes, se han analizado las gráficas de tensión-desplazamiento.

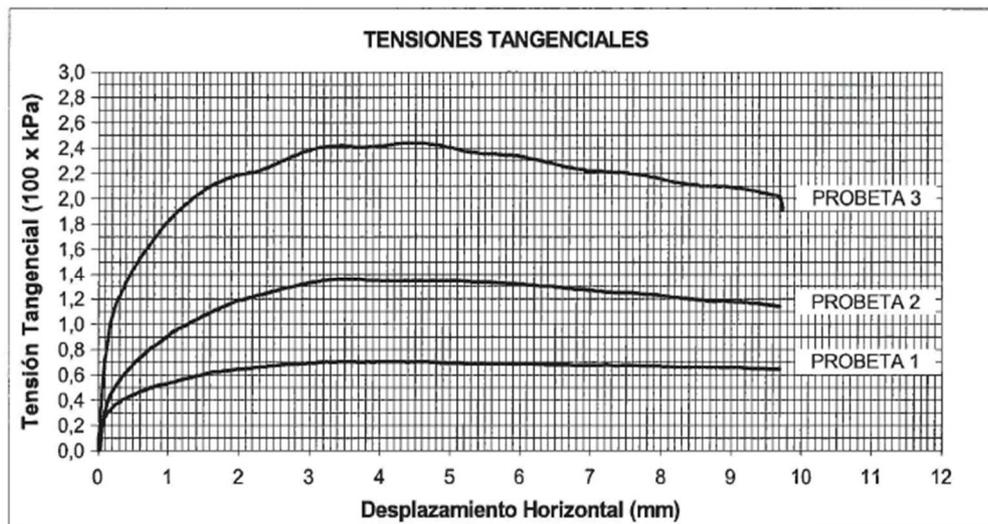


Imagen 32. Gráfico tensión tangencial-desplazamiento Nivel B

Se puede observar como para el cálculo de la recta de corte directo se han empleado los valores pico de tensión tangencial de la gráfica tensión-desplazamiento. Empleando los valores residuales, y forzando a la gráfica que pase por el origen de coordenadas (ya que c' debe ser 0 por ser una arcilla normalmente consolidada) se obtienen los siguientes resultados:

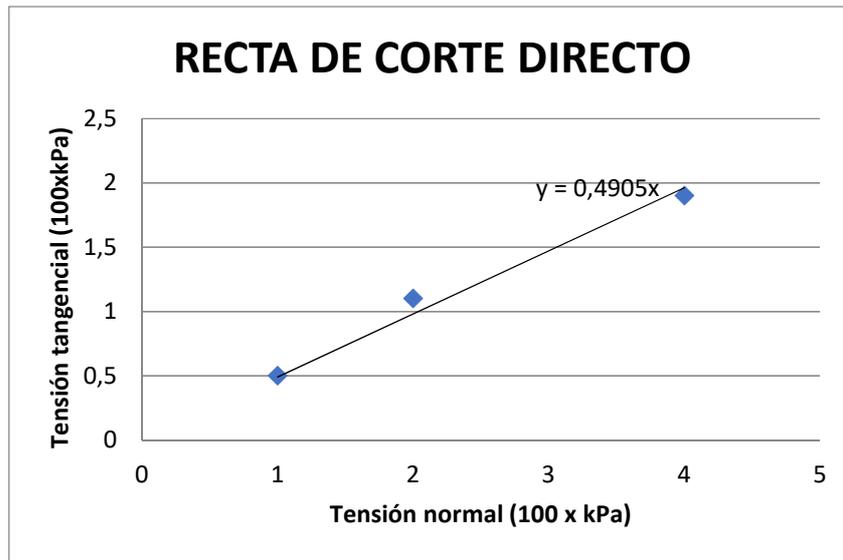


Imagen 33. Corte directo corregido Nivel B

El valor del ángulo de rozamiento interno efectivo que se obtiene una vez aplicada la corrección es de 26° , ajustándose mucho más al tipo de terreno de estudio.

Así pues, a partir de la información obtenida se han determinado las siguientes propiedades geotécnicas:

Peso específico aparente	$\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$
Peso específico seco	$\gamma_d = 14 \text{ kN/m}^3$
Ángulo de rozamiento efectivo	$\phi' = 24-26^\circ$
Cohesión efectiva	$c' = 0 \text{ kPa}$
Resistencia a corte sin drenaje	$c_u = 20 \text{ kPa}$
Módulo edométrico	$E = 2500 \text{ kPa}$
Permeabilidad	$k = 1 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$

Tabla 17. Propiedades geotécnicas del Nivel B

4.3.3. Nivel C. Arenas medianamente densas

El tercer nivel que se encuentra está conformado por arenas medianamente densas y se encuentra debajo de las arcillas de consistencia blanda. Se ha detectado mediante los ensayos de penetración estática, ya que los sondeos no alcanzan esta profundidad.

CPTu	Profundidad (m)	Espesor (m)
CPTu1	20,0-23,0	3,00
CPTu2	19,5-23,0	3,50
CPTu3	19,5-23,0	3,50

Tabla 18. Espesor Nivel C

Para estos niveles, no existen ensayos de laboratorio, motivo por el cual, para calcular los parámetros se han considerado los datos proporcionados por los ensayos CPT a las siguientes profundidades:

- CPT1: Entre 21 metros y 23 metros.
- CPT2: Entre 21 metros y 23 metros.
- CPT3: Entre 19.5 metros y 23 metros.

La Densidad Relativa puede calcularse a partir de la resistencia de punta mediante la siguiente expresión:

$$DR \approx -98 + 66 \cdot \log \left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_{v0}}} \right)$$

Para el cálculo de la tensión vertical efectiva "in situ" se ha considerado un peso específico medio del terreno de 19 kN/m³.

Teniendo en cuenta estas consideraciones se han obtenido los siguientes valores de DR:

- CPT1: DR ≈ 35%
- CPT2: DR ≈ 37%
- CPT3: DR ≈ 32 %

Se obtiene una densidad relativa media del 35 %.

N ₁₆₀	DR%	Compacidad
0 - 3	0 - 15	Muy Suelta
3 - 8	15 - 35	Suelta
8 - 25	35 - 65	Medianamente densa
25 - 42	65 - 85	Densa
42 - 58	85 - 100	Muy densa

Tabla 19. Compacidad arenas en función de la densidad relativa

Se comprueba que al estar en el rango 35-65 el estrato de arenas que se estudia se puede considerar medianamente denso.

El ángulo de rozamiento efectivo para una arena normalmente consolidada se puede calcular a partir de la resistencia de punta mediante la siguiente expresión:

$$\Phi'_{NC} = 17.2^\circ \cdot \left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.185}$$

Para el cálculo de la tensión vertical efectiva "in situ" se ha considerado un peso específico medio del terreno de 19 kN/m³.

Teniendo en cuenta estas consideraciones se han obtenido los siguientes valores de Φ' :

- CPT1: $\phi' = 30.55^\circ$
- CPT2: $\phi' = 31.04^\circ$
- CPT3: $\phi' = 31.39^\circ$

Se obtiene un ángulo de rozamiento efectivo medio de 31°.

Según Whitlow (1990), en arenas normalmente consolidadas puede calcularse el módulo de elasticidad mediante la expresión $E=3.5 \cdot q_c$. Para un valor medio de resistencia de punta de 5 MPa, se obtiene un módulo de elasticidad de 17500 kPa.

Con todo esto, se tienen los siguientes parámetros del terreno:

Peso específico aparente	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
Peso específico seco	$\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$
Ángulo de rozamiento efectivo	$\phi' = 31^\circ$
Cohesión efectiva	$c' = 0 \text{ kPa}$
Módulo de elasticidad	$E = 17500 \text{ kPa}$
Permeabilidad	$k = 1 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$

Tabla 20. Propiedades geotécnicas del Nivel C

4.3.4. Nivel D. Arcillas de consistencia media

Este nivel se encuentra a continuación de las arenas de densidad media. Se ha detectado en los ensayos de penetración estática, pues los sondeos no alcanzan estas profundidades. A los 35 metros los piezoconos han dado rechazo.

CPTu	Profundidad (m)	Espesor (m)
CPTu1	23,0-35,0	12,0
CPTu2	23,0-35,0	12,0
CPTu3	23,0-35,0	12,0

Tabla 21. Espesor Nivel D

Para calcular los distintos parámetros, se han considerado los datos proporcionados por los ensayos CPT entre las profundidades de 28 metros y 33 metros.

La resistencia a corte sin drenaje puede estimarse a partir de la resistencia de punta mediante la siguiente expresión:

$$C_u = \frac{q_c - \sigma'_{v0}}{N_k}$$

Donde $N_k = 15$ en este tipo de suelos.

Para el cálculo de la tensión vertical efectiva "*in-situ*" se ha considerado un peso específico medio del terreno de 19 kN/m^3 , y una resistencia de punta media de $1,4 \text{ MPa}$.

Teniendo en cuenta estas consideraciones se han obtenido los siguientes valores de C_u :

- CPT1: $C_u = 78.1 \text{ kPa}$
- CPT2: $C_u = 87.03 \text{ kPa}$
- CPT3: $C_u = 73.63 \text{ kPa}$

La resistencia a corte sin drenaje media para el estrato de arcillas de consistencia media es de 80 kPa .

Dado que las arcillas de consistencia media de los niveles superiores se encuentran en estado normalmente consolidado, se puede asegurar que las arcillas de este nivel también lo estarán. Por tratarse de arcillas normalmente consolidadas, la cohesión efectiva será igual a 0.

En suelos cohesivos también es posible relacionar el módulo edométrico con la resistencia por punta q_c mediante la relación:

$$E_m = \alpha \cdot q_c$$

En este tipo de terrenos el valor de α es igual a 6, por lo tanto:

$$E_m = \alpha \cdot q_c = 6 \cdot 1,4 = 8,4 \text{ MPa} = 8400 \text{ kPa.}$$

De los dos ensayos edométricos complementarios, para el escalón de carga entre 2-4 kg/cm² se han obtenido los siguientes resultados:

Muestra 1, entre 26,00-26,60 m:

- $E_m=76 \text{ kg/cm}^2$
- $e_o=0,915$
- $C_v=5,93 \text{ mm}^2/\text{min}$
- $\sigma'_p = 77 \text{ kPa}$: Arcilla Normalmente Consolidada
- $K = C_v / E_m \cdot \gamma_w = 1.3 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$

Muestra 2, entre 27,50-28,10 m:

- $E_m=61 \text{ kg/cm}^2$
- $e_o=0,849$
- $C_v=2,88 \text{ mm}^2/\text{min}$
- $\sigma'_p = 104 \text{ kPa}$: Arcilla Normalmente Consolidada
- $K = C_v / E_m \cdot \gamma_w = 8 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$

Se han obtenido los siguientes valores de compresión e hinchamiento, C_c y C_s :

Muestra 1: $C_c=0.207$ y $C_s=0.029$

Muestra 2: $C_c=0.249$ y $C_s=0.051$

Se obtienen unos valores medios de $C_c=0.228$ y $C_s=0.04$

Así pues, a partir de la información obtenida se han determinado las siguientes propiedades geotécnicas:

Peso específico aparente	$\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$
Peso específico seco	$\gamma_d = 15 \text{ kN/m}^3$
Ángulo de rozamiento efectivo	$\phi' = 27^\circ$
Cohesión efectiva	$c' = 0 \text{ kPa}$
Resistencia a corte sin drenaje	$c_u = 80 \text{ kPa}$
Módulo edométrico	$E = 8400 \text{ kPa}$
Permeabilidad	$K_v = 1 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$

Tabla 22. Propiedades geotécnicas del Nivel D

4.3.5. Nivel E. Vetas de arena

De los gráficos de los ensayos CPTu, se observa que en los niveles B y D aparecen una serie de vetas de arena. Estas vetas no se tienen en cuenta en los cálculos de rotura del terreno, ya que tienen un espesor reducido y su resistencia se puede despreciar. En cambio, en el proceso de consolidación tendrán un papel fundamental, ya que al tratarse de material granular, facilitarán la evacuación del agua intersticial.

4.3.6. Perfil del terreno

Del estudio de los diferentes estratos que conforman el terreno, se obtiene el siguiente perfil:

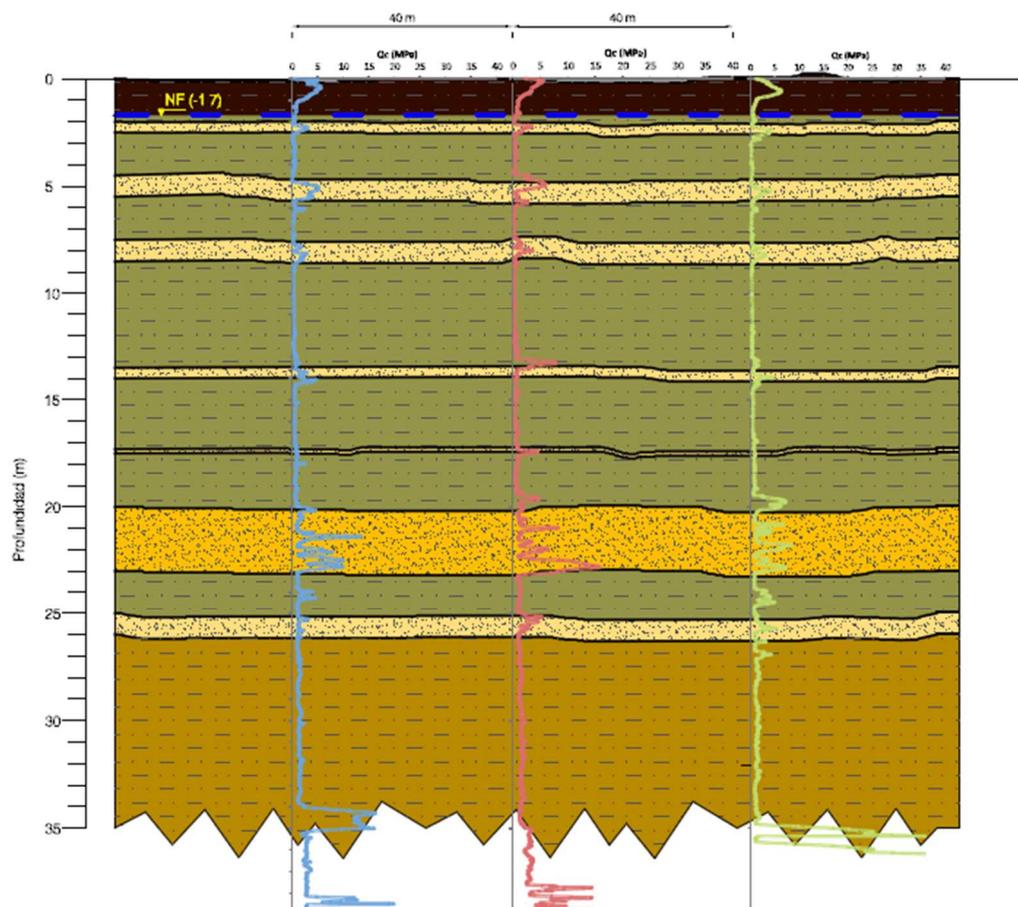


Imagen 34. Perfil del terreno

- Nivel A. Arcillas de consistencia firme
- Nivel B. Arcillas de consistencia blanda - muy blanda
- Nivel C. Arenas medianamente densas
- Nivel D. Arcillas de consistencia media
- Nivel E. Vetas de arena

A continuación, se resumen en una tabla los valores de las principales propiedades de los estratos que constituyen el terreno:

NIVEL	γ (kN/m ²)	γ_d (kN/m ²)	ϕ' (°)	c' (kN/m ²)	c_u (kN/m ²)	Eedom (kPa)	E (kPa)	k (m/s)	v
Nivel A. Arcillas de consistencia firme	19	15	27	5	75	18000	15700	-	0.3
Nivel B. Arcillas de consistencia blanda-muy blanda	18.5	14	25	0	20	2500	1860	1·10 ⁻¹⁰	0.3
Nivel C. Arenas medianamente densas	20	18	31	0	-	-	17500	1·10 ⁻³	0.3
Nivel D. Arcillas de consistencia media	18.5	15	27	0	80	8400	7400	1·10 ⁻¹⁰	0.3

Tabla 23. Resumen parámetros del terreno

4.4. Mejora del terreno y cimentaciones

Una vez identificados los estratos que componen el terreno y sus principales propiedades, hay que tener en cuenta diversos aspectos que determinarán la elección de uno u otro tipo de sistema de cimentación: la resistencia del terreno, los asientos máximos permitidos por el CTE y el coste del sistema elegido.

En el caso de estudio, dado que los valores de resistencia del terreno son bajos por la presencia de arcillas de consistencia media-blanda, se decide aplicar una solución de mejora de las propiedades del terreno previa a la cimentación. El sistema elegido es la inclusión de columnas controladas de mortero, que se denominarán en adelante CMC. Con este método, a diferencia de los pilotes que transmiten la totalidad de la carga a un estrato resistente, se pretende reducir el asiento total y diferencial del edificio sobre el terreno, liberándolo de una parte de las cargas.

El sistema de cimentación elegido para combinarlo con esta actuación será el de una losa, que se apoyará sobre un colchón granular que tendrá la función de repartir las cargas de forma homogénea sobre la cabeza de las CMC y el terreno.

Para analizar el comportamiento del terreno y calcular asientos, se ha procedido a modelar el subsuelo con los datos recabados en el estudio geotécnico. Se llevan a cabo tres modelos de cálculo:

- Modelo axisimétrico: en el cual se estudia el comportamiento de una CMC de forma aislada y su suelo circundante.
- Modelo de deformación plana con terreno equivalente: consiste en convertir el suelo tratado con las CMC en un suelo homogéneo con propiedades mejoradas.
- Modelo de deformación plana a escala global: se introducen en un modelo 2D las columnas CMC como elementos rígidos de comportamiento elástico. Es necesario transformar las columnas en zanjas longitudinales para poder pasar el problema tridimensional a bidimensional.

La modelización se ha estudiado según un comportamiento del terreno tipo Mohr-Coulomb, que establece una relación entre la resistencia a corte y la tensión normal en un suelo.

Para el cálculo de los asentos, se emplea el programa de elementos finitos PLAXIS, que permite calcular en dos dimensiones considerando tanto el cálculo sin drenaje como el cálculo de la consolidación.

4.4.1. Modelo axisimétrico con una columna aislada

Llevando a cabo el cálculo que marca el *Manual de dimensionado y ejecución del tratamiento de mejora y/o refuerzo del terreno mediante Columnas de Mortero o Módulo Controlado (CMC)*, se ha obtenido una celda unidad de radio 1.13 metros

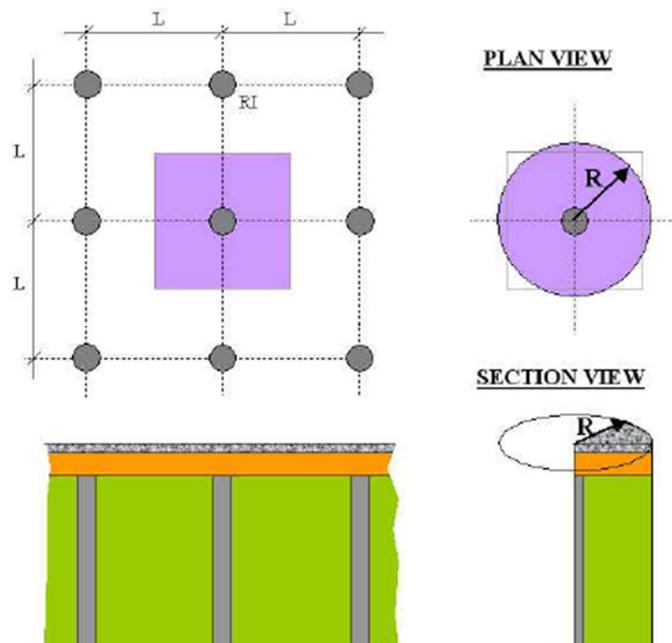


Imagen 35. Paso a simetría axial

Con el modelado del elemento, se pueden observar la distribución de asientos en todo el perfil, que van variando a lo largo de toda la CMC.

A partir de este modelo se obtiene un asiento máximo vertical de 7.9 cm.

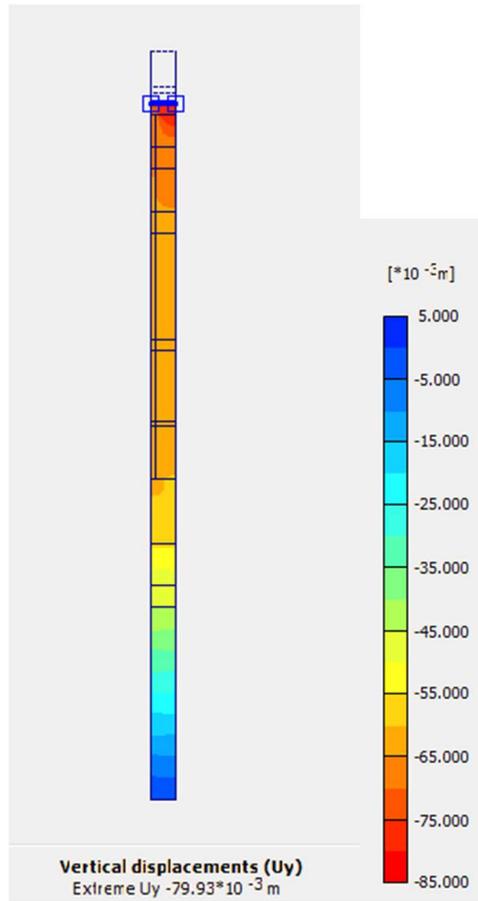


Imagen 36. Distribución de asientos modelo axisimétrico

De este modelo se obtiene un asiento máximo vertical de 7.9 cm.

4.4.2. Modelo de deformación plana con terreno equivalente

Consiste en convertir el suelo tratado mediante columnas en un suelo homogéneo con unas características mejoradas. Se establecen los parámetros equivalentes del terreno mejorado a partir de los resultados del cálculo axisimétrico.

Una vez realizada la modelización, se obtiene la deformada y la imagen de distribución de los asientos, mostrando la distribución equivalente de las columnas de mortero debajo del edificio.

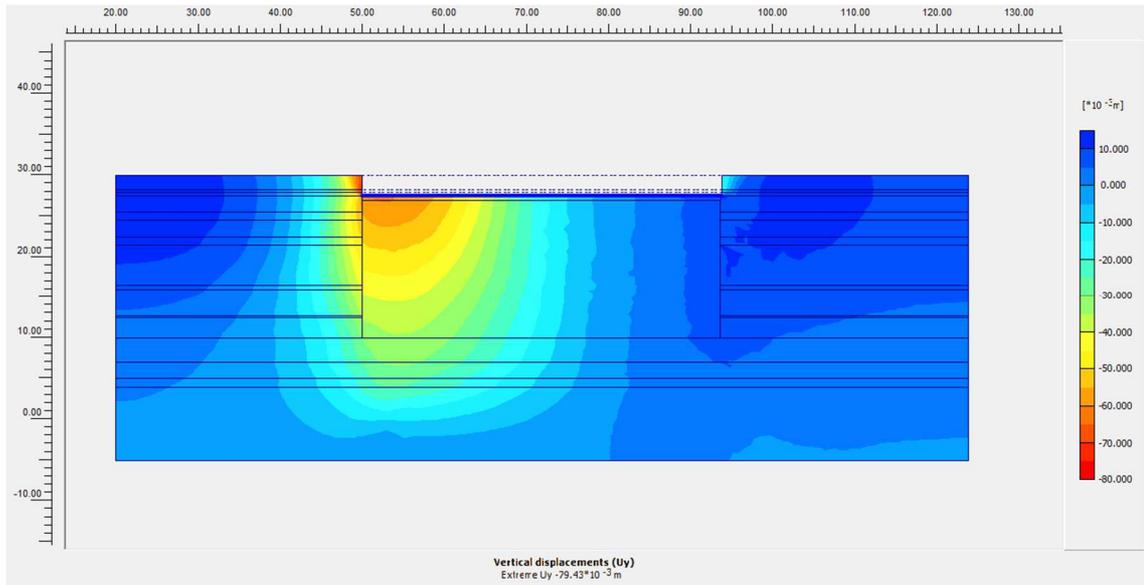


Imagen 37. Distribución de asentamientos modelo deformación plana con terreno equivalente

Como en el modelo anterior, se obtiene un asiento máximo de 7.9 cm.

4.4.3. Modelo de deformación plana a escala global

En este modelo se muestra la distribución de las columnas de mortero por debajo de la superficie.

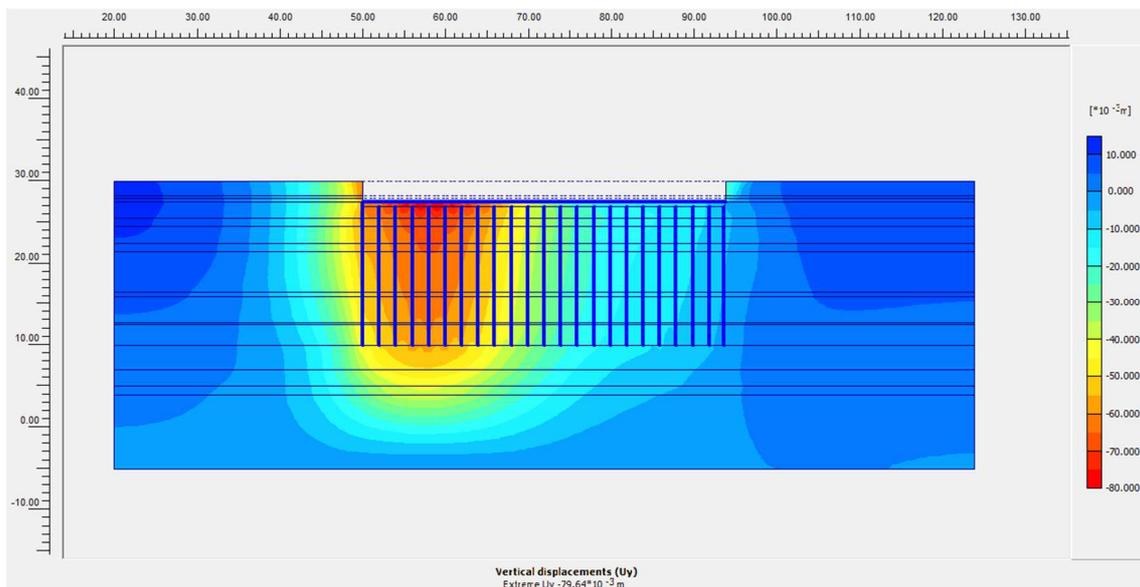


Imagen 38. Distribución de asentamientos modelo deformación plana a escala global

En este caso, al igual que en los dos anteriores, se ha obtenido también, un asiento máximo vertical de 7.9 cm.

Este modelo presenta una ventaja respecto a los dos anteriores: se está en disposición de calcular los asientos diferenciales a lo largo del perfil seleccionado. La distribución de asientos por debajo de la losa se muestra en la siguiente imagen:

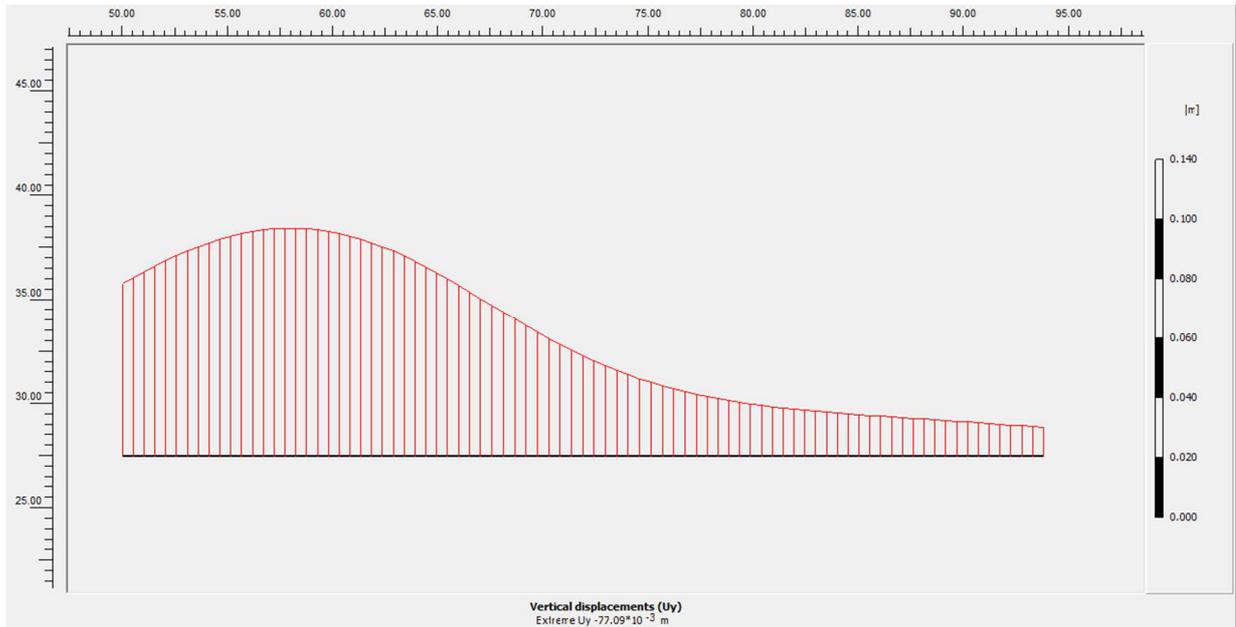


Imagen 39. Distribución de asientos bajo la losa

Se puede observar que el descenso máximo que se produce es de 7.7 cm, mientras que en el lado opuesto es de 2 cm. Esto equivale a una distorsión angular de $1/590$, valor inferior a $1/500$, que es el valor que exige el CTE para este tipo de estructuras.

4.4.4. Resumen de asientos

En los tres modelos analizados se obtiene un asiento máximo de unos 7.9 cm. Por una parte, puede deducirse que los asientos diferenciales obtenidos están dentro de los límites que establece el CTE, que deben ser inferiores a $1/500$ (en este caso, $1/590$ como se ha comentado anteriormente). Además, los asientos máximos cumplen con las recomendaciones de diferentes autores que los establecen en unos 10 cm para este tipo de terrenos (en este caso, el asiento máximo 7.9 cm).

Es importante destacar que gracias a las vetas de arena que aparecen intercaladas en los diferentes estratos, los asientos se van a producir de forma casi inmediata, ya que éstas permiten una rápida disipación de las sobrepresiones intersticiales.

CRITERIOS TRADICIONALES SOBRE ASIENTOS ADMISIBLES

	<i>Arena</i>	<i>Arcilla</i>
Cimentaciones por zapatas		
Asiento máximo	25-40 mm	65 mm (120)*
Asiento diferencial máximo	20-25 mm	40-50 mm (50)
Cimentaciones por losa		
Asiento máximo	40-65 mm	65-100 mm (200)

* Los valores entre paréntesis corresponden a una recopilación realizada por Burland et al. (1977).

Tabla 24. Criterios de Burland

Tipo de estructura	Limite
Estructuras isostáticas y muros de contención	1/300
Estructuras reticuladas con tabiquería de separación	1/500
Estructuras de paneles prefabricados	1/700
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia arriba	1/1000
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia abajo	1/2000

Tabla 25. Valores límite de asentos basados en la distorsión angular

5. Conclusiones

Después de estudiar los suelos compresibles y los posibles tratamientos de mejora de los mismos, con las propiedades geotécnicas obtenidas de los pertinentes ensayos de campo y de laboratorio, se ha optado por la técnica conocida como Columnas de Módulo Controlado, una solución de mejora y refuerzo del terreno.

A partir de los ensayos se ha compuesto una sección del terreno, que se compone de los siguientes niveles:

- Nivel de arcillas de consistencia firme.
- Nivel de arcillas de consistencia blanda-muy blanda.
- Nivel de arenas de compacidad media.
- Nivel de arcillas de consistencia media.

Además, se han detectado varias vetas de arena intercaladas entre las capas anteriores, que favorecen la disipación de las presiones intersticiales del terreno.

Tras el tratamiento de mejora mediante las columnas CMC, se dispone un colchón granular de reparto y sobre él, se ejecuta una cimentación superficial en forma de losa, que transferirá las cargas de forma homogénea sobre el terreno.

Para valorar el comportamiento del terreno y los asientos, se han llevado a cabo tres modelos de cálculo con el programa Plaxis:

- Modelo axisimétrico.
- Modelo de deformación plana con terreno equivalente.
- Modelo de deformación plana a escala global.

Los asientos obtenidos con estos métodos de cálculo presentan valores admisibles según los criterios del CTE. Estos valores son admisibles gracias a la mejora en el comportamiento del terreno tras la aplicación de la técnica de mejora con CMC.

En consecuencia, en los casos en los que el terreno presente alta compresibilidad o sus propiedades dificulten el uso de sistemas de cimentación tradicionales, resultará conveniente usar técnicas de mejora previas que concederán al terreno aptitudes más favorables para la construcción segura y adecuada de los edificios. De la misma forma, cabrá considerar si con este tipo de mejoras se abarata el coste final del proceso de construcción de la cimentación.

6. Bibliografía

LIBROS:

- BARENDT, F. (2011). *Introduction Geotechnical Soft Soil*. Delft: IOS Press BV.
- BOWLES, J.E. (1997). *Foundation análisis and design*. Illinois: McGraw-Hill.
- GONZALEZ CABALLERO, M. (2001). *El Terreno*. Barcelona: Universitat Politècnica de Catalunya.
- HUAT, B. et al. (2014). *Geotechnic Organic soils*. Londres: Taylor & Francis Group.
- LIMSIRI, C. (2008). *Embankments soft soil*. Delft: Taylor & Francis Group.
- RODRÍGUEZ ORTIZ, J.M., SERRA, J., OTEO, C. (1982). *Curso aplicado de cimentaciones*. Madrid: Servicio de publicaciones del COAM.
- TERZAGHI, K., PECK, RB. Y MESRI, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. Canada: John Wiley & Sons.
- VAN IMPE, W.F. (1989). *Soil Improvement Techniques and Their Evolution*. Rotterdam: Taylor & Francis Group.

PONENCIAS DE CONGRESOS:

- MITCHELL, J.K. (1981). "Soil improvement state of the art" en *Proc. 10º ICSMFE*. Estocolmo, Vol. 4.
- PHIENWEJ, N., THEPPARAK, S. Y GIAO, P.H. (2004). "Foundation in Difficult Subsoil Conditions" en *15º Southeast Asian Geotechnical Society Conference*. Bangkok
- VALIENTE SANZ, R. y CASTELLAZI, C. (2011). "Introducción a las técnicas de mejora del terreno" en *Jornada técnica: Mejora del terreno y cimentaciones especiales*. Valencia

DOCUMENTOS TÉCNICOS:

- CODIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN (2007). *Documento Básico de Seguridad Estructural: Cimientos*. CTE DB SE-C.
- MINISTERIO DE FOMENTO (2009). *Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación*. NCSE-02.

7. Índice de imágenes

Imagen 1 SUELOS COHESIVOS

OSORIO, S. (2010). "La plasticidad del suelo. Límites de Atterberg" en *Geotecnia-sor*, 25 de noviembre.

<<http://4.bp.blogspot.com/RfXS8XXEygw/TO8NNFCzd5I/AAAAAAAAAic/WVmtIKmgxPA/s1600/Estructura+Laminar+Arcilla.jpg>> [Consulta: 15 de junio 2017]

Imagen 2 SUELOS GRANULARES

Arqhys Arquitectura.

<<http://www.arqhys.com/construcciones/fotos/construcciones/caracter%C3%ADsticas-de-las-gravas.jpg>> [Consulta: 15 de junio 2017]

Imagen 3 FASES DE CONSOLIDACIÓN

HALDER, S. (2016). "Consolidation properties" en *Engineering*, 8 de enero.

<<https://www.slideshare.net/SanchariHalder/consolidation-properties>> [Consulta: 15 de junio 2017]

Imagen 4 ASIENTOS DIFERENCIALES

Arquigráfico-Architecture, Engineering, Construction.

<<https://arquigrafico.com/causas-de-las-fallas-en-fundaciones-de-edificaciones/>> [Consulta: 15 de junio 2017]

Imagen 5 APLICABILIDAD DE MEJORAS

MITCHELL, J.K. (1981). "Soil improvement, state of the art" en *10º ICSMFE*. Estocolmo, Vol. 4.

Imagen 6 DESLIZAMIENTO

VALIENTE SANZ, R. y CASTELLAZI, C. (2011). "Introducción a las técnicas de mejora del terreno" en *Jornada técnica: Mejora del terreno y cimentaciones especiales*. Valencia

Imagen 7 LEVANTAMIENTO DE FONDO

VALIENTE SANZ, R. y CASTELLAZI, C. (2011). "Introducción a las técnicas de mejora del terreno" en *Jornada técnica: Mejora del terreno y cimentaciones especiales*. Valencia

Imagen 8 SIFONAMIENTO

VALIENTE SANZ, R. y CASTELLAZI, C. (2011). "Introducción a las técnicas de mejora del terreno" en *Jornada técnica: Mejora del terreno y cimentaciones especiales*. Valencia

Imagen 9 CONGELACIÓN DEL TERRENO. CIRCUITO CERRADO

VALIENTE SANZ, R. y CASTELLAZI, C. (2011). "Introducción a las técnicas de mejora del terreno" en *Jornada técnica: Mejora del terreno y cimentaciones especiales*. Valencia

Imagen 10 CONGELACIÓN DEL TERRENO. CIRCUITO ABIERTO

VALIENTE SANZ, R. y CASTELLAZI, C. (2011). "Introducción a las técnicas de mejora del terreno" en *Jornada técnica: Mejora del terreno y cimentaciones especiales*. Valencia

Imagen 11 PROCEDIMIENTO DE ELECTROÓSMOSIS

VALIENTE SANZ, R. y CASTELLAZI, C. (2011). "Introducción a las técnicas de mejora del terreno" en *Jornada técnica: Mejora del terreno y cimentaciones especiales*. Valencia

Imagen 12 COMPACTACIÓN DINÁMICA

MENARD. "Catálogo de tratamiento de suelos"

Imagen 13 a) DRENES Y PRECARGA. b) DRENES Y COMPACTACIÓN DINÁMICA

MENARD. "Catálogo de tratamiento de suelos"

Imagen 14 PROCEDIMIENTO DE VIBROCOMPACTACIÓN

VALIENTE SANZ, R. y CASTELLAZI, C. (2011). "Introducción a las técnicas de mejora del terreno" en *Jornada técnica: Mejora del terreno y cimentaciones especiales*. Valencia

Imagen 15 PROCEDIMIENTO DE VIBROSUSTITUCIÓN/COLUMNAS DE GRAVA

VALIENTE SANZ, R. y CASTELLAZI, C. (2011). "Introducción a las técnicas de mejora del terreno" en *Jornada técnica: Mejora del terreno y cimentaciones especiales*. Valencia

Imagen 16 PROCEDIMIENTO DE INYECCIÓN DE CEMENTO

MENARD. "Catálogo de tratamiento de suelos"

Imagen 17 PROCEDIMIENTO DE JET-GROUTING

VALIENTE SANZ, R. y CASTELLAZI, C. (2011). "Introducción a las técnicas de mejora del terreno" en *Jornada técnica: Mejora del terreno y cimentaciones especiales*. Valencia

Imagen 18 PROCEDIMIENTO DEEP SOIL MIXING

VALIENTE SANZ, R. y CASTELLAZI, C. (2011). "Introducción a las técnicas de mejora del terreno" en *Jornada técnica: Mejora del terreno y cimentaciones especiales*. Valencia

Imagen 19 APLICABILIDAD DE TÉCNICAS DE MEJORA

VALIENTE SANZ, R. y CASTELLAZI, C. (2011). "Introducción a las técnicas de mejora del terreno" en *Jornada técnica: Mejora del terreno y cimentaciones especiales*. Valencia

Imagen 20 EMPLAZAMIENTO DE LA PARCELA EN DOLORES

Google Maps

<<https://www.google.es/maps/place/03150+Dolores,+Alicante/@38.1374578,0.7777191,15z/data=!3m1!4b1!4m5!3m4!1s0xd63a5491e5e8375:0xef3ae5cc651a2b6!8m2!3d38.138686!4d-0.769803>> [Consulta: 12 de septiembre 2017]

Imagen 21 PLANTA DEL CONJUNTO

Memoria de auscultación del tratamiento mediante columnas de módulo controlado para la cimentación de tres edificios en Dolores (Alicante).

Imagen 22 MODELO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO 3D DE LA VEGA BAJA RÍO SEGURA

Memoria de auscultación del tratamiento mediante columnas de módulo controlado para la cimentación de tres edificios en Dolores (Alicante).

Imagen 23 CARTA PLASTICIDAD DE CASAGRANDE NIVEL A
Memoria de auscultación del tratamiento mediante columnas de módulo controlado para la cimentación de tres edificios en Dolores (Alicante).

Imagen 24 FACTOR FORMA EN FUNCIÓN DEL IP
Memoria de auscultación del tratamiento mediante columnas de módulo controlado para la cimentación de tres edificios en Dolores (Alicante).

Imagen 25 ÁNGULO DEL ROZAMIENTO EN FUNCIÓN DEL IP
Manual TM 5-818-1 del U.S. Army Corp of Engineers.

Imagen 26 CARTA PLASTICIDAD DE CASAGRANDE NIVEL B
Memoria de auscultación del tratamiento mediante columnas de módulo controlado para la cimentación de tres edificios en Dolores (Alicante).

Imagen 27 ENSAYO EDOMÉTRICO DEL NIVEL B
Memoria de auscultación del tratamiento mediante columnas de módulo controlado para la cimentación de tres edificios en Dolores (Alicante).

Imagen 28 ENSAYO EDOMÉTRICO CORREGIDO NIVEL B
Memoria de auscultación del tratamiento mediante columnas de módulo controlado para la cimentación de tres edificios en Dolores (Alicante).

Imagen 29 CURVA TIEMPO-DEFORMACIÓN CARGA 80 KPA NIVEL B
Memoria de auscultación del tratamiento mediante columnas de módulo controlado para la cimentación de tres edificios en Dolores (Alicante).

Imagen 30 ÁNGULO DEL ROZAMIENTO EN FUNCIÓN DEL IP
BOWLES, J.E. (1997). Foundation análisis and design. Illinois: McGraw-Hill.

Imagen 31 CORTE DIRECTO NIVEL B
Memoria de auscultación del tratamiento mediante columnas de módulo controlado para la cimentación de tres edificios en Dolores (Alicante).

Imagen 32 GRÁFICO TENSIÓN TANGENCIAL-DESPLAZAMIENTO NIVEL B
Memoria de auscultación del tratamiento mediante columnas de módulo controlado para la cimentación de tres edificios en Dolores (Alicante).

Imagen 33 CORTE DIRECTO CORREGIDO NIVEL B
Memoria de auscultación del tratamiento mediante columnas de módulo controlado para la cimentación de tres edificios en Dolores (Alicante).

Imagen 34 PERFIL DEL TERRENO
Memoria de auscultación del tratamiento mediante columnas de módulo controlado para la cimentación de tres edificios en Dolores (Alicante).

Imagen 35 PASO A SIMETRÍA AXIAL

Memoria de auscultación del tratamiento mediante columnas de módulo controlado para la cimentación de tres edificios en Dolores (Alicante).

Imagen 36 DISTRIBUCIÓN DE ASIENTOS MODELO AXISIMÉTRICO

Memoria de auscultación del tratamiento mediante columnas de módulo controlado para la cimentación de tres edificios en Dolores (Alicante).

Imagen 37 DISTRIBUCIÓN DE ASIENTOS MODELO DEFORMACIÓN PLANA CON TERRENO EQUIVALENTE

Memoria de auscultación del tratamiento mediante columnas de módulo controlado para la cimentación de tres edificios en Dolores (Alicante).

Imagen 38 DISTRIBUCIÓN DE ASIENTOS MODELO DEFORMACIÓN PLANA A ESCALA GLOBAL

Memoria de auscultación del tratamiento mediante columnas de módulo controlado para la cimentación de tres edificios en Dolores (Alicante).

Imagen 39 DISTRIBUCIÓN DE ASIENTOS BAJO LA LOSA

Memoria de auscultación del tratamiento mediante columnas de módulo controlado para la cimentación de tres edificios en Dolores (Alicante).

8. Índice de tablas

Tabla 1 PROFUNDIDAD NIVEL FREÁTICO

Memoria de auscultación del tratamiento mediante columnas de módulo controlado para la cimentación de tres edificios en Dolores (Alicante).

Tabla 2 AGRESIVIDAD DEL SUELO

Memoria de auscultación del tratamiento mediante columnas de módulo controlado para la cimentación de tres edificios en Dolores (Alicante).

Tabla 3 AGRESIVIDAD DEL AGUA FREÁTICA

Memoria de auscultación del tratamiento mediante columnas de módulo controlado para la cimentación de tres edificios en Dolores (Alicante).

Tabla 4 TABLA 8.2.3.B DEL EHE-08

Artículo 8 de la Instrucción Española del Hormigón Estructural.

Tabla 5 ESPESOR NIVEL A

Memoria de auscultación del tratamiento mediante columnas de módulo controlado para la cimentación de tres edificios en Dolores (Alicante).

Tabla 6 ENSAYOS DE IDENTIFICACIÓN Y QUÍMICOS DEL NIVEL A

Memoria de auscultación del tratamiento mediante columnas de módulo controlado para la cimentación de tres edificios en Dolores (Alicante).

Tabla 7 ENSAYOS DE RESISTENCIA Y DEFORMACIÓN

Memoria de auscultación del tratamiento mediante columnas de módulo controlado para la cimentación de tres edificios en Dolores (Alicante).

Tabla 8 CONSISTENCIA DE LOS SUELOS EN FUNCIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE

TERZAGHI, K., PECK, RB. Y MESRI, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. Canada: John Wiley & Sons.

Tabla 9 PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DEL NIVEL A

Elaboración propia

Tabla 10 ESPESOR NIVEL B

Memoria de auscultación del tratamiento mediante columnas de módulo controlado para la cimentación de tres edificios en Dolores (Alicante).

Tabla 11 ENSAYOS DE IDENTIFICACIÓN Y QUÍMICOS DEL NIVEL B

Memoria de auscultación del tratamiento mediante columnas de módulo controlado para la cimentación de tres edificios en Dolores (Alicante).

Tabla 12 ENSAYOS DE RESISTENCIA Y DEFORMACIÓN

Memoria de auscultación del tratamiento mediante columnas de módulo controlado para la cimentación de tres edificios en Dolores (Alicante).

Tabla 13 TRAMOS DE LOS ENSAYOS DE PENETRACIÓN ESTÁTICA CPT
Memoria de auscultación del tratamiento mediante columnas de módulo controlado para la cimentación de tres edificios en Dolores (Alicante).

Tabla 14 VALORES DE C_u DEL NIVEL B
Memoria de auscultación del tratamiento mediante columnas de módulo controlado para la cimentación de tres edificios en Dolores (Alicante).

Tabla 15 CONSISTENCIA DE LOS SUELOS EN FUNCIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE
TERZAGHI, K., PECK, RB. Y MESRI, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. Canada: John Wiley & Sons.

Tabla 16 RESULTADOS SPT NIVEL B
Memoria de auscultación del tratamiento mediante columnas de módulo controlado para la cimentación de tres edificios en Dolores (Alicante).

Tabla 17 PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DEL NIVEL B
Elaboración propia

Tabla 18 ESPESOR NIVEL C
Memoria de auscultación del tratamiento mediante columnas de módulo controlado para la cimentación de tres edificios en Dolores (Alicante).

Tabla 19 COMPACIDAD ARENAS EN FUNCIÓN DE LA DENSIDAD RELATIVA
Memoria de auscultación del tratamiento mediante columnas de módulo controlado para la cimentación de tres edificios en Dolores (Alicante).

Tabla 20 PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DEL NIVEL C
Elaboración propia

Tabla 21 ESPESOR NIVEL D
Memoria de auscultación del tratamiento mediante columnas de módulo controlado para la cimentación de tres edificios en Dolores (Alicante).

Tabla 22 PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DEL NIVEL D
Elaboración propia

Tabla 23 RESUMEN PARÁMETROS DEL TERRENO
Memoria de auscultación del tratamiento mediante columnas de módulo controlado para la cimentación de tres edificios en Dolores (Alicante).

Tabla 24 CRITERIOS DE BURLAND
RODRÍGUEZ ORTIZ, J.M., SERRA, J., OTEO, C. (1982). *Curso aplicado de cimentaciones*. Madrid: Servicio de publicaciones del COAM.

Tabla 25 VALORES LÍMITE DE ASIENTOS BASADOS EN LA DISTORSIÓN ANGULAR
CODIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN (2007). CTE DB SE-C.