

Trabajo Fin de Grado  
Grado en Ingeniería Civil

Estudio de la mejora de suelos blandos con  
inclusiones rígidas

Autor: Olga Provincial Gallardo

Tutor: Manuel Vázquez Boza

Dpto. Estructuras de Edificación e Ing. del  
Terreno

Escuela Técnica Superior de Ingeniería

Sevilla, 2020





Trabajo Fin de Grado  
Grado en Ingeniería Civil

# **Estudio de la mejora de suelos blandos con inclusiones rígidas**

Autor:

Olga Provincial Gallardo

Tutor:

Manuel Vázquez Boza

Profesor Ayudante Doctor

Área de Ingeniería del Terreno

Dpto. Estructuras de Edificación e Ing. del Terreno

Escuela Técnica Superior de Ingeniería

Universidad de Sevilla

Sevilla, 2020



Trabajo Fin de Grado: Estudio de la mejora de suelos blandos con inclusiones rígidas

Autor: Olga Provincial Gallardo

Tutor: Manuel Vázquez Boza

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

Presidente:

Vocales:

Secretario:

Acuerdan otorgarle la calificación de:

Sevilla, 2020

El Secretario del Tribunal



*A mi padre*



# Agradecimientos

---

En primer lugar, quiero agradecer a mi tutor, Manuel Vázquez, por el tiempo, el interés y el esfuerzo dedicado a orientarme en este trabajo.

A mis padres y hermano, por su incondicional apoyo por los ánimos y por el enorme esfuerzo que se que ha supuesto para ellos hacer posible todo esto. Hoy estoy segura de que están muy orgullosos de mí, especialmente mi padre.

A mis amigas, las de siempre: Nazaret, Rocío, Gloria, Miriam y Ana por estar siempre ahí para escucharme o para simplemente hacer que saliera de la rutina.

A Isa, por los seis años de convivencia, por crecer juntas, tanto personal como profesionalmente. Por toda la ayuda, los consejos y el apoyo recibido.

A Marta, por confiar siempre mí, por todas las horas de biblioteca, los días de comida en la escuela y por todas las buenas vivencias que tengo y que tendré contigo.

A Sebas, gracias, por aguantarme en esta última etapa y por convertir siempre los problemones en pequeños problemitas. Gracias por los ánimos y por todo el apoyo.

Al resto de compañeros de clase que empezaron conmigo esta aventura, a los que me encontré por el camino y a los que la han terminado junto a mí: Lorena, Carlos, Anto, Manuel, Víctor.

Finalmente agradecer, toda la confianza, la ayuda, el tiempo dedicado y todo el conocimiento que me han transmitido Paco y Blas este último año. Gracias por la dedicación y el interés que poneis a vuestro trabajo.

*Olga Provincial Gallardo*

*Sevilla 2020*



# Resumen

---

La construcción de grandes estructuras sobre terrenos blandos y con problemas de deformabilidad siempre han supuesto un reto debido a la complejidad que engloba el comportamiento de estos terrenos. En este trabajo se tratará de estudiar un tipo de mejora con inclusiones rígidas o semirrígidas denominadas columnas de módulo controlado y que tratarán de dar solución a un problema real planteado.

En primer lugar, se estudia el comportamiento del terreno mejorado con este tipo de inclusiones y los mecanismos de transferencia que aparecen desde el plano de aplicación de las cargas, pasando por el encepado granular de transferencia de tensiones, hasta la punta de la inclusión. También se estudian los métodos analíticos actuales que dan solución al diseño de esta mejora.

Tras analizar los previsible mecanismos de funcionamiento del terreno mejorado, se ha presentado un caso real donde se ha definido un modelo de cálculo completo con perfil de terreno, caracterización geotécnica de todos los estratos presentes a partir de ensayos in situ y ensayos en laboratorio y propuesta de obra para ejecutar.

Después, se han llevado a cabo la comparación entre los resultados que se extraen del método analítico propuesto por Combarieu para el diseño de la mejora y del método de elementos finitos implementado con Plaxis 2D.

Y finalmente, se ha realizado un estudio de alternativas donde se ha propuesto en primer lugar una mejora con inclusiones flotantes y, posteriormente, una configuración con inclusiones empotradas en el estrato competente.



# Abstract

---

The construction of large structures on soft soils and with deformability problems has always been a challenge due to the complexity of the behaviour of these soils. In this Project I will try to study a type of treatment for soft soils with rigid or semirigid inclusions called controlled modulus columns.

Firstly, I will study behaviour of the soft soils after the treatment and the stress transfer mechanisms that appear from the foundation, through the granular stress transfer cap to the bottom of the column. I also analyse current analytical methods that provide a solution to the design of this treatment.

Then, a real case has been presented where I have proposed a calculation model with a terrain profile model with geotechnical characterization of the materials and a future construction to build.

When the model is accurate, we can propose a treatment and study the differences between analytical and numerical method implemented with Plaxis 2D.

Finally, I did a little alternatives study between floating columns and embedded inclusions.



<b>Agradecimientos</b>	<b>9</b>
<b>Resumen</b>	<b>11</b>
<b>Abstract</b>	<b>13</b>
<b>Índice</b>	<b>15</b>
<b>Índice de Tablas</b>	<b>16</b>
<b>Índice de Figuras</b>	<b>17</b>
<b>1 Introducción y objetivos</b>	<b>1</b>
<b>2 Técnicas de mejora para suelos blandos</b>	<b>3</b>
<b>3 Inclusiones rígidas</b>	<b>9</b>
3.1 <i>Mecanismos de Funcionamiento</i>	10
3.1.1 Interacción entre el terreno reforzado, el encepado de transferencia y las cabezas de las inclusiones	10
3.1.2 Interacción entre el terreno blando y las inclusiones	14
3.1.3 Mecanismos de transferencia de cargas	17
3.1.4 Asientos y deformaciones	27
3.2 <i>Modelos de cálculo</i>	29
3.2.1 Métodos analíticos	29
3.2.2 Métodos numéricos (MEF)	37
<b>4 Análisis y caracterización geotécnica del terreno</b>	<b>41</b>
4.1 <i>Emplazamiento y antecedentes</i>	41
4.2 <i>Trabajos de reconocimiento del terreno efectuados</i>	44
4.2.1 Antecedentes	44
4.2.2 Campaña geotécnica	44
4.3 <i>Resultado y análisis de los ensayos</i>	45
4.3.1 Nivel 1: Tierra vegetal/rellenos	49
4.3.2 Nivel 2: Arcilla limosa marrón y grisácea	49
4.3.3 Nivel 3: Arenas limo arcillosas	50
4.3.4 Nivel 4: Grava arenosa	50
4.3.5 Nivel 5: Arcillas margosas	51
4.4 <i>Modelo Geotécnico</i>	54
<b>5 Modelo de cálculo: Analítico vs Numérico</b>	<b>59</b>
5.1 <i>Geometría del modelo</i>	59
5.2 <i>Cálculo analítico</i>	61
5.3 <i>Cálculo numérico</i>	64
5.4 <i>Análisis de resultados</i>	69
<b>6 Estudio de alternativas para la mejora del terreno con CMC</b>	<b>71</b>
6.1 <i>Inclusiones flotantes</i>	71
6.2 <i>Inclusiones empotradas</i>	73
<b>7 Conclusiones</b>	<b>79</b>
<b>Referencias</b>	<b>81</b>

# ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Campo de aplicación de las principales técnicas de mejora del terreno [1]	4
Tabla 2.2: Clasificación de los métodos de refuerzo, mejora y tratamiento del terreno	4
Tabla 2.3: Aplicabilidad de las técnicas de mejora en función de la granulometría del terreno (Mitchell, 1981)	5
Tabla 3.1: Tabla 2.I: Valores recomendados para $K \cdot \tan\delta$ [3]	19
Tabla 3.2: Tabla 2.II: Valores del parámetro $K \cdot \tan\delta$ [3]	20
Tabla 3.3: Tabla 3.I: Valores de $m_q$ [2]	30
Tabla 3.4: Tabla 3.II: Valores de $m_\tau$ [2]	30
Tabla 4.1: Denominación y profundidad de los sondeos realizados	44
Tabla 4.2: Total sondeos realizados	45
Tabla 4.3: Estratos encontrados según estudio geotécnico	46
Tabla 4.4: Parámetros obtenidos a partir de ensayos para el estrato Nivel 2.	49
Tabla 4.5: Parámetros obtenidos a partir de ensayos para el estrato Nivel 3.	50
Tabla 4.6: Parámetros obtenidos a partir de ensayos para el estrato Nivel 4.	51
Tabla 4.7: Parámetros obtenidos a partir de ensayos para el estrato Nivel 5.	51
Tabla 4.8: Propiedades del Estrato 2: Arcilla limosa	55
Tabla 4.9: Propiedades del Estrato 3: Gravas y arenas	56
Tabla 4.10: Propiedades del Estrato 4: Arcilla margosa	56
Tabla 4.11: Estratos del perfil de terreno propuesto	58
Tabla 5.1: Cargas transmitidas bajo la losa de cimentación	59
Tabla 5.2: Propiedades de los materiales del modelo de cálculo	64
Tabla 6.1: Definición de la malla de elementos finitos	74

# ÍNDICE DE FIGURAS

---

Figura 2.1: Esquema técnica de vibración profunda	6
Figura 2.2: Esquema técnica de compactación dinámica	6
Figura 2.3: Esquema técnica de precargas	7
Figura 2.4: Esquema técnica de precarga con drenaje artificial	7
Figura 2.5: Esquema técnica de inyecciones en el terreno	8
Figura 2.6: Esquema técnica de inclusiones rígidas	8
Figura 3.1: Tipos de cimentación[2]	9
Figura 3.2: Esquema general de una cimentación sobre inclusiones rígidas	9
Figura 3.3: Tipos de interacciones	10
Figura 3.4: Esfuerzos considerados para el cálculo de la tasa de transferencia E [2]	11
Figura 3.5: Campo de desplazamientos (vista en planta y sección) para diferentes espesores de colchón granular [2]	11
Figura 3.6: Redes de enlace entre las tensiones en el encepado de transferencia [2]	12
Figura 3.7: Variación del coeficiente E con (a) Evolución de la sobrecarga y	13
Figura 3.8: Ejemplo del efecto de borde [2]	14
Figura 3.9: Rozamientos positivo y negativo sobre la inclusión [2]	15
Figura 3.10: Valor de rozamiento negativo respecto a desplazamientos relativos entre suelo e inclusión [2]	16
Figura 3.11: Esquema de cálculo del rozamiento negativo en pilote aislado [2]	18
Figura 3.12: Variación de la tensión vertical, $\sigma_v(z, r)$ [2]	19
Figura 3.13: Esquema de implantación de un grupo de inclusiones [2]	20
Figura 3.14: Área de influencia de una inclusión del interior del grupo [2]	21
Figura 3.15: Profundidad $h_c$ a la que se encuentra el punto neutro (Adaptación de Combarieu, 1988) [4]	22
Figura 3.16: Determinación de la altura $h_c$ [4]	22
Figura 3.17: Modelo de columna ficticia (ASIRI) [2]	24
Figura 3.18: Posición de los tres planos neutros determinados a partir del perfil de esfuerzos cortantes [2]	25
Figura 3.19: Modelo de cono de difusión [2]	26
Figura 3.20: Mecanismo de transferencia de carga propuesto en el proyecto ASIRI [2]	26
Figura 3.21: Verificación de los asientos en capas profundas	28
Figura 3.22: Esfuerzos en la cabeza de la inclusión [2]	31
Figura 3.23: Modelo de célula elemental alrededor de la inclusión	31
Figura 3.24: Configuración de los tres tipos de cimentación	33
Figura 3.25: Principio del módulo equivalente	34
Figura 3.26: Descomposición del problema en los dos dominios	34

Figura 3.27: Principio de cálculo iterativo del Modelo de Glandy y Frossard	35
Figura 3.28: Proceso por etapas para el Modelo de Simon	36
Figura 3.29: Elementos triangulares de 6 y 15 nodos de malla en 2D	37
Figura 3.30: Ley $\sigma - \varepsilon$ del comportamiento elasto-plástico perfecto [5]	38
Figura 3.31: Criterio de rotura de Mohr Coulomb en tensiones efectivas [5]	39
Figura 3.32: Superficies de fluencia de Mohr Coulomb en el espacio de tensiones principales [5]	39
Figura 3.33: Ley $\sigma - \varepsilon$ hiperbólica de Hardening Soil [5]	39
Figura 3.34: Superficies de plastificación del modelo de Hardening Soil [5]	40
Figura 3.35: Superficies de fluencia de Hardening Soil en el espacio de tensiones principales [5]	40
Figura 4.1: Emplazamiento de la zona de estudio	41
Figura 4.2: Extracto de la Hoja 984 “Sevilla” de la serie MAGNA escala 1:50 000 del IGME [6]	42
Figura 4.3: Extracto del Mapa Geotécnico General escala 1:200 000 Hoja 75 “Sevilla” [8]	43
Figura 4.4: Extracto del Mapa predictor por Riesgo de Expansividad de arcillas en España escala 1:1 000 000 [9]	43
Figura 4.5: Plano de situación de ensayos en campo	45
Figura 4.6: Plano de situación de perfiles	46
Figura 4.7: Perfil A-A`	47
Figura 4.8: Perfil B-B`	48
Figura 4.9: Plano de situación del nuevo perfil	57
Figura 4.10: Nuevo perfil geotécnico	57
Figura 4.11: Modelo del perfil de terreno propuesto	58
Figura 5.1: Esquema completo	60
Figura 5.2: Esquema del modelo de cálculo para el estudio de la mejora	61
Figura 5.3: Esquema del modelo de inclusiones flotantes y modelo de celda elemental para el cálculo	64
Figura 5.4: Definición de la malla de elementos finitos	65
Figura 5.5: Fases de cálculo	65
Figura 5.6: Puntos de control de desplazamientos	66
Figura 5.7: Desplazamientos verticales y valor del desplazamiento máximo	66
Figura 5.8: Comparación desplazamientos verticales	67
Figura 5.9: Tensiones efectivas verticales medias y tensión máxima	67
Figura 5.10: Punto de control de tensiones	68
Figura 5.11: Tensión vertical-desplazamiento en el punto de suelo blando más alejado de la cabeza de inclusión	68
Figura 6.1: Localización del punto neutro	71
Figura 6.2: Tensión en dos puntos; cabeza y pie de inclusión	72
Figura 6.3: Esquema del modelo de inclusiones empotradas y modelo de celda elemental para el cálculo	73
Figura 6.4: Fases de cálculo	74
Figura 6.5: Puntos de control en desplazamientos y en tensiones	74
Figura 6.6: Desplazamientos verticales y valor del desplazamiento máximo	75
Figura 6.7: Comparación desplazamientos verticales	75

Figura 6.8: Localización del punto neutro	76
Figura 6.9: Tensiones efectivas verticales medias y tensión máxima	76
Figura 6.10: Tensión vertical-desplazamiento en el punto de suelo blando más alejado de la cabeza de inclusión	77
Figura 6.11: Tensión en dos puntos; cabeza y pie de inclusión	77



# 1 INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

---

En proyectos de gran envergadura como son las obras de ingeniería civil, siempre es necesario realizar un estudio preciso del terreno sobre el que se construirá.

Si bien, es conocido, que los terrenos denominados de consistencia blanda pueden acarrear problemas en la construcción y explotación de las obras civiles como obras lineales, puentes, grandes edificios, etc. Estos terrenos presentan una serie de características concretas que los hacen claramente diferenciables, por ejemplo, suelen estar asociados a niveles freáticos altos, en ocasiones se relacionan con un alto contenido en materia orgánica y están compuestos usualmente por partículas finas que facilitan la ascensión de humedad por capilaridad.

Los principales problemas que pueden surgir debido a la construcción de grandes obras sobre suelos de este tipo son, por ejemplo, aparición de grandes asentos, la lentitud en la consolidación debida a la poca permeabilidad del material y el colapso del suelo debido a la baja capacidad portante del mismo.

Para solucionar este tipo de situaciones y así hacer viable la construcción sobre suelos blandos, existen varios métodos de mejora de terrenos. Algunos de estos métodos pueden ser: vibración profunda del terreno, precargas, mechas drenantes, compactación dinámica o la introducción de inclusiones rígidas en el terreno que pueden ser, por ejemplo, columnas de grava, columnas de suelo-cemento o inyecciones de alta presión (jet-grouting).

En este trabajo se estudiará, en concreto, la mejora de terrenos blandos a través de columnas de módulo controlado (CMC). Este tipo de mejora se engloba dentro del grupo de inclusiones rígidas y semi-rígidas.

A diferencia de los pilotes, que soportan toda la carga que llega desde la cimentación liberando al suelo circundante de todo esfuerzo, las columnas de módulo controlado liberan al terreno de parte de las cargas, transmitiéndolas a sustratos más resistentes en profundidad, pero no del total. Por tanto, al final se forma un sistema donde inclusiones y terreno blando, conjuntamente, soportan todos los esfuerzos transmitidos por la obra que se construye.

Una de las muchas ventajas de este método, es que la mejora se realiza directamente sobre la masa de terreno, reduciendo la rigidez de las estructuras si comparamos con otros tipos de cimentaciones profundas.

Los objetivos principales son los siguientes:

- Estudio de los mecanismos de comportamiento del suelo blando mejorado con inclusiones rígidas y los modelos de cálculo existentes.
- Estudio de un caso práctico.
  - Modelado de un terreno a partir de un informe geotécnico. Ensayos in situ y en laboratorio.
  - Elaboración de un modelo de cálculo.
  - Análisis y comparación de resultados entre los modelos analítico y numérico.
  - Análisis de alternativas para la mejora del terreno modelado con CMC y obtención de resultados mediante un modelo numérico implementando el MEF con el software PLAXIS 2D.



# 2 TÉCNICAS DE MEJORA PARA SUELOS BLANDOS

---

La necesidad de búsqueda de técnicas de mejora de terrenos surge ante la necesidad de realizar construcciones sobre terrenos de consistencia blanda, baja capacidad portante, reducida resistencia al corte y elevadas deformaciones.

En principio, se deben realizar una serie de consideraciones previas, por ejemplo, conocer el objetivo de la mejora a ejecutar, el tipo de terreno y sus características iniciales, la superficie total, profundidad y volumen de suelo a tratar, así como, materiales y equipos disponibles, factores ambientales y otros aspectos como tiempo disponible para realizar el tratamiento y coste.

Con la finalidad de encontrar la técnica de mejora que mejor se adapta a cada situación, se deben realizar ensayos previos al terreno con el objetivo de conocer las características geológico-geotécnicas más importantes. Los suelos blandos tienen la particularidad de que son bastante difíciles de caracterizar, porque suelen ser perfiles geológicos muy complejos y, además, es complicado obtener muestras inalteradas del terreno para analizarlas en el laboratorio. Por este motivo, existen una serie de ensayos específicos para terrenos blandos, a partir de los cuales podemos determinar los parámetros de resistencia y deformación, la permeabilidad y el peso específico del terreno en cuestión.

Los principales ensayos para realizar son los siguientes:

- Ensayos de granulometría, para conocer el porcentaje de partículas finas existentes en una muestra del suelo.
- Ensayos de plasticidad
- Ensayos triaxiales, de corte directo y de compresión simple para conocer los principales parámetros de resistencia.
- Ensayos de consolidación en edómetro para conocer los parámetros de deformación del terreno y la permeabilidad.
- Ensayo CPTU o piezocono, de aplicación específica para suelos blandos, con la finalidad de medir la resistencia del terreno a la penetración, por punta y lateral de una punta cónica que se va hincando a velocidad constante, además de medir la presión intersticial del agua a cada profundidad.
- Ensayos de disipación de presiones intersticiales, que se realiza durante el ensayo CPTU. Se detiene el equipo y se espera que se disipen las presiones intersticiales obteniendo finalmente el coeficiente de disipación.
- Ensayo de molinete o Vane test, adecuado para suelos blandos y muy blandos y con el que se obtiene la resistencia al corte sin drenaje.

Una vez conocidas las características que definen el terreno, se procede a la elección del tipo de tratamiento que se deberá aplicar. Existen varias clasificaciones de los distintos tipos de mejora de terrenos blandos, una de ellas es, por ejemplo, la adoptada por la Guía para Cimentaciones de Obras de Carretera del Ministerio de Fomento [1], que podemos observar en la Tabla 2.1, donde se exponen las técnicas de mejora en función de su aplicabilidad dependiendo del tipo de terreno (granular o cohesivo), propiedad del terreno a mejorar (resistencia, deformabilidad o permeabilidad) y profundidad eficaz del tratamiento.

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

Tabla 2.1: Campo de aplicación de las principales técnicas de mejora del terreno [1]

Schaefer (1997) propuso una clasificación diferenciando 3 grupos: las mejoras de terreno, los refuerzos del terreno y las actuaciones de tratamiento del terreno. Su clasificación es la siguiente:

REFUERZO	MEJORA	TRATAMIENTO
Columnas de grava	Compactación dinámica	Mezcla con cemento
Jet-grouting	Precarga	Mezcla con cal
Anclaje	Drenaje (PVD)	Cenizas volantes
Bulonado	Electroósmosis	Drenaje por vacío
Micropilotes	Compactación por explosiones	Calentamiento
Columnas de cal		Congelación
Columnas de suelo-cemento (VCC)		Vitrificación
Geosintéticos		

Tabla 2.2: Clasificación de los métodos de refuerzo, mejora y tratamiento del terreno (Schaefer, 1997)

Previamente, en función de la granulometría del suelo a tratar, Mitchell (1981), realizó una clasificación de aplicabilidad de las técnicas de mejora existentes.

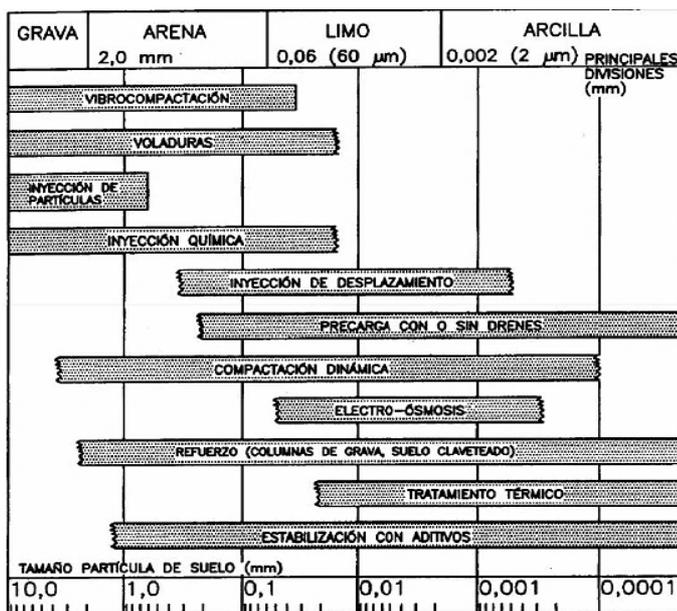


Tabla 2.3: Aplicabilidad de las técnicas de mejora en función de la granulometría del terreno (Mitchell, 1981)

De todos los mecanismos de mejora que se incluyen en estas clasificaciones, los más utilizados por su simplicidad y los buenos resultados que generan se describen a continuación:

- Vibración profunda del terreno.** La principal finalidad que se persigue es la densificación de las partículas y por tanto la reducción de asentos y el aumento de capacidad portante de un suelo. Con la vibración se consigue la recolocación de las partículas, reduciendo la porosidad y aumentando la superficie de contacto entre ellas. La granulometría de las partículas es uno de los factores que controlan la velocidad de compactación. Si un terreno es adecuado o no, para usar esta técnica, se determina a través del “Número de Aptitud”

$$S_N = 1.7 \cdot \sqrt{\frac{3}{(D_{50})^2} + \frac{1}{(D_{20})^2} + \frac{1}{(D_{10})^2}}$$

Y según la siguiente clasificación:

Rango SN	Clasificación como relleno
0 -10	Excelente
10 -20	Bueno
20 -30	Regular
30 -50	Pobre
> 50	Inadaptable

Esta técnica es ideal para terrenos granulares con un porcentaje de finos que varíe entre 5-20%. Si el contenido en finos es superior, esta técnica no ayudaría a compactar.

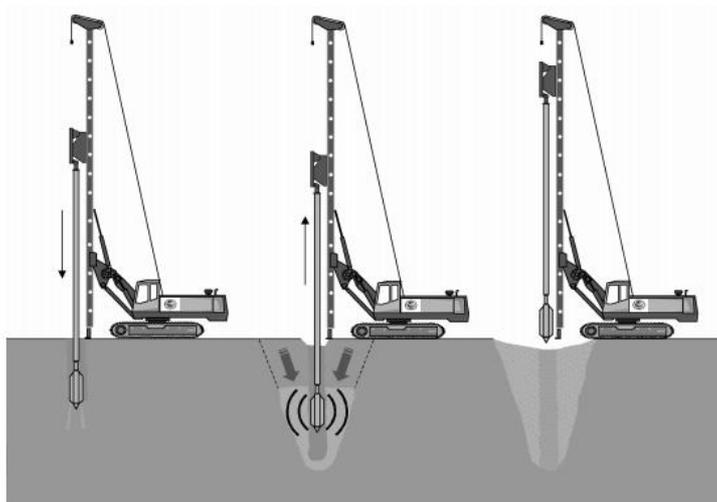


Figura 2.1: Esquema técnico de vibración profunda

- **Compactación dinámica.** El objetivo es conseguir una mejora de la capacidad portante mediante la aplicación de esfuerzos dinámicos producidos por la caída libre de un peso desde cierta altura. El número total de golpes se suele aplicar en varias fases, con varios golpes sobre cada punto en cada fase. La energía que se aplica suele ser más efectiva en las primeras fases del tratamiento y afectan a mayores profundidades. Las últimas fases suelen asociarse a energías de impacto más bajas y, por tanto, al tratamiento más superficial del terreno.

Con este tratamiento también se debe tener en cuenta la aptitud del terreno y se diferencian tres tipos de suelos:

- Suelos favorables: son aquellos que tienen un grado de saturación bajo, permeabilidad alta y fácil drenaje.
- Suelos intermedios: tienen permeabilidad baja, por tanto el tratamiento debe realizarse en diferentes fases, dando tiempo a que las presiones intersticiales se disipen entre fases.
- Suelos desfavorables: se trata de suelos finos. Si su saturación es baja, podría funcionar, pero si el grado de saturación es alto, esta técnica no funciona.

La compactación dinámica es, por tanto, muy útil para terrenos granulares y terrenos cohesivos con bajo grado de saturación.

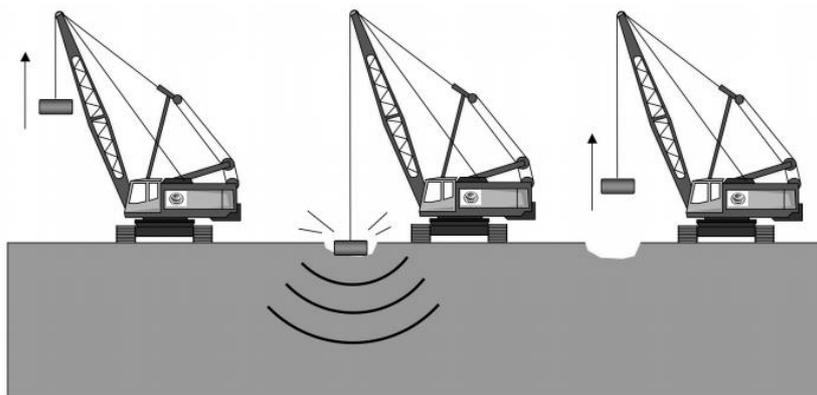


Figura 2.2: Esquema técnico de compactación dinámica

- **Precargas.** Consiste en aplicar sobre el terreno una carga mayor a la que finalmente tendrá que soportar en servicio, cuando ya esté ejecutada la obra. Con esta práctica se persigue aumentar la resistencia del terreno y disminuir su deformabilidad, aunque el incremento de presión se retire después. Los terrenos no son elásticos y con la precarga se reducirá un alto porcentaje de los asientos totales. Este fenómeno se conoce como sobreconsolidación.

Los terrenos más susceptibles a este efecto son los compuestos por materiales arcillosos. Si además el terreno se encuentra saturado, la precarga deberá mantenerse por más tiempo si se quiere que la compresión efectiva sea la deseada.

El tiempo de espera va a depender del espesor del terreno a tratar, de la compresibilidad y de la permeabilidad del material.



Figura 2.3: Esquema técnico de precargas

- **Precargas con drenaje artificial.** Es una variante de la técnica anterior, y puede ser considerada cuando las propiedades de consolidación y permeabilidad del terreno son muy bajas y la técnica de precarga sería un proceso muy lento. Consiste en incluir unos drenes verticales en el terreno que ayuden a disipar más rápidamente las presiones intersticiales. Estos drenes pueden ser drenes prefabricados (mechas drenantes) o drenes de material granular (mediante técnicas de vibración profunda).

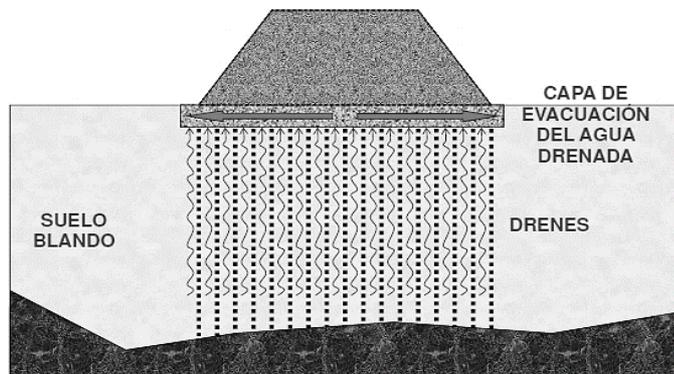


Figura 2.4: Esquema técnico de precarga con drenaje artificial

- **Inyecciones en el terreno.** Es un procedimiento que consiste en introducir en el terreno un material fluido que posteriormente fragua o endurece, reduciendo el índice de poros del suelo. De esta manera, se reduciría el grado de permeabilidad del terreno y/o mejoraría sus características mecánicas.

Los objetivos principales son modificar las condiciones hidráulicas/hidrogeológicas de los terrenos, las propiedades mecánicas, rellenar oquedades que haya en el interior del terreno o compensar asentamientos excesivos.

Existen dos tipos de inyecciones:

- Inyecciones sin desplazamiento del terreno: simplemente se rellenan los poros, o huecos del terreno.
- Inyecciones con desplazamiento: se introduce una mezcla bajo presión con la finalidad de densificar el material existente y reforzar terrenos bajo estructuras o cimentaciones con desplazamiento controlado. Existen dos subtipos: inyección de compactación e inyección de fracturación.

Este tratamiento no sería aplicable a terrenos cohesivos.

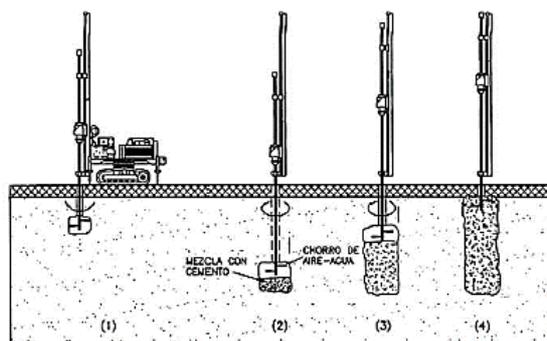


Figura 2.5: Esquema técnico de inyecciones en el terreno

- **Inclusiones rígidas.** Constituyen una técnica de mejora basada en la inclusión de elementos rígidos y de elevada resistencia en comparación con el terreno natural. Se consiguen dos efectos: la densificación del terreno por desplazamiento, disminuyendo la deformabilidad de este, y el aumento de la capacidad portante debido a la inclusión de esos elementos de mayor resistencia.

Los materiales que se utilizan normalmente son:

- **Columnas de grava:** es una técnica derivada de la aplicación de la vibración profunda a terrenos cohesivos. Se observa que al aplicar la vibroflotación a terrenos arcillosos, queda una oquedad en el terreno, que puede ser rellena con material granular que mejora el terreno. Los efectos de esta técnica son varios, entre ellos, se mejora la capacidad portante, disminuye la deformabilidad debido a que se ha densificado el material existente y facilita la disipación del exceso de presiones intersticiales al introducir material drenante.
- **Columnas de suelo-cemento (Jet-Grouting):** Es un tipo de inyección de fracturación y también es conocida como inyección a chorro o a alta velocidad. Lo que se consigue mediante la aplicación de esta técnica es la ejecución en el terreno de unas columnas de suelo-cemento, que utiliza el propio material existente. Las consecuencias de esta técnica son la mejora considerable de la resistencia y la disminución de la deformabilidad del terreno. El procedimiento es más adecuado para terrenos no coherentes (arenas y gravas), aunque también se obtienen buenos resultados para arcillas rígidas.
- **Barras de acero** introducidas en perforaciones en el terreno e inyectadas con lechada de cemento.
- **Pilotes de madera** y en ocasiones de **hormigón prefabricado**.

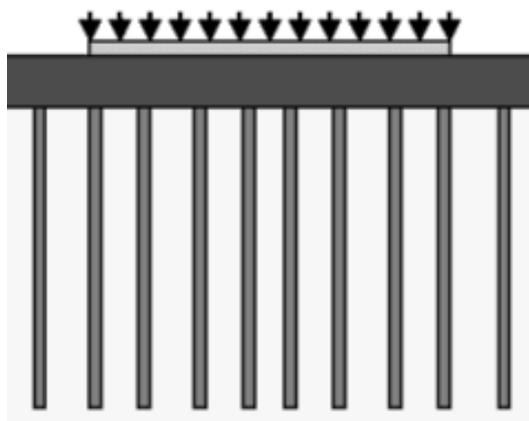


Figura 2.6: Esquema técnico de inclusiones rígidas

Durante el desarrollo de este trabajo, se estudiará en general el comportamiento del terreno mejorado con esta última técnica de inclusiones rígidas, y en particular, el estudio de alternativas para una mejora con CMC (columnas de módulo controlado) analizando dos supuestos: columna flotante y columna empotrada.

# 3 INCLUSIONES RÍGIDAS

En cuanto a tipologías de cimentación, podemos establecer dos extremos claramente diferenciables, las cimentaciones superficiales, donde las cargas transmitidas pasan directamente al terreno sobre el que se construye y, las cimentaciones profundas, donde todas las cargas se transmiten a través de los pilotes o inclusiones hasta una capa portante profunda. Entre ambos, existe un tipo denominado cimentación mixta, donde parte de las solicitaciones son soportadas por las inclusiones y parte por el terreno que las rodea.

La técnica de mejora con inclusiones rígidas es muy parecida a la cimentación mixta, ya que combina elementos verticales rígidos, y una losa superficial, pero sin que exista una conexión rígida entre ambos, como ocurre con la cimentación mixta. En la práctica, esto se traduce, en la aparición de una capa de reparto de cargas que normalmente será de material granular entre los dos elementos [2].

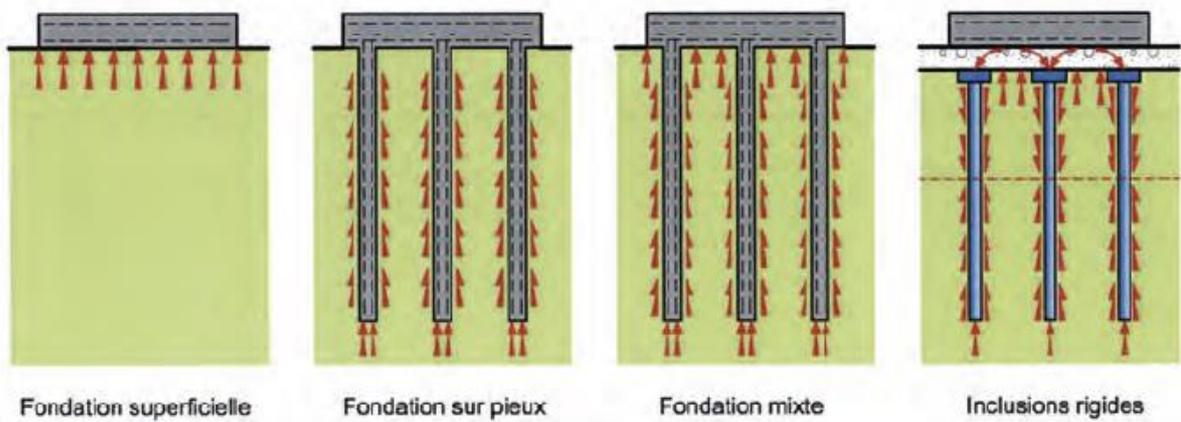


Figura 3.1: Tipos de cimentación[2]

En este capítulo se estudiarán los mecanismos de funcionamiento del terreno mejorado a partir de esta práctica con inclusiones rígidas, además de analizar los diferentes modelos analíticos de cálculo.

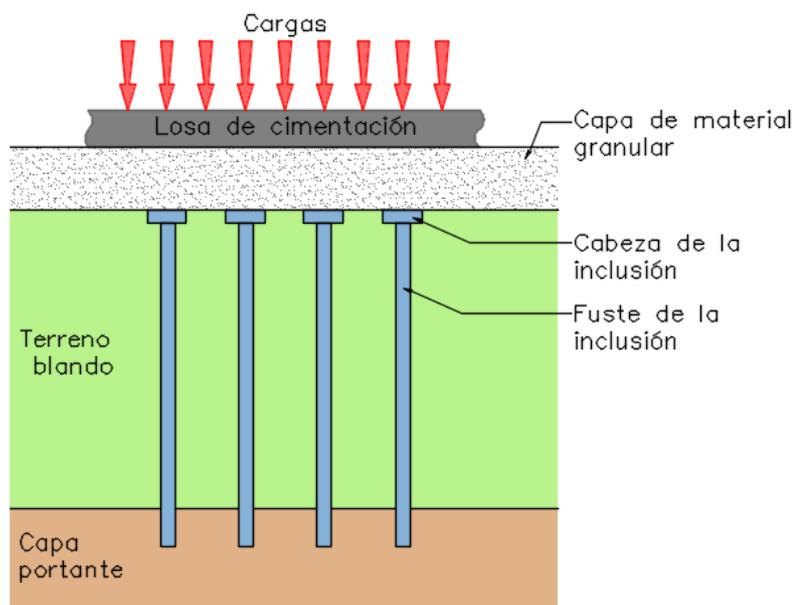


Figura 3.2: Esquema general de una cimentación sobre inclusiones rígidas

### 3.1 Mecanismos de Funcionamiento

Las técnicas de refuerzo de suelos con inclusiones rígidas generan una serie de interacciones complejas, que aparecen desde la obra que se va a construir hasta el sustrato resistente, pasando por la capa de terreno blando que se desea mejorar:

- (1) Interacción entre la estructura y el encepado de transferencia de cargas. Es función del espesor del encepado y de la rigidez del material del cemento.
- (2) Interacción entre el encepado de transferencia y la masa de terreno reforzado, constituido por la capa de suelo blando más las inclusiones rígidas introducidas.
- (3) Interacción en la interfase entre el suelo compresible y las inclusiones rígidas, donde se desarrolla progresivamente el rozamiento, de negativo a positivo en profundidad.
- (4) Interacción entre la punta o parte inferior de la inclusión y el terreno portante en el que se incrusta.

Se estudiará cada tipo de interacción, además de los diferentes modelos de rozamiento negativo, los mecanismos de transferencia de cargas y los asentos y deformaciones asociados.

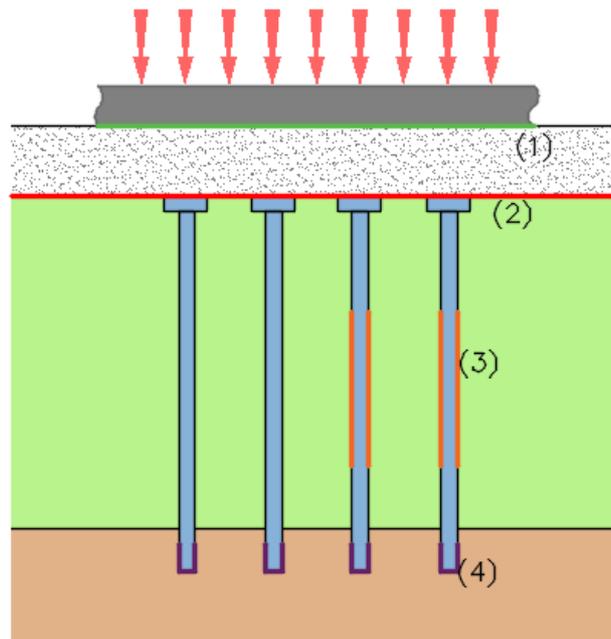


Figura 3.3: Tipos de interacciones

#### 3.1.1 Interacción entre el terreno reforzado, el encepado de transferencia y las cabezas de las inclusiones

Según el proyecto francés ASIRI [2], los mecanismos de transferencia de carga, en este caso, es posible cuantificarlos a través de los siguientes parámetros:

- Tasa de transferencia de cargas o eficiencia en términos de esfuerzos:  $E$

$$E = \frac{Q_p}{Q + W}$$

- Tasa marginal de transferencia de esfuerzos,  $G$ . Representa la capacidad de la capa de encepado de transmitir las sobrecargas a las inclusiones rígidas.

$$G = \frac{\Delta Q_p}{\Delta Q}$$

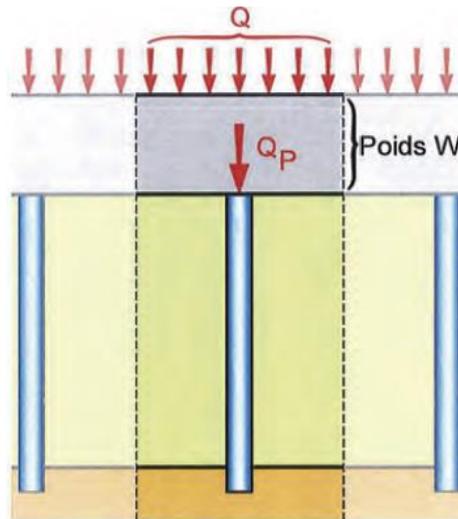


Figura 3.4: Esfuerzos considerados para el cálculo de la tasa de transferencia E [2]

Para poder describir adecuadamente los mecanismos de transferencia, debemos distinguir tres casos distintos: terraplén de material granular, losa de cimentación o zapata y capa de transferencia granular tratada con aglomerantes hidráulicos.

#### Caso 1: Terraplén de material granular

Este caso es el más simple. Se considera una capa de material granular dispuesto a modo de terraplén sobre el terreno blando.

Se estudia de forma simplificada asumiendo una carga uniforme sobre el encepado de transferencia. Los ensayos dan como resultado, para una disposición del material dada, que la tasa de transferencia, E, aumenta con la carga hasta alcanzar un valor crítico. Este valor crítico se obtiene cuando se alcanza la resistencia al corte por tensiones tangenciales del material y, por tanto, el colapso.

Los cálculos muestran que, en la parte de material de aporte, el terraplén, aparecen unas zonas troncocónicas sobre las cabezas de las inclusiones. En los bordes de estas zonas es donde se concentran los esfuerzos de corte que pueden hacer colapsar al material. Es a través de estas tensiones tangenciales que se realiza la transferencia de esfuerzos entra la parte superior del encepado y las cabezas de inclusión.

La abertura de los conos de transferencia depende del ángulo de rozamiento interno del material granular utilizado para constituir la capa de encepado.

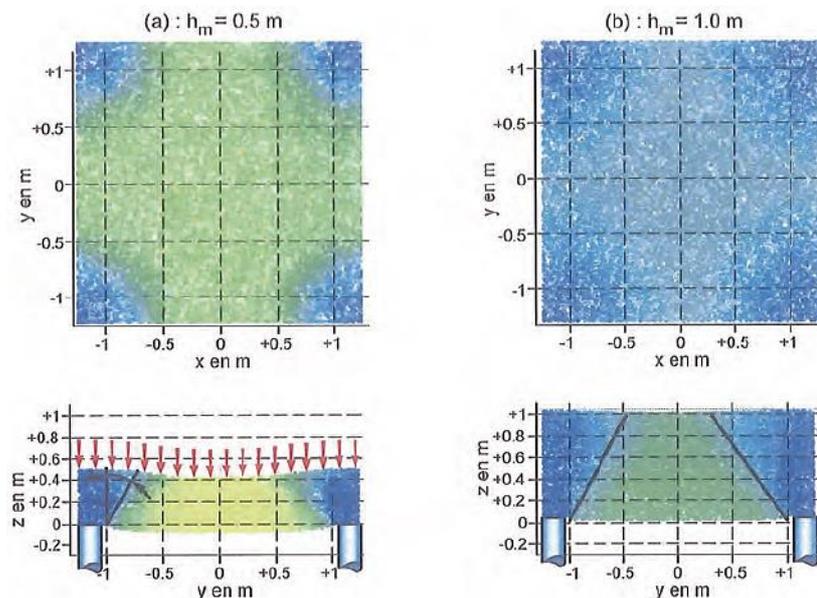


Figura 3.5: Campo de desplazamientos (vista en planta y sección) para diferentes espesores de colchón granular [2]

El valor límite de la tasa de transferencia de esfuerzos,  $E$ , aumenta con el espesor de la capa granular,  $h_m$ , hasta que se obtiene un valor crítico. El valor crítico se alcanza cuando los conos de transferencia de carga (zonas más solicitadas) se unen formando bóvedas. En la siguiente figura se muestra esta unión.

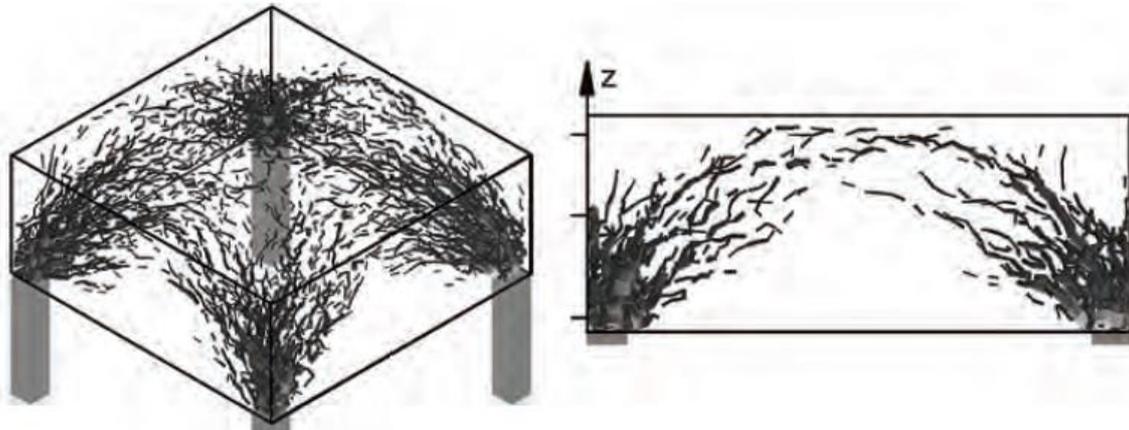


Figura 3.6: Redes de enlace entre las tensiones en el encepado de transferencia [2]

El espesor crítico depende del espaciamiento entre inclusiones y de las características mecánicas del material que compone la capa de transferencia (módulo de deformación y ángulo de rozamiento interno).

Los resultados experimentales obtenidos por Baudouin (2010) muestran la siguiente relación:

$$\frac{h_m}{s - a} = \frac{2}{3}$$

siendo  $h_m$ : espesor crítico ( $s - a$ ): separación entre ejes de inclusión

En modelos numéricos continuos, esto corresponde a la rotación completa de las tensiones principales en la parte superior del colchón de transferencia de cargas a medio camino entre las inclusiones.

Por otra parte, en el modelo de Jenck (2005), al estudiarse el campo de desplazamientos, es posible apreciar el impacto que tiene el espesor de la capa de transferencia en la amortiguación de los asientos diferenciales. En un modelo bidimensional si el espesor relativo,  $(h_m / (s - a))$ , lo igualamos a 1.3, no sería posible el desarrollo completo de las bóvedas de transferencia. Sin embargo, un espesor relativo,  $(h_m / (s - a))$ , igual a 2, permitiría el desarrollo completo de la bóveda y, se traduciría en unos asientos completamente uniformes. Los valores 1.3 y 2, en realidad, son solo orientativos, ya que se han obtenido experimentalmente.

Sin embargo, como resultado general de la teoría de Jenck y los ensayos realizados en la Cátedra del Proyecto francés ASIRI (2012), parece que la compresibilidad del terreno circundante no tiene una influencia significativa sobre el valor del coeficiente de transferencia de cargas,  $E$ .

### Caso 2: Losa de cimentación o zapata

Las cimentaciones juegan un papel esencial en el reparto de sollicitaciones cuando el espesor del encepado de transferencia es inferior al espesor crítico definido anteriormente.

En el caso de una losa de cimentación, por su rigidez, esta tiende a uniformizar los asientos y a transmitir de forma significativa cargas verticales sobre las inclusiones con el desarrollo de tensiones de flexión en la propia losa.

Para un espesor del encepado dado, el coeficiente de transferencia límite,  $E$ , con cimentación es superior a la eficiencia que se obtendría si no existiese la losa. Además, el valor del coeficiente,  $E$ , disminuye al aumentar el espesor del encepado, sin embargo, las tensiones de flexión en la cimentación disminuyen. Podemos pensar entonces que existe un valor óptimo de espesor para el conjunto encepado-cimentación.

En los siguientes gráficos (Tesis de Dinh) se muestran: (a) evolución de  $E$  con la sobrecarga y (b) eficiencia  $E$  límite dependiendo del espesor del encepado. También se diferencia entre terraplén (caso anterior-azul) y losa de cimentación (rojo).

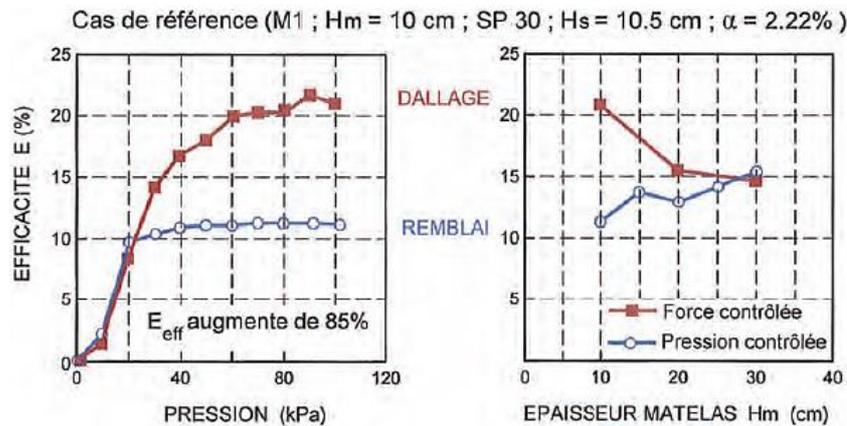


Figura 3.7: Variación del coeficiente E con (a) Evolución de la sobrecarga y (b) Espesor del encepado de transferencia [2]

### Caso 3: Encepado de material granular tratado con aglomerantes hidráulicos

Cuando las propiedades mecánicas, en particular la resistencia al corte del material utilizado para construir la capa granular, son insuficientes, es posible remediarlo realizando un tratamiento con ligantes hidráulicos.

La ventaja de los materiales tratados con ligantes hidráulicos (cal o cemento) es que adquieren un valor significativo de resistencia a tracción, a diferencia de los materiales granulares que no poseen cohesión alguna. El suelo tratado tendrá un comportamiento dúctil (tratamiento con cal) o frágil (tratamiento con cemento). El tipo de comportamiento determinará la evolución del reparto de carga sobre las cabezas de las inclusiones.

- Comportamiento dúctil (tratamiento con cal)

El caso más típico es el de tratar material limoso con cal. El material se adhiere con bastante rapidez, aunque hace falta un período bastante largo hasta que logra adquirir su mayor resistencia.

Cuando se aplica la carga, la eficiencia máxima E se alcanza de forma progresiva con la consolidación del suelo compresible. A pesar del agrietamiento del encepado, conocer la eficiencia máxima es muy importante. Podemos decir que la capa granular tratada funciona como una especie de cimentación.

En el caso en que no exista cimentación superficial de grandes dimensiones, el espesor del encepado juega un papel importante, ya que existe el riesgo de agrietamiento si este espesor resulta insuficiente.

- Comportamiento frágil (tratamiento con cemento)

Al contrario de lo que ocurre con la cal, el tratamiento con cemento hace que el suelo adquiera rigidez rápidamente, de manera irreversible y permanente lográndose mayores resistencias. El comportamiento es sin embargo frágil y quebradizo.

Cuando se aplica la carga, la eficiencia máxima E se alcanza con un asiento muy pequeño del suelo compresible, menor que el observado cuando el tratamiento se realiza con cal.

Casi la totalidad de la carga es transmitida a las cabezas de las inclusiones rígidas. Para cargas elevadas, una vez que se ha dañado la capa de encepado tratada, la pérdida de eficiencia es instantánea. Este fenómeno está asociado al comportamiento frágil. Dada la alta rigidez de los encepados tratados con cemento, las tensiones transmitidas antes del colapso del suelo compresible pueden ser muy débiles e incluso inexistentes.

Los encepados de reparto de cargas se comportan como una losa solicitada por esfuerzos de flexión. Si el encepado, además, soporta una losa de cimentación, las solicitaciones de flexión se distribuyen entre el elemento estructural y el encepado de transferencia dependiendo de la rigidez de cada elemento y la condición de contorno en la zona de contacto.

El comportamiento del encepado también va a estar influenciado por las condiciones de puesta en obra. Un tratamiento inadecuado en las distintas capas del encepado puede afectar considerablemente a la homogeneidad del elemento y hacer que la adherencia sea insuficiente.

### Efecto de borde

En el borde de la zona de suelo tratada con inclusiones rígidas, la interacción entre el encepado y las cabezas de las columnas es distinta en comparación con las condiciones que aparecen en la parte central del suelo tratado. Es posible que se produzcan mecanismos de rotura específicos, y como consecuencia, una reducción del esfuerzo límite que soportan las cabezas de inclusión.

La siguiente imagen ilustra que el reparto de esfuerzos en la cabeza de las columnas exteriores es diferente al del resto de inclusiones que aparecen independientemente de la posición que ocupan.

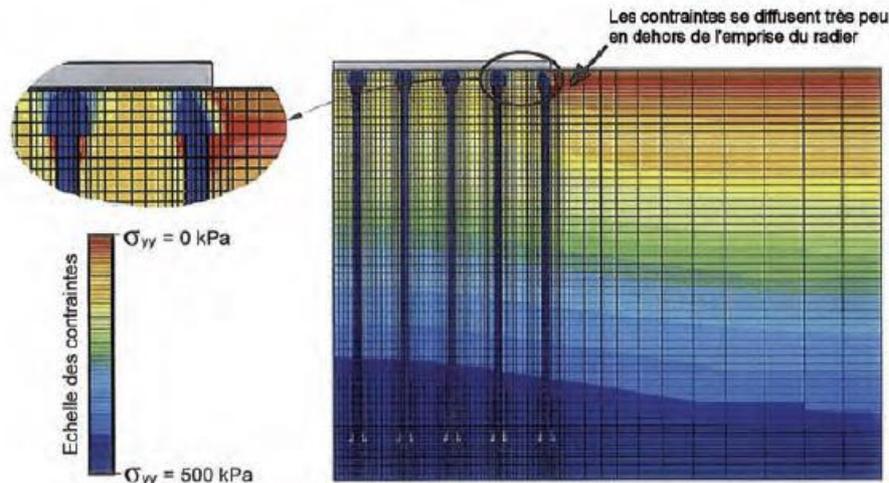


Figura 3.8: Ejemplo del efecto de borde [2]

### 3.1.2 Interacción entre el terreno blando y las inclusiones

La interacción entre el suelo blando y las inclusiones está estrechamente relacionada con el mecanismo de transferencia de carga a través del encepado.

El papel de las inclusiones es el de transmitir las cargas de peso propio de la obra y las cargas de servicio hasta una capa de terreno portante en profundidad, con el fin de aumentar la capacidad portante y reducir los asentamientos de la estructura. Para ello, las inclusiones rígidas deberán llegar hasta un estrato con altas capacidades portantes.

Las inclusiones serán solicitadas por las cargas que recaen directamente sobre ellas, pero también por la fricción del suelo que las rodea.

En la parte superior del terreno reforzado, el suelo asienta más que las inclusiones, mientras que, en la base, las inclusiones asientan más que el suelo. De esta manera, existe un punto en que el suelo y las columnas rígidas se desplazan de igual manera: es el punto neutro, N. En la parte superior, este efecto se traduce en la aparición de un rozamiento negativo que solicita a la inclusión, hasta alcanzar una carga de compresión máxima en el punto neutro.

Esta carga máxima se recupera bajo el punto neutro debido a un rozamiento positivo y un esfuerzo puntual bajo la inclusión.

Se debe tener en cuenta que la acción del suelo compresible sobre las inclusiones es compleja ya que involucra los siguientes comportamientos:

- Transferencia de esfuerzos por rozamiento entre la inclusión y el suelo y viceversa.
- Transferencia de esfuerzos en la punta de la inclusión.
- Asentamientos del terreno entre las inclusiones.
- Asentamientos de las inclusiones por acortamiento elástico y hundimiento en la punta.

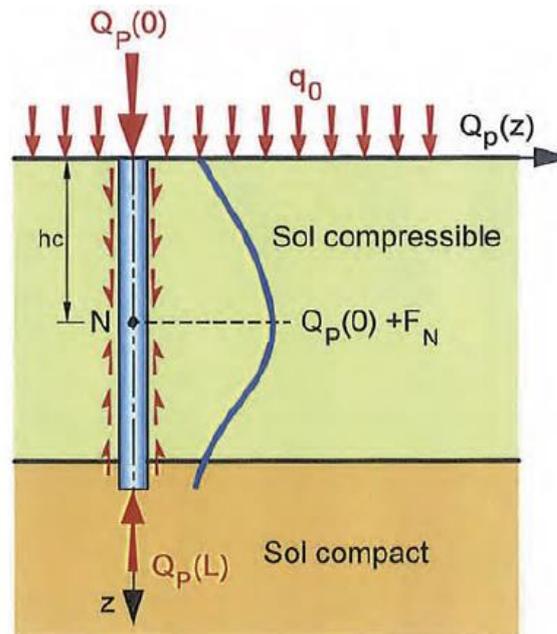


Figura 3.9: Rozamientos positivo y negativo sobre la inclusión [2]

Los principales parámetros que considerar, para conocer los mecanismos de interacción entre el suelo y las inclusiones, son los siguientes:

- Área de influencia de las inclusiones.
- El tiempo de consolidación del terreno.
- La deformabilidad de terreno compresible.
- La deformabilidad del terreno portante.
- La posible fluencia del suelo compresible (ej.: suelos orgánicos).
- El módulo elástico del material de las inclusiones.
- El rozamiento lateral negativo suelo-inclusión, el rozamiento positivo y la resistencia por punta de las inclusiones.

Todos estos parámetros influyen en el reparto de esfuerzos y los asientos diferenciales entre el suelo y las inclusiones rígidas.

### 3.1.2.1 Rozamiento negativo

#### - Principios

El rozamiento negativo se produce cuando el asiento del terreno que rodea a la inclusión es superior al asiento que sufren las propias inclusiones.

A diferencia con los pilotes, el rozamiento negativo que aparece no es un esfuerzo parásito, al contrario, el esfuerzo permanece y ayuda a aliviar el horizonte compresible del esfuerzo residual que aparece en la base del encepado de distribución de cargas.

#### - Punto neutro

La igualdad entre el desplazamiento vertical de la columna rígida y el asiento del terreno que la rodea define la profundidad,  $h_c$ , del punto neutro, N. Por encima de este punto N, el rozamiento es negativo y por debajo se vuelve positivo.

Para calcular la posición del punto neutro, se deben estudiar por separado dos situaciones: asientos del terreno en la situación final del proyecto sin tener en cuenta la mejora y asientos de las inclusiones suponiendo que el terreno no se deforma. Será necesario la obtención de los siguientes datos:

En la cabeza de la inclusión aparece una carga  $Q_p(0)$ .

En el punto N, la inclusión está sometida a la carga  $Q_p(0)$  aumentada debida al esfuerzo de rozamiento negativo  $F_N$  desde la cabeza de la inclusión hasta el punto N.

$$F_N = \int_0^{h_c} \tau(z) \cdot \pi D \cdot dz$$

El esfuerzo total en el punto neutro,  $(Q_p(0) + F_N)$ , debe ser equilibrado por la fuerza de fricción positiva  $F_p$ , que aparece por debajo del punto N en la zona de sustentación y, además, un esfuerzo en la punta inferior de la inclusión de valor  $Q_p(L)$ . De esta manera, la ecuación de equilibrio sería:

$$Q_p(0) + F_N = F_p + Q_p(L)$$

En la zona más cercana a las inclusiones, las tensiones  $\sigma_v$  se reducen con la profundidad, porque una parte del peso de las tierras se transmite a la inclusión a través del rozamiento negativo movilizado por encima del punto considerado: este es el efecto de cuelgue.

- Evolución en el tiempo y en profundidad

El valor del rozamiento negativo máximo depende de:

- El asiento del terreno (función de la compresibilidad y del tiempo de consolidación).
- El desplazamiento de la inclusión (función de su rigidez y de la resistencia del terreno donde se ancla).
- Los incrementos de carga respecto a las condiciones iniciales.
- Las condiciones de contorno en la interfase entre el suelo y las inclusiones.
- Las condiciones limitantes del sistema (columna aislada o grupo de inclusiones trabajando conjuntamente).

Los esfuerzos de rozamiento negativo aumentan con los desplazamientos relativos  $\delta_y$  entre el suelo y la inclusión hasta que se alcanza un valor límite  $q_s$ , para un desplazamiento  $\delta_{yc}$ , de orden milimétrico.

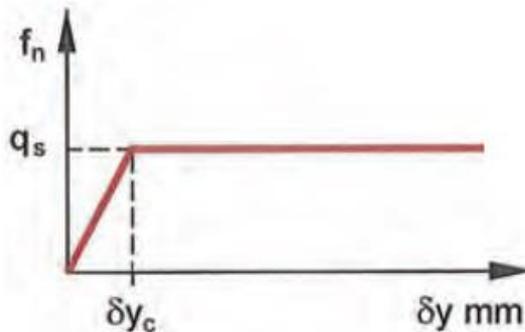


Figura 3.10: Valor de rozamiento negativo respecto a desplazamientos relativos entre suelo e inclusión [2]

Teniendo en cuenta el tiempo de consolidación, el rozamiento negativo será máximo a largo plazo y debe calcularse con los parámetros efectivos.

La relación entre las tensiones efectivas verticales y horizontales es:

$$\sigma'_h = K \cdot \sigma'_v(z)$$

Siendo K el coeficiente de empuje.

Si se considera  $\delta$ , el ángulo de rozamiento entre el terreno blando y la inclusión rígida, que solo depende de los materiales presentes en cada elemento, los esfuerzos tangenciales de rozamiento negativo serán:

$$f_n(z) = K \cdot \sigma'_v(z) \cdot \tan(\delta)$$

En la práctica, el producto formado por  $K \cdot \tan(\delta)$ , se considera como un término donde ambas variables son inseparables.

El rozamiento negativo puede aparecer en otras ocasiones:

- Suelos naturales o artificiales (terraplenes) compactados por su propio peso.
- Reducción en el nivel freático.
- Suelos susceptibles de licuefacción o suelos sueltos pueden estar asociados a asientos por saturación o densificación debido a efectos sísmicos.

El modelo de cálculo de rozamiento negativo propuesto por Combarieu (1974, 1985) se estudiará en el siguiente punto.

### 3.1.2.2 Modificación de la resistencia del suelo

La parte resistente de la inclusión que queda bajo el punto neutro, también denominada zona de sustentación permite recuperar, debido al rozamiento positivo y la fuerza puntual en la punta de la inclusión, la carga máxima en la inclusión a nivel del punto neutro.

La variación del rozamiento lateral positivo unitario es función del desplazamiento relativo entre la inclusión y el suelo que la rodea, cuando el desplazamiento de la inclusión es más importante que el del suelo.

La zona de sustentación deberá calcularse según los métodos propios de las cimentaciones profundas. Sin embargo, los coeficientes de seguridad no serán tan restrictivos, porque son aceptables unos desplazamientos mayores para las inclusiones rígidas que para el caso de una cimentación profunda.

### 3.1.2.3 Hundimiento de la inclusión

Las pruebas de carga muestran, que al igual que para los pilotes, los asientos verticales en una inclusión aislada situada sobre un estrato compacto son pequeños bajo la carga de servicio. El asiento total de una inclusión será la suma de los asientos puntuales más el acortamiento elástico que sufra la propia inclusión.

El acortamiento elástico de los diferentes tipos de inclusiones es generalmente inferior al asiento que sufre el suelo compresible.

Los asientos de un grupo de inclusiones serán calculados como la suma de dos componentes fundamentales: el asiento del suelo reforzado propiamente dicho (incluyendo la capa de encepado), a lo que se sumará el asiento de las capas más profundas no reforzadas.

## 3.1.3 Mecanismos de transferencia de cargas

Los mecanismos de transferencia de carga se basan en gran medida en el modelo de Combarieu (1974, 1985), propuesto inicialmente para describir el rozamiento negativo alrededor de un pilote aislado o sobre un grupo de pilotes.

Combarieu propuso posteriormente ampliar este modelo al suelo dispuesto sobre las cabezas de inclusiones, para así, estudiar también la transferencia de las cargas en el encepado en los casos siguientes:

- Terraplén sobre las inclusiones en el caso de terraplenes sobre pilotes.
- Encepados de reparto de tensiones en el caso de pavimentos flexibles o zapatas rígidas sobre el suelo reforzado con inclusiones.

### 3.1.3.1 Rozamiento negativo en el terreno compresible

El modelo fue desarrollado para calcular el rozamiento negativo que actúa sobre los pilotes en las obras. Los métodos tradicionales consisten en estimar la altura crítica  $h_c$ , correspondiente a la longitud de la inclusión afectada por el rozamiento negativo y así poder calcular la intensidad de este rozamiento.

La compresión máxima inducida por el rozamiento negativo será igual a la integración del rozamiento por fuste que corresponde a la zona de pilote ubicada por encima del punto en cuestión (punto de rozamiento nulo). Para cada carga de servicio existe un rozamiento negativo diferente. Siempre es conservador estimarlo para una carga de servicio baja, y aplicarlo para cualquier otra situación [1].

$$F_N = 2\pi r_p \int_0^{h_c} \tau(z) \cdot dz = 2\pi r_p \int_0^{h_c} K \cdot \tan(\delta) \cdot \sigma'_v(z, r_p) \cdot dz$$

Suponiendo que la tensión vertical  $\sigma'_v(z, r_p)$ , en el suelo, a lo largo de la inclusión, no está influenciada por la presencia de la inclusión, y es idéntica a la tensión  $\sigma'_1(z, r_p)$ , tensión vertical efectiva inicial, sin inclusiones.

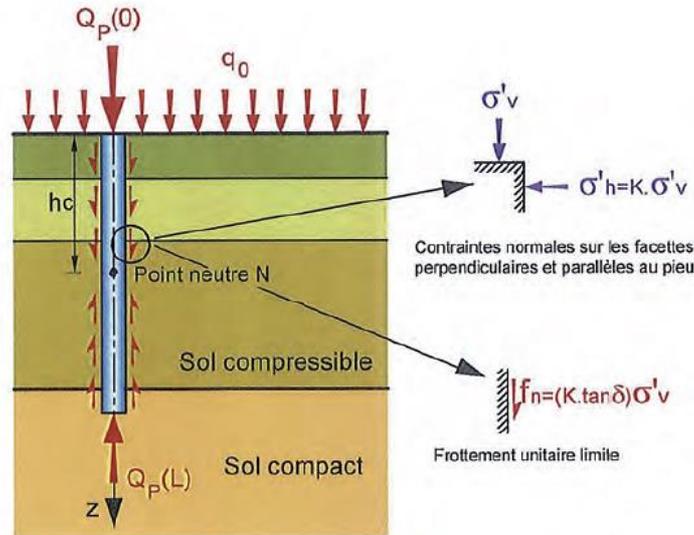


Figura 3.11: Esquema de cálculo del rozamiento negativo en pilote aislado [2]

La altura  $h_c$  sobre la que se desarrolla el rozamiento negativo, se conoce como ‘altura crítica’.

$K \cdot \tan(\delta)$  es el término que relaciona la tensión tangencial y la vertical en el contacto con la inclusión. Según Combarieu y otros autores ( $K$ : coeficiente de empuje de tierras y  $\tan(\delta)$ : coeficiente de rozamiento suelo-pilote), y el producto de ambos puede ser tratado como un único parámetro que se evalúa en función del tipo de pilote o inclusión y de la naturaleza del suelo compresible.

Cuando  $F_N$  se calcula a través de este método, su valor está sobrevalorado, debido a que  $\sigma'_v(z, r_p)$  también lo está.

Combarieu (1974) propuso una modificación en el modelo para el estado de tensiones presente en la zona de contacto con la inclusión debido al rozamiento negativo y al efecto de cuelgue que este produce. Esta modificación se traduce en hacer que el pilote o la inclusión soporten todo el esfuerzo producido por el rozamiento negativo y el suelo que rodea a la inclusión quede libre de carga.

Las tensiones verticales efectivas a lo largo de la inclusión disminuyen localmente y su valor es menor a medida que nos alejamos de la inclusión. Esta transferencia de esfuerzos se traduce en unas tensiones verticales variables y crecientes con la distancia al eje de la inclusión. La variación de tensiones tangenciales se desarrolla en círculos concéntricos alrededor de la inclusión.

Esta idea puede desarrollarse de igual modo para grupos de pilotes. Permite determinar la altura crítica  $h_c$ . La única hipótesis que requiere este método es que la compresibilidad del suelo sea suficiente como para que el asiento permita desarrollar el valor límite de rozamiento negativo.

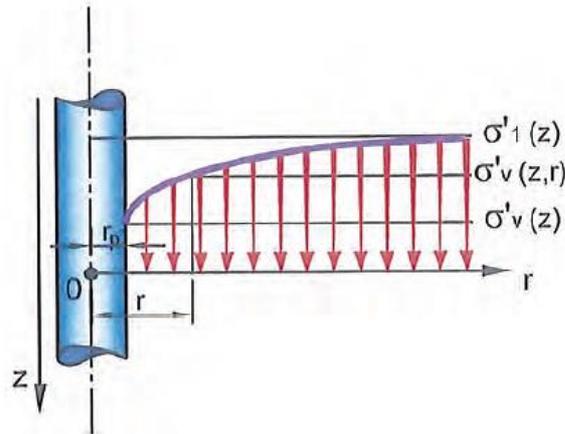


Figura 3.12: Variación de la tensión vertical,  $\sigma_v(z, r)$  [2]

Para  $r > r_p$

$$\sigma'_v(z, r) = \sigma'_v(z) + (\sigma'_1(z) - \sigma'_v(z)) \cdot \left(1 - e^{-\lambda \cdot \frac{r-r_p}{r_p}}\right)$$

Siendo:

- $\sigma'_1$ : tensión vertical efectiva en el estado final, calculada sin tener en cuenta la mejora con las inclusiones.
- $\sigma'_v(z) = \sigma'_v(z, r_p)$ : tensión vertical efectiva en el estado final en contacto con la inclusión, teniendo en cuenta el efecto de cuelgue.
- $\sigma'_v(z, r)$ : tensión vertical efectiva a una distancia r del eje de la inclusión.
- $\lambda$ : coeficiente de rozamiento negativo

$$\left\{ \begin{array}{ll} \lambda = \frac{1}{0.5 + 25 \cdot K \tan \delta} & \text{si } K \tan \delta \leq 0.15 \\ \lambda = 0.385 - K \tan \delta & \text{si } 0.15 \leq K \tan \delta \leq 0.385 \\ \lambda = 0 & \text{si } K \tan \delta \geq 0.385 \end{array} \right\}$$

Para el coeficiente  $K \cdot \tan(\delta)$ , en el proyecto ASIRI [2] se presentan unas tablas pertenecientes a la normativa francesa NF P 94-262 [3].

Pilotes o inclusiones ejecutadas por desplazamiento o bajo presión, en terrenos finos de consistencia muy blanda a blanda o en suelos orgánicos (reducir a 0.15 para elementos abiertos)	0.2
Pilotes o inclusiones perforadas en suelos finos de consistencia muy blanda a blanda o en suelos orgánicos (reducir a 0.10 si camisa perdida)	0.15
Pilotes o inclusiones ejecutadas por desplazamiento o bajo presión, en terrenos finos de consistencia firme a muy firme (reducir a 0.2 para elementos abiertos)	0.3
Pilotes o inclusiones perforadas en suelos finos de consistencia firme a muy firme (reducir a 0.15 si camisa perdida)	0.2
Pilotes o inclusiones realizados por desplazamiento o perforación en arenas y gravas	0.35 a 1 (dependiendo del grado de compactación)

Tabla 3.1: Tabla 2.I: Valores recomendados para  $K \cdot \tan \delta$  [3]

		Pilotes perforados revestidos	Pilotes perforados	Pilotes hincados
<b>Turba</b>	Suelos orgánicos	0.10	0.15	0.20
<b>Arcillas y limos</b>	Suave	0.10	0.15	0.20
	Firmes y duros	0.15	0.20	0.30
<b>Arenas y gravas</b>	Muy sueltas	0.35		
	Sueltas	0.45		
	Compactas	1.00		

Tabla 3.2: Tabla 2.II: Valores del parámetro  $K \cdot \tan \delta$  [3]

Sin embargo, en la GCOC [1], se propone calcular el rozamiento negativo de igual modo que la resistencia por fuste de los pilotes. Por el modelo de Mohr-Coulomb, se dice que: “Cuando no se disponga de información fehaciente, acerca de los valores de  $K_0$ , y/o del ángulo  $\delta$ , se puede suponer:  $K_0 \cdot \tan \delta = 0.3$ ”.

Es posible trasladar estas ideas a los grupos de inclusiones, aunque debemos tener en cuenta el efecto de grupo, que hace que el conjunto tenga una rigidez inferior a la que resulta de la composición de los pilotes aislados. Por este motivo es muy importante definir una buena malla inicial, estableciendo la separación entre filas y columnas.

La malla puede ser cuadrada con una separación  $s$  entre inclusiones de mismo valor tanto para el largo como para el ancho, o bien, la malla puede estar distribuida formando triángulos equiláteros.

Para el caso de una malla cuadrada, con un número de filas  $n$  y de columnas  $m$ , las dimensiones del grupo de inclusiones será:

$$B_g = (n - 1) \cdot s_x + D \quad y \quad L_g = (m + 1) \cdot s_y + D$$

Si la malla es cuadrada:  $s_x = s_y = s$

En el cálculo de asentos del grupo de inclusiones, se deben tener en cuenta los siguientes factores:

- La carga vertical que actúa sobre el grupo.
- Las características geométricas del grupo.
- La deformabilidad general del terreno en la zona de apoyo.
- La deformabilidad local del terreno, en la zona próxima al contacto del terreno con los pilotes (zona de máxima deformación, que tiene unos pocos centímetros de amplitud).

Una vez definida la malla elemental, rectangular o cuadrada, es posible obtener una malla equivalente cilíndrica de radio  $R$ , denominado “radio de influencia”.

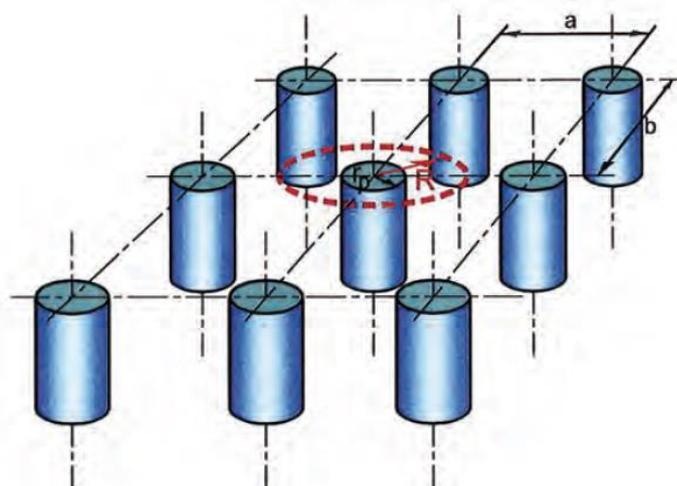


Figura 3.13: Esquema de implantación de un grupo de inclusiones [2]

Siendo:

- $r_p$ : radio de la inclusión
- $a$  y  $b$ : espaciamiento entre inclusiones en los planos x e y (también denominado  $s_x$  y  $s_y$ )
- $R$ : radio de influencia de la inclusión  $R = \sqrt{\frac{ab}{\pi}}$

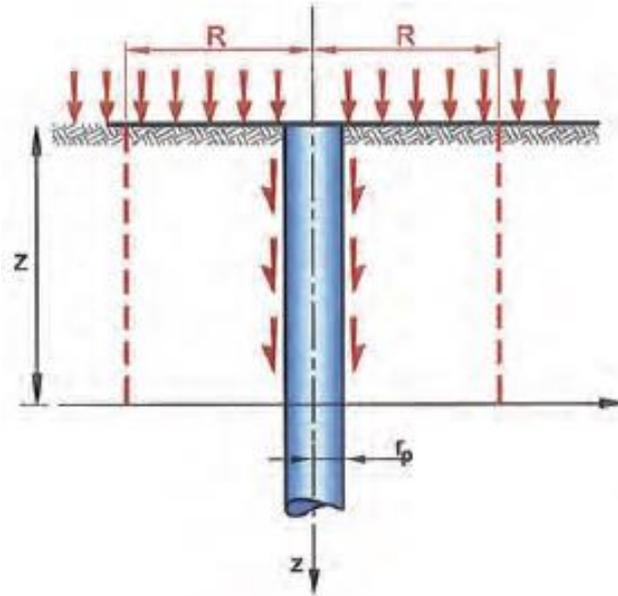


Figura 3.14: Área de influencia de una inclusión del interior del grupo [2]

La determinación de la altura crítica y el cálculo del esfuerzo de rozamiento negativo total, se realizan de la misma manera que para una inclusión aislada, teniendo en cuenta la carga que recae directamente sobre la inclusión además de la carga superficial que pueda actuar sobre su área de influencia.

Se presenta a continuación el modelo propuesto por Combarieu (1985) que permite el cálculo de la profundidad del punto neutro, el rozamiento negativo que se desarrolla a lo largo del fuste de la inclusión y finalmente, el cálculo de asentos [2] y [4]:

$$\frac{d\sigma'_v(z, r_p)}{dz} + \mu(\lambda, R)\sigma'_v(z, r_p) = \frac{d\sigma'_1(z)}{dz}$$

$$\text{con } \mu(\lambda, R) = \frac{\lambda^2}{1 + \lambda - \left(1 + \frac{\lambda R}{r_p}\right) \cdot e^{-\lambda \frac{(R-r_p)}{r_p}}} \cdot \frac{K \tan \delta}{r_p} \quad \text{si } \lambda \neq 0$$

$$\text{y } \mu(0, R) = \frac{2}{\left[\left(\frac{R}{r_p}\right)^2 - 1\right]} \cdot \frac{K \tan \delta}{r_p} \quad \text{si } \lambda = 0$$

Con el objetivo de simplificar el cálculo de los asentos, Combarieu introdujo el concepto de valor medio de la tensión para una profundidad  $z$ , donde la tensión no dependiera de la distancia al eje de la inclusión:  $\sigma'(z, x) = \sigma^*(z)$ . Este valor medio se obtiene como:

$$\sigma^*(z) = q_s^+ + \gamma'z - [q_s^+ + \gamma'z - \sigma(z, r_p)] \cdot \frac{\mu\left(0, \frac{R}{r_p}\right)}{\mu\left(\lambda, \frac{R}{r_p}\right)}$$

Para este caso, tenemos:

$$\sigma'_v(z, r_p) = \frac{\gamma'}{\mu(\lambda, R/r_p)} + e^{-\mu(\lambda, R/r_p) \cdot z} \cdot \left[ q_s^+ - \frac{\gamma'}{\mu(\lambda, R/r_p)} \right]$$

Siendo

- $\sigma'_v(z, r_p)$  es la tensión efectiva a lo largo de la inclusión a una profundidad  $z$
- $\sigma_v^*(z)$  tensión efectiva media a una profundidad  $z$

Una vez conocidas las tensiones en cualquier punto a profundidad  $z$ , es posible calcular los asientos. Es necesario calcular la profundidad del punto neutro,  $h_c$ , profundidad hasta la que actuará el rozamiento negativo.

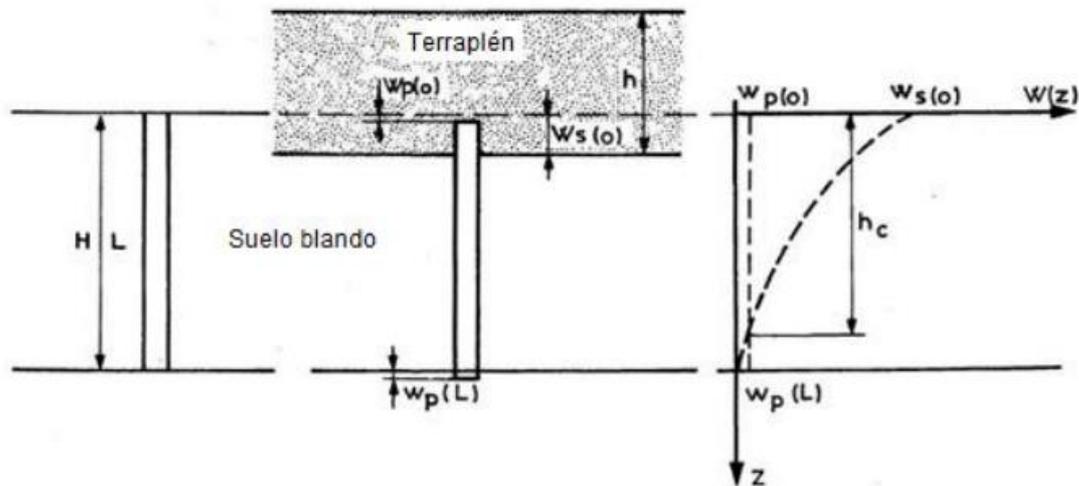


Figura 3.15: Profundidad  $h_c$  a la que se encuentra el punto neutro (Adaptación de Combarieu, 1988) [4]

El valor de esta profundidad  $h_c$  puede obtenerse a partir de la siguiente ecuación:

$$e^{-\mu(\lambda, R/r_p) \cdot h_c} = \frac{\mu(\lambda, R/r_p) h_c - 1}{\mu(\lambda, R/r_p) \frac{q_s^+}{\gamma'} - 1}$$

En la siguiente figura puede verse gráficamente esta relación:

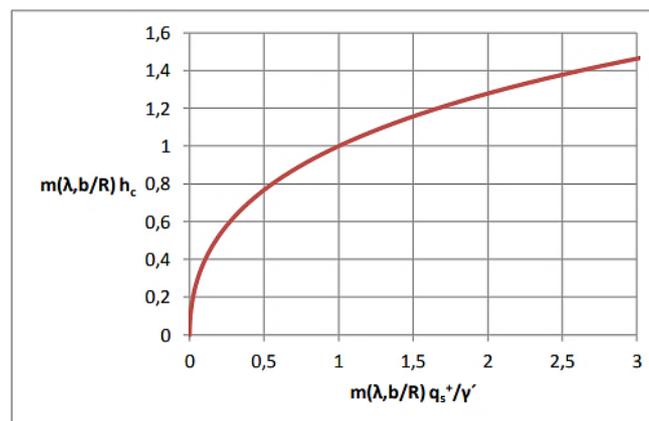


Figura 3.16: Determinación de la altura  $h_c$  [4]

Una vez calculada la altura crítica ( $h_c$ ) tenemos dos casos:

- Si  $h_c < H$ : el rozamiento negativo  $F_N$  aparece hasta la profundidad del punto neutro:

$$F_N = \frac{2\pi r_p \cdot K \tan \phi_r}{\mu(\lambda, R/r_p)} \cdot q_s^+$$

- Si  $h_c \geq H$ : no existe punto neutro, el rozamiento negativo se manifiesta a lo largo de toda la inclusión:

$$F_N = \frac{2\pi r_p \cdot K \tan \phi_r}{\mu(\lambda, R/r_p)} \cdot [\gamma' H + q_s^+ - \sigma'_v(H, r_p)]$$

$$\text{donde } \sigma'_v(z, r_p) = \frac{\gamma'}{\mu(\lambda, R/r_p)} + e^{-\mu(\lambda, R/r_p) \cdot H} \cdot \left[ q_s^+ - \frac{\gamma'}{\mu(\lambda, R/r_p)} \right]$$

Según la GCOC [1], el valor máximo del rozamiento negativo en los pilotes del interior del grupo quedará limitado al valor del peso efectivo del terreno en el interior del grupo. Este valor se puede estimar a través de la siguiente expresión:

$$R_{int,g}^- \leq \left( s_x \cdot s_y - \frac{\pi}{4} D^2 \right) \cdot \gamma \cdot h_c$$

### 3.1.3.2 Tráferencia de cargas en el encepado

Entre los diversos métodos que existen para la evaluación de la transferencia de cargas en los encepados, el proyecto ASIRI [2], propone los métodos siguientes:

- Método de la inclusión ficticia (desarrollado por Combarieu), que se enfoca en una visión homogénea y consistente con el método de evaluación de rozamiento negativo descrito anteriormente, basándose en los mismos principios (efecto de cuelgue sobre columnas ficticias dentro de un terraplén).
- Método de cono de difusión, que desarrolla una visión coherente con los mecanismos desarrollados en los ensayos de los modelos realizados en la cátedra del proyecto AISRI (transferencia de carga por difusión sobre la inclusión).

#### Método de la columna ficticia (Combarieu)

Combarieu (1988) propuso la modelización de la transferencia de cargas sobre las cabezas de inclusión asimilándola al rozamiento negativo que se desarrollaría si las inclusiones se prolongaran de forma ficticia sobre estas, la misma altura  $h_r$ , que es la altura sobre la que se desarrolla el rozamiento negativo. Se puede ver en la Figura 3.17: Modelo de columna ficticia (ASIRI) [2] Figura 3.17.

El parámetro  $h_r$  es igual al espesor  $H_R$  de una capa de relleno o intermedia que soporta una estructura flexible modelada como una carga uniforme de valor  $q_0$ .

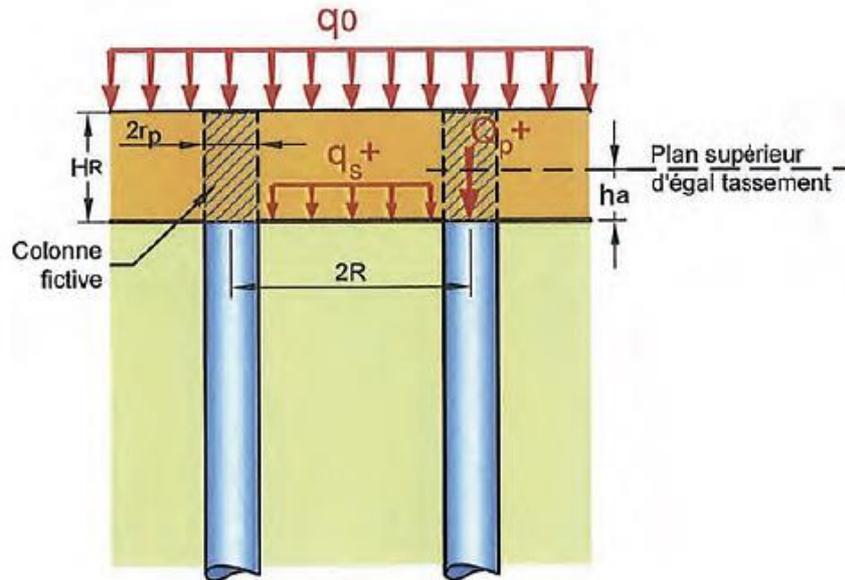


Figura 3.17: Modelo de columna ficticia (ASIRI) [2]

En el caso particular de materiales granulares, se propone conservar el valor de  $K \cdot \tan(\varphi_r) = 1$  (con  $\varphi_r$ : ángulo de rozamiento de la capa de relleno), de donde se obtiene un valor de  $\lambda = 0$  para el coeficiente de rozamiento negativo).

La tensión vertical en el suelo entre las inclusiones es uniforme y viene dada por:

$$q_s^+ = \frac{\gamma_r}{\mu_r} (1 - e^{-\mu_r h_r}) + q_0 \cdot e^{-\mu_r h_r} \quad \text{con} \quad \mu_r = \frac{2r_p K \tan(\varphi_r)}{R^2 - r_p^2}$$

Siendo:

- $r_p$ : radio de la inclusión
- $R$ : radio de influencia de la inclusión

Al aplicar su modelo al terraplén con elementos ficticios de la misma sección transversal que las inclusiones en el suelo compresible, Combarieu propone un enfoque global para el dimensionamiento del refuerzo mediante inclusiones rígidas, con el objetivo de minimizar la tensión aplicada sobre el suelo compresible.

En general, se limita la tensión  $q_s^+$  que aparece en el terreno blando entre las inclusiones, con el objetivo de limitar también los asientos. Al establecer un valor adecuado a la tasa de reducción de tensiones:  $SRR = q_s^+ / (\gamma_r h_r)$ , es posible determinar una geometría de malla adecuada para un radio de inclusión fijo. Cada inclusión estará sometida a un esfuerzo de valor:

$$Q_p^+(0) = (F_N + \pi r_p^2 \gamma_r h_r) \quad \text{donde } F_N \text{ es el valor del rozamiento negativo a lo largo de } h_r$$

Este método presentado por Combarieu presenta el inconveniente de que la tasa de reducción de tensiones, SRR, aumenta con la altura de la capa de terraplén ficticia  $H_R$ . Esto es una contrariedad si comparamos con los modelos o resultados teóricos obtenidos por autores como Hewlett o Kempton, que muestran que esa tasa de reducción de tensiones tiende a un valor límite al alcanzar cierta altura en la capa de relleno.

En el proyecto francés ASIRI, se ha modificado el modelo inicial (Combarieu 2007, 2008), en lo que concierne a la transferencia de esfuerzos entre el terraplén granular y las cabezas de las inclusiones. Se ha introducido una formulación empírica que proporciona el valor de la altura activa  $h_a$ , entre las cabezas de las inclusiones y el plano superior de igual asiento (ver Fig. 3.14), en función de la malla cilíndrica equivalente:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_a}{r_p} = 10 - 0.4 \left( 6 - \frac{R}{r_p} \right)^2 \quad \text{si } \frac{R}{r_p} < 6 \\ \frac{h_a}{r_p} = 10 \quad \text{si } \frac{R}{r_p} > 6 \end{array} \right.$$

Además, también se propone analizar el valor del parámetro  $K \tan(\delta)$ , en el terraplén por correlación empírica:

$$K \tan(\delta) = 1.1 - e^{-\frac{E}{E_0}}$$

Siendo  $E$  el módulo de deformación de la capa granular de espesor  $h_a$  (con  $E_0 = 50 \text{ MPa}$ ).

Las tensiones que quedarán entre las inclusiones se escriben de la siguiente manera:

$$q_s^+ = \frac{\gamma_r}{\mu_r} (1 - e^{-\mu_r h_a}) + \gamma_r (h_r - h_a) \cdot e^{-\mu_r h_a}$$

Si el valor calculado de  $h_a$  es superior al valor de  $H_R$ , se tomará  $h_a = H_R$ .

En general, para los grupos de inclusiones, esta modificación solo supone una pequeña pérdida de eficiencia en cuanto a transferencia de carga respecto a la propuesta de Combarieu de 1988.

Estudiando el conjunto global, observaremos que aparecen tres planos neutros: el primero, en el que se encuentra el punto neutro,  $N$  y donde las tensiones tangenciales debidas al rozamiento lateral son nulas, y el esfuerzo normal es máximo en la inclusión (definido en el apartado 3.1.2). Se definen igualmente otros dos planos neutros situados respectivamente encima de las cabezas de inclusión, a una altura  $h_a$ , y debajo de las puntas de inclusión, como se puede ver en la siguiente ilustración:

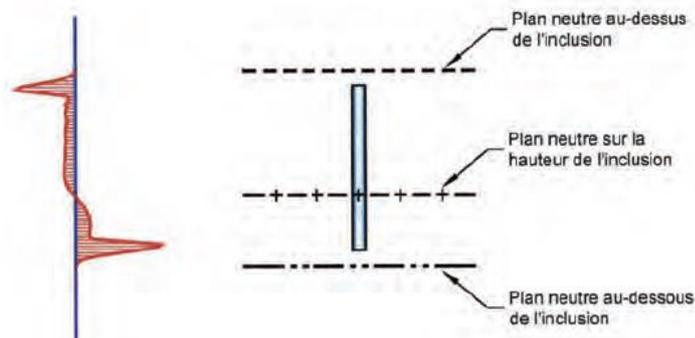


Figura 3.18: Posición de los tres planos neutros determinados a partir del perfil de esfuerzos cortantes [2]

El plano neutro superior es muy interesante, ya que, por encima los asientos son uniformes y la superficie de la capa de relleno granular no sufrirá deformaciones en ‘‘caja de huevos’’. El plano inferior está situado bajo las inclusiones en el suelo portante.

#### Método del cono de difusión

Es posible modelar la transferencia de cargas a través de un cono de difusión que aparece por encima de las cabezas de las inclusiones, con referencia a los mecanismos obtenidos en los distintos experimentos y modelos realizados en la Cátedra del Proyecto francés ASIRI (Chevalier y Al. 2010 y 2011) [2]. Es muy importante conocer los mecanismos de transferencia de carga dependiendo del tipo de obra a estudiar:

- En el caso de un terraplén: la transferencia se realiza siguiendo el modelo de la bóveda, con una inclinación igual al valor del ángulo de rozamiento interno del material que compone el encepado.
- En el caso de una losa o una cimentación sobre el encepado granular: la transferencia de carga se realiza a través del elemento estructural (losa o cimentación) y la columna vertical del encepado situada por encima de la inclusión y, en menor medida, la zona más cercana a esta columna.

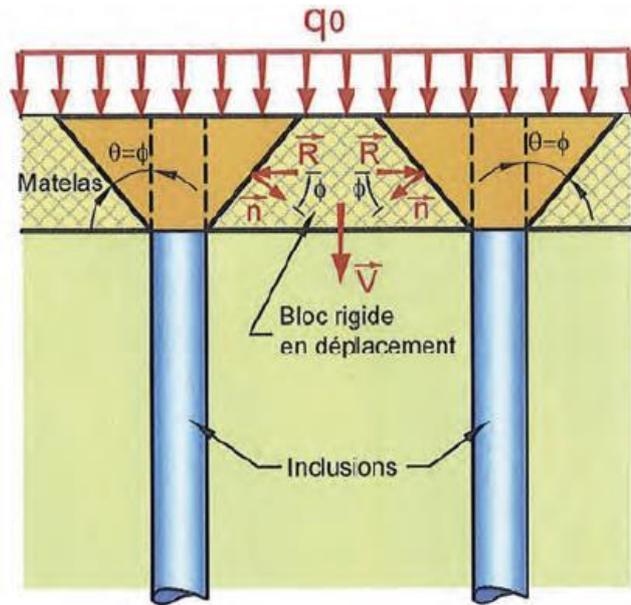


Figura 3.19: Modelo de cono de difusión [2]

Para inclusiones de sección cuadrada y con este método en el proyecto ASIRI [2] se propone lo siguiente:

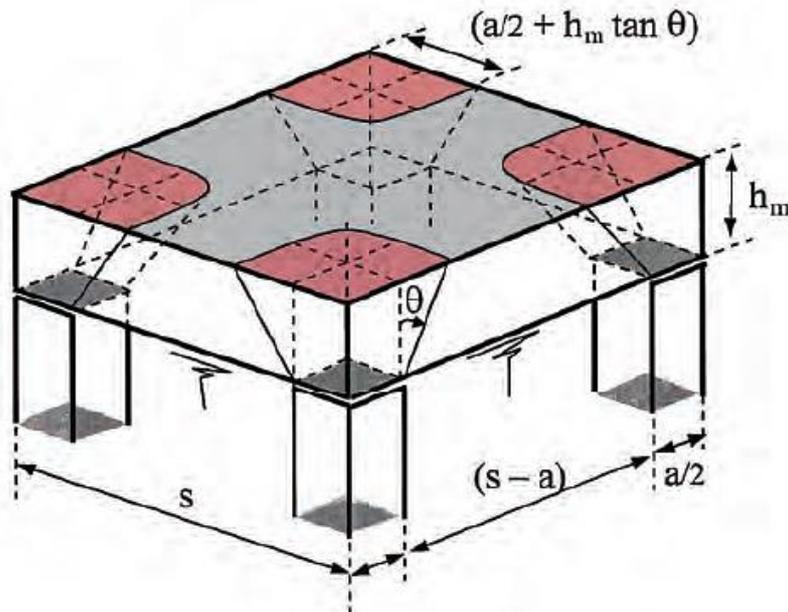


Figura 3.20: Mecanismo de transferencia de carga propuesto en el proyecto ASIRI [2]

Las ecuaciones para la obtención de la carga  $Q_P$ ,  $W_P$ ,  $E$  y  $G$  son las siguientes:

$$Q_P = q(a^2 + 4ah_m \tan \theta + \pi h_m^2 \tan^2 \theta) \text{ para } h_m \leq h^* = \frac{s-a}{2 \tan \theta}$$

$$W_P = \gamma \left[ a^2 h_m + 2ah_m^2 \tan \theta + \frac{\pi}{3} h_m^3 \tan^2 \theta \right] \text{ para } h_m \leq h^* = \frac{s-a}{2 \tan \theta}$$

$$E = \frac{W_P + Q_P}{s^2(\gamma h_m + q)} \quad \text{y} \quad G = \frac{a^2 + 4ah_m \tan \theta + \pi h_m^2 \tan^2 \theta}{s^2}$$

Para inclusiones de sección circular y diámetro  $a$ , se obtiene:

$$W_P = \frac{\gamma\pi h_m}{3} \left[ \left(\frac{a}{2}\right)^2 + \left(\frac{a}{2} + h_m \tan\theta\right)^2 + \frac{a\left(\frac{a}{2} + h_m \tan\theta\right)}{2} \right]$$

$$Q_P = q\pi \left(\frac{a}{2} + h_m \tan\theta\right)^2 \quad \text{para } h_m \leq h^* = \frac{s-a}{2\tan\theta}$$

$$E = \frac{W_P + Q_P}{s^2(\gamma h_m + q)} \quad \text{y} \quad G = \frac{\pi \left(\frac{a}{2} + h_m \tan\theta\right)^2}{s^2}$$

### 3.1.4 Asientos y deformaciones

Lo primero sería calcular los asientos que se producirían en el terreno en ausencia del refuerzo. Si es necesario, el grupo de inclusiones se dimensionará con la intención de reducir el valor de asientos obtenido hasta un valor admisible.

Es muy habitual considerar, además de la eficiencia en términos de carga  $E$ , la eficiencia  $E_{asiento}$ , en términos de asientos. Esta eficiencia se define como:

$$E_{asiento} = 1 - \frac{y_M}{y_0}$$

Siendo:

- $y_M$ : asiento del terreno reforzado con las inclusiones rígidas, evaluado en la superficie del encepado.
- $y_0$ : asiento del terreno sin tratamiento, evaluado a partir de las propiedades mecánicas del terreno.

Los asientos de una cimentación superficial del tipo terraplén, zapata o losa sobre el terreno reforzado por inclusiones rígidas se definen como la suma de dos componentes:

- Asiento del suelo reforzado incluyendo la capa de encepado.
- Asiento de las capas profundas no reforzadas.

#### 3.1.4.1 Asiento del terreno reforzado

A menudo, y siendo este el objetivo principal, el refuerzo con inclusiones rígidas se traduce en una importante reducción de los asientos en toda la zona tratada. Esta reducción depende de la malla de inclusiones y de las características de la capa granular de reparto de cargas (espesor, deformabilidad y presencia eventual de algún elemento estructuras como una geomalla).

La reducción de asientos se debe a un reparto sustancial de la carga aplicada sobre las inclusiones. Este reparto de carga se produce a dos niveles:

- Concentración de carga en las cabezas de las inclusiones.
- Un efecto de rozamiento negativo del suelo compresible sobre la inclusión.

Sabiendo que una parte muy importante de las cargas se traslada a las inclusiones, y estas tienen gran rigidez, la reducción de los asientos será aún mayor, ya que las inclusiones se apoyan sobre un terreno horizontal con capacidad portante alta.

Será muy importante distinguir entre las inclusiones flotantes y las que descansan sobre el estrato resistente.

En caso de terreno evolutivos (tierra vegetal), la tensión residual aplicada sobre el terreno puede provocar asientos de fluencia y limitar el fenómeno de cuelgue.

Con el dato de la altura  $h_c$  calculado a través del método de Combarieu (explicado en el punto 3.1.3.1), es posible calcular los asientos del terreno blando. Es necesario distinguir entre dos casos [4]:

- Si  $h_c < H$ :

La tensión efectiva media a lo largo de toda la altura  $h_c$  viene dada por:

$$\sigma^* = \left[ 1 - \frac{\mu\left(0, \frac{R}{r_p}\right)}{\mu\left(\lambda, \frac{R}{r_p}\right)} \right] \cdot \left[ \frac{\gamma' h_c}{2} + q_s^+ \right] + \frac{\mu\left(0, \frac{R}{r_p}\right) \cdot q_s^+}{\mu^2\left(\lambda, \frac{R}{r_p}\right) \cdot h_c}$$

El asiento para un terreno homogéneo normalmente consolidado en esta zona viene dado por la siguiente ecuación:

$$\frac{\Delta h_c}{h_c} = \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \log \frac{2\sigma^*}{\gamma' h_c}$$

Siendo:

$\Delta h_c$  asiento del estrato blando hasta la profundidad  $h_c$

$C_c$  índice de compresión del suelo blando y  $e_0$  el índice de poros inicial del terreno blando.

- Si  $h_c \geq H$ :

La tensión efectiva media a lo largo en toda la altura  $H$  (o  $L$  (longitud de las columnas si se ha propuesto una mejora con columnas flotantes)) viene dada por la siguiente ecuación:

$$\sigma^* = \left[ 1 - \frac{\mu\left(0, \frac{R}{r_p}\right)}{\mu\left(\lambda, \frac{R}{r_p}\right)} \right] \cdot \left[ \frac{\gamma' H}{2} + q_s^+ \right] + \frac{\mu\left(0, \frac{R}{r_p}\right)}{\mu^2\left(\lambda, \frac{R}{r_p}\right)} \cdot \left[ \gamma' + \frac{q_s^+}{H} - \frac{\sigma'_v(H, r_p)}{H} \right]$$

Y el asiento que se produce vendrá dado por:

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \log \frac{2\sigma^*}{\gamma' H}$$

### 3.1.4.2 Asientos en las capas profundas no reforzadas

Las inclusiones actúan como elemento de transferencia de carga en profundidad. La sobrecarga, transferida a la base de las inclusiones, pueden provocar asientos en las capas subyacentes que no han sido reforzadas, de forma parecida a los asientos que se producen bajo un grupo de pilotes.

Sin embargo, se debe especificar que las capas profundas son generalmente poco compresibles y, por tanto, los asientos serán pequeños.

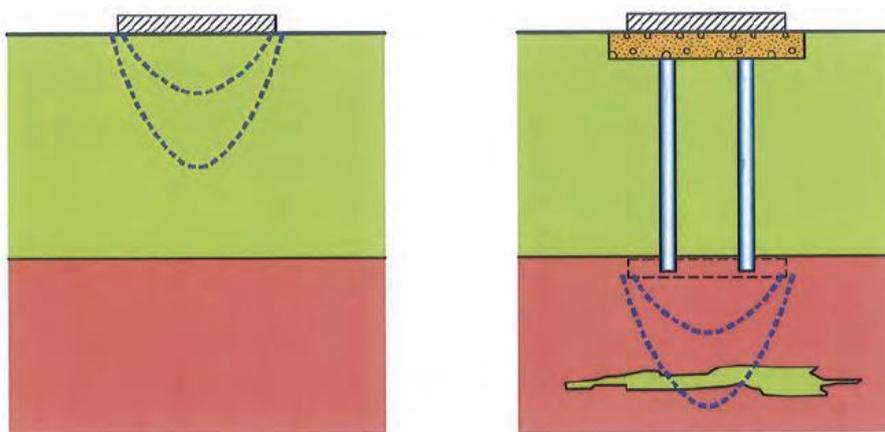


Figura 3.21: Verificación de los asientos en capas profundas

## 3.2 Modelos de cálculo

### 3.2.1 Métodos analíticos

Los métodos analíticos son fáciles de implementar y dan solución a las situaciones más comunes que se pueden presentar: casos de mallas de inclusiones colocadas en el centro de las zonas reforzadas y sometidas a cargas uniformes y verticales. El principal objetivo sería calcular el asiento promedio del grupo de inclusiones una vez realizado el refuerzo, para poder estimar, a posteriori, la carga máxima aplicada sobre las inclusiones.

Con estos métodos es posible estimar la distribución de esfuerzos entre el terreno y las inclusiones, los asentamientos y los desplazamientos horizontales.

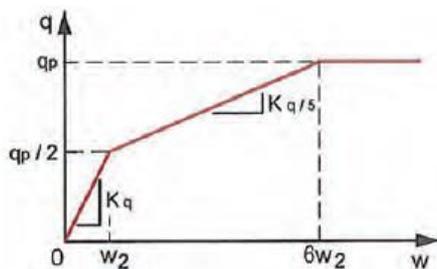
Cada modelo puede utilizarse para las comprobaciones ELU y ELS siempre que informe sobre:

- El comportamiento de una inclusión aislada cargada en la cabeza, comparable al estimado utilizando las leyes de Frank y Zhao para la fricción y la punta.
- En el caso de una obra, el comportamiento del terreno en ausencia de las inclusiones en términos de asentamientos y resistencia límite, basando las predicciones en los métodos clásicos: métodos presiométrico o penetrómetro para zapatas y método edométrico y cálculo de estabilidad en el caso de terraplén o losa de cimentación.

En concreto se estudiarán tres métodos diferentes donde hay que definir una serie de elementos o consideraciones que son comunes a todos ellos:

- Se admite que no se alcanza la plastificación de material de la inclusión. Este material se caracteriza por un módulo de elasticidad  $E$  y una resistencia de cálculo.
- Módulo de deformación. El módulo de Young del encepado depende del grado de compactación y varía con el estado y evolución de las tensiones.
- El módulo de deformación aparente que se utiliza para el suelo compresible es el módulo edométrico  $E_{oed}$ , calculado como un módulo secante entre los niveles de tensión inicial y final teniendo en cuenta los esfuerzos aplicados.
- Leyes de comportamiento suelo-inclusión. De forma general, adoptamos que las leyes de comportamiento entre el suelo y la inclusión son la diferencia entre el desplazamiento de la inclusión y el desplazamiento del suelo:  $w(z) = y_p(z) - y_s(z)$ .
  - Esfuerzos en el pie de la inclusión

Se adopta la ley de comportamiento semi-empírica de Frank y Zhao, 1982.



$$k_q = \frac{m_q E_M}{D_p}$$

Donde  $D_p$  es el diámetro equivalente en la punta de la inclusión

Los valores de  $m_q$ , dependen del tipo de suelo y el modo de implementación de las inclusiones. Viene dados por la tabla 3.I (Frank y Zhao, 1982):

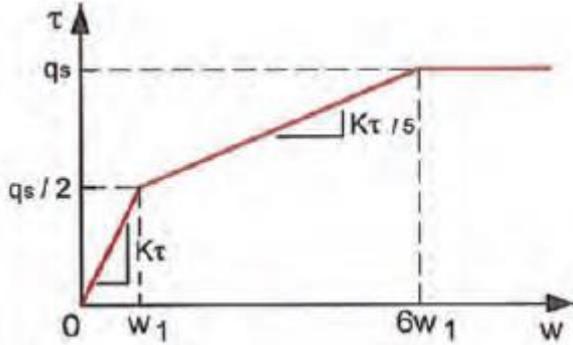
Tipo de suelo	Tipo de pilote		
	Hincado cerrado	Hincado abierto	Perforado
Limos, arcillas	11	11	11
Arenas, gravas	14	11	4.8

Caliza	4.8	11	11
Caliza arcillosa	4.8	11	11
Margas	4.8	11	11

Tabla 3.3: Tabla 3.I: Valores de  $m_q$  [2]

- Esfuerzos de rozamiento lateral

Las curvas empíricas establecidas por Frank y Zhao, 1982 para pilotes perforados sobre suelos finos o granulares, describen bien las interacciones que se desarrollan sobre el fuste de la inclusión. Es posible aplicarlas tanto para el rozamiento positivo como para el negativo.



$$k_{\tau} = \frac{m_{\tau} E_M}{D_s}$$

Donde  $D_s$  es el diámetro equivalente del fuste de la inclusión.

Los valores de  $m_{\tau}$  dependen del tipo de suelo y el modo de implementación de las inclusiones. Viene dados por la tabla 3.II (Frank y Zhao, 1982):

Tipo de suelo	Tipo de pilote		
	Hincado cerrado	Hincado abierto	Perforado
Limos, arcillas	2	2	2
Arenas, gravas	3	2	0.8
Caliza	0.8	2	2
Caliza arcillosa	0.8	2	2
Margas	0.8	2	2

Tabla 3.4: Tabla 3.II: Valores de  $m_{\tau}$  [2]

Existen otras expresiones para la ley  $\tau - w$  (tensión-deformación) propuestas por otros autores.

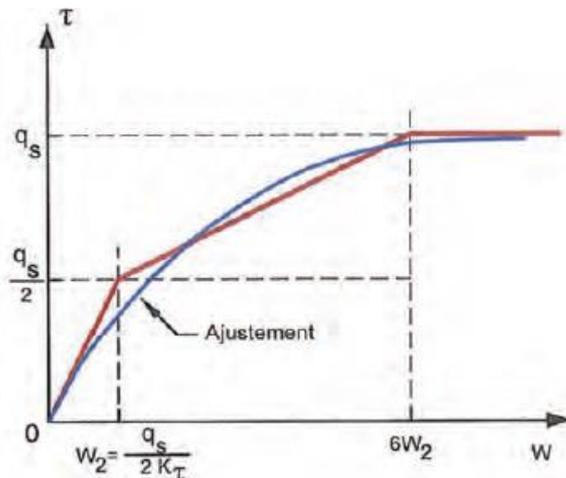
Combarieu (1988) propuso una expresión analítica a partir de las leyes de Frank y Zhao.

- Ley en la punta de la inclusión:

$$w = -\frac{D_p q_p}{m_q E_M} \ln\left(1 - \frac{q}{q_p}\right)$$

- Ley de rozamiento lateral:

$$w = -\frac{D_s q_s}{m_{\tau} E_M} \ln\left(1 - \frac{\tau}{q_s}\right)$$



○ Esfuerzos en la cabeza de la inclusión

El esfuerzo en la cabeza de inclusión está calculado considerando el desarrollo del rozamiento negativo sobre la columna ficticia prolongando la cabeza de inclusión. La ley de comportamiento puede asimilarse a la propuesta por Frank y Zhao para un suelo granular adoptando:

El valor  $m_\tau = 2$  y  $q_s = K \cdot \tan(\delta) \cdot \sigma'_v$ ; con  $K \cdot \tan(\delta) = 1$  y  $\sigma'_v$  la tensión vertical efectiva en el encepado.

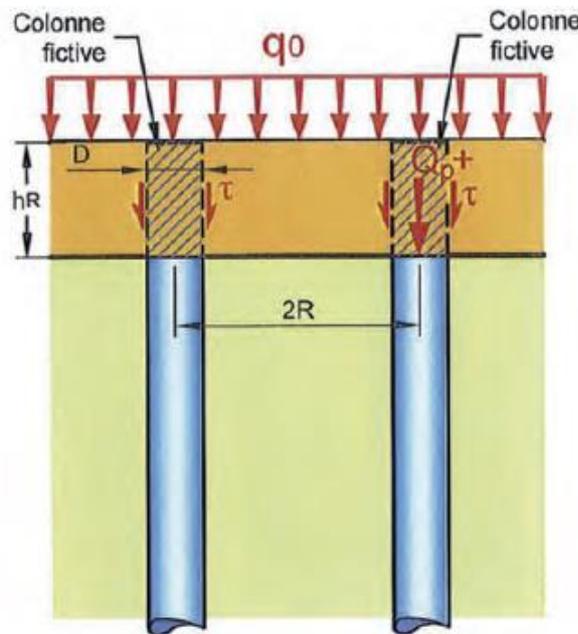


Figura 3.22: Esfuerzos en la cabeza de la inclusión [2]

La celda elemental se asimila a un cilindro de eje coincidente con el de la inclusión y de sección circular, de igual área que la sección de la malla.

Se deduce que la deformación lateral y las tensiones tangenciales son nulas en la periferia del cilindro y el esfuerzo total aplicado por la estructura se calcula en cada profundidad, en cada sección horizontal añadiendo los pesos propios de las tierras y las inclusiones.

Se considera que a una profundidad dada los asentamientos y las tensiones verticales en el terreno son uniformes.

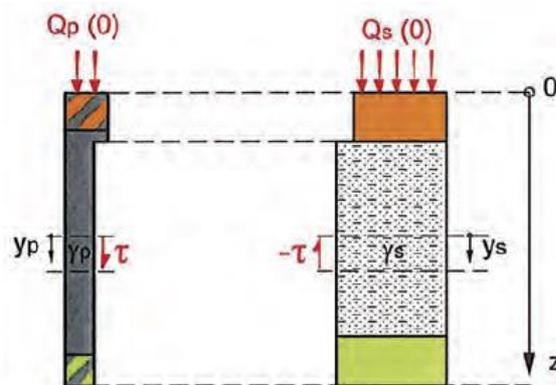


Figura 3.23: Modelo de célula elemental alrededor de la inclusión

Las ecuaciones de equilibrio expresan la variación de los esfuerzos con la profundidad, en cualquier sección horizontal del modelo en la inclusión (3.1) y en el suelo (3.2):

$$dQ_p(z) = (P \cdot \tau + \gamma_p \cdot A_p) dz \quad (3.1)$$

$$dQ_s(z) = (-P \cdot \tau + \gamma_s \cdot A_s) dz \quad (3.2)$$

Donde

- $\tau$ : tensión de corte desarrollada en el contacto suelo/inclusión.
- $\gamma_s$ : peso específico del suelo al nivel considerado.
- $\gamma_p$ : peso específico de la inclusión al nivel considerado.
- $P$ : Perímetro de la inclusión.
- $A_p, A_s$ : secciones de la inclusión y el suelo al nivel considerado.

El asiento de la inclusión y el asiento promedio del suelo satisfacen las ecuaciones siguientes respectivamente:

$$dy_p(z) = \frac{Q_p(z)}{A_p E_p} \cdot dz \quad (3.3)$$

$$dy_s(z) = \frac{Q_s(z)}{A_s E_s} \cdot dz \quad (3.4)$$

Donde

- $E_p(z)$  es el módulo de Young del material que constituye la inclusión.
- $E_s(z)$  módulo de deformación aparente del suelo para la carga aplicada, evaluado a partir de un comportamiento edométrico.
- El comportamiento del esfuerzo de rozamiento es descrito en cada profundidad por una función de transferencia, que expresa la dependencia de los esfuerzos tangenciales con el desplazamiento relativo  $w(z)$ , diferencia entre el desplazamiento de la inclusión y el desplazamiento del suelo:

$$\tau(z) = f((y_p(z) - y_s(z))) \quad (3.5)$$

Para la resolución del sistema de ecuaciones no lineal constituido por las ecuaciones (3.1) a (3.5), es necesario establecer condiciones de contorno. Estas condiciones serán usualmente del tipo "rigidez", es decir, se dan valores fijos de la relación carga/desplazamiento tanto en la cabeza como en la punta de las inclusiones.

- La carga total aplicada en la cabeza del modelo,  $Q(-h_R)$
- Fracción de esta carga total a la altura de la cabeza de inclusión:

$$E_{QP} = \frac{Q_p(-h_R)}{Q(-h_R)}$$

- En el caso de un terraplén sometido a una carga uniforme, el factor  $E_{QP}$  es la relación entre la superficie de la cabeza de inclusión y la superficie de la malla (área de influencia).
- En el caso de una cimentación, el valor del factor  $E_{QP}$  se establece buscando la igualdad de asientos en superficie entre  $y_p(-h_R)$  y  $y_s(-h_R)$ .

A continuación, se estudiarán los siguientes modelos analíticos:

- Modelo de Combarieu (1990)
- Modelo propuesto por Glandy y Frossard (2002).
- Modelo propuesto por Simon (2010)

**3.2.1.1 Modelo de Combarieu (1990)**

Permite estimar la carga límite  $Q_L$  y los asentos de la cimentación situada sobre las inclusiones rígidas, sometida a una carga centrada, interpolando entre una zapata aislada y una zapata que funciona como cimentación mixta.

Suponemos un espesor de terreno reforzado de  $(H + h_R)$  y un ancho para la zapata de  $2R$ . Tenemos los siguientes casos:

- (1) Cimentación rígida superficial.
- (2) Cimentación rígida superficial sobre inclusiones.
- (3) Cimentación mixta donde zapata e inclusiones participan en el reparto de esfuerzos.

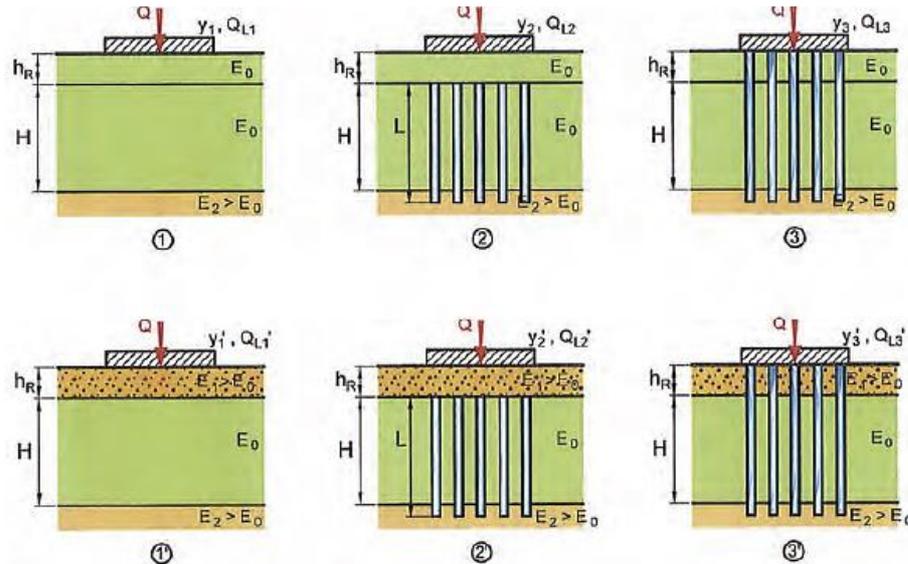


Figura 3.24: Configuración de los tres tipos de cimentación

La diferencia entre los casos (1), (2), (3) y los casos (1'), (2') y (3') es que el espesor del encepado es sustituido por terreno natural en los primeros casos.

Calculando a partir de ensayos presiométricos:

- Para el caso (1) la carga admisible  $Q_{L1}$  y el asiento bajo la carga  $y_1$
- Para el caso (3) la carga admisible  $Q_{L3}$  y el asiento bajo la carga  $y_3$
- Para el caso (2), se puede considerar que si la distancia  $h_R$ , sobrepasa  $2R$ , las inclusiones no mejoran la capacidad portante de la zapata.
  - o Se propone calcular la capacidad portante como:

- Si  $h_R < 2R$  
$$Q_{L2} = Q_{L1} + 1/4 \cdot \left(2 - \frac{h_R}{R}\right)^2 \cdot (Q_{L3} - Q_{L1})$$
- Si  $h_R > 2R$  
$$Q_{L2} = Q_{L1}$$

La sustitución del terreno natural por material granular de encepado hace que mejore la capacidad portante. Por un lado, mejora la capacidad bajo la cimentación, pero por otro lado resta, debido a la extensión limitada de este encepado. Por tanto, a menudo se desprecia esta mejora en la resistencia.

Para el cálculo de los asentos, en el caso (2) o (2') de la zapata sobre inclusiones rígidas, puede obtenerse introduciendo un módulo equivalente sobre el espesor  $(H + h_R)$ . Así se reduce el cálculo de asentos al de una zapata superficial sobre un terreno equivalente.

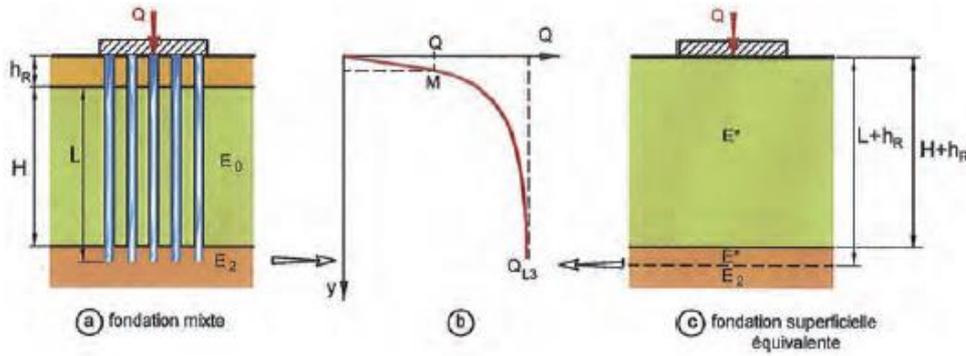


Figura 3.25: Principio del módulo equivalente

El método original de Combarieu (1990) debe completarse con dos etapas adicionales con las que se calculan las solicitaciones en las inclusiones.

- **Etap 1:** consiste en establecer un perfil de asientos a lo largo de la inclusión que dependa de los asientos en la cabeza  $y_s(-h_R)$ . La carga aplicada bajo la cimentación (de ancho  $2R$ ), permite establecer el asiento de suelo bajo la cimentación suponiendo comportamiento presiométrico. El principio se basa en reemplazar el módulo presiométrico  $E_M$ , de cada capa de espesor  $R$  por un valor muy grande, que establece por diferencia la aportación del asiento de esa capa al sientto global. La composición de los asientos en cada capa establece el perfil de asientos  $y_s(z)$ .
- **Etap 2:** el asiento determinado para cada punto  $y_s(z)$  en la etapa 1, permite establecer el valor de la carga  $Q_P(-h_R)$  que se aplicará en la cabeza de la columna para obtener un asiento igual a  $y_s(-h_R)$ . Este cálculo también determina los esfuerzos axiales a lo largo de la inclusión  $Q_P(z)$ .

Para validar el modelo, es necesario verificar que las tensiones obtenidas en la cabeza de la inclusión son compatibles con:

- Las características de resistencia tangencial del material del encepado.
- La tensión admisible de la columna.
- La geometría del encepado teniendo en cuenta los efectos de borde.

NOTA: Este método ignora los asientos del encepado granular debido a la concentración de tensiones en la cabeza de las inclusiones, pero estos asientos podrían tener un valor significativo.

### 3.2.1.2 Modelo de Glandy y Frossard (2002)

Tiene por objeto el estudio del comportamiento de una zapata sobre inclusiones rígidas sometida a una carga vertical. El problema se descompone en dos dominios:

- (1) Dominio “*pilote*”, constituido por las inclusiones y el volumen de suelo prolongado hasta la parte inferior o superior del modelo. Este dominio se compone de  $n$  elementos idénticos y para los cuales se supone un comportamiento semejante.
- (2) Dominio “*suelo*”, el complementario al dominio anterior. Se encuentra por encima del dominio “*pilote*”.

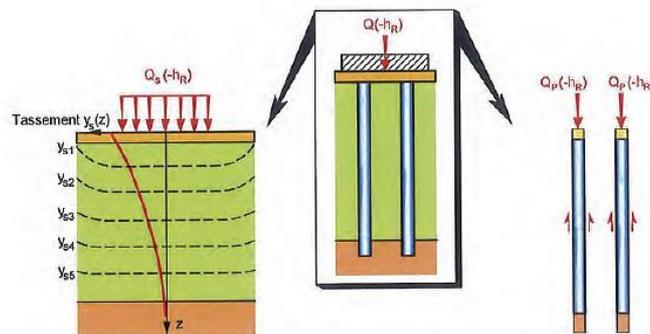


Figura 3.26: Descomposición del problema en los dos dominios

La interacción entre ambos dominios, dominio “pilote” y dominio “suelo”, está completamente descrito por las tensiones tangenciales  $\tau$  que se desarrollan en el contacto y por las condiciones de contorno en la base del dominio “pilote”.

El método supone que los asientos bajo la zapata son los mismos en ambos dominios.

Este método necesita de un cálculo iterativo para asegurar la coherencia de los cálculos realizados en cada dominio, desde el punto de vista de los asientos y esfuerzos de interacción. Permite la estimación del perfil completo de asientos tanto en la columna como en el suelo bajo la zapata a partir de una hipótesis inicial de reparto de la carga vertical total  $Q$  entre el dominio suelo ( $Q_s$ ) y el dominio pilote ( $n \cdot Q_p$ ).

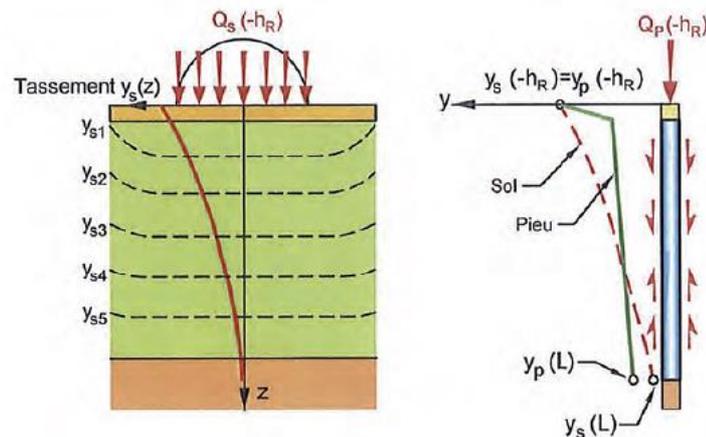


Figura 3.27: Principio de cálculo iterativo del Modelo de Glandy y Frossard

A partir de la carga  $Q_s(-h_R)$  que supuestamente se transmite al suelo por debajo de la cimentación, el perfil de asientos  $y_s(z)$  es posible calcularlo combinando el método presiométrico y el sugerido por Combarieu (1988); este perfil de asientos también nos ayuda a conocer el desplazamiento máximo del dominio suelo en la base de las inclusiones  $y_s(L)$ .

Hay que iterar en el cálculo de desplazamientos para obtener iguales asientos en la cabeza de ambos dominios:

$$y_s(-h_R) = y_p(-h_R)$$

Hay que iterar en el cálculo de la carga que actúa sobre el dominio suelo, de manera que sumando esta carga y las  $n$  cargas aplicadas sobre las columnas rígidas sumen la carga total aplicada sobre la cimentación.

$$Q(-h_R) = n \cdot A_p \cdot Q_p(-h_R) + Q_s(-h_R) \cdot (S - n \cdot A_p)$$

Donde:

- $A_p$ : área de la sección de la cabeza de la columna
- $S$ : área de la cimentación

### 3.2.1.3 Modelo propuesto por Simon (2010)

La modelización consiste en asemejar el volumen de terreno mejorado por inclusiones a un monolito homogéneo equivalente. Se analiza sucesivamente:

- La interacción entre las inclusiones en el interior del terreno reforzado con la finalidad de establecer las propiedades del monolito homogéneo equivalente.
- A continuación, la interacción del monolito con la masa de suelo que lo rodea.

El monolito estudiado será un prisma de eje vertical, circunscrito por la cimentación y de misma sección transversal: incorpora la capa de transferencia de cargas, la capa de suelo reforzado por las inclusiones y la parte superior del conjunto, donde se anclan las inclusiones.

El estudio comprende tres etapas sucesivas, que se realizan a partir de los métodos habituales para el cálculo de cimentaciones profundas:

- Métodos analíticos para el estudio de un pilote aislado en el centro de una celda elemental de refuerzo, bajo solicitaciones verticales, utilizando funciones de transferencia que determinan la fuerza de rozamiento y el esfuerzo máximo alrededor de la inclusión.
- Modelos axisimétricos de elementos finitos.

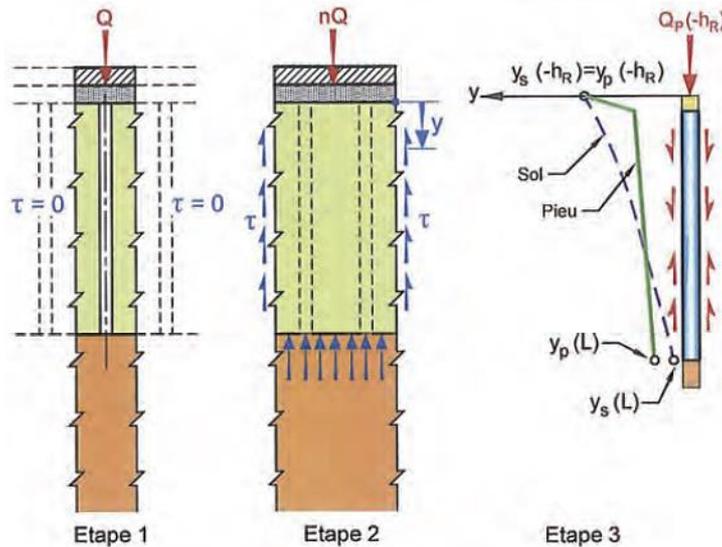


Figura 3.28: Proceso por etapas para el Modelo de Simon

**ETAPA 1:** El estudio del comportamiento bajo carga vertical de una célula básica sin interacción con la zona circundante (es el caso de una célula situada en el centro de una malla de múltiples células idénticas), sirve para establecer la posición del plano horizontal bajo la punta de la inclusión donde los asientos del terreno son uniformes (plano neutro inferior).

El asiento medio entre la cara superior de la célula (bajo la zapata) y el plano neutro inferior, permite evaluar el módulo de deformación aparente,  $E^*$ , de la célula unitaria bajo carga vertical.

**ETAPA 2:** El estudio del monolito vertical de módulo  $E^*$  asimilado a un pilote aislado en interacción con la masa de terreno circundante (no reforzado), sometido a una carga vertical  $Q$ , establece el perfil de asientos medios del monolito,  $y_s(z)$ , teniendo en cuenta, la fuerza de rozamiento sobre el perímetro del monolito.

Los asientos obtenidos en la cabeza,  $y_s(-h_R)$ , son inferiores a los de la célula unitaria estudiada en la Etapa 1, debido al reparto de tensiones que se produce a través del rozamiento con el terreno circundante.

**ETAPA 3:** La curva de cargas de una inclusión suponiéndola aislada en una masa de terreno, sometida a un asiento impuesto  $y_s(z)$ , permite establecer el valor de la carga  $Q_p(-h_R)$  a aplicar en la cabeza de la columna para obtener un asiento igual a  $y_s(-h_R)$ . Según este cálculo, el rozamiento en cada punto de la inclusión está relacionado con el desplazamiento relativo  $[y_p(z) - y_s(z)]$ . Cada valor de la carga  $Q_p(-h_R)$  determina la distribución de esfuerzos axiales  $Q_p(z)$  en la inclusión real.

Conociendo la resultante de la carga vertical a cualquier profundidad en el monolito (Etapa 2) y el esfuerzo cortante en el dominio “pilote” (Etapa 3), es posible calcular la tensión en cualquier punto del dominio “suelo” y realizar las comprobaciones necesarias para verificar los resultados (capa de transferencia de cargas y rozamiento negativo).

### 3.2.2 Métodos numéricos (MEF)

El método de elementos finitos es un método numérico basado en la discretización o división del objeto de estudio en un número discreto de elementos conectados entre sí por un cierto número de puntos denominados “nodos”. Al conjunto de elementos en que se ha dividido el elemento mayor, se denomina malla. Además de los nodos, en cada elemento existen los llamados puntos de tensión (de Gauss), donde se calculan las tensiones.

El comportamiento de un punto cualquiera dentro de cada elemento estará regido por el desplazamiento de sus nodos, que actúan según las denominadas “funciones de forma”.

Este método permite estudiar el comportamiento de un modelo discretizado en términos de tensiones y deformaciones sometido a cargas externas.

La solución del problema que se obtiene es aproximada, y la precisión en los resultados depende de:

- El modelo de comportamiento de terreno que se aplique.
- Los parámetros de resistencia y deformabilidad que se introduzcan en el modelo además de las condiciones de contorno.
- La discretización que se realice sobre el modelo; los tipos de elementos que se utilicen (número de nodos y geometría de los elementos).

Si hablamos del método de elementos finitos aplicado a modelos bidimensionales, estaremos suponiendo comportamiento en tensión o deformación plana, dependiendo de la geometría y las cargas aplicadas.

Los modelos en 2D se discretizan mediante elementos triangulares o cuadrados, y en concreto, en el programa Plaxis, la malla puede estar formada por elementos triangulares de 6 o 15 nodos.

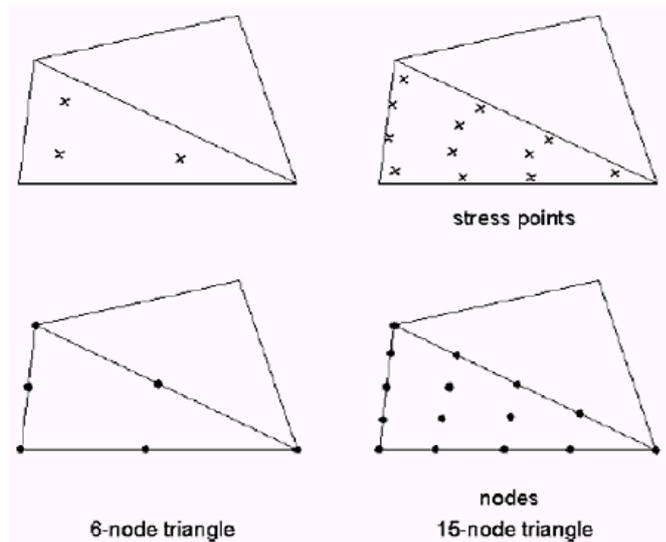


Figura 3.29: Elementos triangulares de 6 y 15 nodos de malla en 2D

El desplazamiento de un punto cualquiera dentro de cada elemento ( $\delta$ ) estará regido por el desplazamiento de cada uno de sus nodos ( $U$ ), que actúan según funciones de forma ( $N$ ).

$$\delta^e = N \cdot U^e$$

Las funciones de forma ( $N$ ) definirán de manera única el estado de  $\varepsilon$  dentro del elemento en función de los desplazamientos  $U$ .

$$\varepsilon^e = L\delta^e = LNU^e = BU^e$$

Siendo  $B$  la matriz de deformación o las derivadas de las funciones de forma.

Conocida  $\varepsilon$  y a partir de las propiedades constitutivas del material, pueden obtenerse las tensiones.

$$\sigma^e = D\varepsilon^e = DBU^e$$

Siendo  $D$  la matriz constitutiva del material.

Finalmente se determina un sistema de fuerzas que actúan concentradas en los nodos, de manera que se equilibren las tensiones, resultando una relación entre fuerzas y desplazamientos con la siguiente estructura:

$$P^e = KU^e$$

Siendo  $K$  a matriz de rigidez del elemento.  $K = \int B^T DB dv$ .

Las ecuaciones de equilibrio global se obtienen de la suma de los sistemas de ecuaciones de cada uno de los elementos.

$$P = KU$$

El programa Plaxis se subdivide a su vez en cuatro subprogramas: Input, Calculations, Output y Curves.

- Input: Es donde se crea el modelo: la geometría, materiales, parámetros, cargas aplicadas, condiciones de contorno y mallado.
- Calculations: se definen las fases y el modo de cálculo que se emplea. Y se ejecuta el cálculo.
- Output: aquí se muestran gráficamente los resultados obtenidos del cálculo.
- Curves: Almacena los resultados obtenidos en nodos o puntos de Gauss seleccionados previamente para poder representar gráficamente la evolución de tensiones, deformaciones y coeficientes de seguridad.

En lo que respecta a los modelos de comportamiento del terreno, Plaxis implementa varios [5]:

- Modelo elástico: Es el modelo más simple y está basado en la Ley de Hooke para materiales isotrópicos con comportamiento elástico lineal. En la ley de Hooke las tensiones y deformaciones se relacionan a través de dos parámetros: Módulo de Young ( $E'$ ) y Coeficiente de Poisson ( $\nu'$ ).

El comportamiento se determina considerando que las deformaciones  $\varepsilon$  son recuperables, no existe dilatación ni se alcanza la rotura del material, es decir, las tensiones pueden aumentar indefinidamente sin producir cambios en las propiedades del material ni alcanzar el colapso.

No es el modelo ideal para reflejar adecuadamente el comportamiento de un suelo, pero si puede ser interesante usarlo para materiales como el hormigón.

- Modelo de Mohr-Coulomb: El comportamiento de los suelos no es lineal cuando se someten a incrementos de tensiones o fuerzas. El modelo de Mohr Coulomb es un modelo simple y que simula muy bien el comportamiento lineal elasto-plástico perfecto y puede ser utilizado para obtener una primera aproximación del comportamiento de un suelo.

El principio de la elasto-plasticidad se basa en que las deformaciones pueden descomponerse en una parte elástica (deformaciones recuperables) y en otra parte plástica (no recuperables).

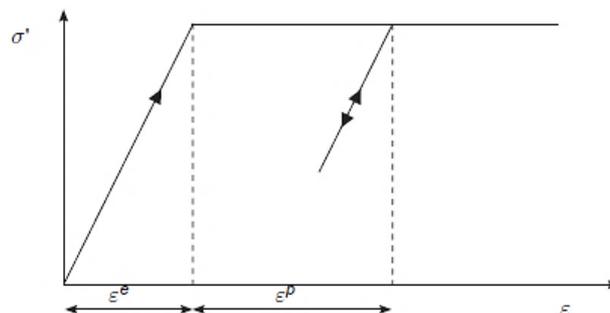


Figura 3.30: Ley  $\sigma - \varepsilon$  del comportamiento elasto-plástico perfecto [5]

Los parámetros que se requieren para implementar este modelo son: Módulo de Young ( $E'$ ), Coeficiente de Poisson ( $\nu'$ ), ángulo de rozamiento interno ( $\phi$ ), cohesión ( $c$ ) y ángulo de dilatación ( $\psi$ ).

Este modelo se basa en la Teoría de la Plasticidad y la rotura del terreno se alcanza cuando el material plastifica. En este caso, se trata de plasticidad no asociada y, por tanto, a partir del colapso del terreno, el comportamiento queda gobernado por una ley de fluencia, donde entra en juego la dilatación. Para plasticidad no asociada, los ángulos de rozamiento interno ( $\phi$ ) y de dilatación ( $\psi$ ) tienen diferente valor.

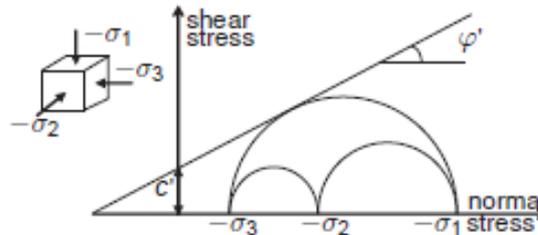


Figura 3.31: Criterio de rotura de Mohr Coulomb en tensiones efectivas [5]

Las superficies de fluencia, en el espacio de tensiones principales, son seis y forman un cono piramidal. Dentro del cono el comportamiento es elástico, en la superficie del cono, se presenta el comportamiento plástico y al rebasar esa superficie cónica es cuando el terreno alcanza el colapso. También puede observarse que si dividimos el tensor de tensiones en parte esférica (responsable de las deformaciones volumétricas) y desviadora (responsable del cambio de forma), observamos el material, con este modelo solo puede alcanzar el colapso por el incremento de la tensión desviadora, no se ve afectado por los cambios de volumen.

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin\phi - c \cos\phi \leq 0$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\sin\phi - c \cos\phi \leq 0$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin\phi - c \cos\phi \leq 0$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\phi - c \cos\phi \leq 0$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin\phi - c \cos\phi \leq 0$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\sin\phi - c \cos\phi \leq 0$$

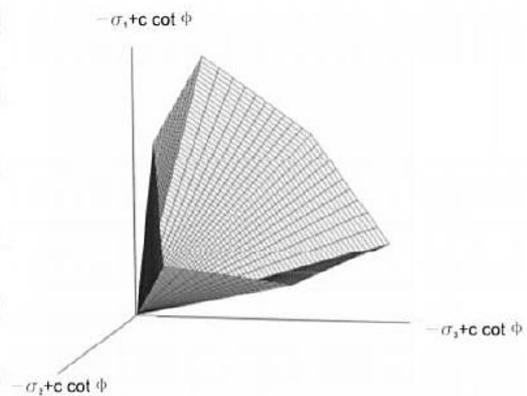


Figura 3.32: Superficies de fluencia de Mohr Coulomb en el espacio de tensiones principales [5]

- Modelo de Hardening Soil: La ley  $\sigma - \varepsilon$  presenta una forma hiperbólica. El Módulo de Young en este caso no es constante y se divide en tres módulos diferentes: módulo de carga ( $E_{50}$ ), de descarga ( $E_d \sim 3E_{50}$ ) y módulo edométrico ( $E_{oed}$ ).

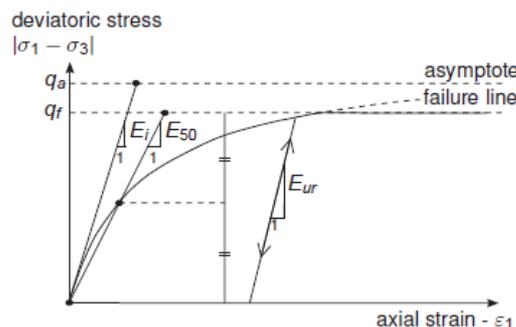


Figura 3.33: Ley  $\sigma - \varepsilon$  hiperbólica de Hardening Soil [5]

En este caso, las superficies de fluencia o plastificación son dos: hiperbólica (que depende de las deformaciones plásticas desviadoras) y elipse (controla el aumento de las deformaciones volumétricas).

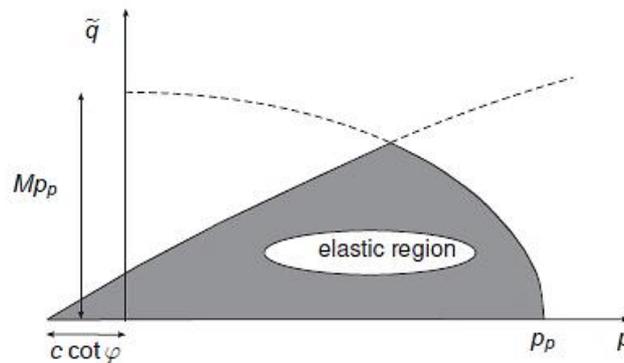


Figura 3.34: Superficies de plastificación del modelo de Hardening Soil [5]

En el espacio de tensiones principales, las superficies de plastificación presentan la misma forma que para el anterior modelo de Mohr Coulomb, pero en este caso las deformaciones volumétricas sí que están delimitadas antes de alcanzar la plastificación y el colapso.

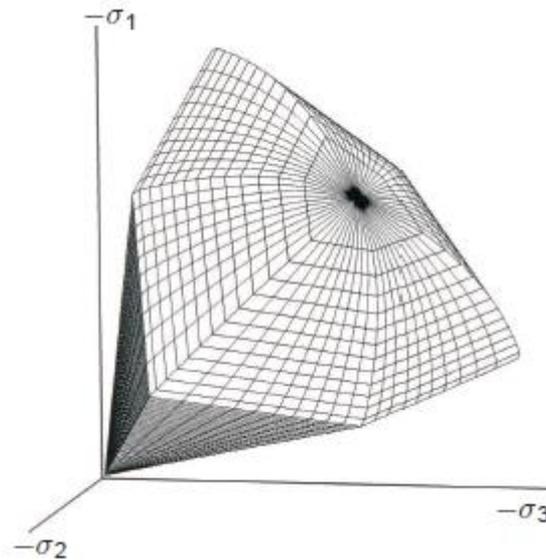


Figura 3.35: Superficies de fluencia de Hardening Soil en el espacio de tensiones principales [5]

Además de estos modelos, existen otros como, por ejemplo:

- Soft Soil Model: Es un modelo diseñado para terrenos blandos formados por arcillas normalmente consolidadas.
- Soft Soil Creep Model: El modelo de Hardening Soil, no tiene en cuenta los efectos de fluencia ni la relajación de tensiones. Este modelo simula la fluencia y la consolidación secundaria que afecta a los suelos a largo plazo.
- Hoek-Brown Model: El criterio de rotura no lineal de Hoek-Brown es el que mejor se aproxima a la ley de resistencia de las rocas. Incorpora tanto la resistencia al corte como la resistencia a tracción en una formulación continua. Junto con la ley Hooke de comportamiento isótropo lineal elástico, se forma el modelo Hoek-Brown que simula el comportamiento de las rocas.

# 4 ANÁLISIS Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL TERRENO

En este apartado se analizará una zona concreta del sur de la ciudad de Sevilla a partir de un estudio geológico-geotécnico y los resultados que este arroja.

La finalidad será obtener un modelo de terreno simplificado a partir de los resultados obtenidos del conjunto de ensayos realizados sobre el terreno presente en la zona.

## 4.1 Emplazamiento y antecedentes

Como ejemplo práctico de este estudio se va a analizar una zona al sur de la ciudad de Sevilla. Puede verse el emplazamiento en la siguiente fotografía:

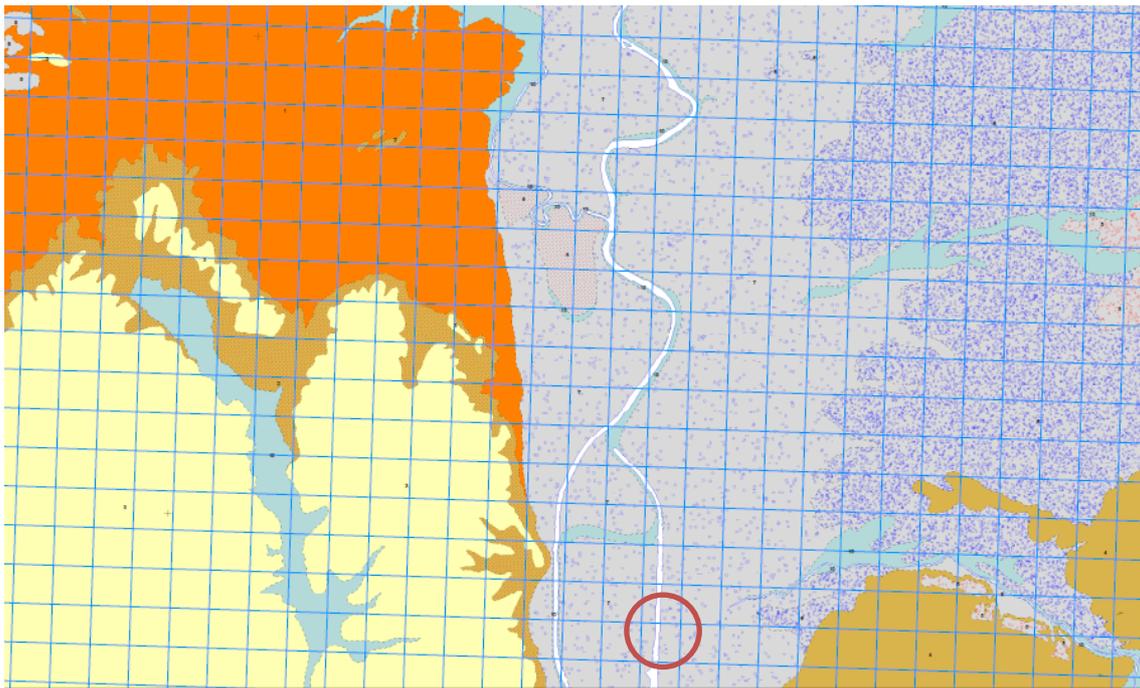


Figura 4.1: Emplazamiento de la zona de estudio

Analizando la zona según el marco geológico en la que se encuadra, Sevilla se encuentra en la hoja 984 “Sevilla” de la serie MAGNA escala 1:50 000 del Instituto Geológico y Minero de España [6].

En la memoria [7] asociada a la hoja anterior detallada, se describe que la estratigrafía de la zona es muy monótona con la alternancia de capas de materiales como margas azules, margas arenosas y arenas, limos arenosos y calcarenitas.

Debido a las características litológicas y estratigráficas y tras el encajamiento de la red hidrográfica en el Cuaternario, el valle del Guadalquivir adoptó rápidamente una morfología de cubeta. Por tanto, habiendo adoptado tempranamente esta forma, una de sus características es la gran anchura del cauce y los sucesivos niveles de terrazas que aparecen.



**LEYENDA**

CUATERNARIO					10	9	10 Limos, arenas y arcillas 9 Cantos rodados y arenas 8 Cantos rodados, arena y arcillas 7 Cantos rodados, arena y arcillas 6 Cantos rodados, arena y arcillas 5 Cantos rodados, arena y arcillas 4 Calcarenita y arenisca 3 Limos arenosos 2 Margas marrones y arenas 1 Margas azules
					8		
7							
6							
5							
TERCIAR.	NEÓGENO	MIOCENO	SUPERIOR	ANDALUCIENSE	3	4	
					2	1	

Figura 4.2: Extracto de la Hoja 984 “Sevilla” de la serie MAGNA escala 1:50 000 del IGME [6]

Observando ahora el Mapa Geotécnico General, Hoja 75 “Sevilla” escala 1:200 000, se deduce que la parcela de estudio se encuentra emplazada en una zona clasificada entre aceptable y desfavorable, donde se pueden presentar problemas de tipo hidrológico y geotécnico. Estos problemas están asociados a la suma de dos hechos: los materiales presentes en el terreno con alto coeficiente de expansividad y la presencia del Río Guadalquivir, que hace que el nivel freático se encuentre muy cerca de la superficie saturando esos materiales expansivos.



### LEYENDA

CONDICIONES CONSTRUCTIVAS ACEPTABLES				CONDICIONES CONSTRUCTIVAS DESFAVORABLES			
	Problemas de tipo Geomorfológico		Problemas de tipo Hidrológico y Geotécnico (p.d)		Problemas de tipo Geomorfológico		Problemas de tipo Geomorfológico y Geotécnico (p.d)
	Problemas de tipo Geotécnico (p.d)		Problemas de tipo Litológico, Geomorfológico y Geotécnico (p.d)		Problemas de tipo Hidrológico		Problemas de tipo Litológico, Geomorfológico y Geotécnico (p.d)
	Problemas de tipo Litológico y Geomorfológico		Problemas de tipo Litológico, Hidrológico y Geotécnico (p.d)		Problemas de tipo Litológico y Geomorfológico		Problemas de tipo Litológico, Hidrológico y Geotécnico (p.d)
	Problemas de tipo Litológico e Hidrológico		Problemas de tipo Geomorfológico, Hidrológico y Geotécnico (p.d)				
	Problemas de tipo Geomorfológico y Geotécnico (p.d)						

Figura 4.3: Extracto del Mapa Geotécnico General escala 1:200 000 Hoja 75 “Sevilla” [8]

Estudiados los materiales presentes y los posibles problemas geotécnicos que se pueden presentar, es necesario analizar también el riesgo de expansividad, para ello se examinará el Mapa predictor por Riesgo de Expansividad de arcillas en España escala 1:1 000 000.

Como ya se había predicho y, observando este mapa, concluimos que el riesgo de expansividad se encuentra entre alto y muy alto.

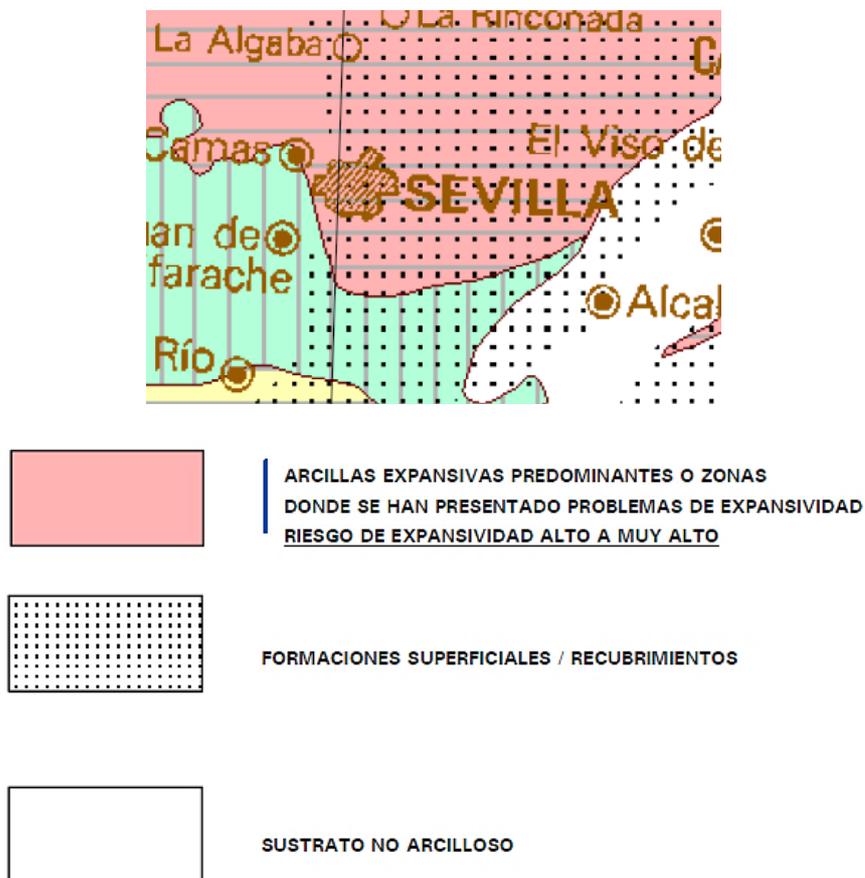


Figura 4.4: Extracto del Mapa predictor por Riesgo de Expansividad de arcillas en España escala 1:1 000 000 [9]

## 4.2 Trabajos de reconocimiento del terreno efectuados

### 4.2.1 Antecedentes

Previamente al estudio actual, se realizaron dos campañas geotécnicas de reconocimiento del terreno.

La nueva campaña geotécnica, de la cual se detallan a continuación sus características, se basa en los resultados obtenidos en la campaña anterior y pretende complementarla. Para el estudio geotécnico de la zona se tendrán en cuenta los resultados de ambas campañas.

### 4.2.2 Campaña geotécnica

Dados los antecedentes de la zona, durante el estudio se realizaron los siguientes ensayos:

- Ensayos de campo:
  - 6 sondeos mecánicos a rotación, con el fin de conocer las distintas unidades geológicas que componen el suelo.

SONDEO	PROFUNDIDAD (m)
S-A	24.00
S-B	25.80
S-C	25.05
S-D	25.05
S-E	25.05
S-F	24.00

Tabla 4.1: Denominación y profundidad de los sondeos realizados

- Pruebas continuas de penetración. Se han realizado 7 ensayos de penetración dinámica tipo DPSH, los cuales proporcionan una medida indirecta de la resistencia o deformabilidad de los materiales.
  - 6 ensayos presiométricos tipo OYO. Se realizan en el interior de sondeos previamente ejecutados y proporcionan valores de deformabilidad de los terrenos.
  - Ensayos de penetración estándar o SPT. Son ensayos puntuales y proporcionan información acerca de la compacidad de suelos granulares: densidad y ángulo de rozamiento, y la resistencia de arcillas preconsolidadas por encima del nivel freático. En total se realizaron 53 ensayos SPT.
  - Medición del nivel freático. En cada uno de los sondeos se ha tomado la altura de la lámina de agua y en alguno de ellos se han colocado tubos piezométricos para mantener un seguimiento en el tiempo de los cambios en el nivel freático.
  - También se han tomado muestras del agua para analizar su agresividad.
  - Toma de muestras inalteradas. Son esenciales para los ensayos en el laboratorio. Se recogieron un total de 34 testigos inalterados para su estudio.
- Ensayos en laboratorio:

En el siguiente apartado se detallan y analizan los resultados obtenidos para cada ensayo y se propone un modelo geotécnico con la con la definición de cada estrato que componen el perfil del terreno y las características asociadas a los materiales presentes en cada uno de ellos.

A continuación, se muestra un plano de localización de los sondeos y pruebas de penetración realizados en las dos campañas geotécnicas sobre el plano de la parcela estudiada.

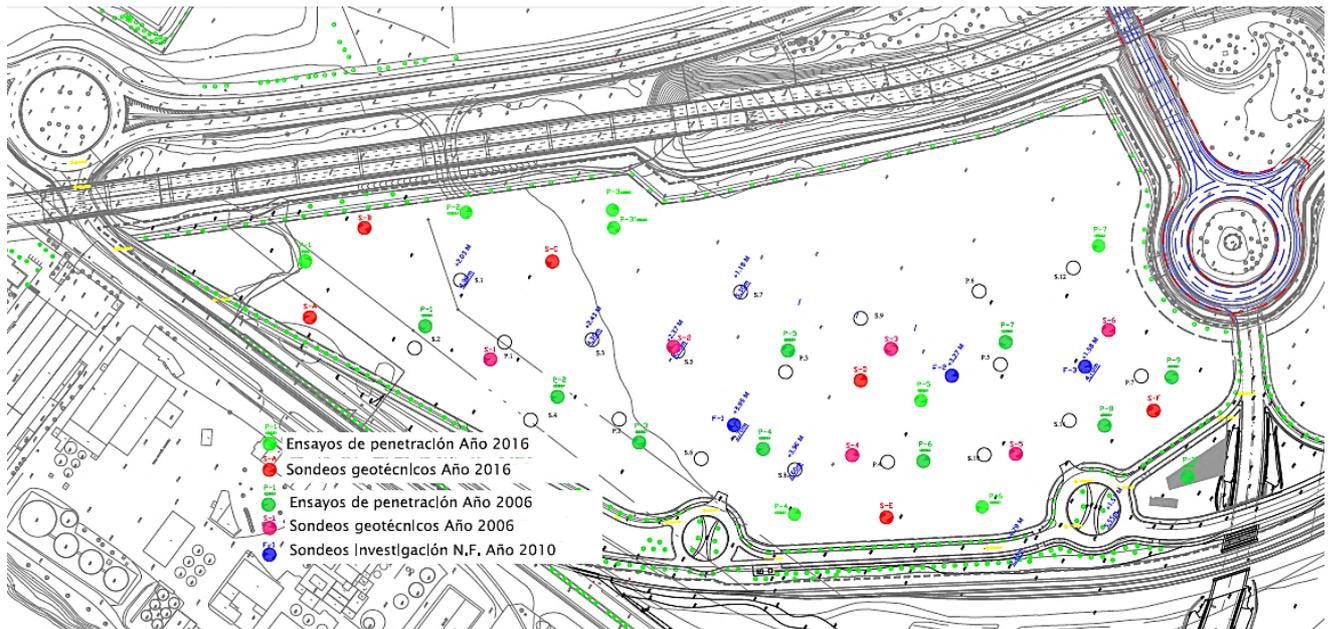


Figura 4.5: Plano de situación de ensayos en campo

	SONDEOS
Campaña previa	S-1
	S-2
	S-3
	S-4
	S-5
	S-6
Nueva campaña	S-A
	S-B
	S-C
	S-D
	S-E
	S-F

Tabla 4.2: Total sondeos realizados

### 4.3 Resultado y análisis de los ensayos

Analizando los resultados de los sondeos, ensayos de campo y los realizados en laboratorio, se han encontrado los siguientes estratos de terreno en la zona.

- Nivel 1: Tierra vegetal y rellenos. Se encontró en todos los sondeos y presenta una potencia media de 1.5 metros. Contiene un gran contenido en materia orgánica y por eso se determina que no es adecuado y que debe ser retirado.
- Nivel 2: Arcilla limosa marrón clara y grisácea. Detectada también en todos los sondeos y cuya potencia media es de unos 9 metros. Según los datos que arrojan los ensayos se puede determinar que se trata de una arcilla con consistencia muy blanda a blanda, con grado de expansividad medio.

- Nivel 3: Arenas limo arcillosas. Encontrado en todos los sondeos excepto en el S-3. Es un estrato de un espesor considerable, donde se observa un aumento de material granular con la profundidad. En general se puede considerar un material de consistencia media y baja resistencia a compresión simple. Según el artículo 330 del PG3 se define como un suelo seleccionado – adecuado.
- Nivel 4: Grava arenosa. Este estrato se encuentra en todos los sondeos, exceptuando el sondeo S-B. De este nivel solo se extrajo un testigo de material inalterado el cual presentaba un alto contenido en finos y arenas de baja plasticidad.
- Nivel 5: Arcillas margosas. La potencia de este nivel no es conocida, ya que en ninguno de los sondeos se ha podido alcanzar el plano base del estrato. Por su alto contenido en finos (>99%) y su plasticidad, es posible asegurar que el nivel de expansividad de este material es alto. Presenta una consistencia firme a muy firme y una resistencia a compresión simple alta.
- De los sondeos realizados, se puede extraer también que el nivel freático se encuentra a una profundidad media de 5.5 metros.

Nivel	Descripción del material	Profundidad media de techo y de base (m)
1	Tierra vegetal/rellenos (este nivel será retirado)	0-1.5
2	Arcilla limosa marrón clara y grisácea	1.5-10.5
3	Arenas limo arcillosas	10.5-15
4	Gravas arenosas	15-20
5	Arcillas margosas	>20.5

Tabla 4.3: Estratos encontrados según estudio geotécnico

Con los resultados de los sondeos, en el informe geotécnico, se representan dos perfiles geotécnicos diferentes, uno de la zona central de la parcela y otro en la zona sur, más cercano al puerto. En la imagen siguiente se muestra la situación de ambos perfiles.

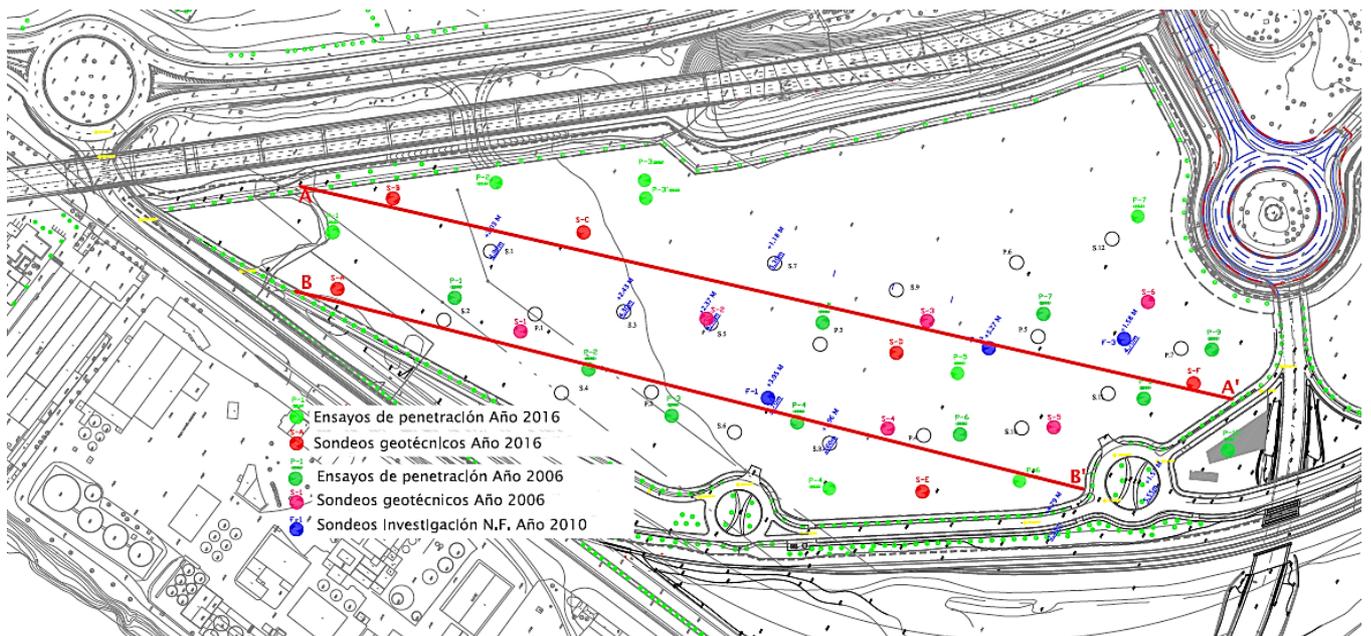


Figura 4.6: Plano de situación de perfiles

Los perfiles A-A' y B-B', se presentan a continuación:

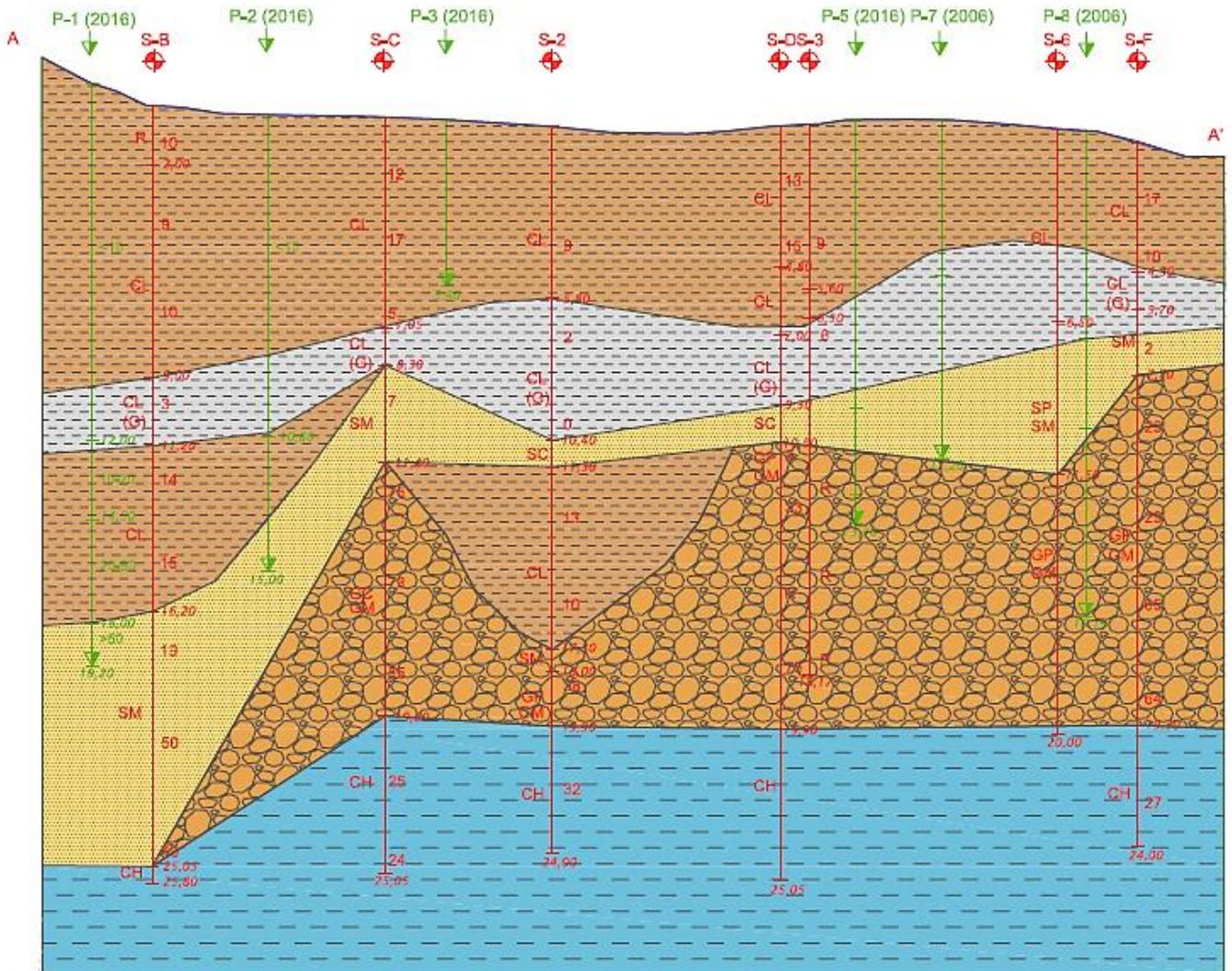


Figura 4.7: Perfil A-A'

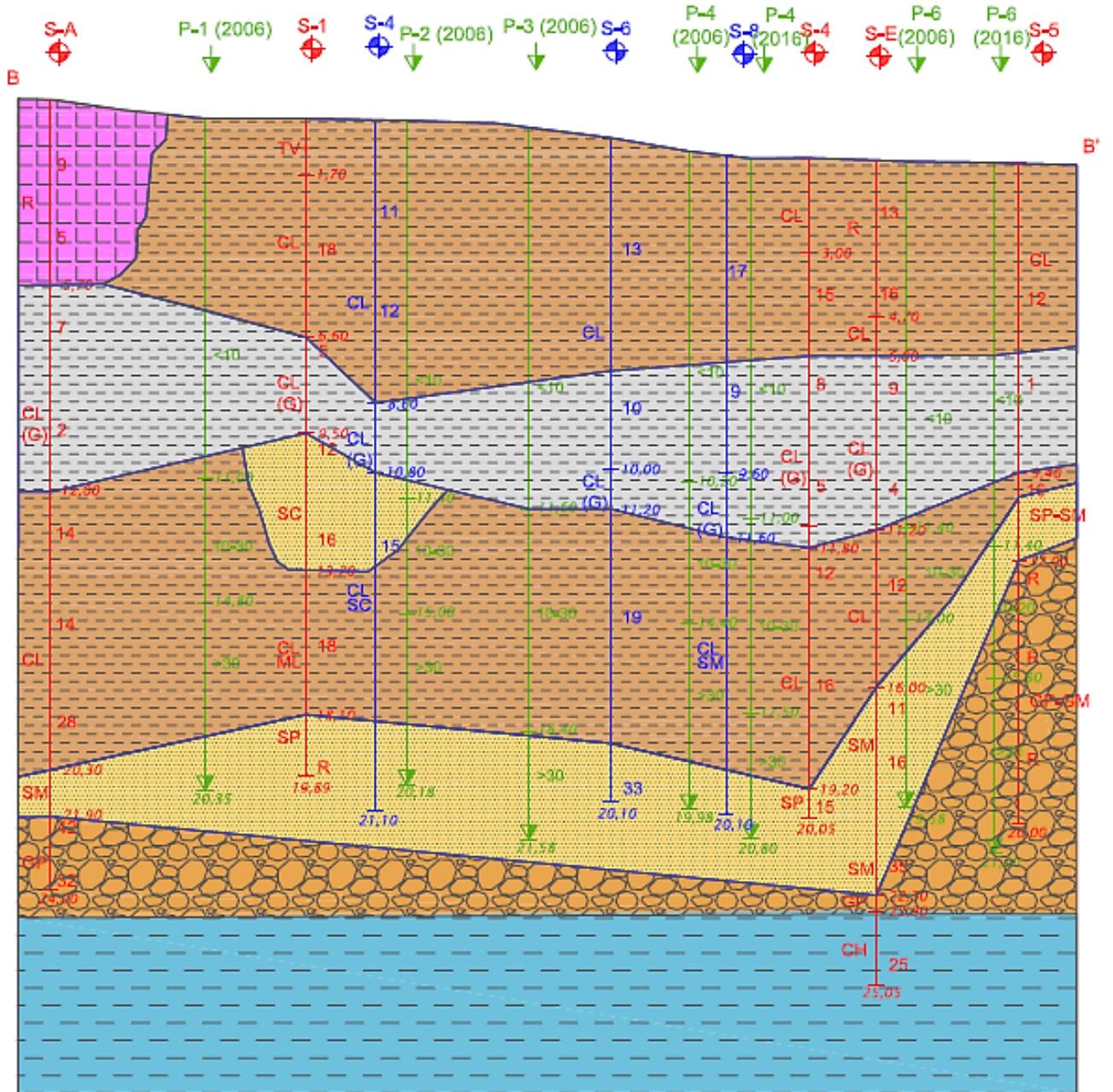


Figura 4.8: Perfil B-B'

A continuación, se exponen los valores de los parámetros obtenidos a partir de los ensayos de campo y los ensayos de laboratorio para cada uno de los estratos definidos:

### 4.3.1 Nivel 1: Tierra vegetal/rellenos

Al tratarse de un terreno de alto contenido en materia orgánica y no ser adecuado, se decide retirar. Por tanto, no se han realizado ensayos sobre el material de este estrato.

### 4.3.2 Nivel 2: Arcilla limosa marrón y grisácea

Sobre este nivel se han desarrollado todos los ensayos pertinentes, los resultados obtenidos son:

	Tipo de ensayo	N.º ensayos	Valor medio	Desviación típica
<b>Ensayos CAMPO</b>	N DPSH		5	-
	N SPT	21	8	-
<b>Granulometría</b>	%pasa tamiz 5	21	98.9	3.1
	% pasa tamiz 0.08	21	89.0	14.3
<b>Plasticidad</b>	Límite líquido	21	44.2	10.5
	Límite Plástico	21	22.0	5.3
	Índice Plasticidad	21	23.6	9.5
<b>Estado natural</b>	Humedad, w (%)	21	28.9	11.6
	Peso específico aparente, $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	21	19.5	1.54
<b>Resistencia</b>	Resist. Compresión simple, $q_u$ (KPa)	12	92.0	42.3
	Cohesión, $c_u$ (KPa)	6	51.7	30.9
	Cohesión, $c'$ (KPa)	4	49.5	23.0
	Ángulo Rozamiento, $\phi_{cu}$ (º)	6	18.0	6.9
	Ángulo Rozamiento, $\phi'$ (º)	4	17.1	3.7
<b>Expansividad</b>	Hinchamiento libre edómetro (%)	4	1.2	1.0
<b>Deformabilidad (Edómetro)</b>	índice de compresión, $C_c$	5	0.3	0.1
	índice de entumecimiento, $C_s$	5	0.043	0.047
<b>Contenido químico</b>	Sulfatos (%)	14		
	Acidez baumann-Gully (ml/kg)	9	3.8	2.9
	Materia orgánica (%)	7	0.7	0.3
<b>Ensayos presiométricos</b>	Presión límite (MPa)	6	0.484	0.040
	Módulo presiométrico deformabilidad (MPa)	6	3.387	1.780

Tabla 4.4: Parámetros obtenidos a partir de ensayos para el estrato Nivel 2.

El número total de muestras inalteradas analizadas de ambas campañas geotécnicas sobre este nivel 2 de terreno, ascienden a 21, 13 de la campaña de 2006 y otras 8 de la campaña de 2016.

Para obtener unos buenos resultados y caracterizar adecuadamente los materiales, se tomarán como referencia todos los resultados registrados desde la primera campaña geotécnica. En la tabla se muestra el valor medio de los resultados de cada ensayo y la desviación típica de los valores.

Analizando los datos obtenidos, de estos resultados se deduce que el estrato está compuesto por un material de alto contenido en finos, arcilloso, de consistencia muy blanda a blanda y con plasticidad media-alta, lo que provoca un riesgo de expansividad de bajo a medio.

En cuanto a los valores de resistencia, se obtiene una resistencia media a compresión simple de 92 kPa, ignorando los valores extremos de 11 kPa y 200 kPa. Si observamos la desviación típica podemos ver que el valor es bastante alto, lo que significa que los valores resultantes son muy dispares y, por tanto, el valor medio obtenido, puede que no represente fielmente la realidad del material.

A partir de los resultados de los ensayos presiométricos, realizados solo sobre este estrato, se obtiene que se trata de una arcilla de consistencia blanda, subconsolidada o ligeramente alterada, ya que el resultado medio de la relación  $\frac{E_m}{P_{lim}}$  se encuentra entre los valores  $5 < E_m/P_{lim} \leq 8$ .

### 4.3.3 Nivel 3: Arenas limo arcillosas

Los resultados obtenidos de los ensayos para este estrato se muestran en la siguiente tabla:

	Tipo de ensayo	N.º ensayos	Valor medio	Desviación típica
<b>Ensayos CAMPO</b>	N DPSH		15	
	N SPT	11	20	
<b>Granulometría</b>	%pasa tamiz 5	6	98.67	3.27
	% pasa tamiz 0.08	6	61.43	24.51
<b>Plasticidad</b>	Límite líquido	3	24.00	4.14
	Límite Plástico	3	16.87	3.19
	Índice Plasticidad	3	7.13	3.44
<b>Estado natural</b>	Humedad, w (%)	1	22.93	-
	Peso específico aparente, $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	1	20.80	-
<b>Resistencia</b>	Resist. Compresión simple, $q_u$ (KPa)	1	30	-
	Cohesión, $c'$ (KPa)	1	9	-
	Ángulo Rozamiento, $\phi'$ (º)	1	21	-
<b>Contenido químico</b>	Sulfatos (%)	3	0	-

Tabla 4.5: Parámetros obtenidos a partir de ensayos para el estrato Nivel 3.

De este nivel se han analizado en laboratorio un total de 6 testigos recogidos en campo, 4 de ellos son muestras inalteradas y otros 2, testigos parafinados.

Con los resultados de los ensayos realizados sobre este estrato, es posible definir, a partir de su granulometría, que el material es una arena con cierto porcentaje de finos. Por su índice de plasticidad, es posible asegurar que el material es de baja plasticidad o no plástico, de consistencia media y resistencia a compresión simple baja, ya que durante los ensayos y al ser un material granular, las probetas se desmenuzan.

En este caso, y dado que el ensayo de resistencia a compresión simple no es representativo, uno de los valores obtenidos que tendrá relevancia, en cuanto a obtener otras propiedades del material, será el resultado de los ensayos SPT realizados en campo.

### 4.3.4 Nivel 4: Grava arenosa

De este estrato solo se extrajo una probeta de material inalterado, pero se le han realizado los mismos ensayos que al nivel 3, los resultados son los siguientes:

	Tipo de ensayo	N.º ensayos	Valor medio
<b>Ensayos CAMPO</b>	N DPSH		15
	N SPT	11	20
<b>Granulometría</b>	%pasa tamiz 5	1	62
	% pasa tamiz 0.08	1	35.9

<b>Plasticidad</b>	Limite líquido	1	23.4
	Límite Plástico	1	16
	Índice Plasticidad	1	7.5
<b>Estado natural</b>	Humedad, w (%)	1	21.6
	Peso específico aparente, $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	1	21.3
<b>Resistencia</b>	Resist. Compresión simple, $q_u$ (KPa)	1	51
	Cohesión, $c'$ (KPa)	-	-
	Ángulo Rozamiento, $\phi'$ (°)	-	-
<b>Contenido químico</b>	Sulfatos (%)	1	0

Tabla 4.6: Parámetros obtenidos a partir de ensayos para el estrato Nivel 4.

Aunque solo se extrajo un testigo inalterado de este material, en el Informe geotécnico se referencia que este estrato se encuentra en todos los sondeos realizados, excepto en el sondeo S-B.

Es posible deducir, por su granulometría que se trata de una grava con bastante contenido en arena y arcilla, en general de compacidad media a densa. Al igual que en el caso anterior, el ensayo en laboratorio de resistencia a compresión simple no es representativo porque al ser un material granular, las probetas se desmenuzaban.

Por otra parte, observamos que se obtiene cierto valor para el índice de plasticidad y es debido al contenido en finos que presenta la muestra.

#### 4.3.5 Nivel 5: Arcillas margosas

Los resultados arrojados por los ensayos realizados sobre este estrato se presentan a continuación:

	Tipo de ensayo	N.º ensayos	Valor medio
<b>Ensayos CAMPO</b>	N DPSH		25
	N SPT	6	32
<b>Granulometría</b>	%pasa tamiz 5	1	100
	% pasa tamiz 0.08	1	99.6
<b>Plasticidad</b>	Limite líquido	1	42.9
	Límite Plástico	1	11.3
	Índice Plasticidad	1	31.7
<b>Estado natural</b>	Humedad, w (%)	1	22.95
	Peso específico aparente, $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	1	20.5
<b>Resistencia</b>	Resist. Compresión simple, $q_u$ (KPa)	1	124
	Cohesión, $c'$ (KPa)	1	54
	Ángulo Rozamiento, $\phi'$ (°)	1	27
<b>Expansividad</b>	Hinchamiento libre edómetro (%)	1	0.33
<b>Contenido químico</b>	Sulfatos (%)	0	-

Tabla 4.7: Parámetros obtenidos a partir de ensayos para el estrato Nivel 5.

Es el último estrato encontrado durante los sondeos, se han analizado en laboratorio 2 testigos inalterados, y se deduce que se trata de un material arcilloso de plasticidad media a alta y compacidad firme a muy firme.

Por los valores obtenidos en el ensayo de hinchamiento libre, se podría decir que presenta un riesgo de expansividad bajo, pero observando los valores de plasticidad y granulometría, es posible asegurar que el riesgo de expansividad del material presente en este estrato va de alta a muy alta. Según la clasificación de materiales del PG3 podría ser un suelo tolerable.

El resto de los parámetros necesarios para la caracterización geotécnica se van a obtener a partir de las tablas de referencia que aparecen en el CTE-SE-C [10] y en la ROM 0.5-05 [11].

**Tabla D.23. Valores orientativos de  $N_{SPT}$ , resistencia a compresión simple y módulo de elasticidad de suelos**

Tipo de suelo	$N_{SPT}$	$q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	E (MN/m <sup>2</sup> )
Suelos muy flojos o muy blandos	< 10	0 - 80	< 8
Suelos flojos o blandos	10 - 25	80 - 150	8 - 40
Suelos medios	25 - 50	150 - 300	40 - 100
Suelos compactos o duros	50 - Rechazo	300 - 500	100 - 500
Rocas blandas	Rechazo	500 - 5.000	500 - 8.000
Rocas duras	Rechazo	5.000 - 40.000	8.000 - 15.000
Rocas muy duras	Rechazo	> 40.000	>15.000

**Tabla D.24. Valores orientativos del coeficiente de Poisson**

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

**Tabla D.26. Valores orientativos de densidades de suelos**

Tipo de suelo	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )
Grava	20 - 22	15 - 17
Arena	18 - 20	13 - 16
Limo	18 - 20	14 - 18
Arcilla	16 - 22	14 - 21

**Tabla D.28. Valores orientativos del coeficiente de Permeabilidad**

Tipo de suelo	$k_z$ (m/s)
Grava limpia	> $10^{-2}$
Arena limpia y mezcla de grava y arena limpia	$10^{-2} - 10^{-5}$
Arena fina, limo, mezclas de arenas, limos y arcillas	$10^{-5} - 10^{-9}$
Arcilla	< $10^{-9}$

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

**Tabla 2.4.3. Algunas características elementales de los suelos que pueden utilizarse para estimaciones previas (Continuación)**

	Tipo de suelos	Consistencia	Índice de poros <sup>(2)</sup>	Resis. al corte sin drenaje <sup>(6)</sup> (kPa)	Resistencia con drenaje C(kPa) ( $\phi^{\circ}$ )	Módulo de deformación <sup>(5)</sup> drenado (MPa)	Coefficiente de permeabilidad <sup>(3)</sup> (cm/s)	
Suelos cohesivos	Limos de granulometría uniforme con algo de arena y arcilla	Dura o firme	0,40	100	50	30	10 <sup>-6</sup>	
		Media	0,60	60	20	25		
		Blanda	0,80	20	10	20		
		Muy blanda	1	10	0	18		
	Arcilla y limos arcillosos. Pueden contener gravas y/o arenas en proporciones menores del 70%	Dura o firme	0,35	>100	50	28	50	10 <sup>-8</sup>
		Media	0,50	80	20	23	20	
		Blanda	0,70	40	10	19	5	
		Muy blanda	1	20	0	15	1	

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

## 4.4 Modelo Geotécnico

A partir del análisis previo de la zona y de los resultados obtenidos en los ensayos realizados sobre el terreno, se propone un modelo geotécnico simplificado con las siguientes características:

- Se compone de cuatro estratos bien diferenciados.
- Los niveles 3 y 4 se unen formando un solo nivel, ya que los materiales de ambos estratos presentan características parecidas. El nivel 4 presenta un menor porcentaje de finos que el nivel 3, pero por los valores que arrojan los ensayos, son materiales de características similares.
- El nivel 1 se correspondía con materiales procedentes de rellenos y tierras vegetales, por tanto, no puede ser considerado en el análisis.
- El nivel freático se encuentra a 5.50 m de profundidad.
- Los valores de los parámetros representativos de cada uno de los estratos se extraerán de los resultados de los ensayos y el resto se obtendrán a partir de las tablas orientativas que aparecen en el CTE-SE-C [10] y en la ROM 0.5-05 [11].
- Los parámetros específicos que necesitamos conocer de cada material son:
  - Peso específico aparente ( $\gamma$ ) y peso específico saturado ( $\gamma_{sat}$ ).
  - Módulo de Young ( $E$ ) y Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ).
  - Valores de cohesión ( $c'$ ) y ángulo de rozamiento ( $\phi'$ ).
  - Ángulo de dilatación ( $\psi'$ ) para materiales granulares.
  - Coeficientes de permeabilidad ( $K_z$ ) y de consolidación ( $C_v$ ).

Los parámetros que caracterizan a cada material, desde el estrato 2 al 4, se presentan a continuación:

### • ESTRATO 2: ARCILLA LIMOSA

Los valores de peso específico aparente, cohesión y ángulo de rozamiento de este material se han obtenido directamente de los resultados de la campaña geotécnica.

El valor del peso específico saturado se ha obtenido a partir de los valores de humedad inicial y final y la densidad seca de los ensayos edométricos practicados sobre probetas de material inalteradas extraídas en este nivel y a través de las siguientes expresiones:

$$\rho_f (\text{gr/cm}^3) = \gamma_d * (1 + \omega_f) \quad \text{y} \quad \gamma_{sat} (\text{kN/m}^3) = \rho_f * \gamma_w$$

El coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) se ha fijado de acuerdo con el tipo de material y consistencia que presenta: arcillas o suelos finos flojos o blandos, y a las tablas de referencia presentes en el CTE-SE-C [10]

Por otra parte, para el cálculo del módulo de deformación ( $E'$ ), se han tomado como referencia los valores obtenidos de los ensayos presiométricos y edométricos realizados sobre este nivel de terreno.

De los ensayos presiométricos se extrae:

- Se trata de una arcilla de consistencia media, subconsolidada o ligeramente alterada.
- El valor del Módulo presiométrico  $E_m = 3.387 \text{ MPa}$ , a partir del cual obtenemos

$$E_{oed} = 5.080 \text{ MPa} \text{ y } E' = 3.774 \text{ MPa}$$

Según los resultados obtenidos de los ensayos edométricos:

$$E_{oed} = 5.196 \text{ MPa}, \text{ y por tanto } E' = 3.860$$

A efectos de cálculo, se tomará el valor medio de ambos obtenidos:  $E' = 3.817 \text{ MPa}$

Si observamos los resultados de otros ensayos, como el número de golpes obtenido en el ensayo SPT (valor medio  $N_{SPT} = 8$ ) o la resistencia resultante de los ensayos de compresión simple (valor medio  $q_u = 92 \text{ kN/m}^2$ ) y vamos a los valores de referencia que aparecen en la Tabla D. 23 del CTE-SE-C, comprobamos, que el valor obtenido de los ensayos ( $E' = 3.817 \text{ MPa}$ ), se encuentra dentro del intervalo correspondiente según sus características de resistencia.

Una vez que tenemos los valores de  $E_m$ ,  $E'$  y  $E_{oed}$ , de los ensayos edométricos es posible extraer otras propiedades como por ejemplo el coeficiente de consolidación ( $C_v$ ), y el coeficiente de permeabilidad del material ( $k_z$ ). Asumimos, por el Método de Casagrande que al ser las curvas asiento-tiempo muy planas:

- $L_0$  coincide con  $L_1$  para  $t_1$
- $L_{100}$  se encuentra muy próximo al final de la curva y, por tanto,  $L_{50} \cong L_{100}/2$  para cada escalón de carga.
- $T_{50} = 0.196$  según la Tabla 6.1: Relación  $T_v$  y  $U$  para presión intersticial en exceso inicial constante del Libro Geotecnia y cimientos I [12]

$$\text{Con las relaciones: } C_v = \frac{T_{50} \cdot d^2}{t_{50}} \text{ y } k_z = \frac{C_v \cdot \gamma_w}{E_{oed}}$$

$$\text{Obtenemos: } C_v = 5.408 \cdot 10^{-8} \text{ m y } k_z = 1.053 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$$

A continuación, se muestra una tabla resumen con los valores de las propiedades más representativas del material:

<b>ESTRATO 2: Arcilla limosa</b>	
Peso específico aparente (kN/m <sup>3</sup> )	19.5
Peso específico saturado (kN/m <sup>3</sup> )	20
Módulo elástico del material (MPa)	3.817
Coeficiente de Poisson	0.3
Cohesión (kPa)	49.5
Ángulo de rozamiento (°)	17.1
Dilatancia	0
Coeficiente de consolidación, $C_v$ (m)	5.408E-08
Coef. Permeabilidad, $k$ (m/s)	1.053E-10
Índice de poros inicial, $e_0$	1.131

Tabla 4.8: Propiedades del Estrato 2: Arcilla limosa

### • ESTRATO 3: GRAVAS Y ARENAS

En este caso, al igual que en el anterior, el peso específico aparente, cohesión y ángulo de rozamiento se han obtenido de los resultados de los ensayos.

Para el peso específico saturado, se ha determinado que, al situarse el nivel freático por encima de este estrato, su valor es igual al peso específico aparente.

Para obtener el valor del módulo de deformación,  $E$ , no se ha considerado el valor obtenido en los ensayos de compresión simple, no era fiable porque se decía que al ser un material granular, las probetas se desmenuzaban. Por tanto, se ha tomado como referencia el valor medio de golpes del ensayo SPT, para determinar que el valor de  $E$  para este material podría estar comprendido entre los valores 8 a 40 MPa según la tabla D.23 del CTE [10]

Si observamos el contenido en arena y finos en este estrato, comprobamos que es relativamente alto. Teniendo como referencia la Tabla 2.4.3 de la ROM 0.5-05 [11], observamos que para grava y arena con alto contenido en finos (>5%), el valor de  $E$  es igual a 20 MPa, que se incluye dentro del rango de valores de referencia proporcionado por la normativa del CTE.

Finalmente, el coeficiente de Poisson y el coeficiente de permeabilidad se han fijado en base a que este nivel se presenta como un estrato granular de consistencia media y tomando los valores de referencia de las tablas: Tabla D.28 del CTE y la Tabla 2.4.3 de la ROM.

<b>ESTRATO 3: Gravas y arenas</b>	
Peso específico aparente (kN/m <sup>3</sup> )	20.80
Peso específico saturado (kN/m <sup>3</sup> )	20.80
Módulo elástico del material (MPa)	20
Coeficiente de Poisson	0.3
Cohesión (kPa)	9
Ángulo de rozamiento (°)	21
Dilatancia	0
Coef. Permeabilidad, k (m/s)	1.00E-06

Tabla 4.9: Propiedades del Estrato 3: Gravas y arenas

- **ESTRATO 4: ARCILLA MARGOSA**

Por último, este nivel se identifica como una arcilla margosa de media-alta plasticidad.

Según los resultados obtenidos del ensayo de resistencia al corte con drenaje ( $c'$  y  $\phi'$ ), del ensayo de resistencia a compresión simple ( $q_u$ ) y del número de golpes del ensayo SPT ( $N_{SPT}$ ) y, observando las tablas de referencia que aparecen tanto en el CTE-SE-C como en la ROM 0.5-05, podemos fijar un valor de permeabilidad (k) para el material y el valor del módulo de deformación ( $E'$ ).

El coeficiente de Poisson se ha determinado teniendo en cuenta que el material es arcilloso de consistencia dura o firme.

Para el peso específico saturado, se ha seguido la misma hipótesis que para el estrato anterior, y es que el terreno ya se encuentra saturado.

<b>ESTRATO 4: Arcilla margosa</b>	
Peso específico aparente (kN/m <sup>3</sup> )	20.5
Peso específico saturado (kN/m <sup>3</sup> )	20.5
Módulo elástico del material (MPa)	50
Coeficiente de Poisson	0.15
Cohesión (kPa)	54
Ángulo de rozamiento (°)	27
Dilatancia	0
Coef. Permeabilidad, k (m/s)	1.00E-10

Tabla 4.10: Propiedades del Estrato 4: Arcilla margosa

Tras analizar las propiedades de cada estrato y observar los perfiles geotécnicos que se presentan en el informe, he intentado unificar ambos perfiles en uno solo, con la finalidad de tener la información de todos los sondeos realizados sobre la parcela proyectados sobre una única línea colocada en la zona media entre los otros perfiles.

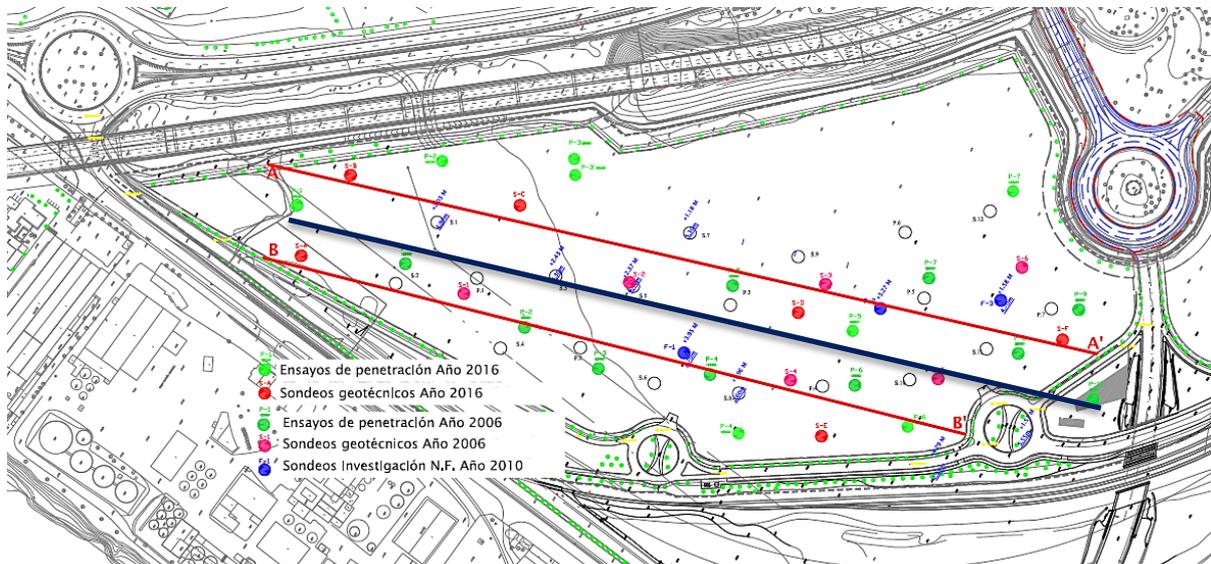


Figura 4.9: Plano de situación del nuevo perfil

Realizando esta operación, el perfil resultante es el siguiente:

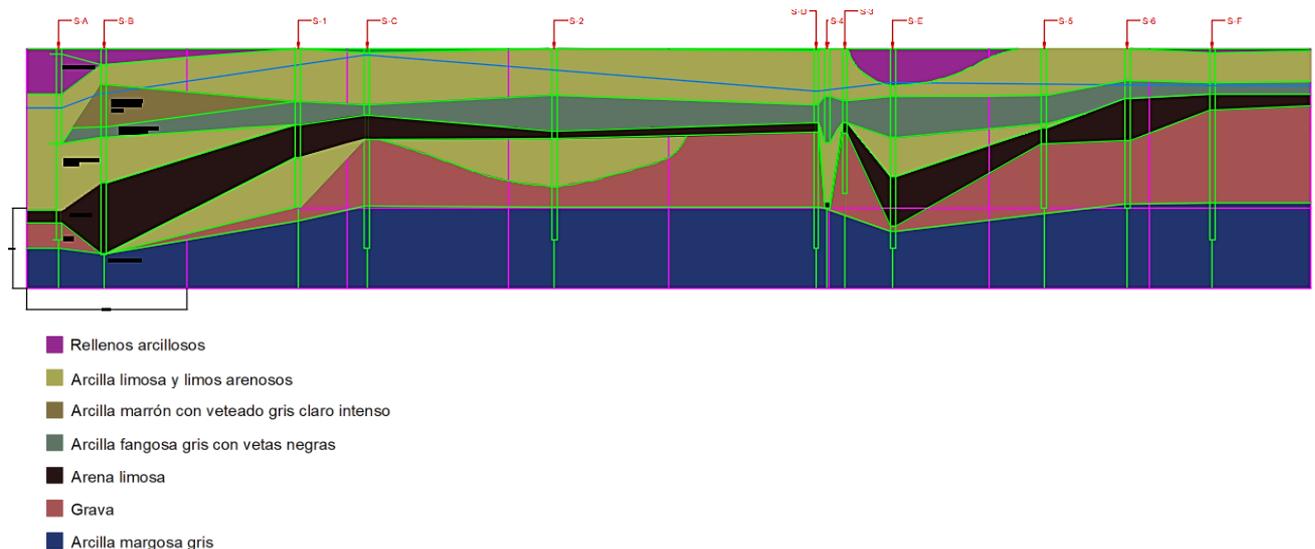


Figura 4.10: Nuevo perfil geotécnico

Observamos que aun con las discontinuidades que se presentan, porque estamos trasladando los sondeos repartidos por toda la parcela a una sola línea, sí que se muestra cierta tendencia en los estratos:

- Un primer nivel de arcillas con diferentes tonalidades, pero de características muy parecidas.
- Otro nivel, de material granular donde se distinguen gravas arenas con alto contenido en finos como se explicaba en el informe.
- Finalmente, una capa muy compacta de arcillas margosas.
- En la zona noroeste de la parcela (zona inicial del perfil), el estrato superior arcilloso se presenta con una potencia mayor, sin embargo, cuando nos acercamos a la zona sureste, observamos que la capa de gravas y arenas aumenta en potencia.
- Por otra parte, observamos que el estrato de arcillas margosas, sí que mantiene una cierta horizontalidad a lo largo del perfil.

Se presenta a continuación un modelo del perfil de terreno propuesto para los cálculos:

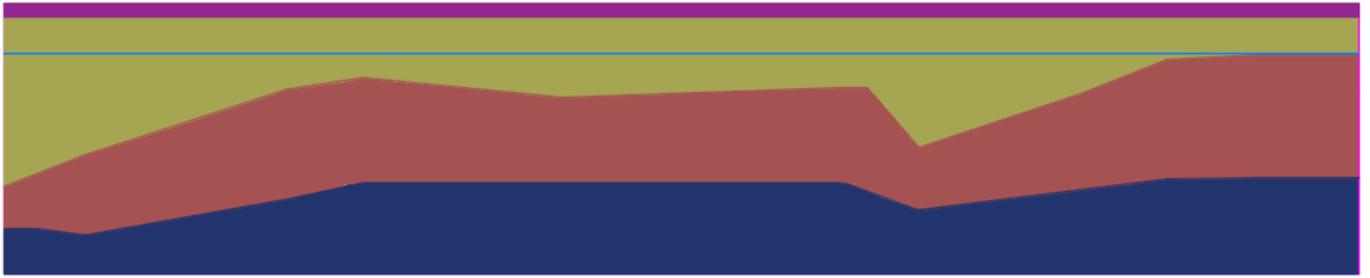


Figura 4.11: Modelo del perfil de terreno propuesto

Los estratos que se proponen para el perfil de terreno son:

<b>Estrato</b>	<b>Descripción del material</b>	<b>Profundidad de techo y de base (m)</b>
<b>1</b>	Tierra vegetal (este nivel será retirado)	0-1.5
<b>2</b>	Arcilla limosa	≈1.5-10.5
<b>3</b>	Grava arenosa	≈10.5-20.5
<b>4</b>	Arcillas margosas	>20.5

Tabla 4.11: Estratos del perfil de terreno propuesto

# 5 MODELO DE CÁLCULO: ANALÍTICO VS NUMÉRICO

En esta sección del trabajo se propondrá un modelo inicial para realizar el cálculo de la mejora del terreno con las columnas de módulo controlado comparando uno de los métodos analíticos vistos en el punto 3 con el cálculo numérico aplicando el método de elementos finitos realizado a través del software Plaxis 2D.

## 5.1 Geometría del modelo

Una vez estudiado el terreno presente en la zona y haber presentado un modelo geotécnico simplificado a partir del perfil geotécnico, es necesario construir el modelo de cálculo. Para ello, suponemos lo siguiente:

- Se supone un edificio de 600x150m de dos plantas de grandes luces. Planta de sótano que se construirá bajo la rasante y estará destinada para aparcamientos, dos plantas comerciales con altura libre de 3 metros y cubierta plana invertida con acabado de grava.
- Estructura porticada de hormigón con cuadrícula de luces máximas de 10x10m.
- Se propone losa de cimentación para repartir las cargas, dado que son terrenos poco competentes.

Las cargas que considerar se han obtenido a partir de los valores de referencia que aparecen en las tablas del documento DB-SE-AE del CTE [13] y son las siguientes:

- Forjado de cubierta: se considera forjado bidireccional de grueso total 0.35 metros ( $5 \text{ kN/m}^2$ ), cubierta plana invertida con acabado de grava ( $2.5 \text{ kN/m}^2$ ) y la carga de nieve ( $1 \text{ kN/m}^2$ ).
- Plantas comerciales: se considera forjado bidireccional de grueso total 0.35 metros ( $5 \text{ kN/m}^2$ ), pavimento cerámico de grueso total 0.08 metros ( $1 \text{ kN/m}^2$ ), sobre carga de uso comercial ( $5 \text{ kN/m}^2$ ) y tabiquería ( $3 \text{ kN/m}^2$ ).  
La tabiquería se ha considerado según lo establecido en el mismo documento básico del CTE, donde, para calcular la carga uniforme, se ha tomado un área de 10x10 metros y se ha considerado que existirán 4 locales de 5x5 metros. Esto da un total de 60 metros lineales de tabique. Si el tabicón de ladrillo más el revestimiento por ambas caras tiene un peso total de  $5 \text{ kN/m}^2$ , obtenemos 300 kN en el total del área considerada, por tanto, se obtiene un valor de  $3 \text{ kN/m}^2$ .
- Losa de cimentación en la planta sótano: pero propio de la losa de cimentación ( $14.4 \text{ kN/m}^2$ ) y una sobre carga de uso de aparcamiento para vehículos ligeros ( $2 \text{ kN/m}^2$ ).

La carga que recae sobre un pilar central es:  $3650 \text{ kN/pilar}$ , que serán repartidos por la losa de cimentación → La losa transmite al terreno  $52.9 \text{ kN/m}^2$ .

Cargas transmitidas bajo la losa de cimentación	
Cubierta	$8.5 \text{ kN/m}^2$
Plantas comerciales	$14 \text{ kN/m}^2$
Losa en sótano	$16.4 \text{ kN/m}^2$
<b>TOTAL</b>	<b><math>52.9 \text{ kN/m}^2</math></b>

Tabla 5.1: Cargas transmitidas bajo la losa de cimentación

Por otra parte, para la construcción del sótano del edificio y la cimentación se debe tener en cuenta que el NF se encuentra muy cerca de la superficie, la media de las mediciones realizadas está en los 5.5 metros de profundidad, pero en uno de los sondeos se encontró la lámina de agua a 2 metros de profundidad.

Para el diseño de la mejora con columnas de módulo controlado, proponiéndose inicialmente una configuración de inclusiones flotantes, es decir, la punta de estas inclusiones se quedará en el mismo estrato blando que se desea mejorar, se fijan los siguientes parámetros:

- Espesor del colchón de transferencia de cargas: siguiendo la hipótesis de Baudouin (2010) explicada en el punto 3.1.1 del presente trabajo, el valor crítico para el cual se desarrollarían las bóvedas completas es  $h_m = 1.1$  metros. Fijamos que  $h_r = h_m = 1.1$  m.
- Material del colchón de transferencia: suelo seleccionado con las siguientes características.

Suelo seleccionado (encepado de transferencia)	
Peso específico aparente (kN/m <sup>3</sup> )	20
Peso específico saturado (kN/m <sup>3</sup> )	21
Módulo elástico del material (MPa)	100
Coefficiente de Poisson	0.3
Cohesión (kPa)	1
Ángulo de rozamiento (°)	40
Dilatancia	10
Coef. Permeabilidad, k (m/s)	1.00E-05

- Material de las inclusiones: HM-25 bombeable.
- Malla de inclusiones: 2 x 2 metros.
- Diámetro de inclusiones: se han encontrado diámetros comerciales entre los 250 y 450 mm, se ha tomado un valor intermedio ya que en el siguiente punto del trabajo se intentará buscar la solución óptima, por tanto:  $D = 360$  mm.
- Longitud de las inclusiones: se pretenden unas inclusiones flotantes y, por tanto, la punta de las inclusiones no debe alcanzar el estrato de arenas y gravas. Conociendo que el fondo de excavación para la construcción del sótano y el encepado granular estará a la cota -5.5 metros, y que el estrato de arcillas blandas alcanza de media los 10.5 metros de profundidad, la longitud total de las inclusiones será  $L = 4$  metros, dejando una distancia de aproximadamente 1 metro entre la punta de las inclusiones y el estrato de arenas y gravas.

Estos parámetros se han fijado a partir de la observación de las experiencias realizadas por distintos autores. El esquema completo de la geometría del modelo quedaría de la siguiente forma:

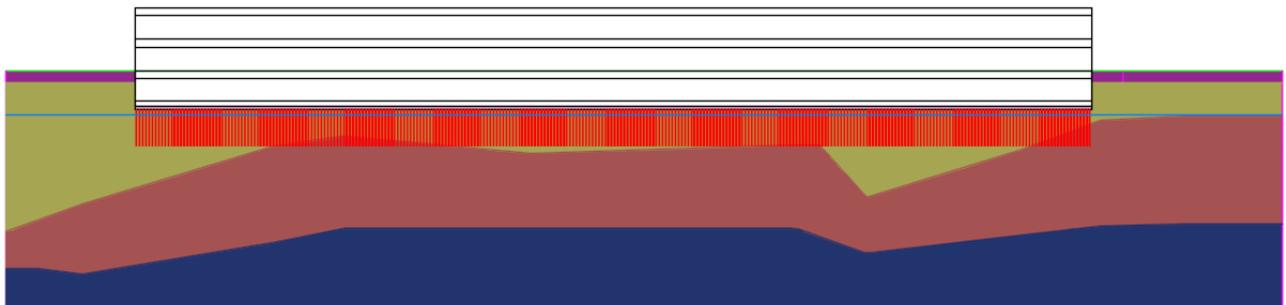


Figura 5.1: Esquema completo

Como la construcción que se va a realizar es de grandes dimensiones, durante los cálculos se analizará una cuadrícula interior de 10 x 10 metros, y además se realizará sobre la columna litológica de profundidades medias para cada estrato que se ha obtenido a partir del informe geotécnico.

Estrato	Descripción del material	Profundidad de techo y de base (m)
1	Tierra vegetal (este nivel será retirado)	0-1.5
2	Arcilla limosa	≈1.5-10.5
3	Grava arenosa	≈10.5-20.5
4	Arcillas margosas	>20.5

Se presenta a continuación el esquema del modelo de cálculo para el estudio de la mejora:

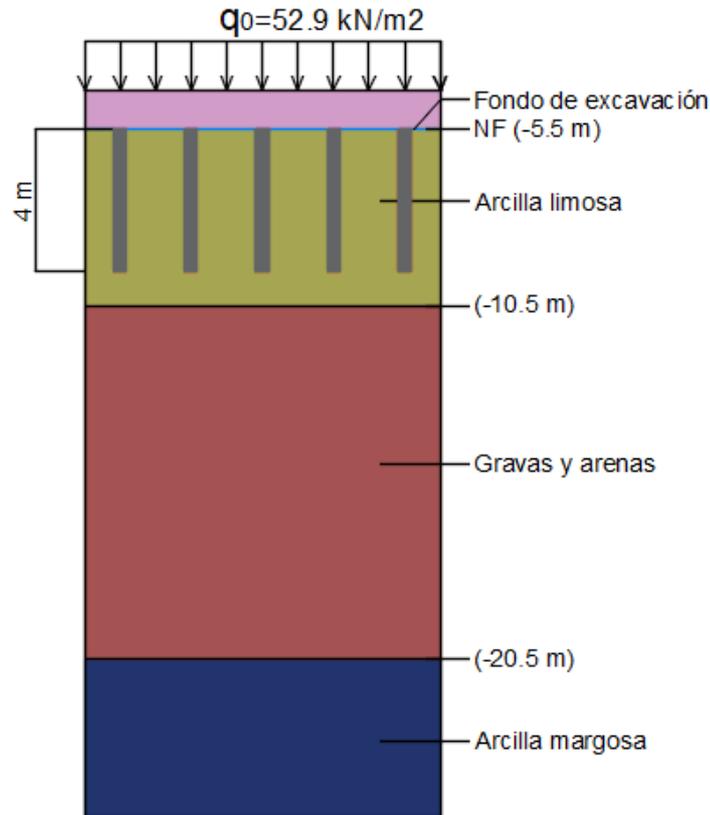


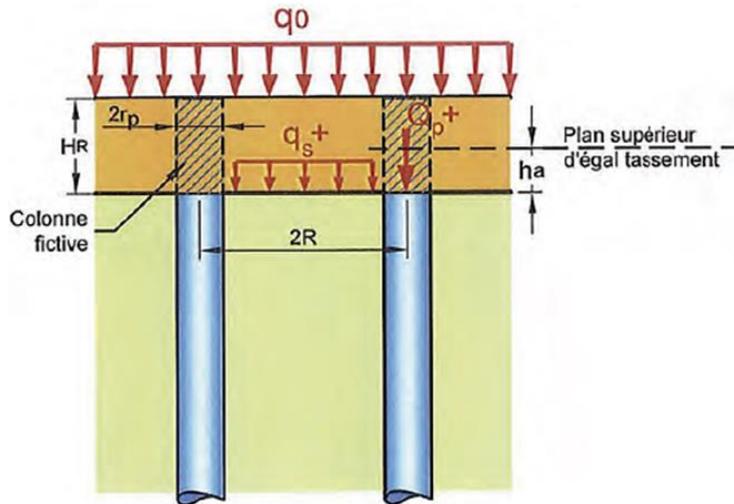
Figura 5.2: Esquema del modelo de cálculo para el estudio de la mejora

## 5.2 Cálculo analítico

Para iniciar el cálculo, los datos que necesitamos son los siguientes:

- $q_0 = 52.9 \text{ kN/m}^2$
- $D = 0.36 \text{ m} \rightarrow r_p = 0.18 \text{ m}$
- $s_x = s_y = 2 \text{ m}$
- $L = 4 \text{ m}$
- $h_r = 1.1 \text{ m}$
- Obtenemos el radio de influencia de las inclusiones:  $R = \sqrt{\frac{s_x - s_y}{\pi}} = 1.13 \text{ m}$

Para el cálculo de la transferencia de cargas desde la base de la cimentación a las cabezas de las inclusiones, a través del encepado granular, se va a seguir el método de la columna ficticia propuesto en el proyecto de la Cátedra ASIRI (2012) que mejora el modelo propuesto por Combarieu (2007, 2008) y que ha quedado explicado en el punto 3.1.3.2 del presente trabajo.



Para calcular la carga que queda aplicada en el suelo compresible a la altura de las cabezas de las inclusiones  $q_s^+$ (0), en el proyecto ASIRI, se introduce el concepto de altura activa ( $h_a$ ), entre las cabezas de las columnas y el plano de igual asiento, en función del radio de influencia, R:

$$\text{Como } \frac{R}{r_p} = 6.27 > 6 \rightarrow \frac{h_a}{r_p} = 10 \rightarrow h_a = 1.8 \text{ m}$$

Calculamos la tensión  $q_s^+$  con la siguiente expresión:

$$q_s^+ = \frac{\gamma_r}{\mu_r} (1 - e^{-\mu_r h_a}) + \gamma_r (h_r - h_a) \cdot e^{-\mu_r h_a} \quad \text{con } \mu_r = \frac{2r_p K \tan(\varphi_r)}{R^2 - r_p^2}$$

Obtenemos:  $\mu_r = 0.29$

$$q_s^+ = 19.7 \text{ kN/m}^2$$

Con este valor de  $q_s^+$ , podemos calcular la tasa de reducción de tensiones en el terreno blando:

$$SRR = \frac{q_s^+}{q_0 + \gamma_r h_r} = 0.26$$

Las tensiones que actúan sobre el estrato blando son un 26% de las tensiones totales que se alcanzarían en el caso en que no existieran las inclusiones, es decir, se han reducido en un 74%.

La carga que soportará la cabeza de cada inclusión es:  $Q_p(0) = F_N + \pi r_p^2 \cdot \gamma_r \cdot h_r$

Donde  $F_N$  es el rozamiento negativo que se desarrolla a lo largo de la columna ficticia entre la base de la cimentación y las cabezas de las inclusiones.

$$F_N = 2\pi r_p \cdot \int_0^{h_r} K \tan \varphi_r \cdot \sigma'_v(z, r_p) dz$$

$$F_N = 24.88 \text{ kN}$$

Obtenemos  $F_N = 24.88 \text{ kN}$

Conociendo  $F_N$ , obtenemos  $Q_p^+(0)$  en la cabeza de cada inclusión:

$$Q_p^+(0) = 24.88 + 2.24 = 27.12 \text{ kN}$$

Por tanto:

- Y sobre el terreno blando entre las inclusiones:  $q_s^+ = 19.7 \text{ kN/m}^2$
- La carga sobre la cabeza de las inclusiones es:  $Q_p^+ = 27.12 \text{ kN}$  y  $q_p^+ = 266.4 \text{ kN/m}^2$

Para el cálculo de la interacción entre terreno blando y el fuste de las inclusiones se seguirá el método de Combarieu explicado en el punto 3.1.3.1 del presente trabajo. Se calculará tanto el rozamiento negativo, como los asientos del estrato blando.

En primer lugar, calculamos la altura del punto neutro como:

$$e^{-\mu(\lambda, R/r_p) \cdot h_c} = \frac{\mu(\lambda, R/r_p) h_c - 1}{\mu(\lambda, R/r_p) \frac{q_s^+}{\gamma'} - 1}$$

Teniendo:  $\mu\left(\lambda, \frac{R}{r_p}\right) = 0.103$  y  $\mu\left(0, \frac{R}{r_p}\right) = 0.058$

Obtenemos:

$$h_c = 3.87 \text{ m}$$

Tenemos columnas flotantes, por tanto, comparamos  $h_c$  con la longitud de la columna y no con la profundidad del estrato blando. Observamos que:  $h_c < L$ , y el rozamiento negativo hasta esa profundidad lo calculamos con la siguiente expresión:

$$F_N = \frac{2\pi r_p \cdot K \tan \phi_r}{\mu(\lambda, R/r_p)} \cdot q_s^+$$

$$F_N = 217.3 \text{ kN}$$

La columna soportará un esfuerzo total en el punto neutro de valor:

$$Q_p(h_c) = Q_p^+(0) + F_N = 12.33 + 217.3 = 244.42 \text{ kN}$$

El asiento en esa zona y considerando suelo normalmente consolidado:

$$\frac{\Delta h_c}{h_c} = \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \log \frac{2\sigma^*}{\gamma' h_c}$$

Siendo:

$$\sigma^* = \left[ 1 - \frac{\mu\left(0, \frac{R}{r_p}\right)}{\mu\left(\lambda, \frac{R}{r_p}\right)} \right] \cdot \left[ \frac{\gamma' h_c}{2} + q_s^+ \right] + \frac{\mu\left(0, \frac{R}{r_p}\right) \cdot q_s^+}{\mu^2\left(\lambda, \frac{R}{r_p}\right) \cdot h_c} = 52.99 \text{ kN/m}^2$$

$$C_c = 0.3$$

$$e_0 = 1.131$$

Obtenemos:

$$\Delta h_c = -0.08 \text{ m}$$

### 5.3 Cálculo numérico

Para el análisis numérico se propone la realización de un modelo axisimétrico donde se representa la celda elemental de una inclusión en el centro de una malla de inclusiones sometidas a cargas uniformes. Se muestra a continuación el modelo utilizado para el estudio de las inclusiones flotantes calculadas mediante el método analítico en el punto anterior:

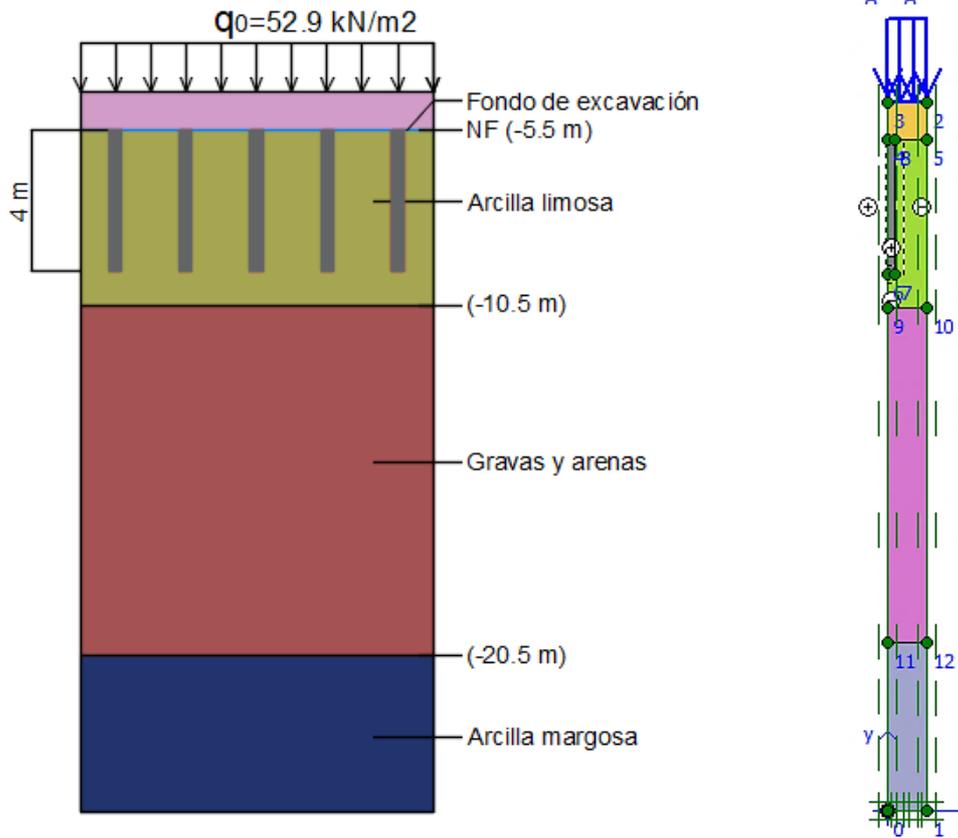


Figura 5.3: Esquema del modelo de inclusiones flotantes y modelo de celda elemental para el cálculo

Para los materiales del suelo se ha asignado comportamiento elasto-plástico perfecto (Modelo de Mohr Coulomb) y para el material de las inclusiones comportamientos elástico.

Los parámetros introducidos para cada material han sido:

	$\gamma_{unsat}$ ( $kN/m^2$ )	$\gamma_{sat}$ ( $kN/m^2$ )	$k_x = k_y$ (m/día)	E (kPa)	$\nu$	c (kPa)	$\phi$ ( $^\circ$ )	$\psi$ ( $^\circ$ )
<b>Arcilla limosa</b>	19.5	20	9.098E-06	3817	0.3	49.5	17.1	0
<b>Gravas y arenas</b>	20.8	20.8	0.086	2.00E+04	0.3	9	21	0
<b>Arcilla margosa</b>	20.5	20.5	8.64E-06	5.00E+04	0.15	54	27	0
<b>Gravas encepado</b>	20	21	0.864	1.00E+05	0.3	1	40	10
<b>HM-25</b>	25	-	-	2.00E+07	0.2	-	-	-

Tabla 5.2: Propiedades de los materiales del modelo de cálculo

La interfase entre suelo blando e inclusión se ha modelado introduciendo el elemento “junta”, que permite la simulación lisa-rugosa entre ambos materiales. En principio no se ha aplicado ningún coeficiente corrector ( $R_{inter}$ ) sobre el material blando.

La malla de elementos finitos se ha definido mediante elementos triangulares de 15 nodos:

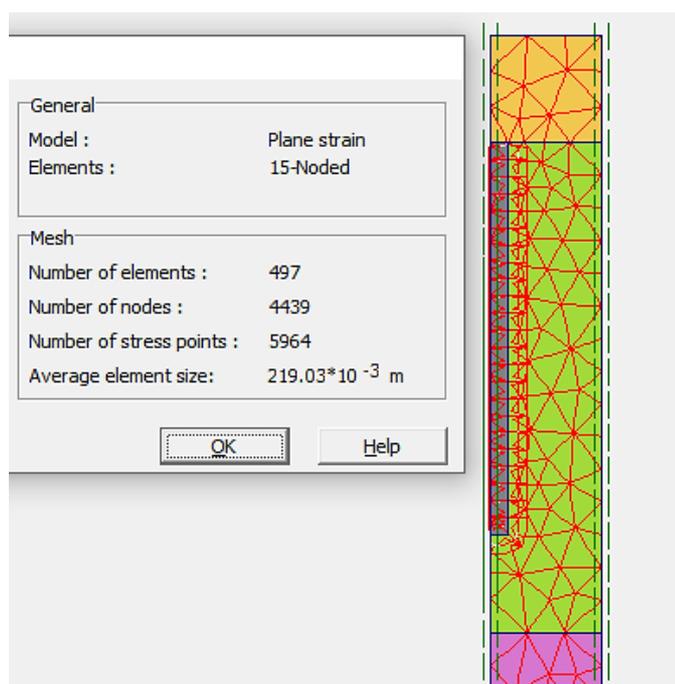


Figura 5.4: Definición de la malla de elementos finitos

Las fases que se han diseñado para el cálculo son las siguientes:

1. Estado natural del terreno: se representan el terreno en su estado natural hasta la altura del fondo de la losa de cimentación.
2. Ejecución de la mejora: se ejecutan las inclusiones hasta la profundidad determinada y se rellena con el material granular el espesor fijado para la formación del colchón de reparto.
3. Cargas: aplicación de las cargas que van a actuar sobre el colchón granular y que se transmiten a través de la losa de cimentación.

Todas estas fases se consideran etapas de construcción que se calcularán mediante análisis plástico.

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0.00 day	0
→ Estado natural	1	0	Plastic	Staged construction	0.00 day	1
→ Inclusión y relleno	2	1	Plastic	Staged construction	0.00 day	2
→ Cargas	3	2	Plastic	Staged construction	0.00 day	3

Figura 5.5: Fases de cálculo

Una vez definidas las fases y previamente al cálculo, se tomarán una serie de puntos para los que posteriormente se obtendrán valores de desplazamientos y tensiones. Estos puntos deberán ser seleccionados en aquellas zonas que proporcionen datos de interés para el análisis que se está realizando.

En este caso se toman puntos de control a la altura de las cabezas de las inclusiones, en el estrato blando y en la misma cabeza de la inclusión.



Figura 5.6: Puntos de control de desplazamientos

Los resultados que se obtienen son:

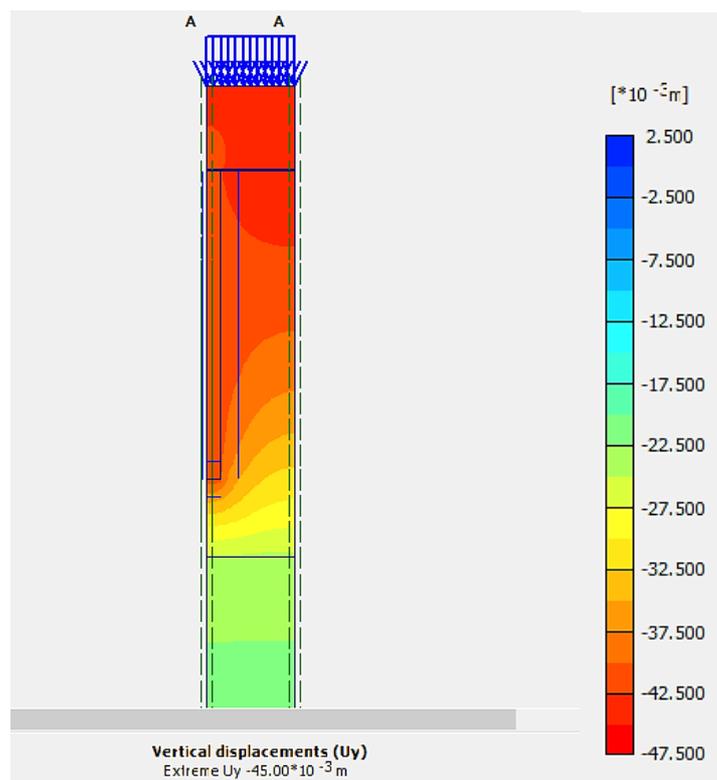


Figura 5.7: Desplazamientos verticales y valor del desplazamiento máximo

Se puede comprobar en la Figura 5.7, que en el plano superior del colchón granular, donde se aplica la carga, los asientos son uniformes, pero cuando bajamos y nos aproximamos a la cabeza de la inclusión se observa cómo esta sufre un desplazamiento menor que el desplazamiento que aparece en el suelo blando a la misma altura. Sin embargo, en el pie de la inclusión, sucede lo contrario, es la columna la que sufre un mayor asiento que el terreno.

Observando el mapa de colores podemos intuir donde se encuentra el punto neutro aproximadamente (punto donde los asientos del suelo blando y de la inclusión tienen el mismo valor).

El desplazamiento máximo será de:

$$u_{m\acute{a}x} = -4.5 \text{ cm}$$

Comparando los asientos en la base del colchón granular para el suelo blando y la cabeza de la inclusión (puntos de control A y B), se obtiene:

$$u_{suelo} = -4.5 \text{ cm} \quad y \quad u_{inclusion} = -4.2 \text{ cm}$$

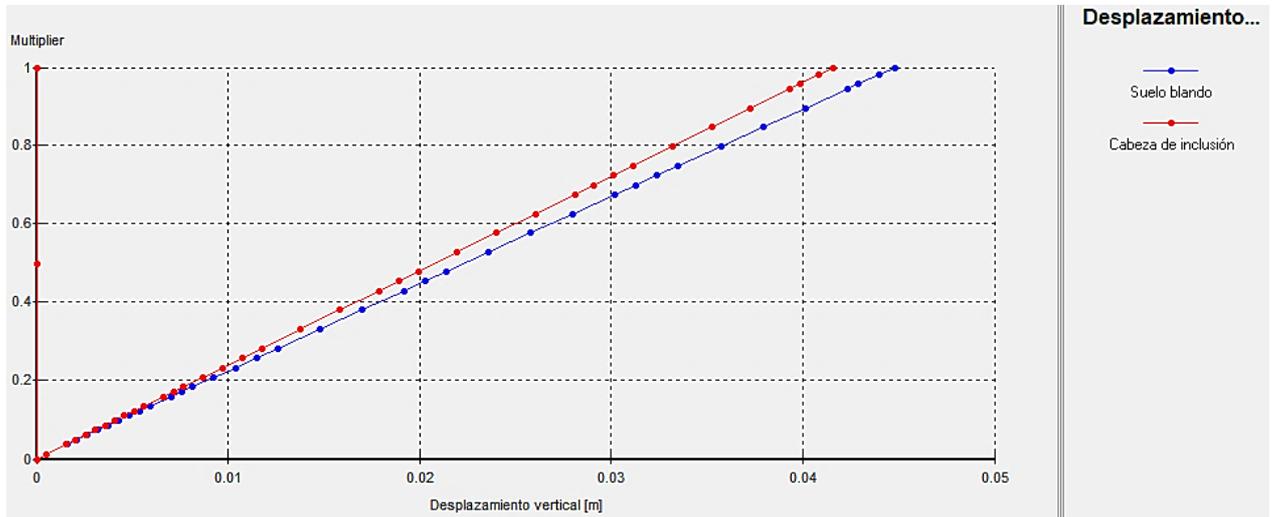


Figura 5.8: Comparación desplazamientos verticales

El asiento medio en la base del colchón granular es de:  $u = -4.25 \text{ cm}$

Por otra parte, observando las tensiones efectivas verticales, los puntos más solicitados serán los pertenecientes a la cabeza de la inclusión.

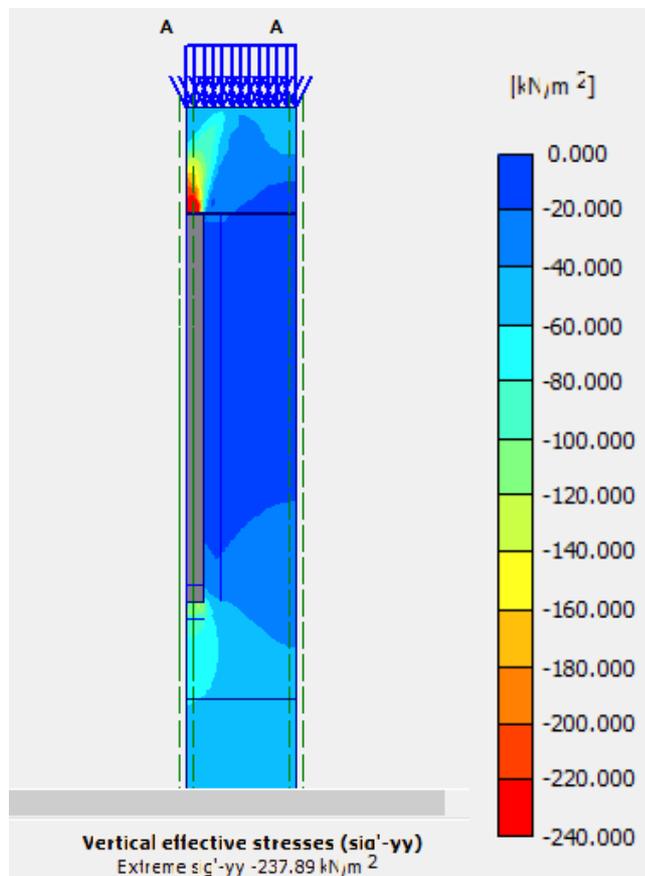


Figura 5.9: Tensiones efectivas verticales medias y tensión máxima

Se ve también que en la punta de la inclusión aparecen unas tensiones considerables, pero, sin embargo, a lo largo del fuste, observamos que, en la interacción suelo-inclusión, el suelo está casi descargado; en esa zona, toda la carga la soporta la inclusión.

Al haber establecido  $h_r = h_m$ , se desarrolla por completo el arco del mecanismo de transferencia en el encepado, descrito en el punto 3.1.1 del presente trabajo, y las tensiones se redirigen hacia la cabeza de la inclusión liberando al terreno blando de gran parte de la carga aplicada.

Se obtiene una tensión vertical máxima de:

$$\sigma'_{v,m\acute{a}x} = -237.89 \text{ kN/m}^2$$

En este caso, si calculamos las tensiones verticales un punto de la zona blanda más alejada de la cabeza de la inclusión, al igual que hemos hecho con los desplazamientos:

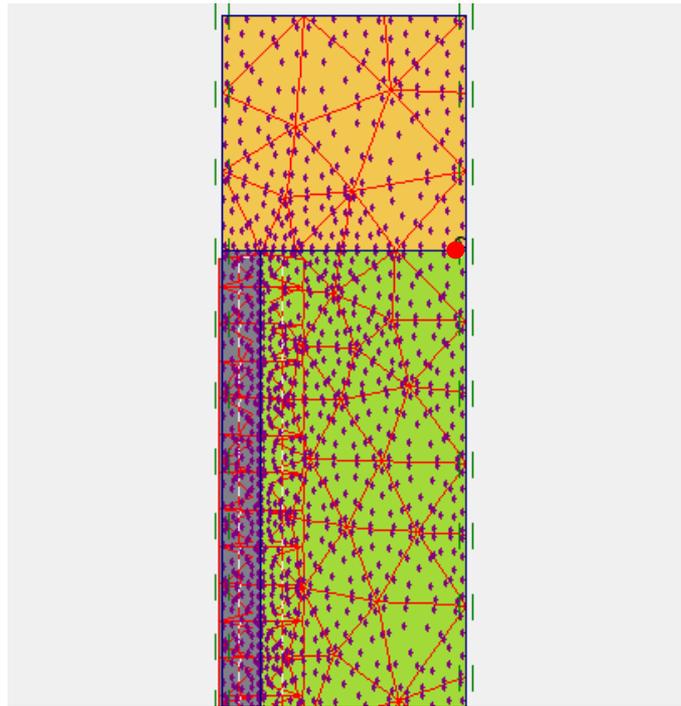


Figura 5.10: Punto de control de tensiones

Se obtiene:

Point	Step	Uy [m]	sig'-yy [kN/m <sup>2</sup> ]
35	33	0.034	9.64
36	34	0.036	10.32
37	35	0.038	10.99
38	36	0.04	11.65
39	37	0.042	12.3
40	38	0.043	12.49
41	39	0.044	12.83
42	40	0.045	13.0

Figura 5.11: Tensión vertical-desplazamiento en el punto de suelo blando más alejado de la cabeza de inclusión

Para el punto donde se ha visto que se obtenían los mayores desplazamientos verticales, se alcanzan ahora las menores tensiones verticales a esa misma altura bajo el colchón de transferencia:

Entonces para una distancia  $R$  (radio de influencia de la inclusión) se obtiene:

$$u = 0.045 \text{ m} \quad \text{y} \quad \sigma'_y = 13.09 \text{ kN/m}^2$$

En este caso, la tasa de reducción de tensiones que se obtiene es:

$$SRR = \frac{q_s^+}{q_0 + \gamma_r h_r} = 0.175$$

Las tensiones se han reducido en un 82.5%.

## 5.4 Análisis de resultados

Una vez realizados los cálculos por ambos procedimientos, vamos a analizar y comparar los resultados obtenidos:

- En el cálculo analítico, la carga  $q_s^+$  que llega a las arcillas blandas a través del encepado, se obtiene como una carga uniformemente repartida entre las inclusiones. Sin embargo, mediante el cálculo numérico, sí que se desarrolla el mecanismo de transferencia teórico en forma de bóveda y, se identifican los puntos más y menos solicitados en función de su cercanía a la cabeza de la inclusión en el plano inferior del colchón granular de transferencia.
- Los asientos que se obtienen a través del cálculo analítico se refieren al valor medio de toda la capa compresible hasta la profundidad de  $h_c$  y, el valor que, alcanzado, es el doble del obtenido en el plano bajo el colchón de gravas del modelo axisimétrico.
- La profundidad del punto neutro es muy distinta en ambos casos. Con el modelo de Combarieu, se obtiene el punto neutro casi a la profundidad de la punta de la inclusión, sin embargo, con el cálculo mediante elementos finitos, este punto se obtiene aproximadamente a la altura del centro de la inclusión.



# 6 ESTUDIO DE ALTERNATIVAS PARA LA MEJORA DEL TERRENO CON CMC

Se van a analizar dos casos concretos, el primero de ellos es el caso estudiado en el apartado anterior que compararemos con un caso donde las columnas se empotran en el estrato de gravas y arenas que se encuentra justo bajo el estrato blando sobre el que se cimenta.

## 6.1 Inclusiones flotantes

En el apartado anterior se estudió este caso en que las inclusiones no alcanzaban el estrato de gravas y arenas, sino que quedaba con una configuración de inclusiones flotantes.

Los resultados extraídos de ese estudio fueron principalmente los siguientes:

- El colchón granular permite el desarrollo completo del mecanismo de transferencia y permite que los asientos en el plano superior sean uniformes.
- Los asientos en el estrato de terreno blando alcanzan su valor máximo en el punto más alejado de la cabeza de la inclusión, a una distancia R (radio de influencia).

$$u_{m\acute{a}x} = -4.5 \text{ cm}$$

- El punto neutro se localiza aproximadamente a 1.6 metros de profundidad desde la cabeza de la inclusión.

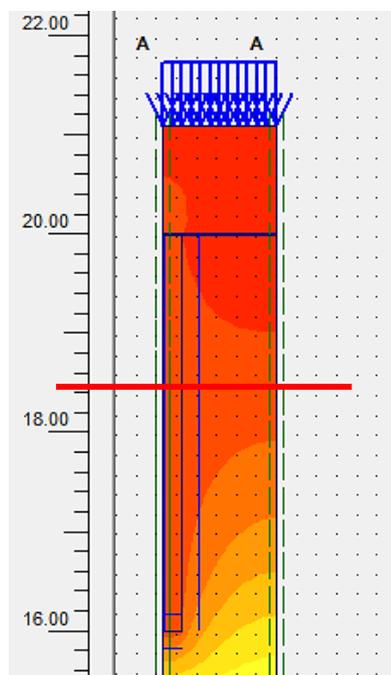


Figura 6.1: Localización del punto neutro

- La tensión mínima que se alcanza en el mismo punto a distancia R del eje de la inclusión es de:

$$q_s^+ = 13.09 \text{ kN/m}^2$$

- La tasa de transferencia de esfuerzos alcanza un valor de  $SRR = 0.175$ , lo que quiere decir que las tensiones en la superficie del estrato de arcillas se han reducido en un 82.5%.

- La tensión vertical media máxima se obtiene en la cabeza de la inclusión.

$$\sigma'_{v,m\acute{a}x} = 237.89 \text{ kN/m}^2$$

- Las tensiones en la punta de la inclusión también deben considerarse. En este caso y comparando dos puntos, uno en la cabeza de la inclusión y otro en la punta, obtenemos:

$$\sigma_{v,cabeza} = 197.47 \text{ kN/m}^2 \text{ y } \sigma_{v,punta} = 104.92 \text{ kN/m}^2$$

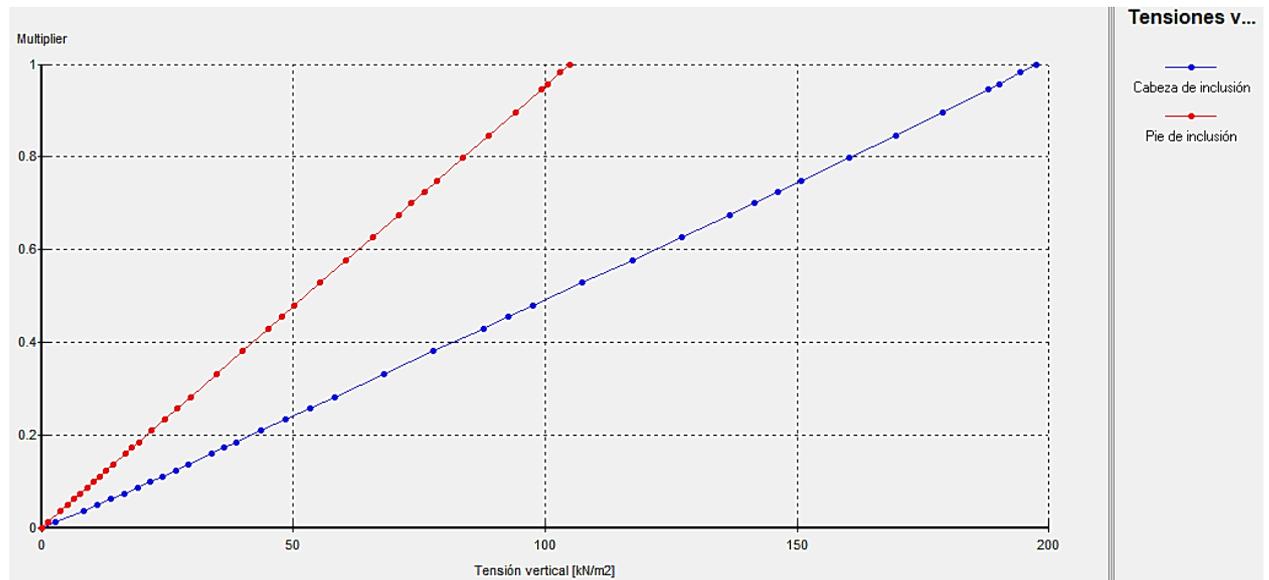


Figura 6.2: Tensión en dos puntos; cabeza y pie de inclusión

## 6.2 Inclusiones empotradas

En este caso, se propone la misma malla de inclusiones que para el caso anterior, misma geometría y características, exceptuando la longitud de las inclusiones.

Se proponen unas columnas de longitud  $L = 6 \text{ metros}$ .

Si en el caso anterior, las inclusiones quedaban 1 metro por encima del estrato competente de gravas y arenas, en este caso las columnas se empotran 1 metro en este material.

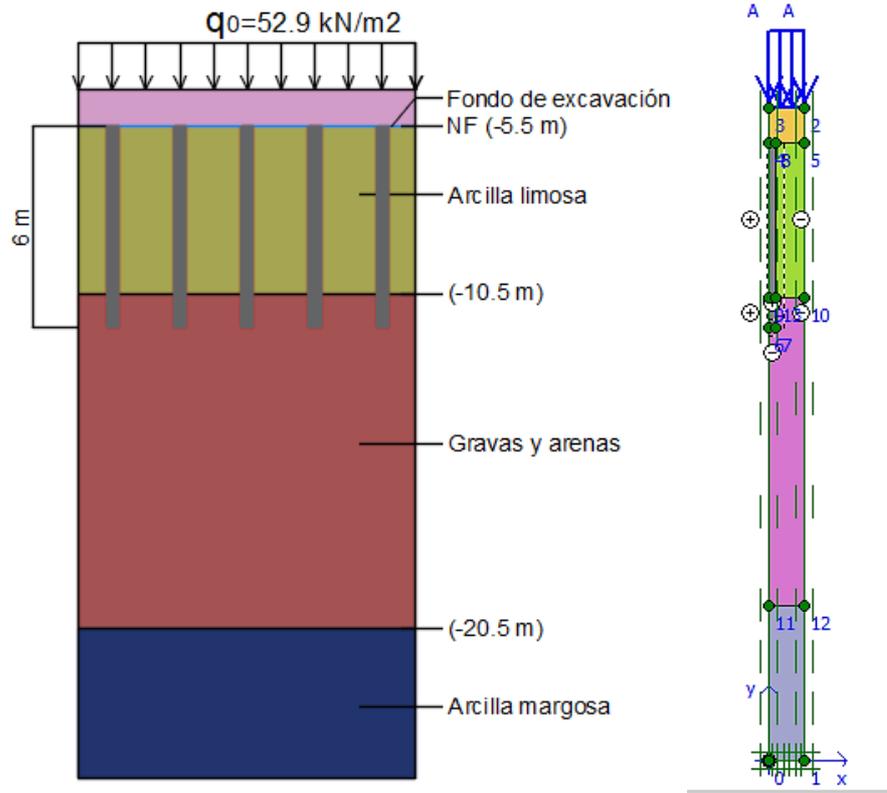


Figura 6.3: Esquema del modelo de inclusiones empotradas y modelo de celda elemental para el cálculo

Los materiales y las propiedades asociadas a cada uno de ellos son idénticas a los del ejemplo anterior:

	$\gamma_{unsat}$ ( $kN/m^2$ )	$\gamma_{sat}$ ( $kN/m^2$ )	$k_x = k_y$ (m/día)	E (kPa)	$\nu$	c (kPa)	$\phi$ ( $^\circ$ )	$\psi$ ( $^\circ$ )
Arcilla limosa	19.5	20	9.098E-06	3817	0.3	49.5	17.1	0
Gravas y arenas	20.8	20.8	0.086	2.00E+04	0.3	9	21	0
Arcilla margosa	20.5	20.5	8.64E-06	5.00E+04	0.15	54	27	0
Gravas encepado	20	21	0.864	1.00E+05	0.3	1	40	10
HM-25	25	-	-	2.00E+07	0.2	-	-	-

Tabla 5.2: Propiedades de los materiales del modelo de cálculo

La malla de elementos finitos queda definida de la siguiente forma:

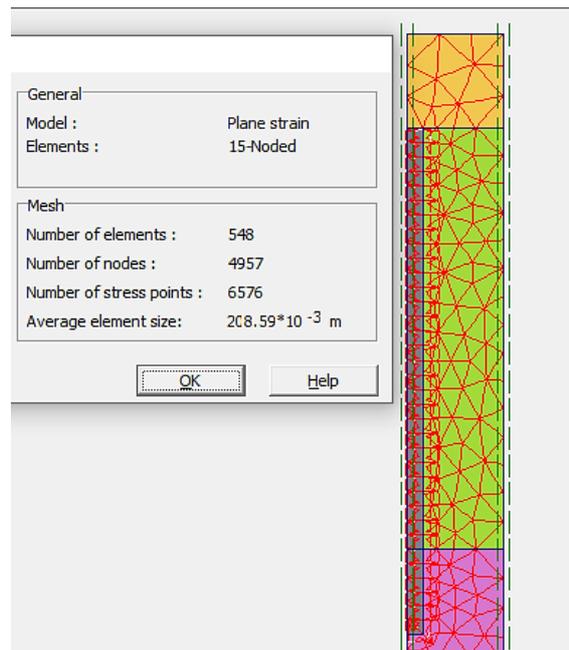


Tabla 6.1: Definición de la malla de elementos finitos

Se toman también las mismas fases de cálculo y los puntos para el control de tensiones y desplazamientos.

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0.00 day	0
→ Estado natural	1	0	Plastic	Staged construction	0.00 day	0
→ Inclusión y relleno	2	1	Plastic	Staged construction	0.00 day	0
→ Cargas	3	2	Plastic	Staged construction	0.00 day	0

Figura 6.4: Fases de cálculo

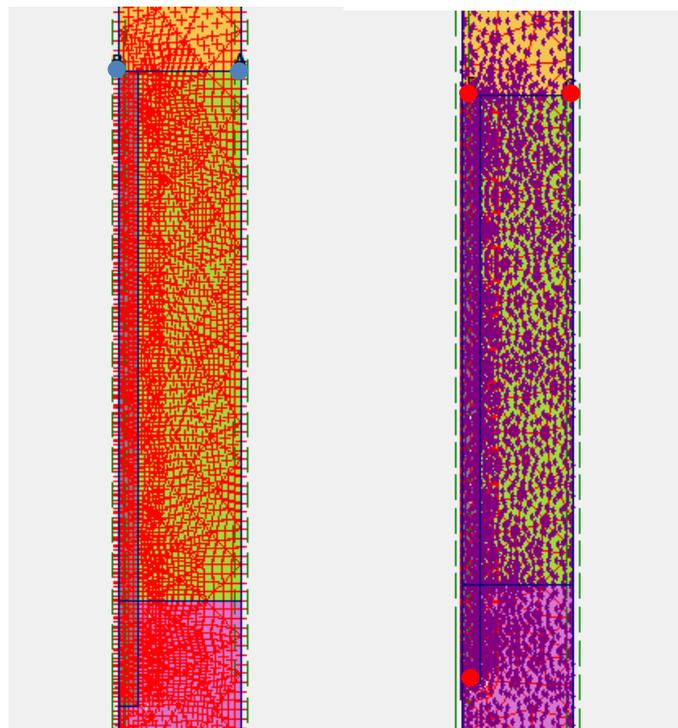


Figura 6.5: Puntos de control en desplazamientos y en tensiones

Para esta configuración se obtienen un desplazamiento máximo vertical:

$$u_{m\acute{a}x} = -3.03 \text{ cm}$$

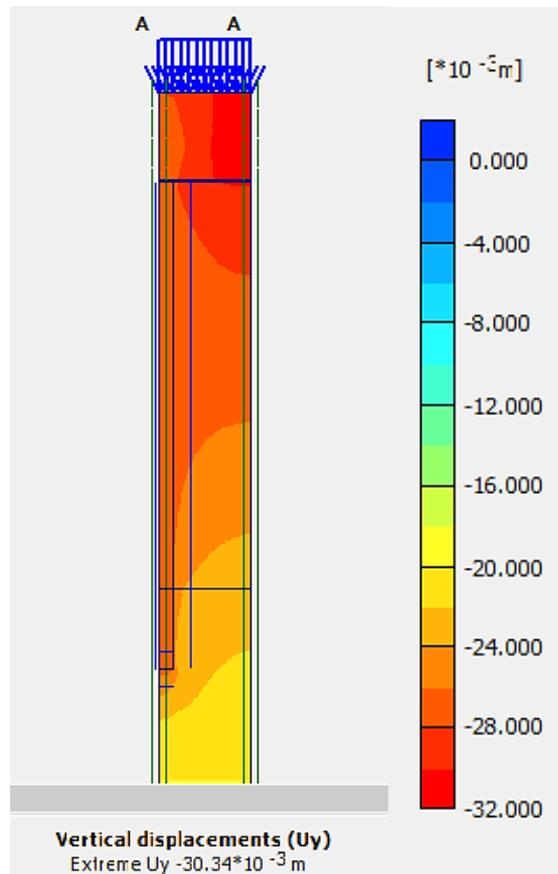


Figura 6.6: Desplazamientos verticales y valor del desplazamiento máximo

Los asientos son menores que para el caso anterior, sin embargo, se observa que en la parte superior del colchón de gravas aparecerán asientos diferenciales, el espesor de la capa no es suficiente como para uniformizar los asientos en ese plano.

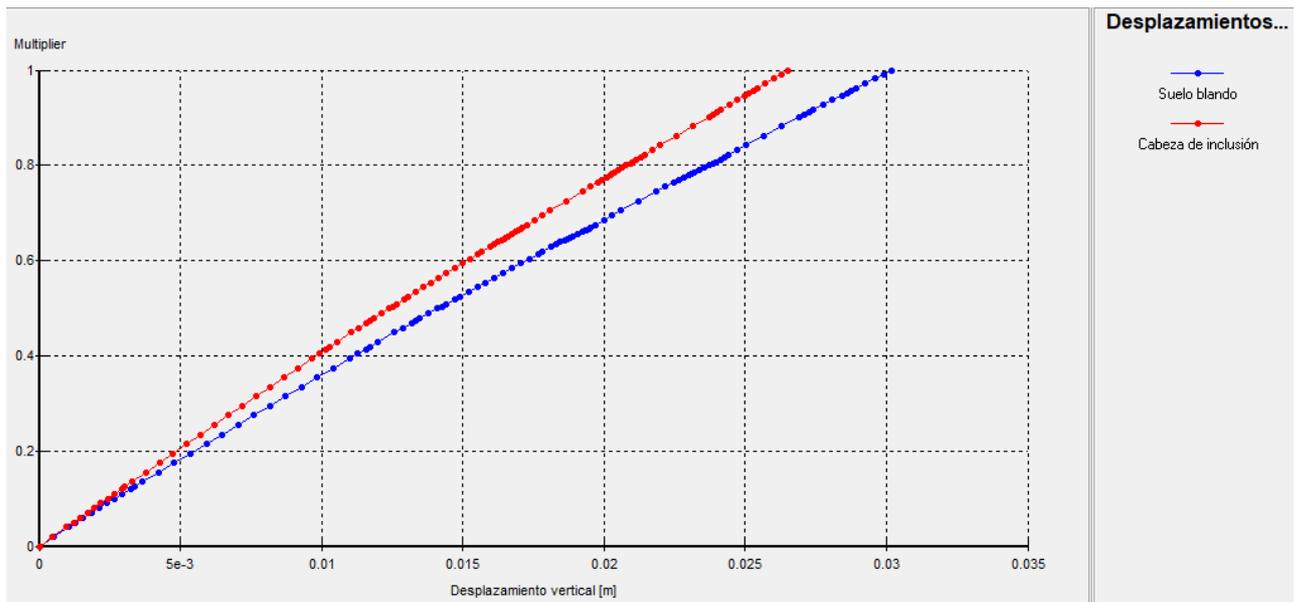


Figura 6.7: Comparación desplazamientos verticales

La profundidad del punto neutro en este caso ha descendido un poco, aunque sigue estando muy próxima a la mitad de la longitud de la columna.

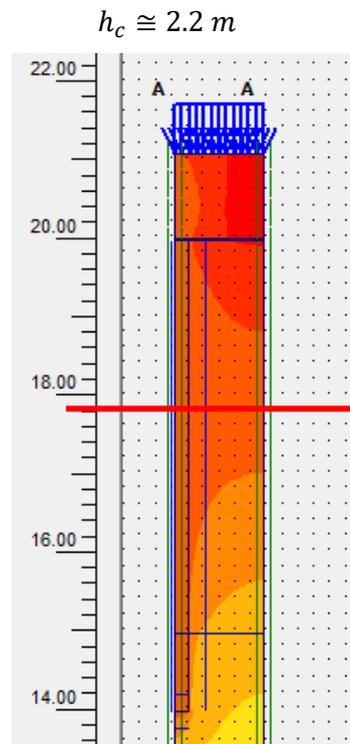


Figura 6.8: Localización del punto neutro

Las tensiones efectivas verticales medias que se obtienen son:

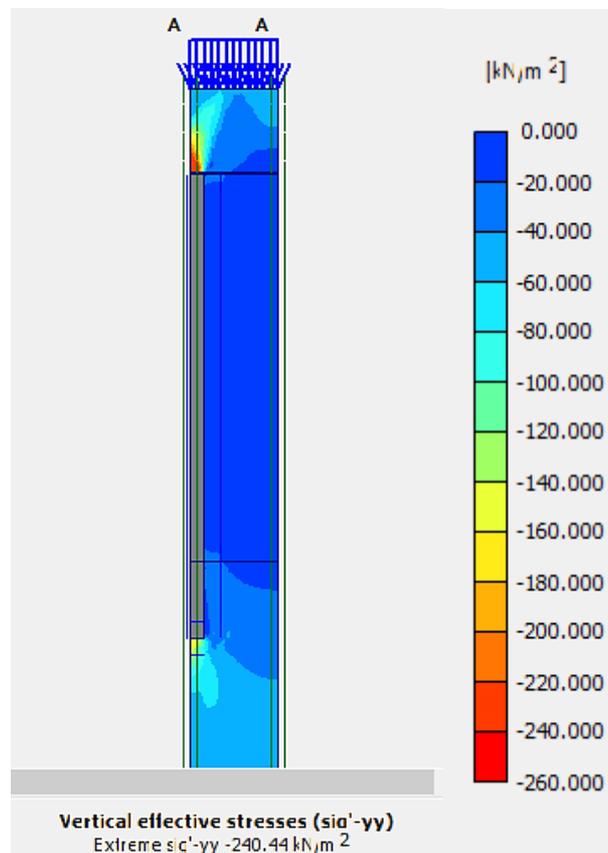


Figura 6.9: Tensiones efectivas verticales medias y tensión máxima

La tensión máxima tiene un valor de  $\sigma'_{m\acute{a}x} = -240.44 \text{ kN/m}^2$ .

Las bóvedas de transferencia de cargas en el encepado se desarrollan por completo, al igual que en el caso de las inclusiones flotantes y, además, se ve cómo al empotrar la columna en el terreno portante la capa de arcillas blandas queda descargada casi por completo.

Las tensiones que se desarrolla a nivel de la cabeza de la inclusión a la distancia R son:

$$q_s^+ = 11.98 \text{ kN/m}^2$$

Point	Step	Uy [m]	sig'-yy [kN/m2]
101	99	0.028	11.27
102	100	0.029	11.35
103	101	0.029	11.42
104	102	0.029	11.
105	103	0.029	11.64
106	104	0.03	11.77
107	105	0.03	11.89
108	106	0.03	11.98

Figura 6.10: Tensión vertical-desplazamiento en el punto de suelo blando más alejado de la cabeza de inclusión

La tasa de reducción de tensiones que se obtiene en este caso:

$$SRR = 0.16$$

Es decir, la tensión que soportará el suelo blando habiendo ejecutado la mejora de inclusiones empotradas, es un 84% inferior a la que soportaría en el caso sin mejora.

Finalmente, podemos hacer la comparación de las tensiones que aparecen en cabeza y pie de la inclusión:

$$\sigma_{v,cabeza} = 194.08 \text{ kN/m}^2 \text{ y } \sigma_{v,punta} = 151.95 \text{ kN/m}^2$$

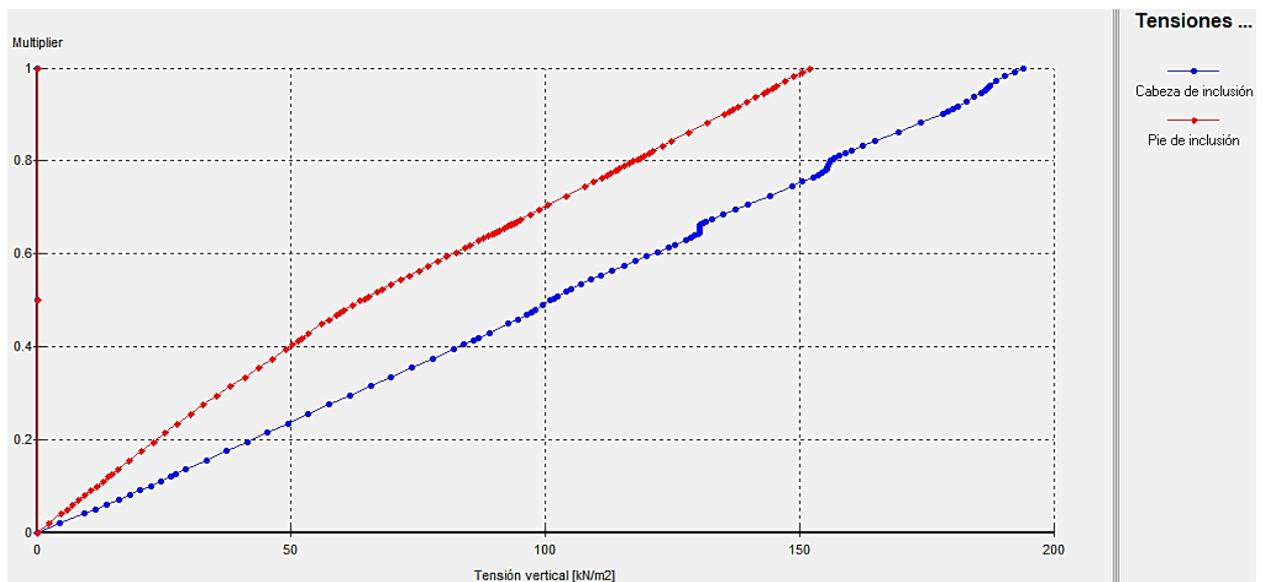


Figura 6.11: Tensión en dos puntos; cabeza y pie de inclusión



# 7 CONCLUSIONES

---

A fin de resumir todo lo desarrollado durante el trabajo, se puntualizan las siguientes conclusiones:

- En lo que respecta al tipo de mejora sobre el terreno blando, los métodos analíticos son bastante recientes y por lo que he podido investigar, solo la normativa francesa NF P 94-262, además del EC-7, recoge el diseño y cálculo este tipo de tratamiento.
- Los métodos analíticos se centran, principalmente, en calcular los asientos que se producirían en el estrato blando que se desea mejorar y a partir de ahí, diseñar la mejora con las inclusiones rígidas.
- Comparando el cálculo analítico desarrollado y los resultados obtenidos a partir de método de elementos finitos, podemos decir:
  - En general, el modelo de Combarieu, desarrollado en el cálculo analítico, aunque tiene algunas limitaciones, pero desarrolla los mecanismos de transferencia de carga de manera que se acerca de una forma bastante fiable al comportamiento real del terreno, tanto en el encepado granular como en el contacto suelo blando-inclusión.
  - Para el cálculo de la carga  $q_s^+$  que llega al terreno blando a través de la capa de transferencia, el método de Combarieu, solo tiene en cuenta los parámetros asociados al material del colchón, el espesor de este y el espaciamiento entre inclusiones. No se tiene en cuenta los parámetros resistentes de los materiales del colchón, ni de las columnas.
  - Esa misma carga  $q_s^+$  se considera como una carga uniformemente distribuida entre las inclusiones, sin embargo, en el modelo numérico se observa el mecanismo real de transferencia y la influencia de la distancia al eje de la inclusión.
  - Los asientos que se obtienen mediante el modelo analítico corresponden a asientos medios en el estrato compresible hasta la altura crítica del punto neutro.
  - La altura del punto crítico es muy diferente si se calcula mediante uno u otro método. La obtenida a partir de modelo numérico es inferior a la obtenida por el método de Combarieu.
- Analizando las diferentes configuraciones propuestas para la mejora:
  - Los asientos que se obtienen son en general menores con las inclusiones empotradas, pero se observa cómo en el plano de aplicación de cargas, plano sobre el que se cimenta la construcción, aparecen asientos diferenciales, en cambio, para las inclusiones flotantes esto no sucedía.
  - La altura a la que se encuentra el punto neutro aumenta con la longitud de la columna.
  - Las tensiones que se transmiten por el encepado granular hasta la cabeza de inclusión y capa blanda no presentan grandes diferencias entre ambas configuraciones, pero sí que, al estudiar la tasa de reducción de tensiones, se observa una mejora cuando se diseñan las inclusiones empotradas.
  - En el caso de las columnas empotradas en el estrato de gravas y arenas, la carga que llega a la cabeza de la inclusión se transmite casi por completo a la capa portante, dejando al estrato de arcillas descargado casi por completo.



# REFERENCIAS

---

- [1] E. Dirección General de Carreteras, *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera*. 2009.
- [2] P. N. Asiri, *Recommandations pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des ouvrages sur sols améliorés par inclusions rigides verticales*. 2012.
- [3] NF P 94-262, *Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations profondes*. 2012.
- [4] R. G. Pérez, “Inclusiones Rígidas – Análisis Comparativo de los Métodos Analíticos y los INCLUSIONES RÍGIDAS – ANÁLISIS COMPARATIVO,” no. September 2012, 2015, doi: 10.13140/2.1.3061.0728.
- [5] *PLAXIS Material Models CONNECT Edition V20*. 2015.
- [6] E. Instituto Geológico y Minero de España, “Mapa Geológico de España escala 1:50 000, Hoja 984.” p. 50, 1983, doi: 10.1021/la901379d.
- [7] E. Instituto Geológico y Minero de España, “MMagna0984.”.
- [8] E. Instituto Geológico y Minero de España, “Mapa Geotecnico General escala 1:200 000.”.
- [9] C. O. Mazo and J. L. Salinas Rodriguez, “Mapa previsor de riesgos por expansividad de arcillas en España.” p. 18, 1986, [Online]. Available: [http://info.igme.es/cartografia/datos/ArcillasExpansivas\\_1000/MemoriaArcillasExpansivas\\_1000/MemoriaArcillasExpansivas\\_1000.pdf](http://info.igme.es/cartografia/datos/ArcillasExpansivas_1000/MemoriaArcillasExpansivas_1000/MemoriaArcillasExpansivas_1000.pdf).
- [10] Gobierno de España, “CTE-SE-C-Seguridad estructural Cimientos,” in *Boletín Oficial del Estado*, 2008, pp. 1–160.
- [11] Ministerio de Formento, *Recomendaciones Para Obras Maritimas ROM 0.5-05 Recomendaciones Geotecnicas para Obras Maritimas y Portuarias*. 2005.
- [12] J. L. Jiménez Salas, Jose Antonio; De Justo Alpañés, *Geotecnia y cimientos I.*
- [13] Gobierno de España, “DB SE- AE Seguridad Estructural, Acciones en la Edificación.,” in *Boletín Oficial del Estado*, 2009, pp. 1–42.