

Universidad de Granada

Programa de doctorado de Ciencias de la Tierra



**Análisis del comportamiento tenso-deformacional
de arcillas terciarias sobreconsolidadas en el
entorno del Campo de Gibraltar.**

TESIS DOCTORAL.

Programa de doctorado de Ciencias de la Tierra

Francisco Javier Manzano Diosdado

Granada, a 12 de diciembre de 2022

Universidad de Granada

Programa de doctorado de Ciencias de la Tierra



Análisis del comportamiento tenso-deformacional de arcillas terciarias sobreconsolidadas en el entorno del Campo de Gibraltar.

TESIS DOCTORAL

Francisco Javier Manzano Diosdado

Directores de la tesis:

Dr. José Miguel Azañón Hernández

Dr. Francisco Lamas Fernández

Granada, a 12 de diciembre de 2022

Editor: Universidad de Granada. Tesis Doctorales
Autor: Francisco Javier Manzano Diosdado
ISBN: 978-84-1117-745-0
URI: <https://hdl.handle.net/10481/80700>

AGRADECIMIENTOS

Una tesis doctoral siempre es un trabajo ingente que durante su desarrollo acumula una innumerable cantidad de interacciones con personas e instituciones que en mayor o menor medida acaban condicionando el devenir de la investigación. En la tesis que aquí se presenta, he tenido la inmensa fortuna de contar con la colaboración de personas sin las cuales nunca hubiese podido alcanzar el objetivo planteado hace ya algunos años.

Y cualquier agradecimiento no puede si no empezar por las dos personas que han dirigido y sustentado todo el trabajo desarrollado: el Dr. Francisco Lamas Fernández, profesor titular del Departamento de Ingeniería Civil y el Dr. José Miguel Azañón Hernández, catedrático de Universidad del Departamento de Geodinámica, ambos de la Universidad de Granada. A ellos les debo agradecer su sempiterna disponibilidad para comentar los avances, daba igual si era un día festivo o una hora intempestiva, al final siempre les encontraba cuando les necesitaba. Además, a José Miguel le debo el haberme advertido lo duro que sería este camino antes incluso de iniciarlo (advertencias que por supuesto no tuve en cuenta, pero que me sirvieron para saber a qué me enfrentaba). A Paco, esa capacidad de sacar lo mejor de mí exprimiendo todo lo que se podía exprimir y la capacidad de motivación que era capaz de transmitir en cada una de las innumerables reuniones que tuvimos (casi todas en fines de semana, robándole tiempo de descanso). Desde luego, puedo asegurar que, sin su colaboración y los ánimos que me transmitía, esta tesis nunca hubiese llegado a su fin.

Otro de los pilares que han permitido el desarrollo de la presente tesis, ha sido mi trabajo en Sergeycy Andalucía. Desde que empecé mi vida laboral y mi desarrollo profesional, he desempeñado mi labor en esta empresa que me ha permitido crecer profesionalmente. Además, en ningún momento han dudado en apoyarme en mis proyectos personales incluso financiando los ensayos necesarios para el desarrollo de esta tesis que ahora se presenta. Debo dar las gracias a Paco Moreno y a Daniel Sotillo, por apostar por mí hace ya casi veinte años, y por seguir apostando hoy en día. A Manolo Rodríguez que tantísima ayuda me ha prestado con los ensayos de laboratorio realizados y como no a Julio Rondón, mi mano derecha, que siempre está ahí cuando se le necesita.

Para los ensayos de microscopía electrónica, tuve la suerte de contar con la colaboración desinteresada de Juan Almagro y Andrés Núñez, del laboratorio de la empresa Acerinox Europa. Una ayuda técnica que resultó fundamental para el análisis de las texturas de las muestras y que nos mostró imágenes espectaculares de los suelos analizados.

Una de las mayores fuentes de bibliografía a la hora de redactar la presente tesis fue sin duda la base de datos de la *Sociedad Española de Estudios para la Comunicación Fija a través del Estrecho de Gibraltar, S.M.E., S.A. (SECEGSA)*. Esta sociedad me permitió acceder a toda la documentación existente sin restricciones. Muchas gracias a la

entonces presidenta, Dña. Ángeles Alastrué y al ya felizmente jubilado Nicolás Sandoval, director del área de Medio Físico, que me facilitaron acceso a dichos datos.

Agradecer también a la empresa Industrias Juferma S.A., y a su director técnico, Juan Carlos Martínez Santarén, su asesoramiento y la cesión de imágenes de sus materiales de perforación y muestreo.

Una colaboración constante a lo largo de estos años se ha producido con el ingeniero Michael Millgate, socio director de la empresa Belilos Ltd., Consulting Structural & Civil Engineers. Michael es una persona siempre dispuesta a enseñar y a colaborar en todo lo que se le plantea de buen talante y de la que siempre se aprenden cosas.

Otro ingeniero al que debo agradecerle muchas cosas es a Alfredo Carrasco, subdirector de infraestructuras de la Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras. Él fue sin duda quien me enseñó lo poco que sé sobre estructuras y el que me hizo entender que no se pueden estudiar estructuras y suelos por separado ya que el comportamiento de unas siempre depende de los otros (y viceversa). Además, me ayudó hace muchos años ya con mis primeros pasos en la modelización geotécnica, ayuda que claramente nunca agradeceré lo suficiente.

Quisiera también mencionar a la persona que me inició en la investigación científica como tal, allá por el año 2001: el Dr. Juan Ignacio Soto Hermoso, Catedrático de Universidad en el Departamento de Geodinámica de la Universidad de Granada. De su mano di los primeros y titubeantes pasos en la investigación en aquellos días de campo cartografiando nuestra querida falla de Maro.

No puedo olvidar a mis compañeros de promoción con los que tantos años después sigo teniendo contacto en la lejanía y que de una manera u otra (muchas veces sin ellos saberlo) me han ayudado en este proyecto. Mi amigo Javi Carmona (Mr. Carmona), con el que intercambio interesantes puntos de vista de proyectos a este y al otro lado del canal de la Mancha, a Carmen Garzón, que durante años me acompañó profesionalmente y con la que me sigue uniendo una gran amistad. Y, sobre todo, con mis dos magníficas, María Rodríguez Miller y Virginia Robles Arenas (¡muchas gracias por estar ahí chicas!).

Pero sin duda, si hay un grupo al que debo agradecerles todo, ese es sin duda mi familia. A mis padres, Pepe y Ana, que pase lo que pase siempre están ahí y que durante años pelearon para darnos a mi hermano y a mí la oportunidad de ser lo que quisiésemos ser (¿hay mejor regalo que ese?). A mi tío Carlos, a cuya defensa de su tesis doctoral tuve la suerte de asistir siendo apenas un crío y que despertó en mí un cierto interés por la ciencia. A mi hermano Daniel, con el que tanto he compartido durante sus 43 años de vida y que tanto me ha ayudado con el tratamiento estadísticos de los datos de esta tesis. Pero sin duda, a quien más tengo que agradecerles su apoyo y su comprensión es a mis tres soles, Julia, Helena y Maria del Carmen. Ellas son a las que esta tesis les ha

robado tanto de mi tiempo, las que me han animado cuando ha hecho falta y las que me han apoyado incondicionalmente en todo momento.

RESUMEN

Bajo el término Flysch, se engloban un conjunto de depósitos sedimentarios compuestos por alternancias más o menos rítmicas de materiales rocosos (areniscas, margas margocalizas, etc.) con materiales arcillosos menos competentes. Estos materiales están presentes en numerosos puntos del planeta, siempre asociados a procesos orogénicos.

Desde el punto de vista geotécnico, los materiales de tipo Flysch presenta una elevada dificultad a la hora de ser muestreados. Por lo general, incluso los materiales arcillosos del Flysch suelen presentar comportamientos intermedios entre rocas blandas y suelos muy firmes, lo que les confiere suficiente resistencia como para complicar su muestreo mediante los toma-muestras convencionales. Por ello, es necesario recurrir a técnicas más complejas para conseguir muestreos sobre este tipo de terrenos y este es uno de los motivos por lo que son materiales que, por lo general, están poco estudiados.

Este tipo de materiales están presentes en un buen número de infraestructuras terrestres y marítimas, las cuales frecuentemente quedan condicionadas por la especial naturaleza de estos materiales (Manzano et al. 2020). Deslizamientos de ladera, problemas asociados a estabilidad de las cimentaciones o problemas de estabilidad en la excavación de túneles son algunos de los problemas geotécnicos que con frecuencia se detectan en este tipo de materiales.

En la presente tesis, se ha realizado una detallada caracterización física, química y mineralógica de los materiales arcillosos del Complejo del Campo de Gibraltar (Sur de España).

Desde el punto de vista granulométrico, estos materiales han demostrado poseer un elevado porcentaje de finos (69,92 % de media), aunque en su mayoría presentan un cierto contenido en gruesos debido en realidad a la dificultad para dispersar los agregados arcillosos.

Respecto a la plasticidad, las muestras analizadas muestran un valor medio del límite líquido de 38.2 con un índice de plasticidad medio de 17.5. En cuanto al contenido de humedad natural, las muestras analizadas presentan valores medios por debajo del límite plástico (humedad media = 15.7%). Todo esto hace que los suelos analizados se clasifiquen en su mayoría como arcillas inorgánicas de baja plasticidad (Manzano et al. 2022).

Además, se han realizado ensayos de difracción de rayos X para establecer la mineralogía presente en las muestras. En estos ensayos, el principal mineral presente en todos los casos es el cuarzo, seguido de un porcentaje importante de illita. El clinocloro también aparece de manera generalizada como un mineral principal, mientras que tanto calcita como dolomita aparecen en menor medida. Como

mineralogía accesoria de este tipo de arcillas aparecen minerales como la Beidelita, paligorskita, fluorapatito, chamosita y nontronita.

Desde un punto de vista estrictamente químico, las muestras analizadas presentaron contenidos en sulfatos y sales solubles bajos, mientras que apenas presentaban materia orgánica. Por último, el contenido medio en carbonatos es del 5 % aunque con diferencias significativas entre diferentes muestras.

Además de identificar y estudiar la composición del suelo, se han realizado ensayos conducentes a conocer sus propiedades resistentes. Para ello, se han realizado ensayos triaxiales (de tipo CU y CD), además de ensayos edométricos. A partir de estos ensayos se han extraído los valores característicos para cada una de las muestras de manera que éstas pudiesen representarse según tres modelos constitutivos diferentes, a saber: Modelo Mohr Coulomb, Modelo Cam Clay Modificado y modelo Hardening Soil. A partir de los ensayos realizados se ha comprobado que las muestras muestran un comportamiento hiperbólico bajo condiciones triaxiales con un cierto endurecimiento progresivo conforme aumenta la deformación.

Por otro lado, se han realizado modelos mediante elementos finitos de los propios ensayos triaxiales de manera que se comprobase la bondad del ajuste para cada uno de los modelos establecidos. En todas las modelizaciones realizadas, se comprueba que el modelo Hardening Soil es el que se ajusta con más precisión a los datos reales de ensayo, siendo este ajuste sensiblemente mejor para deformaciones unitarias bajas. Los modelos Cam Clay y Mohr Coulomb no mostraron ajustes razonables más que en la primera parte del comportamiento elástico.

En la parte final de la tesis, se ha realizado un análisis mediante elementos finitos de un ensayo real de carga estática axial sobre un micropilote. Los resultados obtenidos en este ensayo se han comparado con los resultados arrojados para este modelo, observándose cómo el mejor ajuste se obtiene cuando se modeliza el terreno con un modelo constitutivo de tipo Hardening soil, siendo las diferencias entre el modelo y los datos reales del ensayo (del orden del 3 %).

ABSTRACT

The term 'Flysch' encompasses a set of sedimentary deposits made up of rhythmic alternations of rocky materials (sandstone, marl-limestone, etc.) with less competent clayey materials. These materials are present in many parts of the planet, always associated with orogenic processes.

From a geotechnical point of view, Flysch-type materials are highly difficult to sample. In general, even the clayey materials of the Flysch tend to present intermediate behaviours between soft rocks and very firm soils, which gives them enough resistance to complicate their sampling using conventional samplers. For this reason, it is necessary to resort to more complex techniques to obtain samples on this type of land, and this is one of the reasons why these materials are generally little studied.

These materials are present in many terrestrial and maritime infrastructures, which are frequently conditioned by the special nature of these materials (Manzano et al. 2020). Landslides, problems associated with the stability of the foundations or stability problems in the excavation of tunnels are some of the geotechnical problems that are frequently detected in this type of material.

In this thesis, a detailed physical, chemical, and mineralogical characterisation of the clayey materials of the Campo de Gibraltar Complex (Southern Spain) were carried out.

From the grading point of view, these materials were shown to possess a high percentage of fines (69.92 % on average), although most of them had a certain coarse content, due to the difficulty in dispersing the clayey aggregates.

Regarding plasticity, the samples analysed showed a mean value of the liquid limit of 38.2 with a mean plasticity index of 17.5. Regarding the natural moisture content, the samples analysed presented mean values below the plastic limit (mean moisture = 15.7%). This means that the analysed soils were classified mostly as inorganic clays of low plasticity (Manzano et al., 2022).

In addition, X-ray diffraction tests have also been carried out to establish the mineralogy in the samples. In these tests, quartz was the main mineral present in all cases, followed by a significant percentage of illite. Clinocllore also appeared widely as a major mineral, while both calcite and dolomite appeared to a lesser extent. Minerals such as beidellite, palygorskite, fluorapatite, chamosite and nontronite appeared as accessory mineralogy of this type of clay.

From a strictly chemical point of view, the samples analysed presented low sulphate and soluble salt contents, and hardly any organic matter. Finally, the average carbonate content was 5%, with significant differences between samples.

In addition to identifying and studying the composition of the soil, tests were carried out to determine the resistant properties of this type of soil. To this end, triaxial tests (CU and CD types) were carried out in addition to oedometric tests. From these tests, the characteristic values for each of the samples were extracted so that they could be represented according to three different constitutive models: Mohr-Coulomb Model, Modified Cam Clay Model and Hardening Soil model. From the tests, the samples were verified to show a hyperbolic behavior under triaxial conditions with a progressive hardening as the deformation increases.

In addition, models were made using finite elements of the triaxial tests to check the goodness of fit for each of the established models. In all the modelling carried out, it was verified that the Hardening Soil model is the one that adjusts most precisely to the real test data, this adjustment being significantly better for low unit strains. The Cam Clay and Mohr-Coulomb models did not show reasonable fits other than in the first part of the elastic behaviour.

In the final part of the thesis, an analysis was carried out using finite elements of a real test of axial static load on a micropile. The results obtained in this test were compared with the results obtained for this model, observing how the best fit is obtained when the terrain is modelled with a Hardening soil type constitutive model, with the differences between the model and the real test data being (around 3%).

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN Y JUSTIFICACIÓN.....	14
1.1.- Introducción y objetivos	14
1.2.- Estado actual del conocimiento.	18
1.3.- El proyecto de enlace fijo Europa – África.....	23
1.4.- Aportes de la tesis	26
2. MARCO GEOLÓGICO Y GEOGRÁFICO DE EL COMPLEJO DEL CAMPO DE GIBRALTAR	
27	
2.1. Ámbito geográfico.....	27
2.2. Contexto geológico	30
2.3. Litoestratigrafía del complejo del Campo de Gibraltar	34
2.4.- Hidrogeología.....	37
2.5.- Geomorfología	39
2.6.- Sismicidad.	40
3. METODOLOGÍA.....	43
3.1.- Generalidades.....	43
3.2.- Metodología del muestreo.	43
3.2.1.- Toma de muestras inalteradas en suelos.	43
3.2.2.- Muestras obtenidas	45
3.3.- Metodología ensayos de laboratorio.	48
3.3.1.- Ensayos de identificación y clasificación.....	49
3.3.1.1 Sistema unificado de clasificación de suelos.....	50
3.3.1.2 Clasificación PG-3	51

3.3.1.3 Clasificación AASHTO.....	54
3.3.2- Ensayos edométricos.	55
3.3.3.- Ensayos triaxiales.	55
3.3.4.- Ensayos químicos.	56
3.3.5.- Determinación del contenido en sales solubles.	56
3.3.6.- Difracción de Rx.	57
3.3.7.- Microscopía electrónica de Barrido.....	57
4. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA, MINERALÓGICA Y QUÍMICA	60
4.1.- Propiedades índices y clasificación de suelos.	60
4.2.- Caracterización mineralógica.	63
4.3.- Caracterización química.....	69
4.4.- Textura de los agregados minerales.....	70
4.5.- Resultados de características mecánicas.	73
5. CARACTERIZACIÓN TENSO-DEFORMACIONAL.....	78
5.1.- Introducción.....	78
5.2.- El modelo Mohr Coulomb.....	78
5.2.1.- Fundamento teórico.	78
5.3.- El modelo CAM – CLAY.	81
5.3.1.- Fundamento teórico. Estado crítico.	82
5.4.- El modelo Hardening Soil.....	84
5.4.1.- Fundamento teórico.	85
5.5.- Parámetros establecidos para cada uno de los modelos.	87
5.5.1.- Parámetros del modelo Mohr - Coulomb.....	87

5.5.2.- Parámetros del modelo Cam Clay modificado.	88
5.5.3.- Parámetros del modelo Hardening Soil.	91
6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	93
6.1.- Ensayos de identificación y clasificación	93
6.2.- Caracterización geoquímica y mineralógica	96
6.3.- Resultados de características mecánicas.	97
7. MODELIZACIÓN MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS.....	107
7.1.- Modelización de ensayos triaxiales consolidados y no drenados.	107
7.2.- Modelización de una prueba de carga estática en micropilote.	113
8. CONCLUSIONES	120
8.1.- Introducción y revisión bibliográfica.	120
8.2.- Caracterización fisicoquímica de las muestras ensayadas.	120
8.3.- Caracterización mecánica de las muestras ensayadas.....	122
8.4.- Bondad del ajuste de los diferentes modelos constitutivos empleados.....	123
8.5.- Representatividad de los modelos en el caso real de una prueba de carga axial sobre un micropilote.....	124
8.6.- Aspectos de interés para investigaciones futuras.	125
9. BIBLIOGRAFÍA	127

1. INTRODUCCIÓN Y JUSTIFICACIÓN.

1.1.- Introducción y objetivos

El término Flysch fue introducido por primera vez por Studer que lo definió como *Depósitos sedimentarios consistentes en una alternancia variada de sedimentos clásticos asociados con fenómenos de orogénesis* (Studer 1827). Este tipo de depósitos incluye alternancia de materiales rocosos (areniscas, margas, margocalizas, etc.) con materiales arcillosos que en ocasiones llegan a ser mayoritarios (figura 1). Esta alternancia genera frecuentemente complicaciones a la hora de su estudio debido al comportamiento intermedio entre rocas débiles y suelos duros (Roje-Bonacci 1998) (Arbanas 2008). Este tipo de materiales se hace muy difícil de muestrear debido a que genera rechazo a la penetración de los toma-muestras habituales y presentan ciertos problemas para su perforación. Esta dificultad para su muestreo hace que los ensayos habituales para caracterizar su resistencia y deformabilidad sean difíciles de realizar y no en todas las situaciones sea posible.



Figura 1: Vista de los materiales tipo Flysch en la ensenada de Getares (Algeciras, Cádiz).

Por otro lado, este tipo de sucesiones arcillosas – rocosas son bien conocidas como formaciones que habitualmente condicionan la aparición de diferente tipo de patologías de origen geotécnico (Dounias 1996; Palomba 2013). Si bien no es el único, uno de los problemas más frecuentes en este tipo de materiales son las inestabilidades en laderas y túneles excavados sobre este tipo de materiales. A continuación se indican, a modo de ejemplo, algunos casos en los que este tipo de formaciones han generado problemas o patologías de carácter geotécnico.

Durante la construcción de la autopista del adriático, cerca de la localidad de Rijeka (Croacia), se produjeron patologías asociadas a depósitos de tipo Flysch (Arbanas 2008). Los taludes fueron diseñados originalmente atendiendo al criterio de rotura Hoek y Brown (Carranza-Torres et al. 2002) aunque, durante la construcción de la autovía, se produjeron algunas inestabilidades en los taludes que obligaron a realizar adaptaciones del diseño original conforme la obra avanzó.

Un caso de inestabilidad a gran escala es el descrito en 2009 por Panek (Pánek et al. 2009). En esta obra se produjo un colapso catastrófico desarrollado sobre materiales de tipo Flysch en los Cárpatos occidentales. En este caso el estudio retrospectivo mostró un primer movimiento de tipo rotacional seguido de movimientos complejos.

Por su parte, (Mikoš et al. 2009) describen una serie de inestabilidades generalizadas asociadas a deslizamientos de ladera además de erosiones regresivas en Eslovenia, en terrenos de tipo Flysch. En este trabajo, estiman que dos tercios del territorio esloveno presentan problemas de este tipo, lo que da idea de la magnitud del problema asociado a materiales de tipo Flysch en dicho país.

Otro ejemplo de inestabilidades de ladera asociadas a materiales arcillosos de tipo Flysch son los deslizamientos de Diezma y Riogordo (Azañón 2010). En ambos casos se trata de deslizamientos rotacionales con diversas superficies de deslizamiento que siempre se encuentran asociadas a los niveles arcillosos del Flysch. Estos niveles arcillosos contienen un elevado porcentaje de esmectita que provoca que actúe como lubricante facilitando los deslizamientos incluso sin que existan relieves importantes.

Los túneles también son estructuras que habitualmente sufren patologías cuando se desarrollan sobre estos materiales. El túnel Chenari – Nashi fue una obra emblemática en India debido a que fue el mayor túnel construido hasta la fecha en este país. Este túnel se ejecutó sobre materiales de tipo Flysch de la formación Murree inferior (Palomba 2013) mediante el método de perforación y voladura. A 820 m de la boca sur, se produjeron roturas en el revestimiento de hormigón proyectado que acabaron por colapsar y obligaron a cambiar el revestimiento inicialmente previsto (figura 2). Se comprobó que los problemas ocurridos durante la ejecución del túnel siempre estaban asociados a los niveles arcillosos del Flysch.



Figura 2: Vista e interpretación geológica del frente de excavación del túnel Chenari – Nashi en el momento del colapso. A la izquierda, fotografía del frente de excavación en el momento del colapso y a la derecha interpretación geológica de dicho frente (Palomba 2013)

Por su parte, el túnel de Draznaz (figura 3), situado en la región norte de Turquía, sufrió problemas de importancia durante su construcción (Aydin et al. 2004). Este túnel, de 2 kilómetros de longitud, se desarrolla en materiales de tipo Flysch de la formación Caglayan (cretácico superior). Todo el túnel se desarrollaba en una secuencia rítmica de argilitas y areniscas fuertemente replegadas y con una serie de fallas paralelas entre sí.

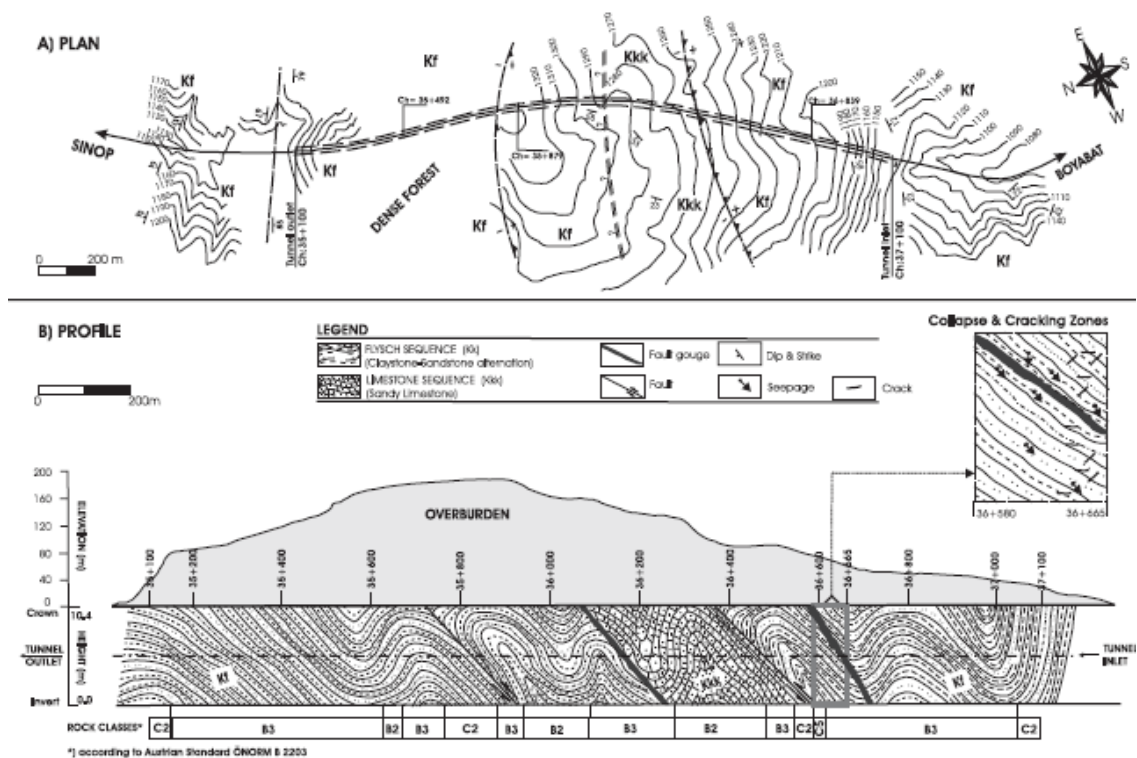


Figura 3: Mapa y corte geológico del túnel de Draznaz (Aydinet al. 2004)

Durante las labores de construcción del túnel, se produjo la rotura del revestimiento de hormigón proyectado y un colapso en la coronación del frente de excavación. En ambos casos se comprobó que los niveles arcillosos prácticamente se desintegraban en cuanto quedaban expuestos, perdiendo rápidamente su resistencia al corte. Estos problemas

generaron un retraso de más de dos meses en la ejecución del túnel, además de ser necesario aumentar los refuerzos y sostenimientos en algunas partes de este.

Como puede comprobarse, todos estos problemas están fuertemente condicionados por el comportamiento de la parte arcillosa del Flysch, de ahí la importancia de su estudio.

Por todo ello, se hace necesario ahondar en el conocimiento de este tipo de materiales. Sin duda, un profundo estudio de éstos ahondará en un mayor conocimiento tanto de sus propiedades como de su comportamiento, lo que redundará en una mejora en los proyectos que se desarrollen sobre este tipo de materiales. Hay que pensar, que las infraestructuras que se desarrollan sobre estos materiales son a menudo complejas y costosas, por lo que podrían ver su seguridad y relación coste beneficio incrementada notablemente con un mayor conocimiento del comportamiento de este tipo de litologías. Esta mejora será aún mayor en las fases iniciales de los proyectos (estudios básicos y estudios de viabilidad), en los que la información geotécnica suele ser escasa, de manera que tener un cierto soporte geotécnico sin duda proporcionaría una mayor solidez y una reducción en los costes posteriores.

La tesis que ahora se presenta aporta información que mejora y completa el conocimiento de este tipo de terrenos a partir de una serie de ensayos experimentales realizados sobre un buen número de muestras arcillosas del complejo del Campo de Gibraltar.

Se han analizado un total de ochenta y cinco muestras obtenidas en diferentes sondeos repartidos a lo largo de la comarca del Campo de Gibraltar. Sobre estas muestras se ha desarrollado una extensa batería de ensayos de laboratorio tanto para su identificación como para caracterizar su resistencia y deformabilidad. Los resultados obtenidos se han analizado desde el punto de vista de su parametrización.

Estos ensayos de laboratorio han permitido estimar los parámetros básicos de estos terrenos, además de sus parámetros deformacionales y resistentes para diferentes modelos constitutivos. Para ello, se han seguido diferentes enfoques metodológicos (por ejemplo, teoría de estado crítico frente a criterio de rotura de Mohr Coulomb). Una vez se han establecido estos parámetros, se han realizado análisis mediante elementos finitos de los propios ensayos realizados para comprobar la bondad de dichos parámetros y del tipo de modelo constitutivo empleado. De esta manera, se ha conseguido validar los propios parámetros intrínsecos de los suelos analizados, pero también se ha comprobado qué tipo de modelo constitutivo es el que mejor refleja el comportamiento observado de las muestras analizadas.

1.2.- Estado actual del conocimiento.

Aunque inicialmente el término Flysch se utilizó para describir este tipo de depósitos asociados a la orogenia alpina, con posterioridad se ha empleado para describir depósitos de características similares en otros lugares del mundo. Estos depósitos han sido descritos en numerosos puntos del planeta y asociados a diferentes cadenas montañosas.

Sin embargo, es bien conocido que este tipo de depósitos no está del todo bien caracterizados y debe profundizarse en su estudio (Marinos and Hoek 2001; Marinos 2010; Lertxundi et al. 2014).

Habitualmente, el límite entre suelos de consistencia firme o muy firme y rocas blandas no está del todo bien establecido (Tatiana 2003; Nickmann 2006). La Sociedad internacional de mecánica de rocas (ISRM), define como rocas extremadamente blandas a blandas, aquellas con un valor de resistencia a la compresión simple en el rango entre 0.25 y 25 MPa (Kanji 2014), de manera que se consideraría suelo todo aquel que presente valores de resistencia a compresión simple inferiores a 0.25 MPa. Por su parte, en España algunas normativas o guías, recomiendan un valor límite entre suelos y roca de 1 MPa (Fomento 2002a), si bien no deja de ser un límite arbitrario impuesto por la práctica ingenieril habitual. De hecho, diferentes autores han propuesto diferentes límites para considerar suelos y rocas (Kanji 2014) (figura 4). Sin embargo, esta arbitrariedad no quita que la aproximación a su estudio sea radicalmente diferente, según se aborde desde el punto de vista de la mecánica de suelo o de la mecánica de rocas.

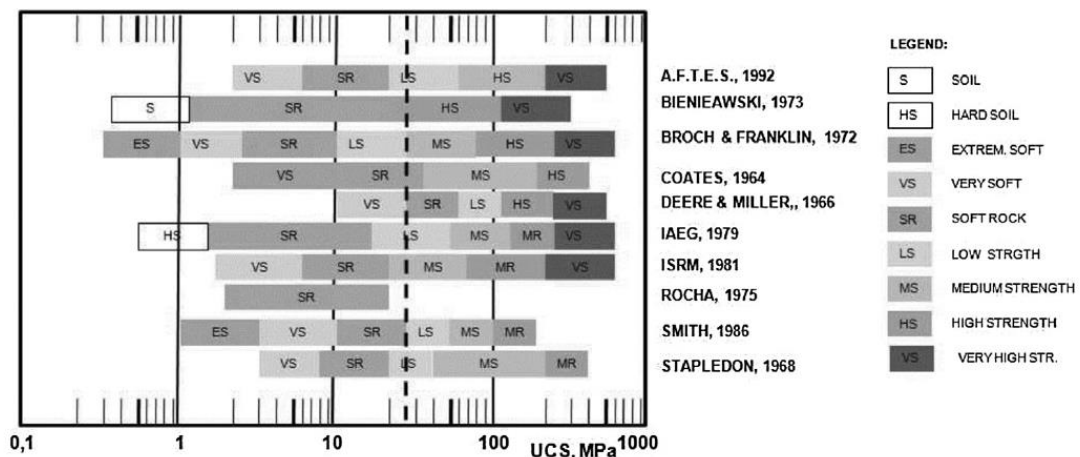


Figura 4: Clasificación de la dureza de las rocas en función de su resistencia a compresión simple (Kanji 2014)

En general, la mayor parte de los estudios realizados sobre los materiales de tipo Flysch se abordan desde el punto de vista de la mecánica de rocas (Marinos and Hoek 2001; He 2014; Lertxundi 2014; Mišćević 2014; Cano 2016; Malaj et al. 2017), caracterizando el macizo como rocas blandas en lugar de como suelos firmes o duros.

En cuanto a la caracterización de los niveles más arcillosos de los depósitos de tipo Flysch, poco se ha desarrollado a nivel global. Existen artículos que caracterizan este tipo de materiales arcillosos desde un punto de vista físico y mineralógico en el norte de Marruecos (El Ouahabiet al. 2014). En dicho artículo se identifican estas arcillas como de media – alta plasticidad y de composiciones mineralógicas con importantes porcentajes de illita, clorita y caolinita (figura 5).

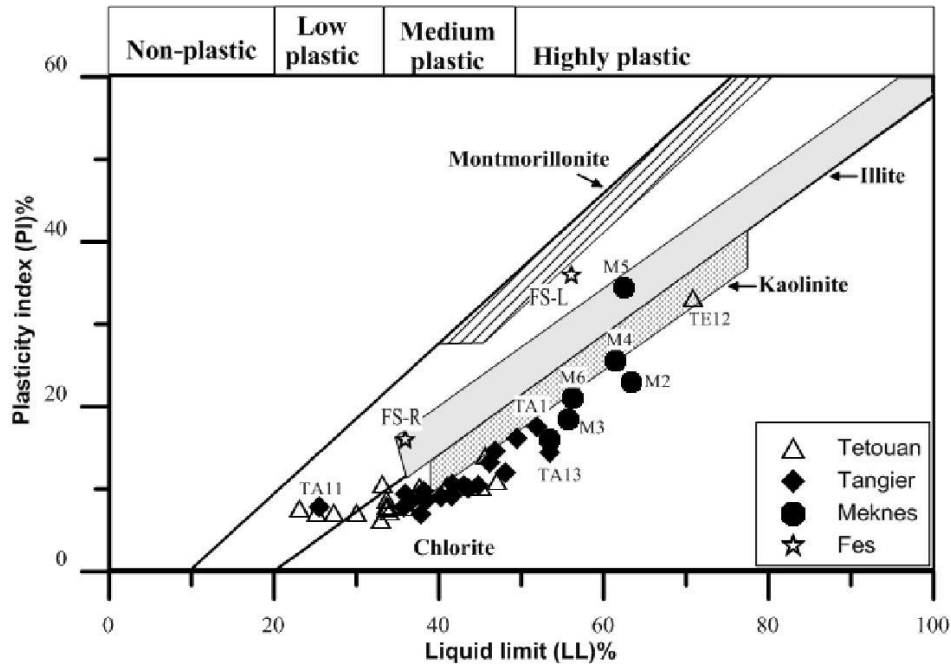


Figura 5: Carta de plasticidad de muestras arcillosas del Flysch (El Ouahabi et al. 2014)

Desde el punto de vista estrictamente geológico, en el entorno de los depósitos de tipo Flysch del Campo de Gibraltar, los primeros trabajos se remontan a primeros del siglo 20 (Gavala 1924) cuando se desarrolló el primer mapa geológico de la provincia de Cádiz a escala 1:200.000. Estos trabajos sufren una importante revolución en 1969 cuando Didon presenta su tesis doctoral (Didon 1969). En ésta, se reconoce por primera vez el carácter alóctono del apilamiento de unidades reconocibles en la zona. Años después se reconoce la homología de las unidades aflorantes a ambos lados del estrecho (Didon et al. 1973).

Con posterioridad, se han realizado extensos trabajos por parte de María Luján en los que se ha ahondado en la estructura de las diferentes unidades existentes en el complejo del Campo de Gibraltar (Luján 2000; Luján 2006; Luján 2018).

Pero sin duda, los principales trabajos realizados en este tipo de depósitos son los realizados por las dos sociedades estatales constituidas para el estudio del enlace fijo del estrecho: la Sociedad Española para la Comunicación Fija a través del Estrecho de Gibraltar (SECEGSA) en España y la Société Nationale d'Études du Détroit de Gibraltar (SNED) en Marruecos. Ambas han realizado un buen número de investigaciones a ambos lados del Estrecho de Gibraltar, para la caracterización de estos materiales. Por su

especial interés en la descripción tanto geológica como geotécnica de los materiales detectados, a continuación, se hace un extracto de los principales trabajos realizados:

En 1993 SECEG excavó un pozo en Bolonia para el estudio tenso-deformacional de la unidad Almarchal (SECEG 1994). En ese punto, la unidad Almarchal está formada por argilitas grises con intercalaciones de calcarenitas, calizas margosas y margas, presentando buzamientos de 30° a 75°. Para la investigación de los sostenimientos, se proyectaron diferentes revestimientos con gunita (figura 6).

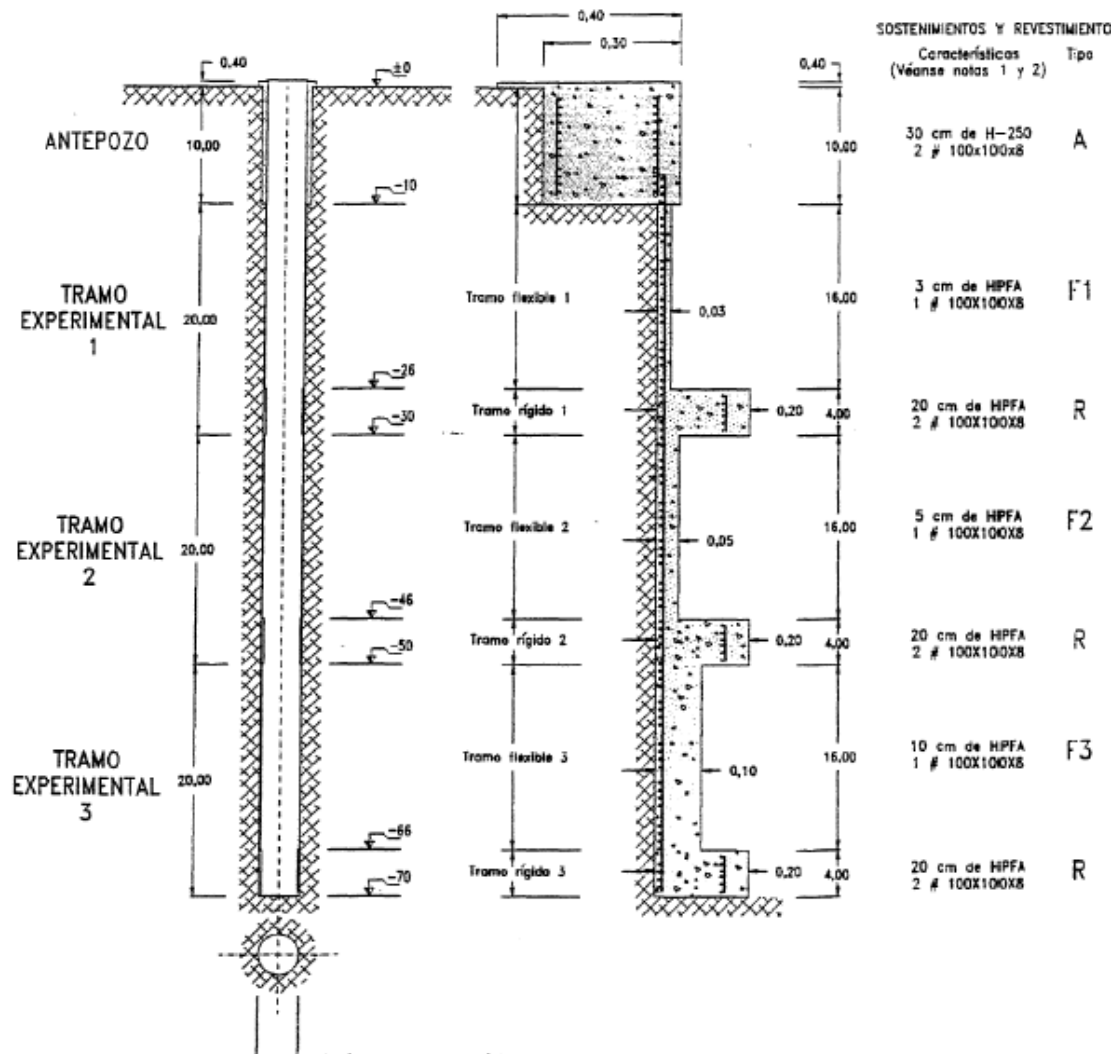


Figura 6: Sostenimientos empleados en el pozo de Bolonia (Pliego 1992)

Una vez excavado el pozo (de 74 m de profundidad), se procedió a su instrumentación mediante la instalación de células de presión total, extensómetros y clavos para medir convergencias. También, en el fondo del pozo, se realizaron cuatro sondeos para la ejecución de ensayos presiométricos, si bien los resultados se consideraron poco fiables. Además, se realizaron diversas perforaciones para la obtención de muestras y su posterior análisis en el laboratorio. El pozo fue clausurado en el año 2000 debido a su colapso parcial (SECEG 2000) que se manifestó con un gran socavón junto al brocal (Figura 7).



Figura 7: Socavón junto al brocal del pozo de Bolonia el 24 de enero de 2000 (Esteras 2000).

Durante el año 1995, SECEG llevó a cabo la excavación de la galería experimental de Tarifa (Muñiz 2015). Ésta es un túnel de 3.8 m de diámetro y 572 m de longitud, excavado siguiendo una dirección NNO aprovechando una zona en la que afloraban en muy poco espacio, litologías de la Unidad de Almarchal, Algeciras y Bolonia (figuras 8 y 9).

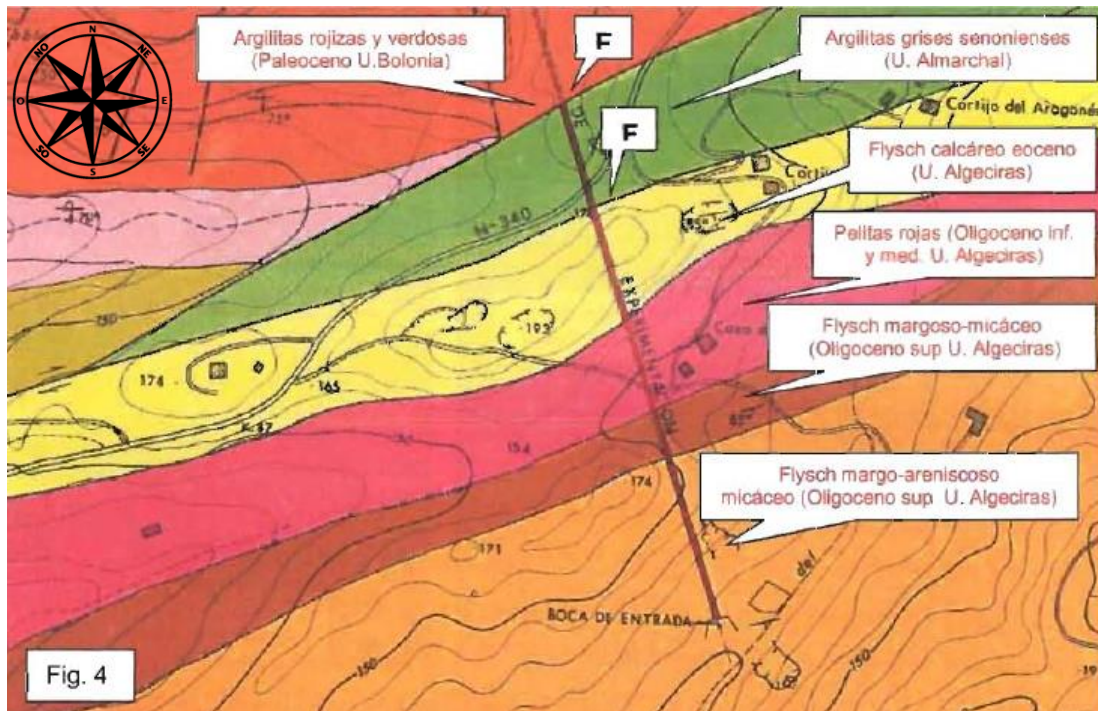


Figura 8: Plano geológico con indicación de la traza de la galería experimental de Tarifa (Sandoval 2012). La longitud total del túnel es de 572 m.

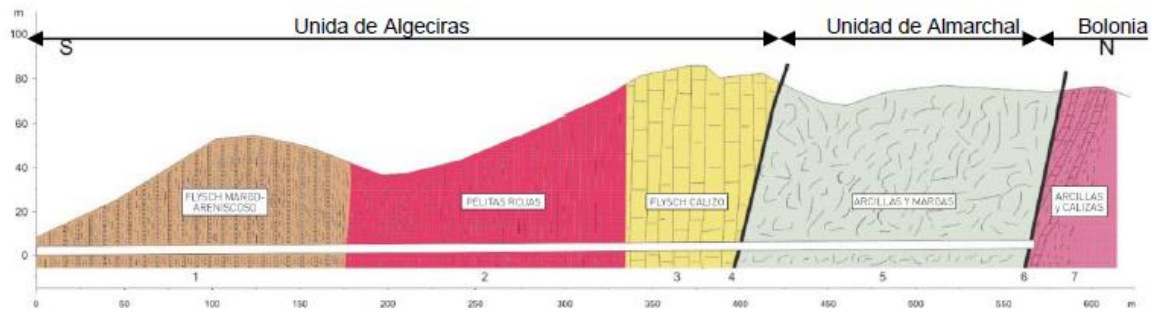


Figura 9: Sección esquemática de la galería experimental de Tarifa (SECEG 2013).

En el caso de la unidad Algeciras, se distinguieron tres términos litológicos diferenciados: Flysch margo – arenoso – micáceo, compuesto por argilitas algo limosas con intercalaciones de arenisca calcárea y limolitas; pelitas rojas con intercalaciones de calcarenitas de grano fino y el Flysch calcáreo formado por calcarenitas grises con intercalaciones margosas. La galería cuenta con una extensa instrumentación (células de presión total y extensómetros de cuerda vibrante, ver figura 10) y actualmente sigue estando habilitada. Sobre esta galería, se han realizado abundantes tomas de muestras para realizar ensayos de laboratorio, ensayos presiométricos y ensayos geofísicos (SECEG 2001).

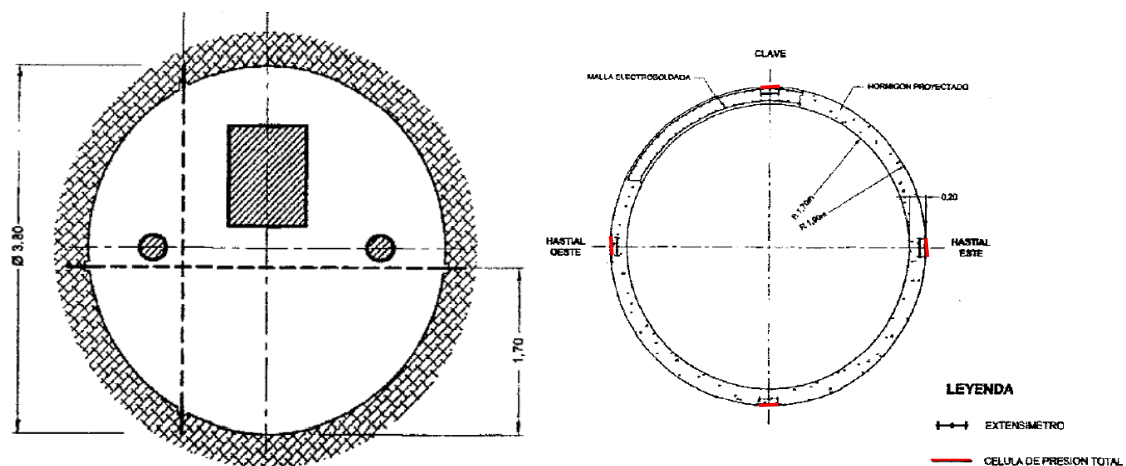


Figura 10: A la izquierda, croquis con la ubicación de los pernos de convergencia instalados en la galería. A la derecha, instrumentación instalada (células de presión total y extensímetros).

En la orilla Sur, también se han realizado investigaciones por parte de la sociedad estatal marroquí. Por su extensión e importancia, destacan las galerías y pozos de Malabata (Hamoumi 1995a; Hamoumi 1995b). Este complejo de pozos y galerías se construyó al Este de la ciudad de Tánger, principalmente sobre materiales de la unidad Algeciras (figura 11). En este complejo de pozos y galerías, se realizaron ensayos de carga con placa y se tomaron muestras para su posterior ensayo en laboratorio.

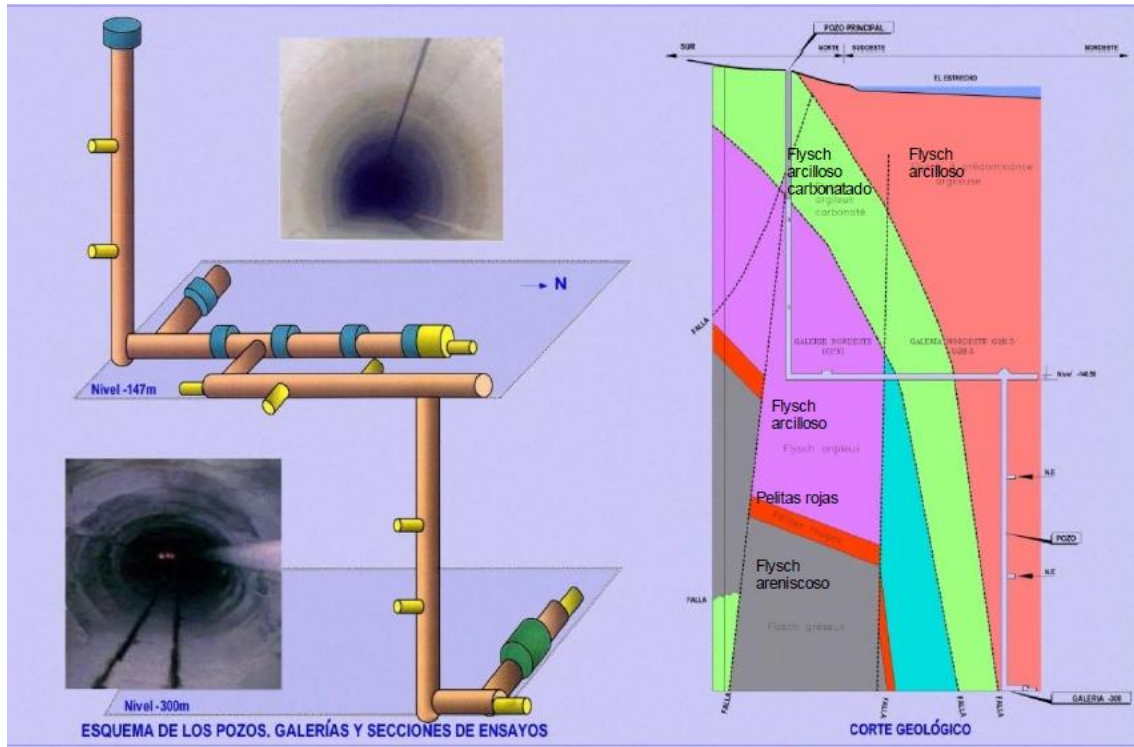


Figura 11: Esquema geológico del pozo y galerías de Malabata (Muñiz 2015).

Además de los pozos y galerías experimentales, SECEG ha desarrollado una serie de campañas de sondeos para la obtención de datos geológicos y geotécnicos a lo largo de la hipotética traza del túnel (SECEG 1981, SECEG 1983; SECEG 1984, SECEG 1990, SECEG 1991; SECEG 1992; SECEG 1994; SECEG 1995; SECEG 1996, SECEG 1997; SECEG 1998, SECEG 2001). Todos estos sondeos han permitido tener un conocimiento extenso de la disposición geológica de las diferentes unidades, y ha concluido en la elaboración de una serie de mapas geológicos de detalle de la zona (SECEG 1990; SECEG 1998; SECEG 2003; SECEG 2008).

Sobre estos sondeos se realizaron un buen número de ensayos de laboratorio que han quedado sintetizados en la tesis doctoral realizada por Mauro Muñiz (Muñiz 2015).

1.3.- El proyecto de enlace fijo Europa – África.

El estrecho de Gibraltar es un punto que ha sido considerado de interés estratégico desde tiempos remotos. Su especial posición geográfica, entre los continentes europeo y africano, además de ser el paso obligado hacia el mediterráneo desde el océano Atlántico, le ha conferido un especial interés desde el punto de vista geopolítico y económico a lo largo de la historia.

Los contactos más antiguos de los que se tiene constancia entre las dos orillas se produjeron ya en la prehistoria (Ramos Muñoz 2012). La existencia de objetos africanos en yacimientos arqueológicos del sur de la península ibérica como huevos de avestruz o

productos elaborados con marfil prueban la existencia de un cierto contacto entre ambas orillas durante el neolítico.

Precisamente, la cercanía de los dos continentes (apenas 14 Km en el punto más cercano), ha hecho que la posibilidad de construir un enlace fijo entre ambos continentes se haya planteado en numerosas ocasiones a lo largo de la historia. La primera evidencia de una propuesta escrita para un enlace fijo que uniese las dos orillas del estrecho es del año 957 (Velasco 2016). En ese año, Al-Masudi redacta su obra *Las praderas del Oro* en la que se habla de un hipotético puente mitológico que uniría España y el norte de Marruecos para el paso de caravanas comerciales y que estaría construido mediante piedras y ladrillos cocidos.

Más adelante, en el décimo tomo de la *Cosmografía* de Chems-ed-Din Dimasqui (1256-1327), se habla de un proyecto de puente que intentó construirse para unir ambas orillas

(figura 12). Además, se describe ese puente del que se dice que tenía un total de 72 apoyos a modo de pilares. Además, se habla de una construcción simultánea desde las dos orillas y de la ejecución de un rompeolas a modo de protección de los dos estribos. Su cimentación se describe como una serie de grandes cercos formados por madera que se rellenaban con una mezcla de bloques de piedra y argamasa que quedarían apoyados sobre el fondo marino. Aunque en este documento se habla de la finalización de la construcción de este puente y cómo inmediatamente fue destruido por el mar, con los conocimientos actuales parece claro que se trata de una idea mitológica de la época.



Figura 12: Descripción del puente y del proceso constructivo según Dimasqui (Velasco 2016)

Ya en tiempos recientes, y animado por los avances técnicos que se sucedieron tras la revolución industrial, en 1869, el ingeniero francés Charles de Villedeuil planteó firmemente la posibilidad de construir un enlace que uniese de manera fija las dos orillas del Estrecho de Gibraltar. En realidad, durante toda la primera mitad del siglo XX, se hicieron diversas propuestas para este enlace, cada una de ellas con una tipología estructural diferente, desde un túnel excavado (Jevenois 1927; Ibáñez de Iber 1952), un

túnel sumergido (Gallego Herrera 1929) o un puente suspendido de diversas tipologías (Peña Boeuf 1956) como el ejemplo mostrado en la figura 13.

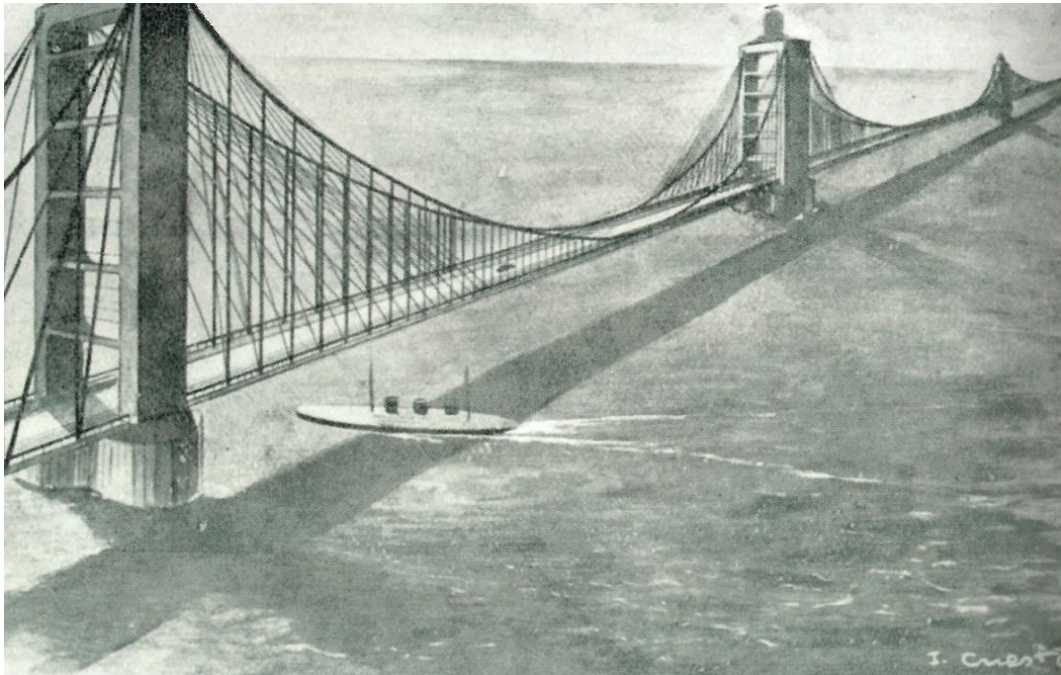


Figura 13: Boceto del posible puente colgante sobre el Estrecho de Gibraltar propuesto por Peña Boeuf (Velasco, 2016)

En el año 1972, se creó una comisión para el estudio de la viabilidad del proyecto por parte del entonces Ministerio de Obras Públicas de España y en 1979 se firma el acuerdo entre los reinos de España y Marruecos que posibilita la creación de dos sociedades públicas: la *Sociedad Española para la Comunicación Fija a través del Estrecho de Gibraltar* (SECEGSA) en España y la *Société Nationale d'Études du Détroit de Gibraltar* (SNED) en Marruecos. Ambas comisiones se encargaron de la realización de numerosos estudios de índole geológico – geotécnica (Muñiz 2015) pero también sociológica y económica para estudiar el impacto de este enlace en las sociedades españolas y marroquíes (Manzano et. al. 2020).

En el año 1996, una vez analizadas todas las posibles opciones planteadas hasta el momento, se eligió como solución base la de un túnel ferroviario excavado bajo el fondo marino (SECEG 1996). El proyecto se planteó en dos fases sucesivas. En la primera fase se construiría un único túnel ferroviario de vía única que estaría conectado con una galería de servicio de menor diámetro (figura 14). En una segunda fase se construiría un segundo túnel ferroviario que de la misma manera funcionaría en dirección única. Esta opción se eligió por ser la más económica y viable desde un punto de vista constructivo (SECEG 1996), si bien la compleja geología del estrecho hace que actualmente falte información desde un punto de vista geológico – geotécnico para la completa definición del proyecto definitivo (Manzano et. al. 2020).

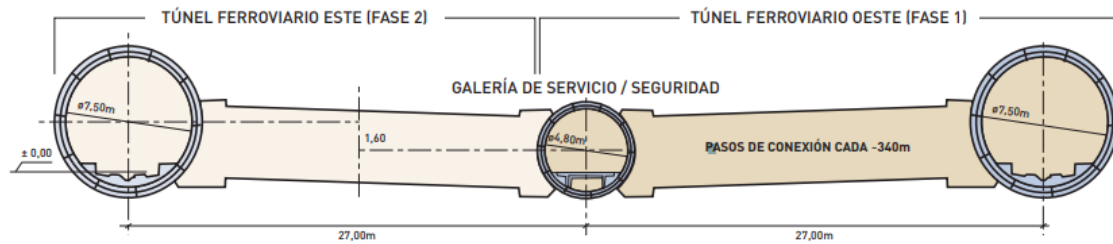


Figura 14: Sección transversal en fase final (SECEG 2013)

Desde el punto de vista geológico – geotécnico, se han realizado numerosos trabajos para caracterizar los terrenos que el túnel proyectado atravesará (Muñiz 2012; Muñiz 2015). Dichos trabajos, recopilados y analizados por Muñiz en 2015, incluyen trabajos realizados en tierra llevados a cabo en ambas orillas, así como una serie de campañas de reconocimientos marinos realizadas en el Estrecho de Gibraltar. Además, en la orilla española se perforó en 1995 una galería experimental en una zona en la que atravesase la mayoría de las unidades que previsiblemente atravesará el túnel cuando se ejecute.

1.4.- Aportes de la tesis

La presente tesis ha realizado una serie de aportaciones al conocimiento de los suelos arcillosos de tipo Flysch. Entre ellas, cabría destacar las siguientes:

- Se ha realizado una importante batería de ensayos conducentes a caracterizar estos materiales desde el punto de vista físico, químico y mineralógico. Con ellos, se han podido establecer claramente las principales características de este tipo de suelos.
- La caracterización realizada ha permitido parametrizar los terrenos analizados para diferentes modelos constitutivos: Mohr Coulomb, Cam Clay Modificado (Muir Wood 1991) y Hardening soil (Plaxis 2018). Para cada uno de los modelos planteados se han establecidos los parámetros característicos para cada muestra ensayada y se han calculado los valores promedio.
- El comportamiento real de los suelos bajo la acción de ensayos triaxiales se ha podido comparar con el comportamiento teórico para cada uno de los modelos, de manera que se estableciese qué modelo representa con mayor fidelidad el comportamiento real.
- Los parámetros y modelos planteados se han validado mediante la comparación de los datos teóricos con los datos reales obtenidos en un ensayo real a escala 1:1 (prueba de carga estática axial sobre un micropilote).

2. MARCO GEOLÓGICO Y GEOGRÁFICO DE EL COMPLEJO DEL CAMPO DE GIBRALTAR

El estrecho de Gibraltar es un accidente geográfico de primer nivel en tanto que separa dos continentes (África y Europa). Desde el punto de vista tectónico, también es un punto emblemático puesto que constituye el límite entre la placa africana y la placa euroasiática. Pese a ello, las orillas a ambos lados del estrecho presentan una homología casi total, presentándose las mismas litologías y con idéntico estilo estructural (Perucho 2015).

2.1. Ámbito geográfico

El complejo del Flysch del Campo de Gibraltar aflora extensamente en gran parte de la provincia de Cádiz (especialmente en la comarca del Campo de Gibraltar), aunque también puede observarse en afloramientos al norte de la provincia de Málaga, en la región entre Tánger y Chaouen, así como en la región del Tisirene en Marruecos (figura 15). Sin duda, la zona donde mayor extensión de afloramientos se observan es en la comarca del Campo de Gibraltar, en la provincia de Cadiz.

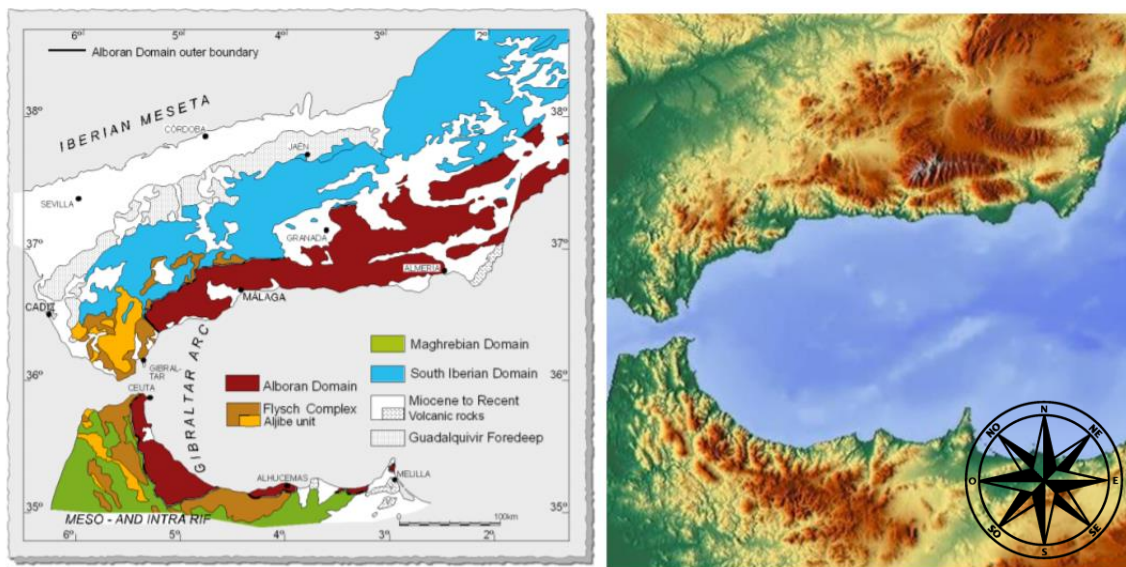


Figura 15: Localización del Complejo de Flysch en el entorno de la Cordillera Bético - Rifeña (Gutiérrez-Mas 2016)

El campo de Gibraltar, con 1.514 Km² es la comarca más meridional de las seis que componen la provincia de Cádiz. Está formada por ocho municipios y constituye la zona más cercana al continente africano.

Desde el punto de vista fisiográfico, la comarca del Campo de Gibraltar presenta relieves de moderada altura (figura 15), si bien su cercanía a la costa hace que en algunas zonas las pendientes sean moderadas a fuertes, especialmente en la zona central de la comarca (figura 16).

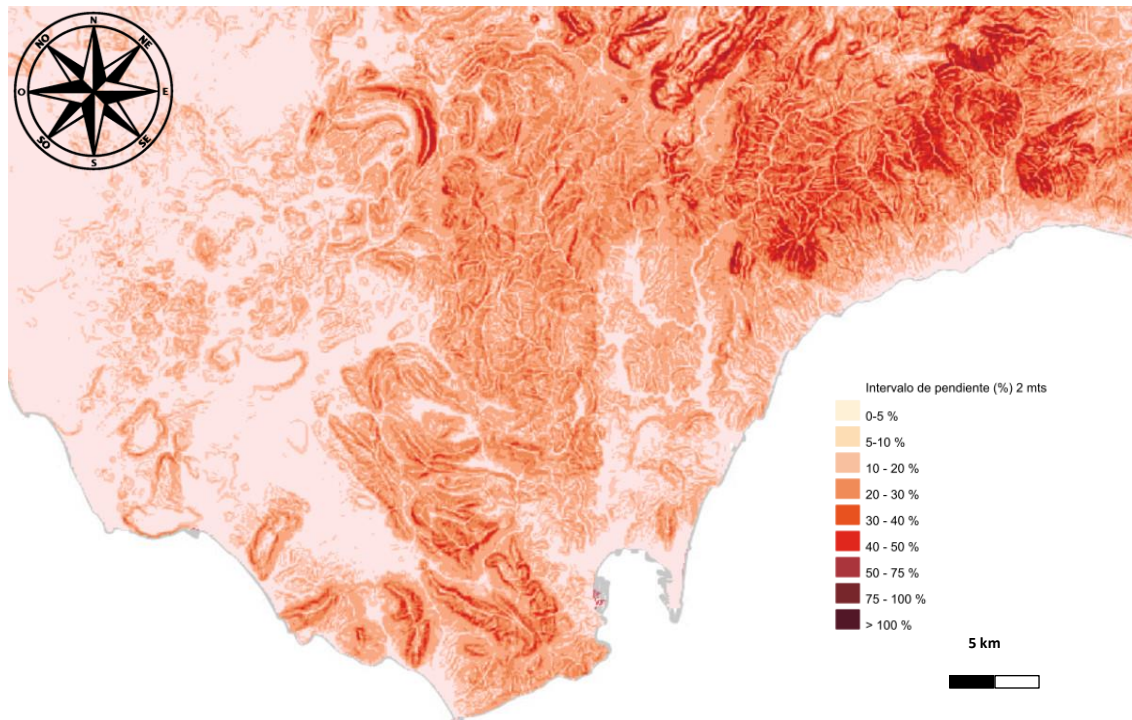


Figura 16: Mapa de pendientes (Fuente: REDIAM)

Sobre este relieve, se encaja la red hídrica (figura 17). Administrativamente, esta red está gestionada en su mayor parte por la Demarcación Hidrográfica de las Cuencas Mediterráneas y una parte menor por la Demarcación Hidrográfica del Guadalete – Barbate. La parte Mediterránea está subdividida en dos pequeñas cuencas, la de los ríos Palmones y Guadarranque, y la de los ríos Genal, Guadiaro y Hozgarganta (Consejería de Obras Públicas y Vivienda 2012) y se caracterizan por ríos por lo general cortos y sensiblemente rectilíneos, debido a la cercanía de la línea de costa. Estas cuencas tienen una aportación casi exclusiva de carácter pluviométrico y una escorrentía fuertemente condicionada por la precipitación anual. Por su parte, los ríos atlánticos que atraviesan la comarca tienen un mayor desarrollo. Como principales ejemplos de éstos están el río Jara y los afluentes del río Almodóvar.

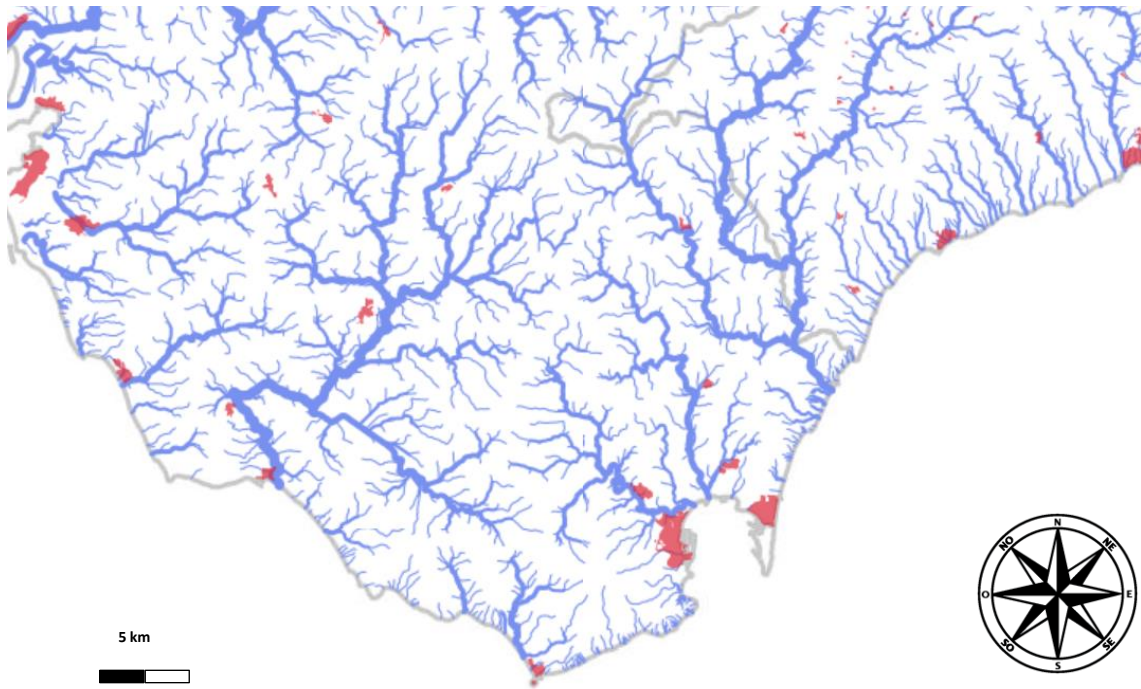


Figura 17: Red hidrográfica del Campo de Gibraltar (Fuente: REDIAM)

En lo referente al clima, se pueden distinguir dentro de la comarca del Campo de Gibraltar, hasta tres climas diferentes. La zona sureste y este de la comarca presenta un clima mediterráneo subtropical, la zona suroeste un clima mediterráneo oceánico y el resto un clima mediterráneo semi-continental (Sales 2006).

Respecto de la temperatura, la comarca del Campo de Gibraltar presenta una temperatura media por lo general suave, con poca variación estacional (figura 18).

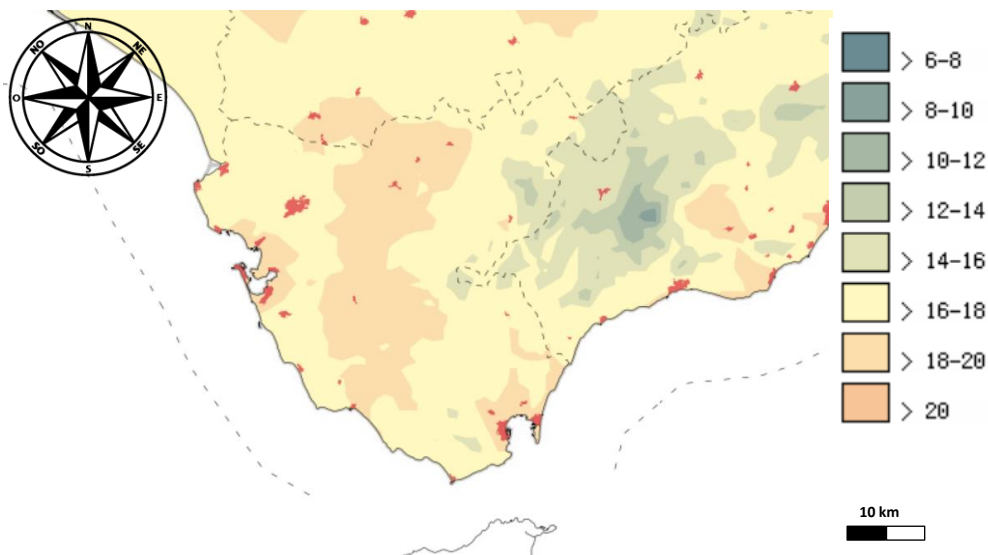


Figura 18: Temperatura media mensual (°C) en el Campo de Gibraltar (Fuente: REDIAM)

Una peculiaridad de esta comarca dentro del clima del sur de España es la elevada pluviometría que se registra. Sin alcanzar los valores de la Sierra de Grazalema (donde

se registra la mayor pluviometría de toda España), el sur de la provincia de Cádiz presenta valores medios de pluviometría anual muy elevados, alcanzándose valores superiores a los 1000 mm anuales tanto en la zona norte de la comarca como en la zona sur (figura 19).

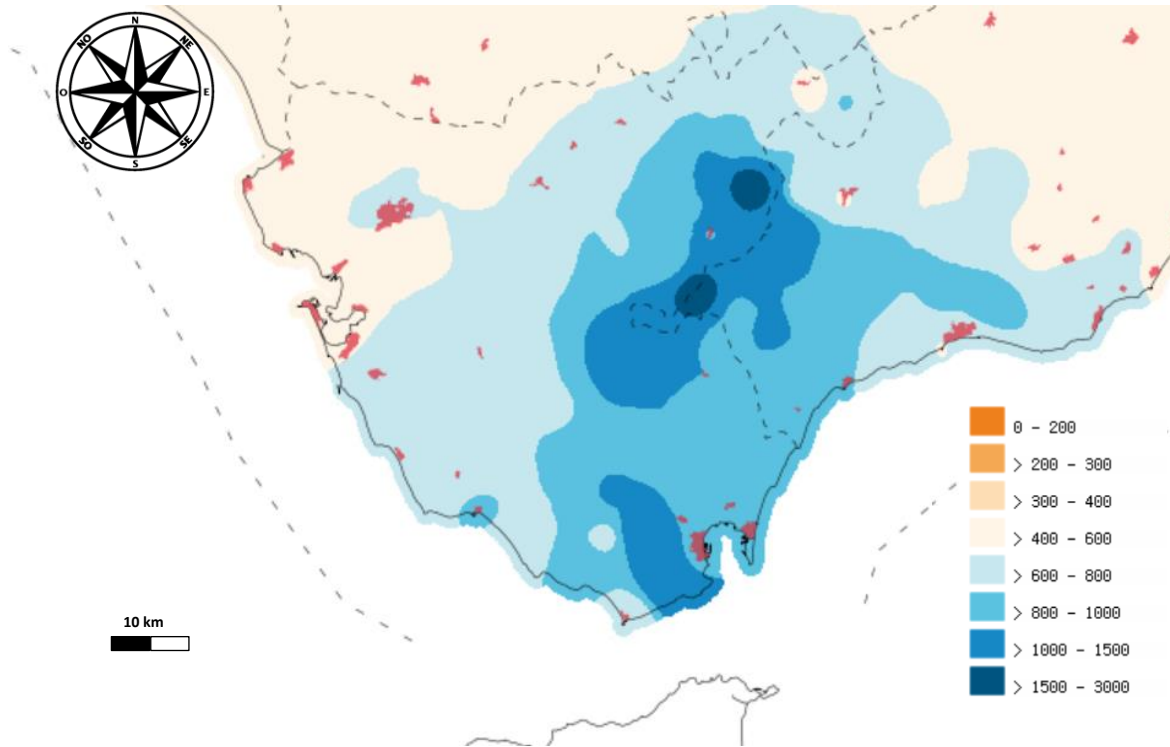


Figura 19: Pluviometría media anual (mm) en el Campo de Gibraltar (Fuente: REDIAM)

2.2. Contexto geológico

Geológicamente, el Estrecho de Gibraltar se encuentra situado en el contexto de la Cordillera Bética. Esta cordillera es un accidente geográfico de carácter mayor que condiciona el relieve de toda la zona Sur y Sureste de la península ibérica. La Cordillera Bética incluye todos los relieves situados al sur de la cuenca del río Guadalquivir, pero también se extiende hacia el Noreste ocupando la provincia de Murcia, Albacete y una parte importante de la comunidad valenciana. Más allá de la península Ibérica, esta cadena montañosa se prolonga bajo los mares para conectar con otros dominios alpinos como las islas Baleares hacia el Este o la cordillera del Rift en el norte de África (figuras 20 y 21)

Así mismo, el propio Mar de Alborán, el Golfo de Cádiz y algunas partes de los fondos mediterráneos son en realidad porciones sumergidas de esta cadena.

Históricamente, la cordillera Bética se ha venido dividiendo en tres grandes grupos de unidades geológicas, a saber: Zonas externas, Zonas internas y el Complejo del Campo de Gibraltar.

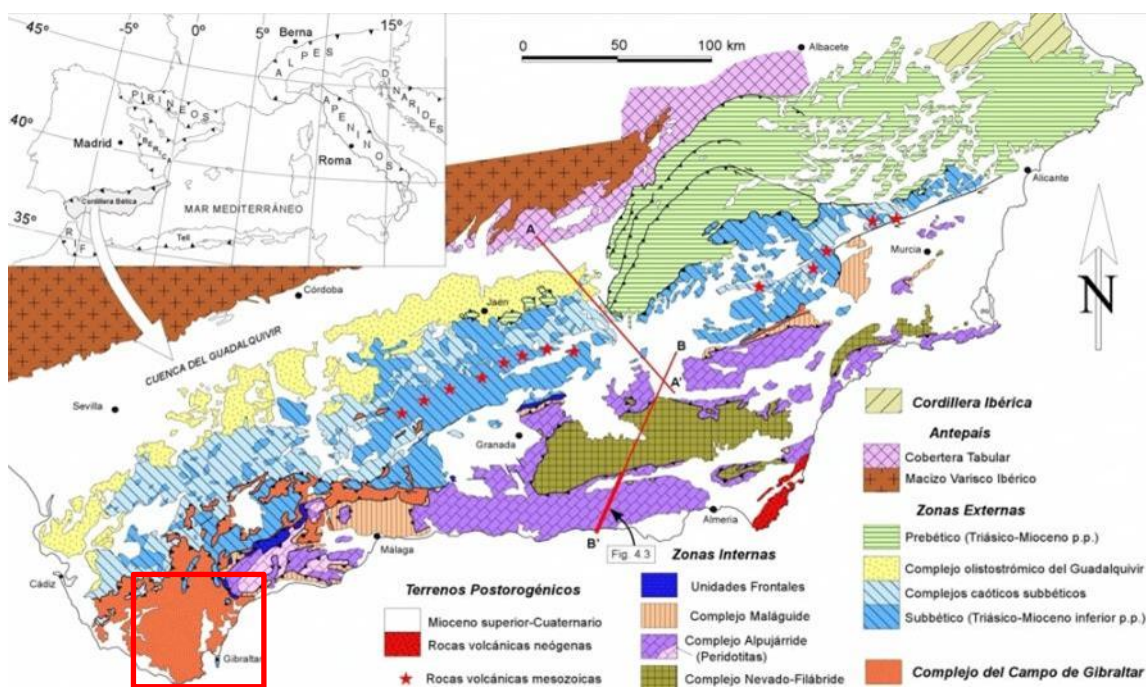


Figura 20: Esquema tectónico de la cordillera Bética (Vera Torres 2004)

Todos estos grandes grupos de unidades geológicas están constituidas por complejos de unidades tectónicas alóctonas, cuyo grado de aloctonía disminuye hacia las áreas tectónicamente más externas (y por tanto más cercanas al antepaís). A continuación, se realiza una breve descripción de cada uno de estos grandes grupos desde el punto de vista de su origen tectónico.

Las Zonas Externas Béticas afloran extensamente al Sur y al Sureste del macizo Ibérico y del valle del Guadalquivir, desde el golfo de Cádiz hasta la provincia de Alicante. Esta parte del orógeno se ha interpretado habitualmente como el margen continental Sur de la placa ibérica. Desde el punto de vista tectono – estratigráfico se divide en dos grandes dominios: el Prebético y el Subbético, ambos formados por rocas de edad triásico a Mioceno, fuertemente deformadas pero muy poco (o nada) afectadas por metamorfismo Alpino. El Prebético está formado por unidades para autóctonas a moderadamente alóctonas que afloran casi exclusivamente en la mitad oriental de la Cordillera. El Subbético por su parte cabalga ampliamente sobre el Prebético y aflora al S de éste y al N de las zonas Internas.

Las Zonas Internas Béticas afloran desde la localidad de Estepona hasta la región de Cartagena. Se han interpretado como una microplaca desgajada del NE de la placa africana que fue migrando hacia el Oeste hasta encajarse entre la placa africana y la ibérica. Este grupo de unidades forman la región más deformada del orógeno y están esencialmente constituidas por una pila antiformal de unidades tectónicas superpuestas a la que se añade una zona frontal de imbricaciones en el área de contacto con el complejo del Campo de Gibraltar y las Zonas Externas Béticas. Tradicionalmente esta pila antiformal se ha subdividido (de abajo a arriba) en los complejos Nevado Filábride,

Alpujárride y Maláguide. Estos complejos se han considerado como mantos de corrimiento si bien sus contactos actuales indican casi siempre movimientos en régimen de falla normal o de despegue extensional. A diferencia de lo que ocurre en el resto de los dominios geológicos mayores, en la pila antiforme de unidades internas, los terrenos del zócalo priesozoico aparecen movilizados conjuntamente con las sucesiones mesozoicas de la cobertera. Estos materiales del zócalo y de la cobertera suelen alternar reiteradamente en las sucesivas unidades superpuestas y ambos pueden aparecer afectados por un metamorfismo alpino polifásico y plurifacial. Incluso en los zócalos de algunas de las unidades Nevado Filábrides se preservan vestigios importantes de magmatismo, metamorfismo y orogénias prealpinas. Por su parte, algunas unidades del Complejo Alpujárride incorporan a su zócalo extensas porciones de la corteza continental profunda intensamente metamorfizada, e incluso, del manto superior subcontinental como ocurre en los macizos peridotíticos de la Serranía de Ronda.

El Complejo del Campo de Gibraltar aflora principalmente en las provincias de Cádiz y Málaga, pero pueden seguirse hasta las proximidades de Murcia, estando estos afloramientos muy tectonizados (Figura 21). Existen terrenos ampliamente representados en el Norte de África, tectónicamente equivalentes a este complejo. Está constituido por sucesiones cretácico – terciarias de la cobertera sedimentaria de la corteza oceánica (o continental muy adelgazada). Sus facies son marinas profundas con litologías de arcillas policromas y areniscas turbidíticas carbonatadas y, sobre todo, siliciclásticas. En este complejo puede reconocerse láminas cabalgantes bien definidas y zonas con una estructura mal definida con unidades fragmentarias embebidas en arcillas escamosas. En el Campo de Gibraltar, la serranía de Ronda y, en menor medida, en el Corredor de Colmenar, se reconocen unidades ampliamente cabalgantes con diferente estratigrafía y notables variaciones en la naturaleza de sus areniscas.

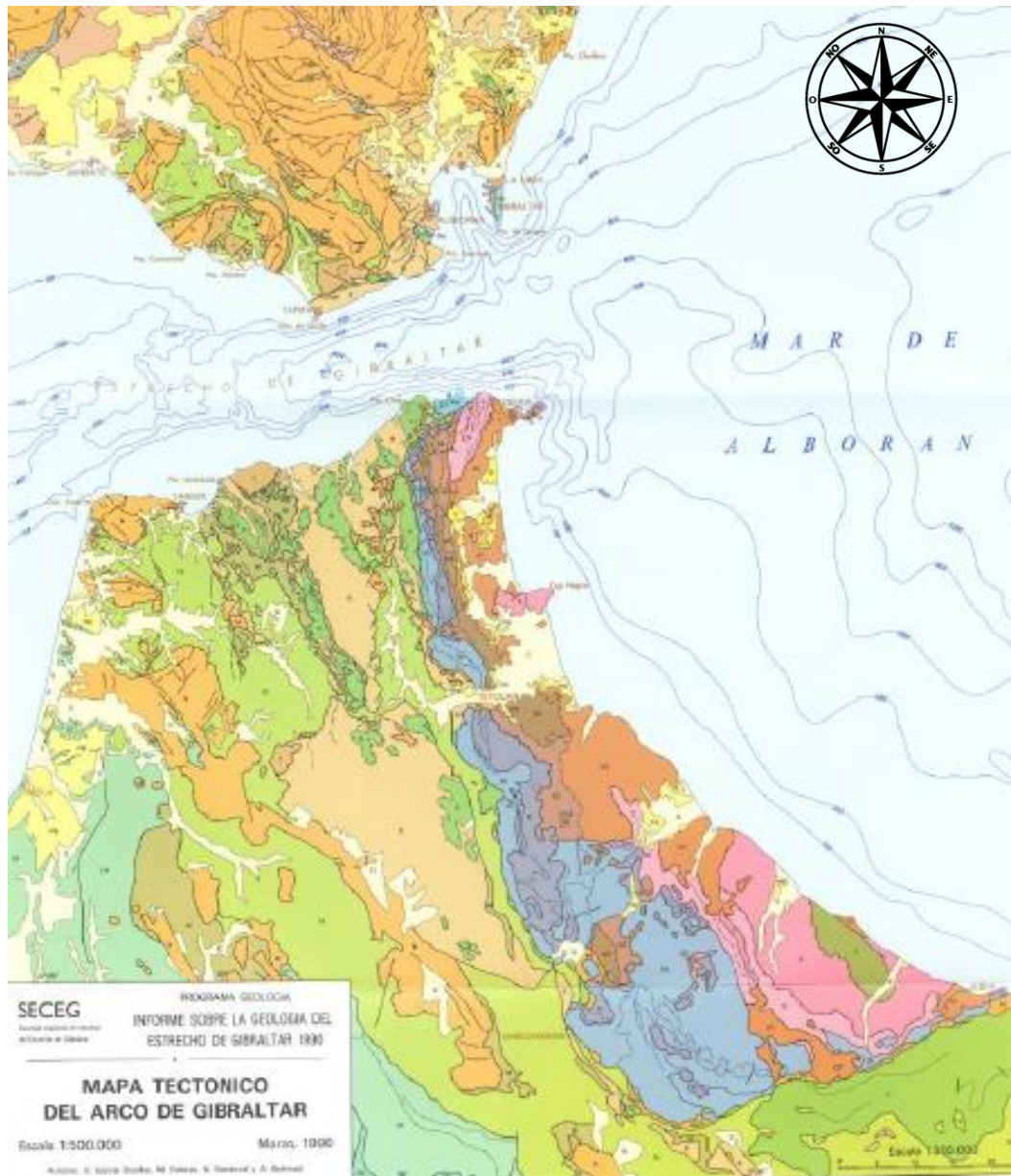


Figura 21: Mapa tectónico del Arco de Gibraltar (SECEG 1990)

2.3. Litoestratigrafía del complejo del Campo de Gibraltar

Dentro del complejo del Campo de Gibraltar se distinguen, desde un punto de vista litoestratigráfico, una serie de unidades (figura 22). Estas unidades que a continuación se describen tienen sus unidades homólogas en la orilla Sur del Estrecho de Gibraltar. Estas unidades son las siguientes:

- **Unidad Algeciras:** equivalente en la orilla sur a la Unidad Beni-ider, se depositó durante el Cretácico superior – Mioceno. Desde un punto de vista litológico, se caracteriza por una secuencia típica turbidítica compuesta por areniscas (con gran contenido en mica). Habitualmente, esta unidad se subdivide en una serie de términos en función de su litología:
 - ✓ Flysch margo – areniscoso – micáceo (Oligoceno superior- Mioceno), en el que se suceden alternancia de pelitas margosas y areniscas calcáreas con abundante cuarzo.
 - ✓ Flysch pelítico (Eoceno superior – Oligoceno), compuesto por pelitas rojas con delgados niveles de limolitas y/o calcarenitas.
 - ✓ Flysch calcáreo (Eoceno medio y superior), formado por una alternancia de calcarenitas y pelitas de coloración rojiza – verdosa.
 - ✓ Arcillas y pelitas rojas (Cretácico superior a Paleoceno) caracterizadas por una alternancia de arcillas/pelitas con bancos métricos de calcarenitas.
- **Unidad Nogales:** equivalente a la unidad Yabel Tisirène en la orilla marroquí, de edad cretácico inferior e íntimamente ligada a la Unidad Algeciras. En esta unidad se distingue un conjunto superior (Neocomiense superior – Albiense) formado por una alternancia de areniscas cuarzosas de grano fino con pequeños niveles de argilitas grises y un conjunto basal formado por pelitas marrones, areniscas y calizas micríticas.
- **Unidad Bolonia:** (Cretácico superior – Aquitaniense) cuyo equivalente en la orilla Sur sería la unidad Tala Lakrah. Dentro de esta unidad pueden distinguirse los siguientes términos:
 - ✓ Flysch margo-areniscoso-micáceo (Oligoceno – Aquitaniense), muy similar al de la Unidad Algeciras, pero con intercalaciones de areniscas de facies numídicas.
 - ✓ Pelitas rojas (Eoceno superior – Oligoceno).
 - ✓ Calcarenitas (Eoceno) alternantes con niveles margosos blanquecinos.
 - ✓ Calcarenitas con Microcodium (Paleoceno) intercaladas con niveles arcillosos.
 - ✓ Calcarenitas con clastos silíceos (Cretácico superior) con intercalaciones margosas verdes y rojizas.
 - ✓ Arcillas versicolores (Cretácico superior) con pequeños niveles intercalados de calizas micríticas.

- **Unidad del Aljibe:** equivalente al numídico del Norte de Marruecos, de edad Cretácico superior – Burdigaliense. Los principales términos reconocibles dentro de esta unidad serían:
 - ✓ Arcillas y margas marrones (Burdigaliense), con intercalaciones de arenisca micácea y silexitas.
 - ✓ Areniscas del Aljibe (Aquitaniense), en potentes bancos, de naturaleza fundamentalmente cuarzosas y con cemento silíceo, se alternan con niveles arcillosos.
 - ✓ Pelitas arenosas (Eoceno superior – Oligoceno superior) de color rojizo con algunos bancos aislados de areniscas calcáreas.
 - ✓ Calcarenitas (Eoceno medio – inferior) con nódulos de sílex y pequeños niveles de margas blanquecinas.
 - ✓ Niveles arcillosos (Paleoceno – Cretácico superior) de color rojizo – verdoso con intercalaciones de bancos métricos de calcarenitas con niveles de microbrechas.
- **Unidad de Facinas:** equivalente a la unidad Melloussa marroquí, de edad Albiense – Paleoceno. Se distinguen dos conjuntos de litofacies:
 - ✓ Arcillas versicolores (Albiense – Aptiense) con intercalación de capas centimétricas de areniscas cuarzosas y arcillas.
 - ✓ Arcillas grises – azuladas (Senociense – Paleoceno).
- **Unidad de Almarchal:** equivalente a la unidad de Tánger, está constituida fundamentalmente por arcillas y margas grisáceas con pequeños niveles de calcarenitas y de calizas arcillosas micríticas intercaladas. Ocasionalmente, aparecen intercalaciones métricas de sílex.

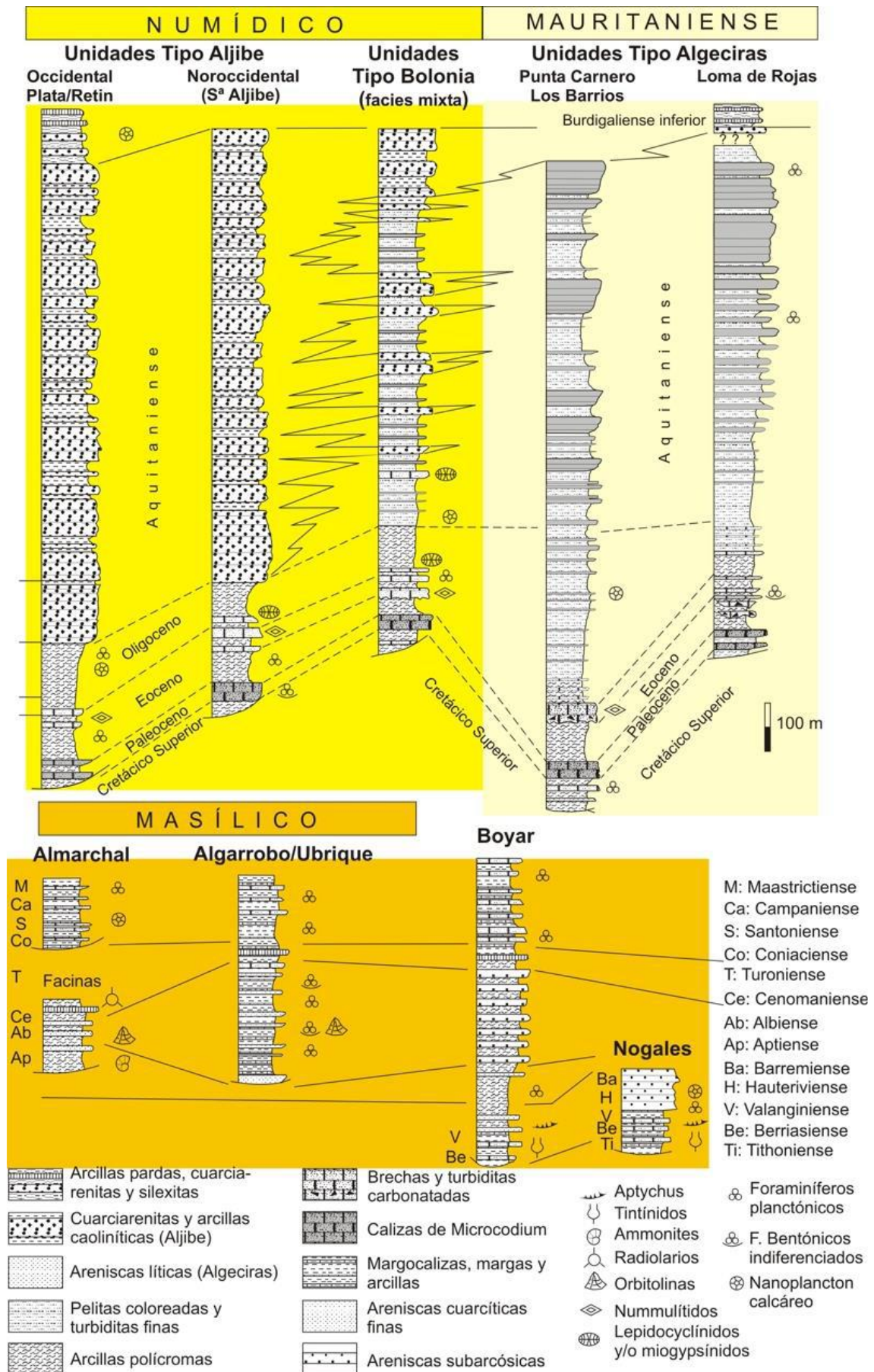


Figura 22: Estratigrafía de las unidades del Campo de Gibraltar (Vera Torres 2004)

2.4.- Hidrogeología

La comarca del Campo de Gibraltar es, en general, una zona con escaso interés hidrogeológico debido a la presencia mayoritaria de materiales arcillosos y arcillo – margosos de baja conductividad hidráulica. Las únicas formaciones que presentan un cierto interés desde el punto de vista hidrogeológico son las formaciones Pliocenas y cuaternarias que se disponen discordantes sobre el sustrato terciario. En dicha comarca, se pueden distinguir los siguientes acuíferos (figura 23):

Acuífero	Naturaleza	U.H.
Aluvial del Guadiaro y Hozgarganta	Detrítico	06.47
Plioceno de Sotogrande	Detrítico	06.48
Pliocuaternario de Guadarranque – Palmones	Detrítico	06.49
Cuaternario de La Línea	Detrítico	06.50
Areniscas del Aljibe	Fisurado	-

Tabla 1: Acuíferos presentes en el Campo de Gibraltar (Lopez Geta 2005)

El acuífero Pliocuaternario de Guadarranque – Palmones presenta una extensión moderada (105 km²) y un espesor variable pero que puede alcanzar hasta 125 m en algunos puntos. Este acuífero está limitado en su base por los materiales arcillo – margosos típicos de las Unidades del Campo de Gibraltar. Litológicamente, el nivel acuífero plioceno está formado por arenas y biocalcarenitas con un menor porcentaje de niveles de conglomerados (Lopez Geta 2005). Por su parte, los materiales cuaternarios están formado por arenas, limos, arcillas y gravas asociados a la dinámica cuaternaria de los ríos Palmones y Guadarranque. Estos niveles descansan en ocasiones sobre los materiales pliocenos y en otras directamente sobre el sustrato terciario de base. Estos materiales tienen potencias claramente inferiores a los pliocenos, no sobrepasando los 20 m y con espesores menores a 5-10 m por lo general. Este acuífero presenta permeabilidades entre $4 \cdot 10^{-7}$ y $5 \cdot 10^{-5}$ m/s, con valores de transmisividad entre $1.8 \cdot 10^{-5}$ y $2.3 \cdot 10^{-3}$ m²/s. La profundidad del nivel piezométrico es, en general, inferior a los 20 m con un gradiente hidráulico del 1-4%.

El acuífero Plioceno de Sotogrande ocupa una extensión de 33 km² y de igual manera que el anterior su nivel impermeable de base está compuesto por las unidades arcillo – margosas del Complejo del Campo de Gibraltar. Este acuífero presenta espesores moderados (habitualmente menores a 40 m), si bien en la zona central se superan los 65 m. La profundidad del nivel piezométrico suele ser inferior a los 10 m y el gradiente hidráulico del 1-4 %.

El acuífero Cuaternario de La Línea constituye la llanura existente entre los relieves de Sierra Carbonera y el Peñón de Gibraltar. Está formado por arenas de granulometría media a fina y la profundidad del nivel de agua es siempre inferior a los 5 m. El flujo

prioritario tiene una dirección NO-SE con un gradiente hidráulico muy bajo (inferior al 1%).

Los Depósitos aluviales del Guadiaro y el Hozqarganta están formados por una mezcla heterogénea de materiales fundamentalmente granulares en los que los niveles de grava presentan en ocasiones varios metros de espesor. Este acuífero presenta una superficie de 40 km² y se dispone a ambos lados de los ríos Guadiaro y Hozqarganta. Estos materiales presentan espesores muy variables que pueden alcanzar puntualmente los 50 m (sobre todo en el entorno de San Enrique de Guadiaro, muy cerca de la desembocadura). La profundidad del agua es siempre escasa (inferior a los 10 m) y el gradiente hidráulico es del 1%.

Por último, las Areniscas del Aljibe constituyen acuíferos de permeabilidad mixta debida a la porosidad intergranular y la fracturación. En ambos casos, la permeabilidad resultante es baja en general y se presenta muy compartimentada. En realidad, se trata de un importante número de pequeños niveles acuíferos superpuestos que acaban dando lugar a un buen número de puntos de surgencia a distinta cota.



Figura 23: Acuíferos existentes en la provincia de Cádiz (Lopez Geta 2005)

2.5.- Geomorfología

En la comarca del Campo de Gibraltar pueden distinguirse tres grandes dominios morfogénéticos, a saber:

Dominio Marino, ampliamente representado desde el límite del término municipal de Tarifa hasta el límite con la provincia de Málaga. El rasgo más característico dentro del dominio marino son los elementos de tipo playa arenosa que se extienden a lo largo de toda la costa con especial representatividad al sur de Zahara, y en la costa Oeste de Tarifa. Dentro de la unidad de *foreshore*, el elemento más característico son los bancales de oleaje, que están bien representados en la zona de Paloma Baja y Punta Camarinal.

Dominio Mixto, representado fundamentalmente en la desembocadura de los ríos Jara, Palmones y Guadarranque. La Unidad fundamental dentro de este dominio serían las marismas, con gran desarrollo en la desembocadura del río Palmones (figura 24) y algo menos en la del río Jara.



Figura 24: Vista de la desembocadura del Río Palmones

Dominio continental, que queda representado por un buen número de sistemas morfogénéticos. El principal de estos sistemas sería el fluvial, representado por cauces y llanura aluviales con un gran desarrollo alrededor de los principales ríos (Palmones, Guadiaro, Guadarranque, ...). El sistema eólico genera importantes sistemas de dunas, especialmente desarrolladas en las ensenadas de Bolonia y Valdevaqueros (Tarifa), aunque también son observables con un menor desarrollo cerca de la desembocadura del río Palmones. Por otro lado, las elevadas pendientes observables en la zona, junto con la elevada pluviometría, hace que los movimientos en masa (deslizamientos de

tierras o rocas, reptaciones, solifluxiones, etc.) sean habituales en las zonas con un cierto relieve.

2.6.- Sismicidad.

El campo de Gibraltar se sitúa en una zona en la que confluyen dos placas tectónicas, a saber: la placa europea y la placa africana. Este límite se ha considerado habitualmente como un límite transformante asociado a la dorsal Atlántica, si bien esta interpretación está parcialmente en revisión tras descubrirse la posible existencia de una nueva zona de subducción incipiente frente a las costas portuguesas (Duarte et al. 2019). Pese a lo que podría pensarse, el Campo de Gibraltar es una zona relativamente tranquila en lo que a sismos se refiere. Al contrario de lo que ocurre en el Mar de Alborán o el Golfo de Cádiz, el entorno del Estrecho de Gibraltar apenas si registra movimientos sísmicos en tiempos recientes (Manzano et al. 2020), ver figura 25.

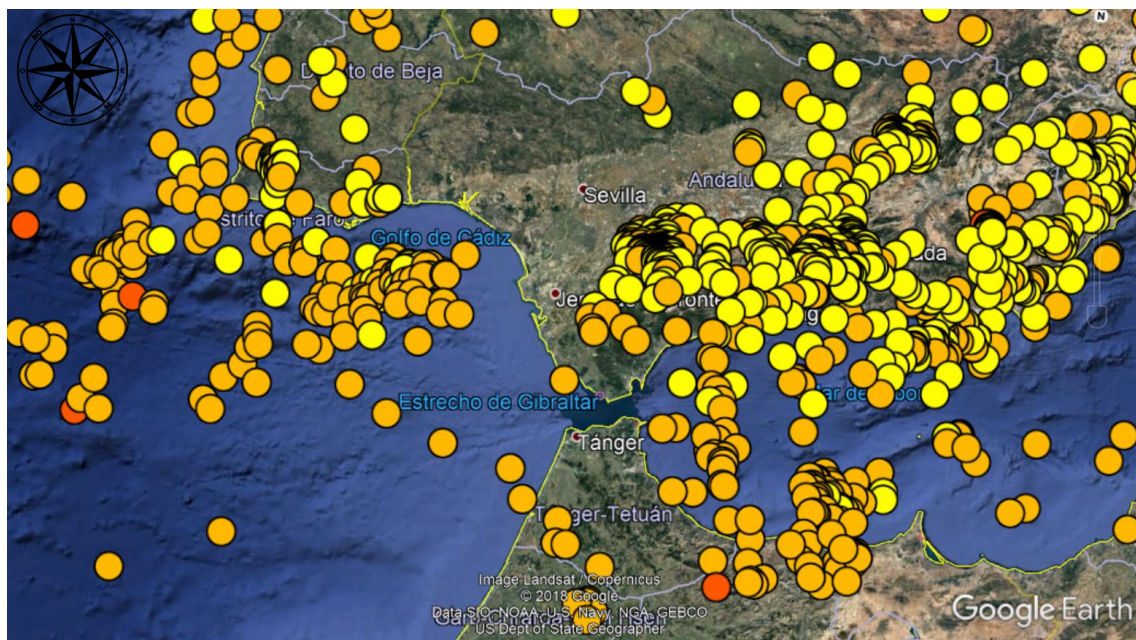


Figura 25: Terremotos registrados en los últimos 10 años (Manzano et al. 2020)

No obstante, y aunque no se haya registrado una actividad sísmica de importancia en los últimos años, sí que existe en el registro histórico pruebas de movimientos sísmicos de cierta importancia en esta área. En el istmo que une la localidad de La Línea de la Concepción con el Peñón de Gibraltar, se han detectado facies sedimentarias claramente asociadas a registros de tipo tsunami (Vidal et al. 2011). Evidencias similares se han encontrado asociadas al yacimiento arqueológico de Carteia en la localidad de San Roque (Arteaga et al. 2015), lo que muestra que este tipo de fenómenos han ocurrido en el pasado y podrían volver a ocurrir en el futuro.

En España, la normativa que regula cómo ha de considerarse la acción sísmica en los proyectos constructivos es la Norma de Construcción Sismorresistente de 2002, NCSE-02 (Fomento 2002b). En dicha norma, se establece una clasificación de las

construcciones en función de su importancia. Así, se dividen las construcciones en aquellas de importancia *normal*, *moderada* y *especial* dependiendo de los daños que podría ocasionar su destrucción debido a un sismo. La propia norma establece que es de obligado cumplimiento para construcciones de importancia normal o especial, cuando la aceleración sísmica básica (a_b) sea igual o superior a $0.04g$, siendo g la aceleración de la gravedad. Para su aplicación, la norma establece un mapa de peligrosidad sísmica y un listado en el que se establece la aceleración sísmica básica para todos los municipios que conforman el territorio español. Para el caso de la comarca del Campo de Gibraltar, esa aceleración básica se ha establecido en la citada norma en un rango de valores de $a_b = 0.04g - 0.06g$ (figura 26). Por su parte, la aceleración de cálculo (a_c) se calcula como el producto de la aceleración básica por el correspondiente coeficiente (adimensional) de riesgo que es función de la probabilidad de que ese valor de aceleración se exceda durante la vida útil de la infraestructura.

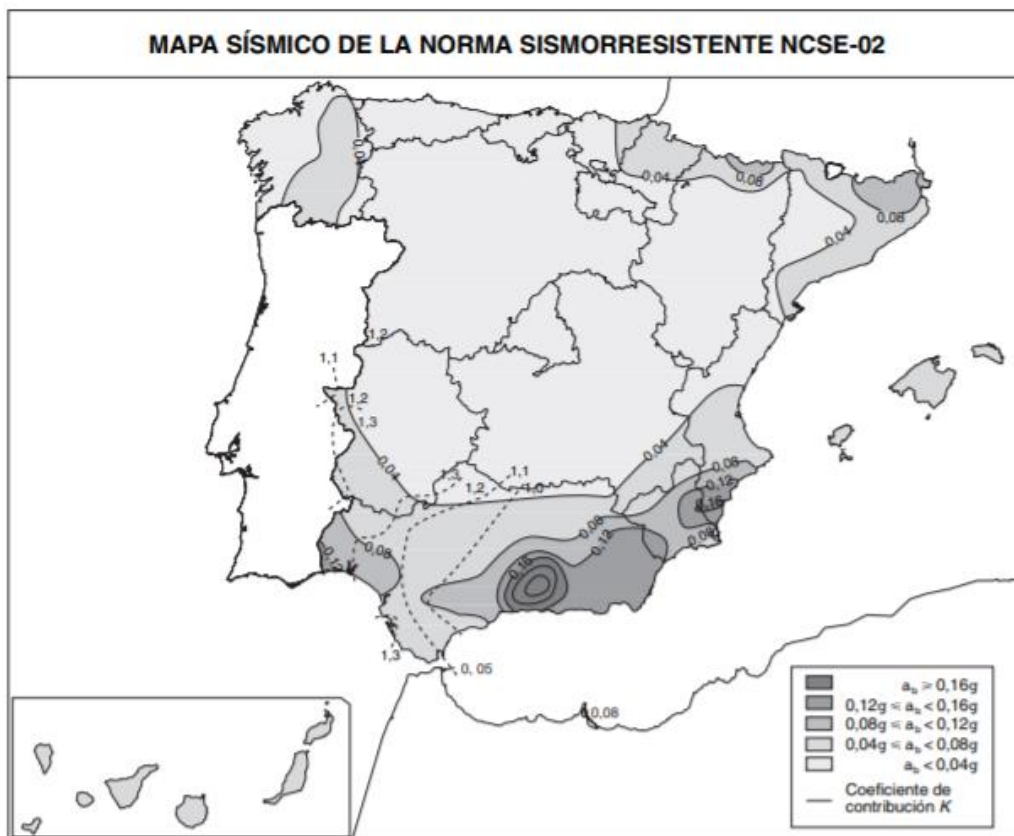


Figura 26: Mapa de peligrosidad sísmica (NCSE-02)

En el año 2012, y tras la ocurrencia en España de una serie de terremotos de magnitud moderada (fundamentalmente el terremoto de Lorca del 11 de mayo de 2011), el Instituto Geográfico Nacional elaboró una actualización de los mapas de peligrosidad sísmica (Benito et al. 2013). En dicha actualización, se ha empleado una mejor metodología para el cálculo de las aceleraciones básicas y un catálogo sísmico revisado y ampliado, lo cual ha llevado a un cambio drástico en las aceleraciones de cálculo recomendadas, si bien no tiene carácter normativo aún (el proyecto de Real Decreto se

publicó en julio de 2022 y está en fase de aprobación). En esta actualización, las aceleraciones básicas en la zona del campo de Gibraltar se encuentran en el rango entre 0.09g y 0.10g, lo cual ha aumentado notablemente (incluso duplicado en algunos casos) el rango de valores para los municipios de la comarca (figura 27).

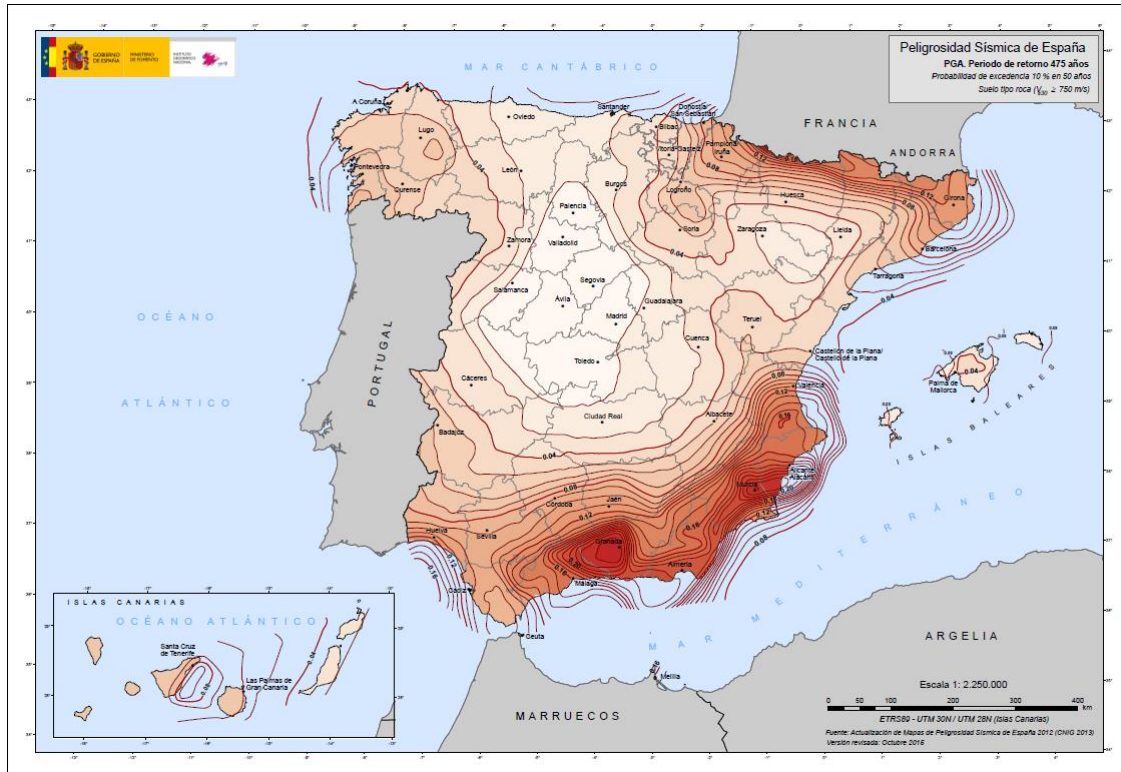


Figura 27: Mapa de peligrosidad sísmica (Benito et al. 2013)

3. METODOLOGÍA.

3.1.- Generalidades.

En el presente apartado se describe la metodología empleada tanto para la toma de muestras como para la realización de los ensayos de laboratorio que forman parte de la presente tesis.

En general, se han empleado métodos de ensayo normalizados atendiendo a la normativa habitual (ASTM o UNE) con escasas modificaciones.

Ensayo	Norma
Granulometría	UNE 103101:1995
Límites de Atterberg	UNE 103103:1994
	UNE103104:1994
Humedad	UNE 103300:1993
Densidad	UNE 103302:1993
Clasificación de suelos	ASTM D2487:2017
Ensayo triaxial	UNE 103402:1998
Ensayo edométrico	UNE 103405:1994
Contenido en materia orgánica	UNE103204:1993
Contenido sulfatos solubles	UNE 103201:1996
Contenido carbonatos	UNE 103200:1993
Contenido sales solubles	UNE 103205:2019

Tabla 2: Normativa empleada para ensayos de laboratorio

3.2.- Metodología del muestreo.

3.2.1.- Toma de muestras inalteradas en suelos.

A la hora de caracterizar las propiedades resistentes y deformacionales de los suelos, uno de los aspectos que más influyen en la calidad de los ensayos de laboratorio es el propio proceso de muestreo. Así, solo es posible realizar ensayos de laboratorio de calidad y fiables sobre muestras inalteradas de alta calidad (AENOR 2002).

A la hora de tomar muestras para posteriores ensayos geotécnicos, los diferentes métodos de muestreo existentes se pueden dividir en tres grandes grupos, a saber (AENOR 2002):

- Métodos de categoría A: aquellos que no provocan alteración en la estructura del suelo durante el proceso de muestreo (o provocan una alteración muy ligera).

- Métodos de categoría B: son los que consiguen que las muestras tengan todos los constituyentes del suelo en las mismas proporciones que las existentes “in situ” además de permanecer invariable su contenido en agua. En este tipo de muestras la estructura del suelo se ha alterado sensiblemente.
- Métodos de categoría C: en los que la estructura del suelo queda totalmente alterada además de variar el contenido de agua respecto del suelo intacto.

Por otro lado, las diferentes técnicas de muestreo se pueden dividir en cuatro grandes grupos definidos en función del tipo de elemento que se utilice para tomar las muestras. Estos cuatro grupos serían:

- Toma de muestras por hincas: en la que se utiliza un tubo (continuo o bipartido) como muestreador al que se le acopla un útil cortante en su extremo. Estos toma-muestras se clavan en el terreno mediante un empuje estático o dinámico y habitualmente se utilizan en los métodos de las categorías A o B.
- Toma de muestras mediante testigos a rotación: en el que se utiliza un tubo con una corona cortante en su extremo inferior y se introduce por rotación en el terreno, de manera que la muestra queda alojada en su interior. Estos toma-muestras pueden ser de tubo simple, doble o triple en función de por dónde circule el agua de refrigeración de la perforación y de si tienen o no camisa interior. Estos toma-muestras se utilizan en los métodos de muestreo de categoría B y algunos de categoría A.
- Toma-muestras de barrena: que puede ser manual o mecánica. Normalmente se utilizan como métodos de muestreo de categoría C y raramente de categoría B.
- Toma de muestras en bloque: se obtienen mediante el tallado manual en una calicata o excavación mediante el empleo de un toma-muestras de bloque especialmente diseñado con un mecanismo de corte. Este tipo de muestreo se utiliza para métodos de categoría A.

En función de las propiedades del suelo que se supone permanecen inalteradas durante el proceso de muestreo y de la categoría del método de muestreo utilizado, la norma UNE- ENV 1997-2 clasifica las muestras en cinco clases (AENOR 2001) que se reflejan en la tabla 2:

Propiedades del suelo	Clase de calidad				
	1	2	3	4	5
Propiedades inalteradas del suelo					
Tamaño de partículas	X	X	X	X	
Contenido en agua	X	X	X		
Densidad, índice de densidad, permeabilidad	X	X			
Compresibilidad, resistencia al corte	X				
Propiedades que pueden determinarse					
Secuencia de capas	X	X	X	X	X
Límites de estratos gruesos	X	X	X	X	
Límites de estratos finos	X	X	X	X	
Límites de Atterberg, densidad de partículas, contenido orgánico	X	X	X	X	
Contenido en agua	X	X	X		
Densidad, índice de densidad, porosidad, permeabilidad	X	X			
Compresibilidad, resistencia al corte	X				
Categoría de muestreo que debe utilizarse	A				
	B				
	C				

Tabla 3: Clases de calidad de muestras de suelo para ensayos de laboratorio

3.2.2.- Muestras obtenidas

Uno de los principales problemas a los que se ha debido hacer frente durante la realización de los ensayos que componen la presente tesis, es la dificultad para la obtención y preparación de muestras de suficiente calidad para su posterior ensayo en el laboratorio. Por un lado, los terrenos sobre los que se han realizado los trabajos se caracterizan por un comportamiento fuertemente anisótropo, lo que condiciona el proceso de ensayo de laboratorio (Perucho 2012). Además, estas formaciones de tipo Flysch están a caballo entre lo que podría considerarse como un suelo de consistencia muy firme o una roca blanda, lo que hace muy difícil su muestreo mediante la hinca de toma-muestras de pared gruesa convencionales.

Por otro lado, es de sobra conocida la influencia que la técnica de muestreo tiene sobre los resultados de los ensayos de laboratorio, en especial en lo que a sus parámetros resistentes se refiere (McManis & Arman 1986; McManis 1986; AENOR 2002). Por ello en la presente tesis se han extremado las precauciones para evitar la alteración de los materiales que posteriormente iban a ser ensayados. A continuación se expone la metodología seguida para el muestreo en las diferentes localizaciones.

Todas las muestras obtenidas han tenido un diámetro mínimo de 70 mm. La elección de estos diámetros se ha realizado para asegurar que la parte central de la muestra obtenida quedase inalterada, pero a la vez permitiendo la penetración de los toma-muestras (que no hubiese sido posible para toma-muestras de mayores dimensiones). Este diámetro es muy superior al de las probetas talladas para los ensayos de laboratorio (38 mm), de manera que se asegura que la fracción finalmente ensayada permanece inalterada al tomarse de la parte central de la muestra.

Todas las muestras inalteradas se han tomado empleando para ello equipos de sondeo de la empresa Sergeyco Andalucía (figura 28).



Figura 28: Equipo de sondeos RL-400 perteneciente a la empresa SERGEYCO trabajando en las instalaciones de la Autoridad Portuaria Bahía de Algeciras

Se han utilizado dos técnicas diferentes para la obtención de muestras representativas e inalteradas, a saber:

- **Toma-muestras de pared gruesa:** Siempre que ha sido posible se han obtenido las muestras mediante un toma-muestras de pared gruesa (figura 29), según lo dispuesto en la norma XP P94-202. Los toma-muestras de este tipo están formados por un tubo cilíndrico de pared gruesa dotado de una zapata afilada separable. El resto del tubo es bipartido (por dos generatrices), para la extracción posterior de la muestra una vez tomada. En el interior se aloja una camisa fina (que generalmente es de PVC, aunque puede ser metálica) donde se introduce la muestra para enviarla al laboratorio, habiendo parafinado o protegido previamente las caras extremas para evitar pérdidas de humedad.



Figura 29: Tomamuestras de pared gruesa (www.juferma.com)

La toma de muestra se realiza mediante golpeo aprovechando el equipo de penetración estándar disponible en las sondas habitualmente utilizadas en trabajos geotécnicos. Dichos equipos constan de una maza de 63.5 Kg que se deja caer desde una altura de 76 cm, en cuatro tandas de 15 cm hasta penetrar los 60 cm de longitud del tomamuestras. Esta metodología está fuertemente limitada por la resistencia de los materiales a muestrear. En el caso de materiales de consistencia firme o muy firme, la hincada no puede producirse y por tanto no es posible obtener una muestra inalterada empleando esta metodología. Esto ha ocurrido en un buen número de los sondeos realizados para la toma de muestras en la presente tesis.

- **Batería triple:** En aquellos casos en los que no fue posible obtener muestras inalteradas empleando un toma-muestras de pared gruesa, se recurrió a la perforación del terreno empleando una batería de sondeos triple, según norma XP P94-202 (figura 30). Este tipo de útil de perforación consta de dos tubos metálicos concéntricos, siendo el exterior el que provoca el corte del terreno y el interior el que resguarda la muestra, evitando que ésta gire, para minimizar su alteración. Además, en este tubo interior se aloja una camisa de PVC transparente, donde se inserta la muestra que de esta manera apenas sufre alteración.



Figura 30: Corona y tubo de PVC interior para batería triple (www.juferma.com)

Las muestras obtenidas, se han representado en el plano geológico (figura 31), donde pude comprobar como todas las muestras pertenecen a dos unidades geológicas del complejo del Campo de Gibraltar: Unidad Algeciras y Unidad del Aljibe. Estas muestras se han notado como “TES”- “número de muestra “- “año de toma”, de manera que se siguiese un orden y cada muestra estuviese perfectamente identificada en todo momento.

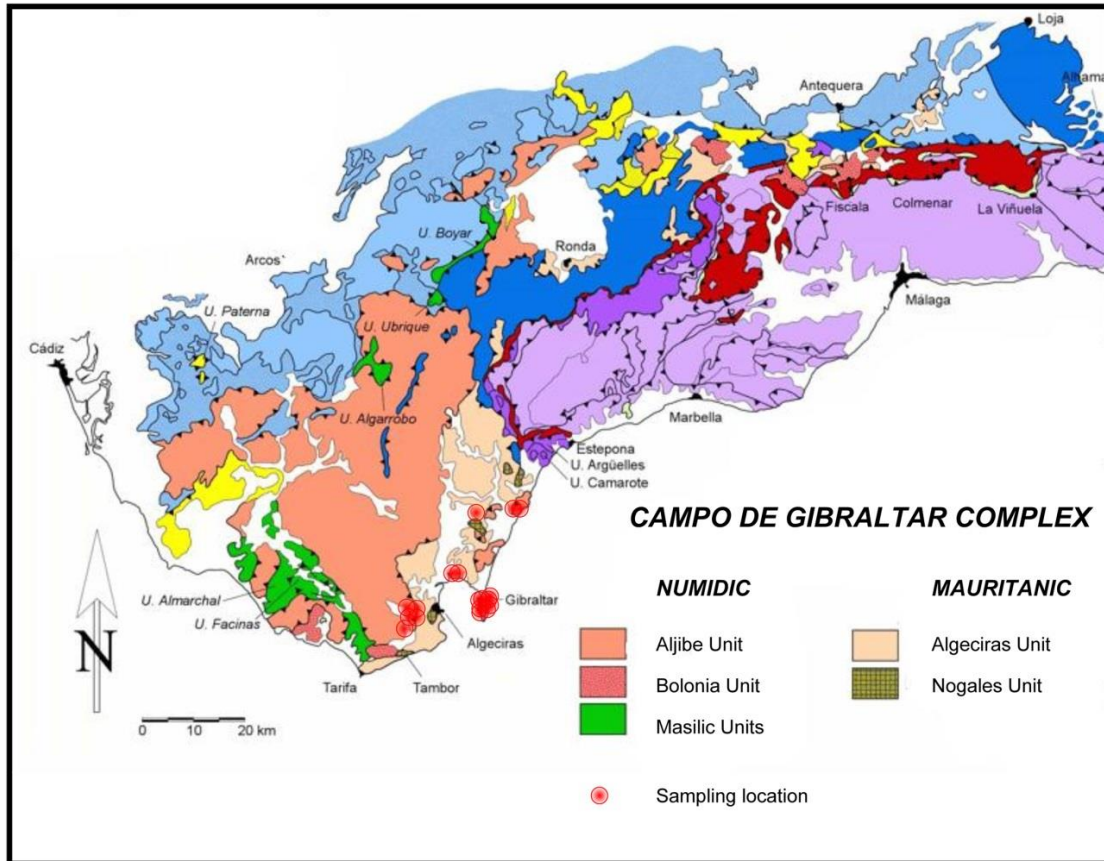


Figura 31: Localización de las muestras obtenidas (Modificado de Vera Torres 2004)

3.3.- Metodología ensayos de laboratorio.

A la hora de analizar las muestras obtenidas, se han realizado una serie de ensayos de laboratorio. Para los casos de ensayos normalizados, se ha seguido la normativa UNE en vigor en el momento de realizar los ensayos (tabla 3).

Ensayo	Norma Utilizada
Preparación de muestra para los ensayos de suelo	UNE 103.100:1995
Granulometría de suelos por tamizado	UNE-103.101:1995
Límites de Atterberg	UNE 103.103:1994
	UNE 103.104:1993
Contenido en Humedad	UNE 103.300:1993

Ensayo	Norma Utilizada
Densidad de un suelo	UNE 103.301:1994
Identificación y clasificación de suelos	UNE EN ISO 14688-1:2003
Determinación del contenido de sales solubles de un suelo.	UNE 103.205:2006
Determinación cuantitativa del contenido de sulfatos solubles en agua que hay en un suelo.	UNE 103.201:1996
Determinación del contenido de materia orgánica oxidable de un suelo por el método del permanganato potásico.	UNE 103.204:1993
Determinación del contenido de carbonatos en los suelos	UNE 103.200:1993
Determinación de los parámetros resistentes de una muestra de suelo en el equipo triaxial.	UNE 103.402:1998
Ensayo de consolidación unidimensional de un suelo en edómetro	UNE 103.405:1994

Tabla 4: Normativa utilizada para la realización de los ensayos de laboratorio

Todos los ensayos se realizaron en el laboratorio de la empresa Sergeycó Andalucía, laboratorio inscrito en el *Registro de laboratorios de ensayos y de entidades de control de calidad de la construcción y obra pública de Andalucía* con número de inscripción AND-L-046.

3.3.1.- Ensayos de identificación y clasificación.

Todas las muestras ensayadas han sido sometidas a una serie de ensayos iniciales para conocer sus principales propiedades índice, así como su clasificación de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

De forma simplificada el análisis granulométrico se ejecuta de la siguiente forma. Primero se toma una cantidad representativa de muestra, se seca, se disgrega y se pesa el conjunto. En nuestros ensayos, a la hora de disgregar los materiales que se pretendían ensayar, fue necesario aumentar el tiempo de preparación de la muestra y en algunos casos se utilizó hexametáfosfato de sodio para conseguir una mejor dispersión de los materiales arcillosos.

Una vez dispersada la muestra y tras su secado, se hace pasar, mediante agitación, por una columna con los diferentes tamices para granulometría de suelos dispuestos de mayor a menor abertura. Por último, se pesa el material retenido en cada tamiz con lo que, conocido el peso inicial de la muestra, puede determinarse el porcentaje de material que queda retenido en cada tamiz. A partir de estos datos se confecciona la curva granulométrica.

Los límites de Atterberg, límites de plasticidad o límites de consistencia, son una serie de ensayos que se realizan para caracterizar el comportamiento de los

suelos de grano fino. El nombre de éstos es debido al científico sueco Albert Mauritz Atterberg (1846-1916).

Los límites de Atterberg se basan en el concepto de que en un suelo de grano fino (arcilloso o limoso) solo pueden existir cuatro estados de consistencia según su porcentaje de humedad. Así, un suelo se encuentra en estado sólido cuando está completamente seco. Al agregársele agua poco a poco, va pasando sucesivamente a los estados de semisólido, plástico y, finalmente, líquido. Los contenidos de humedad en los puntos de transición de un estado al otro son los denominados límites de Atterberg (figura 32).

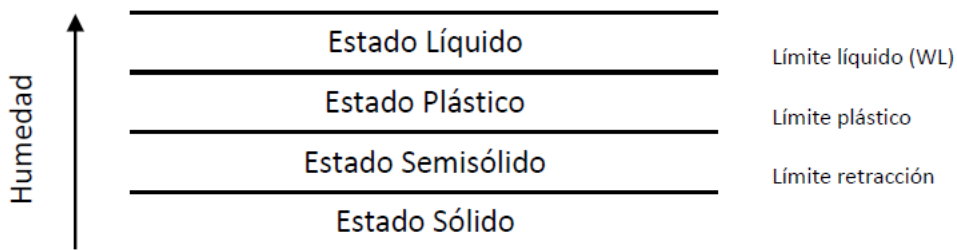


Figura 32: Diferentes estados de un suelo de grano fino

3.3.1.1 Sistema unificado de clasificación de suelos

El sistema unificado de clasificación de suelos (USCS por sus siglas en inglés) es un sistema para la clasificación, desde el punto de vista geotécnico, de todos los materiales tipo suelo. En él, los suelos se clasifican en función de su distribución granulométrica junto con sus límites de Atterberg (figura 33). Esta clasificación se ha comprobado que divide los suelos en grupos con un comportamiento similar desde el punto de vista de la ingeniería geotécnica (ASTM Standards 2011), lo que le confiere una amplia utilidad práctica. Esta utilidad ha hecho que se convierta en un sistema universalmente aceptado.

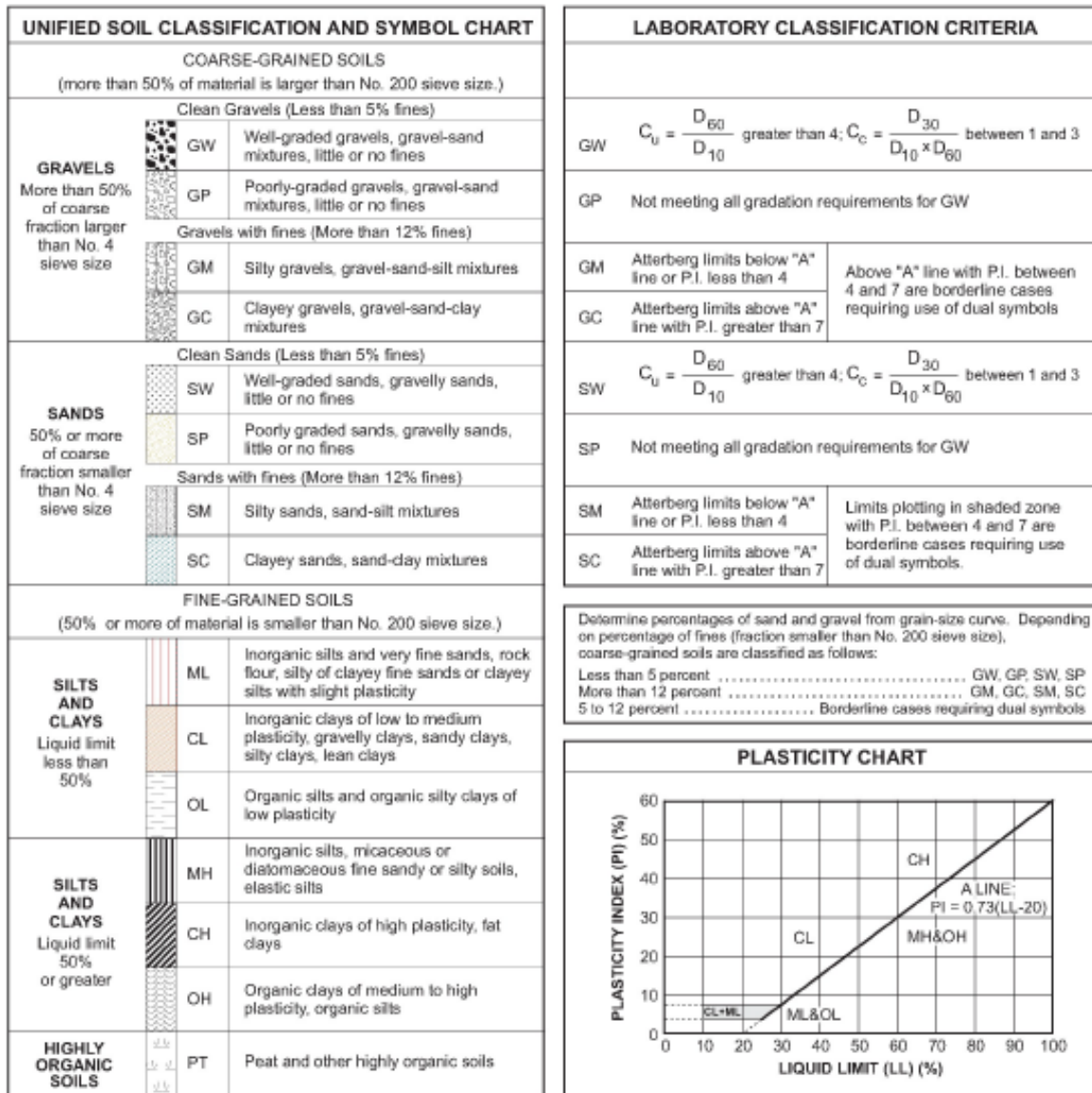


Figura 33: Sistema de clasificación unificada de suelos (ASTM Standards 2011)

Todas las muestras analizadas para la presente tesis se han clasificado atendiendo a la clasificación unificada de suelos.

3.3.1.2 Clasificación PG-3

La orden FOM/1382/02, de 16 de mayo realiza una importante actualización del *pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes* publicado el 6 de febrero de 1976. En concreto, en el artículo 330 (Terraplenes), se expone una metodología para la clasificación de suelos desde el punto de vista de sus características intrínsecas (Fomento, 2002)

Esta clasificación divide los suelos que potencialmente se pueden utilizar para la ejecución de rellenos y terraplenes en los siguientes grupos (ordenados de mejor a peor calidad como rellenos):

- **Suelos seleccionados:** Son aquellos que cumplen las siguientes condiciones:
 - Contenido en materia orgánica inferior al cero con dos por ciento (MO < 0.2%).
 - Contenido en sales solubles en agua, incluido el yeso, inferior al cero con dos por ciento (SS < 0.2%).
 - Tamaño máximo no superior a cien milímetros ($D_{max} < 100$ mm).
 - Cernido por el tamiz 2 UNE menor o igual que el quince por ciento (#0.40 $\leq 15\%$) o en caso contrario, que cumpla todas y cada una de las condiciones siguientes:
 - Cernido por el tamiz 2 UNE, menor del ochenta por ciento (#2 < 80 %).
 - Cernido por el tamiz 0.40 UNE, menor del setenta y cinco por ciento (#0.40 < 75 %).
 - Cernido por el tamiz 0.080 UNE inferior al veinticinco por ciento (0.080 < 25%).
 - Límite líquido menor de 30 (LL<30).
 - Índice de plasticidad menor de diez (IP<10).

- **Suelos adecuados:** Son aquellos que, no pudiendo ser clasificados como suelos seleccionados, cumplen las siguientes condiciones.
 - Contenido en materia orgánica inferior al uno por ciento (MO < 1%).
 - Contenido en sales solubles en agua, incluido el yeso, inferior al cero con dos por ciento (SS<0.2%).
 - Tamaño máximo no superior a cien milímetros ($D_{max} < 100$ mm).
 - Cernido por el tamiz 2 UNE, menor del ochenta por ciento (#2 < 80 %).
 - Cernido por el tamiz 0.080 UNE inferior al treinta y cinco por ciento (0.080 < 35%).
 - Límite líquido menor de 40 (LL < 40).
 - Si el límite líquido es superior a treinta (LL >30 %), el índice de plasticidad será superior a cuatro (IP > 4).

- **Suelos Tolerables:** Son aquellos que, no pudiendo ser clasificados como suelos seleccionados ni adecuados, cumplen las siguientes condiciones.
 - Contenido en materia orgánica inferior al dos por ciento (MO < 2%).
 - Contenido en yeso inferior al cinco por ciento (yeso<5%).
 - Contenido en otras sales solubles distintas del yeso, inferior al uno por ciento (SS < 1 %).
 - Límite líquido inferior a sesenta y cinco (LL<65).

- Si el límite líquido es superior a cuarenta ($LL > 40$), el índice de plasticidad será mayor del setenta y tres por ciento del valor que resulta de restar veinte al límite líquido ($IP > 0.73(LL-20)$)
 - Asiento en ensayo de colapso inferior al uno por ciento (1%) para una muestra remoldeada según el ensayo Proctor normal y presión de ensayo de dos décimas de megapascal (0.2MPa).
 - Hinchamiento libre inferior al tres por ciento (3%) para muestra remoldeada según el ensayo Proctor normal.
- **Suelos Marginales:** Aquellos que no pudiendo ser clasificados como ninguno de los anteriores, cumplan las siguientes condiciones:
 - Contenido en materia orgánica inferior al cinco por ciento ($MO < 5\%$).
 - Hinchamiento libre inferior al cinco por ciento (5%) para muestra remoldeada según el ensayo Proctor normal.
 - Si el límite líquido es superior a noventa ($LL > 90$), el índice de plasticidad será inferior al setenta y tres por ciento del valor que resulta de restar veinte al límite líquido ($IP < 0.73(LL-20)$)
- **Suelos inadecuados:** Se considerarán suelos inadecuados:
 - Los que no se puedan incluir en ninguna de las categorías anteriores.
 - Las turbas y otros suelos con materiales perecederos y/u orgánicos.
 - Los que puedan resultar insalubres para las actividades que sobre los mismos se desarrollen.

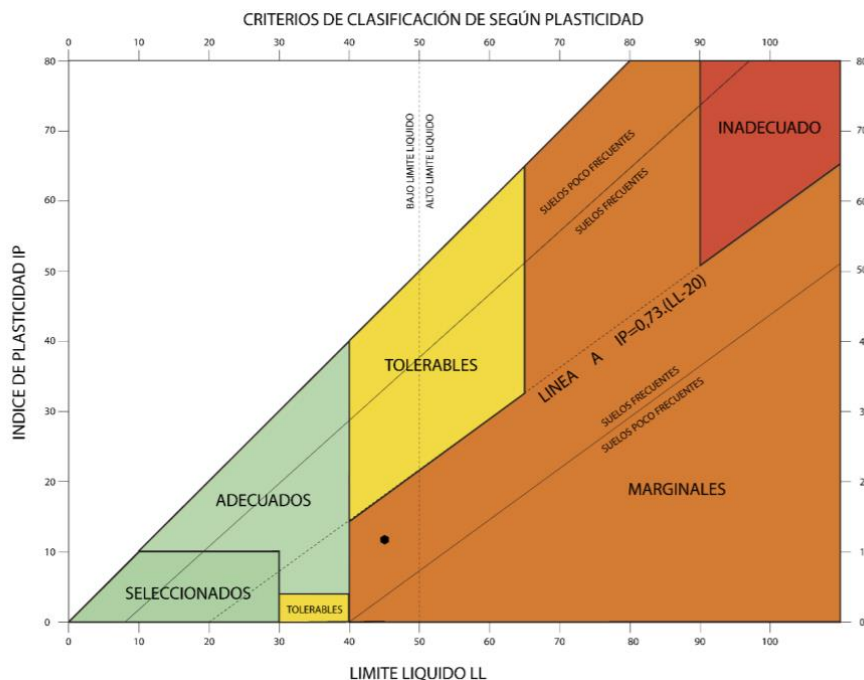


Figura 34: Clasificación de suelos PG-3 en función de su plasticidad

3.3.1.3 Clasificación AASHTO

Por último, otro sistema de clasificación comúnmente empleado es el establecido por la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (AASHTO). Esta clasificación se basa en los datos de granulometría, límites de Atterberg y del índice de grupo (AASHTO 1986), y divide los suelos en función de su uso potencial como materiales de construcción de carreteras. Para ello, lo divide en una serie de siete grupos, desde el A-1 al A-7, dividido a su vez en subgrupos. A la hora de clasificar el suelo en uno u otro grupo, se utiliza en primer lugar su composición granulométrica y a continuación su plasticidad como elementos diferenciadores.

Clasificación	Materiales granulares (35 % o menos pasa el tamiz 0.075 mm)							Materiales arcilloso – limosos (más del 35 % pasa el tamiz 0.075 mm)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Clasificación (Grupo)	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-4	A-5	A-6	A-7-5 A-7-6
% pase (tamiz)											
2.00 mm (No. 10)	50 max
0.425 (No. 40)	30 max	50 max	51 min
0.075 (No. 200)	15 max	25 max	10 max	35 max				36 min			
Características de la fracción que pasa el tamiz 0.425 (No. 40)											
Límite líquido	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min	41 min
Índice de plasticidad	6 max	N.P.	10 max	10 max	11 min	11 min	10 max	10 max	11 min	11 min	11 min
Tipos habituales de materiales constituyentes	Fragmentos rocosos, gravas y arenas		Arena fina	Grava limo-arcillosa y arena				Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Clasificación general como subbase	De excelente a buena						Regular a pobre				

Tabla 5: Criterios de clasificación AASHTO (AASHTO 1986)

3.3.2- Ensayos edométricos.

Para la caracterización deformacional de las muestras analizadas, se realizaron una serie de ensayos de consolidación unidimensional en edómetro.

El ensayo de consolidación unidimensional en edómetro (más comúnmente llamado *ensayo edométrico*) se basa en la teoría de la consolidación establecida por Terzaghi para la determinación de los parámetros de consolidación del suelo. Este análisis es posible en situaciones en las que la deformación sea únicamente en una dirección (habitualmente el eje vertical). Además de los parámetros de consolidación, el ensayo edométrico permite conocer la relación esfuerzo – deformación en condiciones uniaxiales (Muir Wood 1991) y conocer la permeabilidad vertical del suelo ensayado para cada escalón de carga.

Los ensayos realizados se han llevado a cabo, según la norma UNE 103.405. Según el procedimiento descrito en la norma, la muestra de suelo se sitúa en el interior de la célula edométrica, se inunda ésta y se van aplicando escalones de carga crecientes que se mantienen hasta que se han estabilizado las deformaciones (habitualmente 24 h). Una vez alcanzado el valor máximo de carga establecido (1000 kPa en nuestro caso), se procede a la descarga en dos o tres escalones de carga continuando la medida de deformaciones. A partir de las deformaciones medidas a lo largo del tiempo para cada escalón de carga, se puede dibujar la curva edométrica y estimar los coeficientes de consolidación del suelo.

3.3.3.- Ensayos triaxiales.

Con el objetivo de establecer las propiedades resistentes de las muestras ensayadas, se ha realizado una importante batería de ensayos triaxiales sobre dichas muestras, según lo dispuesto en la norma UNE 103.402.

El ensayo triaxial es sin duda el ensayo que mejor permite reflejar el proceso de rotura de un suelo en su estado natural. Para ello, la muestra que se desea ensayar se talla para obtener un cilindro de la parte central del espécimen (menos alterada por el proceso de muestreo). Dicha probeta se introduce en una membrana flexible y todo ello se introduce en una célula en la que se le pueden aplicar presiones laterales variables además de presiones internas para conseguir la saturación de la probeta. Una vez aplicada la presión lateral se procede a aplicar una fuerza vertical creciente hasta alcanzar la rotura de la probeta. Este proceso se repite al menos en dos ocasiones más para diferentes valores de presión lateral, lo que permite establecer los parámetros resistentes del suelo ensayado.

Las fuerzas actuantes durante un ensayo de compresión triaxial se pueden definir mediante dos componentes, a saber:

Presión media o presión isotrópica (p'), definida como el promedio de las tres tensiones efectivas principales.

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad (1)$$

Desviador (q), definido como la diferencia entre la tensión principal máxima (σ_1) y la principal mínima (σ_3).

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (2)$$

A partir de los resultados obtenidos en los ensayos triaxiales, se puede establecer el comportamiento de los materiales ensayados, además de determinar sus propiedades para los diferentes modelos constitutivos a tener en cuenta.

3.3.4.- Ensayos químicos.

Para la caracterización química de las muestras analizadas, se las ha sometido a una serie de ensayos químicos mediante técnicas analíticas. Se han analizado un total de treinta y seis muestras siguiendo lo establecido en la normativa en vigor, a saber:

Ensayo	Norma Utilizada
Determinación cuantitativa del contenido de sulfatos solubles en agua que hay en un suelo.	UNE 103.201
Determinación del contenido de materia orgánica oxidable de un suelo por el método del permanganato potásico.	UNE 103.204
Determinación del contenido de carbonatos en los suelos	UNE 103.200

Tabla 6: Normas empleadas para los ensayos químicos.

3.3.5.- Determinación del contenido en sales solubles.

Dentro de los ensayos de caracterización de estos materiales, se han realizado ensayos para la determinación del contenido total de sales solubles en el suelo, según la norma UNE 103.205.

3.3.6.- Difracción de Rx.

De cara a la caracterización mineralógica de las muestras arcillosas, se llevaron a cabo un total de dieciséis ensayos de difracción de rayos X. La metodología seguida para el análisis de dichas muestras es la siguiente: se ha preparado un agregado en polvo de la muestra mediante molienda. Dicho agregado ha sido introducido en el aparato de difracción de R-X (tras la correspondiente calibración mediante una pastilla de cuarzo) y se le ha sometido a un barrido de 2º/minuto, a una longitud de onda de 1.5405 entre un ángulo 2θ de 2 a 60º. Los haces de rayos X se recogen en el detector y se representa para cada muestra el difractograma correspondiente (figura 35).

El método de difracción de R-X tiene carácter semicuantitativo aunque la cuantificación se ha realizado con el programa X Powder (Martín-Ramos 2004) que tiene en consideración múltiples iteraciones de modelos de mezcla para ajustar estas mezclas con el difractograma real. El error de esta cuantificación es el mínimo que se puede producir en la actualidad para la interpretación mediante difracción de RX. Los minerales que pueden ser detectados en el difractograma deben tener una proporción relativa en la muestra superior al 2%.

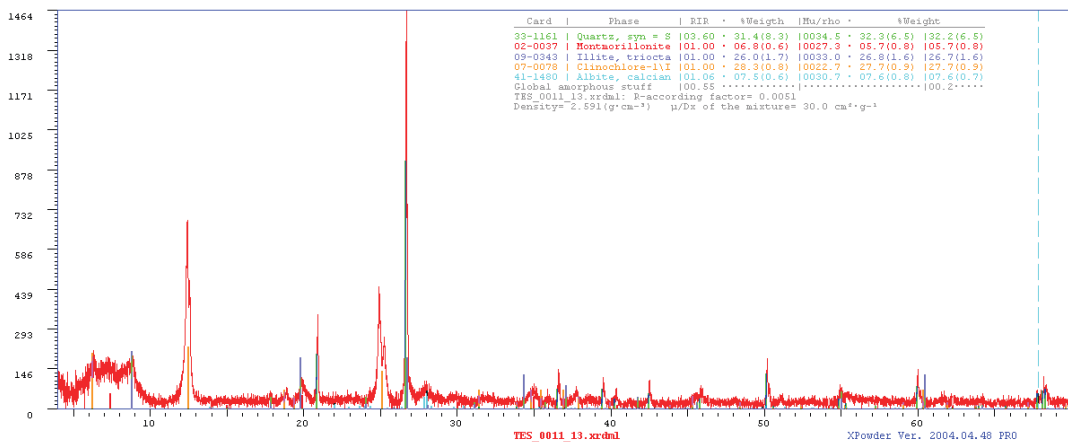


Figura 35: Ejemplo de difractograma obtenido

3.3.7.- Microscopía electrónica de Barrido.

Como complemento al análisis químico y mineralógico realizado, se llevaron a cabo un total de 5 análisis mediante Microscopio Electrónico de Barrido con cátodo de emisión de electrones de efecto campo (FESEM). El procedimiento seguido fue el siguiente: se secaron las muestras a una temperatura de 50ºC, de manera que se evitase la pérdida de agua intramolecular. Las muestras, una vez secas, se recubrieron con polvo de oro para mejorar su conductividad eléctrica

y, de esta manera, obtener imágenes más claras y nítidas. Para el análisis de las muestras, se utilizó un microscopio electrónico de barrido de la marca Carl Zeiss, modelo ULTRA 55, propiedad de los laboratorios de Acerinox Europa SAU (tabla 7).

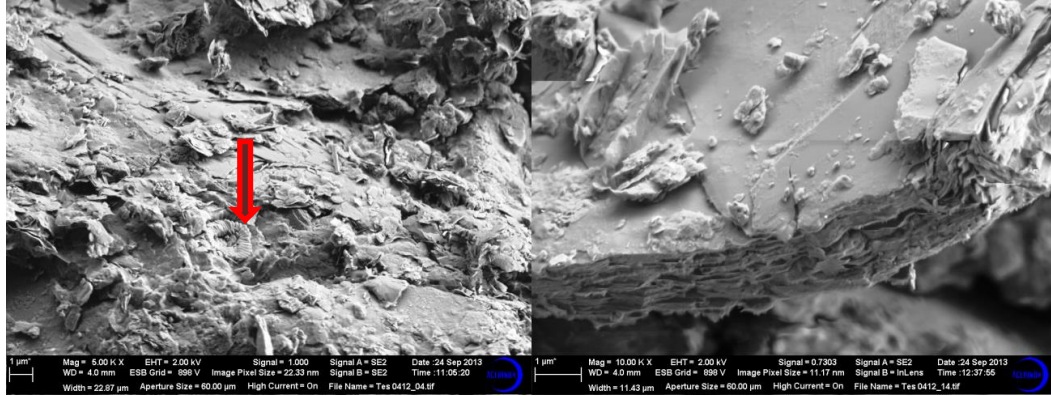


Figura 36: Imagen obtenida mediante MEB. En la imagen de la izquierda la flecha señala el fósil de un foraminífero. En la imagen de la derecha, se puede observar la estructura típica de filosilicatos

La configuración de este FESEM, incluye dos detectores de electrones secundarios (uno en la cámara y otro integrado en la columna). Para la obtención de imágenes de electrones retrodispersos, el equipo dispone también de dos detectores (AsB; retrodisperso convencional situado en la cámara; EsB detector In Lens con filtro de energías), que le permite obtener mayor nivel de señal y mayor profundidad de enfoque. Así mismo, también cuenta con una cámara de infrarrojos que permite visualizar los movimientos de la muestra en el interior de la cámara porta-muestras.

El potencial de aceleración del haz de electrones puede fijarse entre 100 eV y 30 keV. Así, pueden obtenerse unos aumentos en el rango de 12 a 900.000 con una distancia de trabajo (WD) de 1 a 20 mm.

La máxima resolución alcanzable es de 1.0 nm, utilizando la imagen de electrones secundarios a 15 keV y de 1.7 nm, utilizando la imagen de electrones secundarios a 1 keV.

El goniómetro portamuestras del SEM tiene motorizado y automatizados los ejes X, Y y Z (distancia entre la muestra y la lente objetivo), R (movimiento en el plano perpendicular al haz de electrones) y T (inclinación de la muestra).

En el estudio llevado a cabo, las condiciones de trabajo se han adaptado a las propiedades poco conductoras del material analizado, lo que supone un inconveniente para su análisis por MEB. Por ello el potencial de aceleración del haz de electrones se fijó en 2 keV, con una distancia de trabajo entre 2 y 4 mm. El detector de electrones utilizado ha sido el de secundarios, el cual permite conocer la estructura cristalina y topografía del material en estudio. Esto ha

permitido obtener imágenes nítidas de la estructura y textura de las asociaciones minerales presentes en las muestras (figura 36).

Marca	Carl ZEISS	
Modelo	ULTRA 55	Observaciones
Año instalación	2006	
Resolución	1.0 nm a 15 kV 1.7 nm a 1.0 kV	Utilizando la imagen de electrones secundarios. Mejor calidad de imagen al trabajar a bajas potencias.
Aumentos	12 x 900000	Distancia de trabajo de 1 a 20 nm. Dispone de un programa de medición de distancias.
Potencial Aceleración	0.1 kV a 30 kV	Mayor calidad de imagen al trabajar a bajas potencias.
Goniómetro Portamuestras	Motorizado y automatizado en los ejes X, Y, Z, R y T	
Procesado y Almacenamiento digital de la imagen	Resolución máxima 3072 x 2304. Memoria imagen 32 MB	Promediado de la imagen por pixel, line o frame.
Detectores SE	Cámara E-T "In Lens"	In Lens está integrado en la columna.
Detectores BSE	Cámara AsB "In Lens" EsB	El detector EsB es un detector BSE In Lens con filtro de energías.
"High Current"		Permite obtener mayor nivel de señal y mayor profundidad de enfoque.
Procesado y almacenamiento digital de imagen	Resolución Máxima: 3072x2304 "Averaging". Pixel, line, frame Formato BMP, TIFF, JPEG	

Tabla 7: Principales características del equipo empleado.

4. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA, MINERALÓGICA Y QUÍMICA

4.1.- Propiedades índices y clasificación de suelos.

Como se explicó en el apartado anterior, todas las muestras obtenidas fueron sometidas a ensayos conducentes a conocer sus propiedades índice básicas y su clasificación atendiendo a los diferentes métodos de clasificación de suelos habituales (USCS, PG-3 y AASHTO).

La siguiente tabla muestra un resumen de los resultados obtenidos, así como la clasificación de las muestras ensayadas.

MUESTRA	Gravas (%)	Arenas (%)	Finos (%)	LL	LP	Y' (kN/m ³)	Y ^d (kN/m ³)	USCS	AASHTO	PG-3
TES-01-12	10,4	10	79,6	37,9	22,6	22,80	11,86	CL	A-6	Marginal
TES-02-12	0	0,9	99,1	45,3	27,6	21,20	11,53	ML	A-7-6	Marginal
TES-03-12	4,2	8,6	67,2	37,6	19,9	23,40	11,97	CL	A-6	Tolerable
TES-08-12	0,0	19,0	81,0	33,2	20,4	23,40	11,97	CL	A-6	Tolerable
TES-10-12	14,4	31,3	54,3	34,3	16,3	17,40	11,45	CL	A-6	Tolerable
TES-11-12	20,2	37,2	42,6	34,3	16,3	18,60	11,62	SC	A-6	Tolerable
TES-12-12	0,1	32,8	67,1	34,5	15,8	17,90	11,62	CL	A-6	Tolerable
TES 13-12	22	49,7	28,3	30,3	15,3	17,70	11,51	SC	A-2-6	Adecuado
TES 14-12	0,2	10,3	89,5	49	23	19,10	11,47	CL	A-7-6	Tolerable
TES 15-12	7,5	35,1	57,4	34,8	14,9	17,50	11,47	CL	A-6	Tolerable
TES 16-12	1,9	56,9	41,2	36	20	22,20	12,04	SC	A-6	Tolerable
TES 17-12	3,5	43,7	52,8	33	15	21,60	11,96	CL	A-6	Tolerable
TES 18-12	3,5	60,4	36,1	20	11	22,20	12,07	SC	A-6	Tolerable
TES 19-12	2,4	57,3	40,3	22	14	22,00	12,10	SC	A-6	Tolerable
TES 20-12	1,5	0	98,5	36,9	24,1	20,30	11,64	CL	A-6	Tolerable
TES 21-12	1,6	12,2	86,2	32,7	23,9	20,50	11,65	CL	A-6	Tolerable
TES 22-12	2,8	8,9	88,3	29,1	22,5	19,80	11,62	CL	A-6	Tolerable
TES 23-12	0	9,2	90,8	44	25,3	21,00	11,68	CL	A-6	Tolerable
TES 24-12	0	4,2	95,8	36,6	20,1	20,00	11,67	CL	A-6	Tolerable
TES 25-12	0,3	22	77,7	28,9	19,6	22,00	11,84	CL	A-6	Tolerable
TES 26-12	1,4	30,6	68,1	24,7	18,1	22,30	11,89	CL	A-6	Tolerable
TES 27-12	0,2	16,7	83,1	25	17,7	22,20	11,89	CL	A-6	Tolerable
TES 29-12	0,2	32,5	67,3	41	22	19,80	11,64	CL	A-7-6	Tolerable
TES 30-12	5,9	34,1	60	38	22	19,30	11,65	CL	A-6	Tolerable
TES 31-12	0	31,7	68,3	36	24	20,00	11,78	CL	A-6	Tolerable

MUESTRA	Gravas (%)	Arenas (%)	Finos (%)	LL	LP	Y' (kN/m ³)	Y ^d (kN/m ³)	USCS	AASHTO	PG-3
TES 32-12	0	18,1	81,9	34	21	21,20	11,75	CL	A-6	Tolerable
TES 33-12	0	27,3	72,7	35	20	19,50	11,77	CL	A-6	Tolerable
TES 34-12	0,6	12,6	86,8	41	20	20,10	11,68	CL	A-6	Tolerable
TES 35-12	21,1	23	55,6	40	21	21,80	11,80	CL	A-6	Tolerable
TES 36-12	0	3,9	96,1	36	16	20,10	11,73	CL	A-6	Tolerable
TES 01-13	0	12,5	87,6	39,6	25,8	17,90	11,42	ML	A-6	Tolerable
TES 02-13	0	1,4	98,6	55,8	25,8	17,90	11,42	CH	A-7-6	Tolerable
TES 03-13	0	0,1	99,9	53	26	19,80	11,57	CH	A-7-6	Tolerable
TES 04-13	0	3,1	96,9	38,4	26	19,90	11,58	ML	A-6	Tolerable
TES 05-13	6	15	79	44,5	26,2	20,60	11,63	CL	A-7-6	Tolerable
TES 06-13	14,2	24,6	61,2	32,3	18,8	20,70	11,64	CL	A-6	Tolerable
TES 07-13	0	26,9	73,1	30,4	19,9	22,10	11,86	CL	A-4	Tolerable
TES 08-13	0	3,3	96,7	41,1	25,4	20,60	11,72	CL	A-7-6	Tolerable
TES 09-13	9,6	20,1	70,3	38,7	26,2	21,30	11,70	ML	A-6	Tolerable
TES 11-13	1,9	59,2	38,8	47,9	22,6	20,30	11,80	SC	A-7-6	Tolerable
TES 12-13	2,3	33	64,7	40,3	22,2	20,50	11,67	CL	A-6	Tolerable
TES 13-13	8	22	70	45,7	25,2	21,30	11,85	CL	A-7-6	Tolerable
TES 14-13	1,2	31,3	67,4	44,4	18,5	19,80	11,61	CL	A-7-6	Tolerable
TES 15-13	0,5	11,7	87,8	48,9	20,4	19,80	11,61	CL	A-7-6	Tolerable
TES 16-13	9,9	49,1	41	37,6	19,2	21,31	11,77	SC	A-6	Tolerable
TES 17-13	0	9,9	90,1	49,4	22	21,10	11,77	CL	A-7-6	Tolerable
TES 18-13	0	19,8	80,2	42,6	31,1	20,13	11,65	CL	A-7-6	Tolerable
TES 19-13	0	48	52	33,3	20,9	22,29	11,70	CL	A-6	Tolerable
TES 20-13	0	15,8	84,2	41,3	23	0,00	10,00	CL	A-7-6	Tolerable
TES 21-13	0	45,3	54,7	30,3	19,4	20,25	11,65	CL	A-6	Tolerable
TES 22-13	0	65,8	34,2	33	22,2	19,66	11,65	CL	A-6	Tolerable
TES 23-13	0	33,6	66,4	43	27,1	23,95	11,96	CL	A-7-6	Tolerable
TES 24-13	11,5	17,2	71,3	41,5	23,2	24,91	11,96	CL	A-6	Tolerable
TES 25-13	1,7	57,1	41,2	31	18,5	21,07	11,71	CL	A-6	Tolerable
TES 26-13	2,9	40	57,1	33,2	18,1	20,97	11,77	CL	A-6	Tolerable
TES 27-13	0,5	37,5	62	36,2	20	22,79	11,93	CL	A-6	Tolerable
TES 28-13	1,9	30,7	67,4	34,5	21,5	22,32	11,86	CL	A-6	Tolerable
TES 29-13	1,6	31,5	66,9	35,2	20,9	20,00	11,76	CL	A-6	Tolerable
TES 30-13	5	39,7	55,3	32,5	21	20,50	11,79	CL	A-6	Tolerable
TES 31-13	27,2	5,9	66,9	31,6	21,2	21,18	11,89	CL	A-6	Tolerable

MUESTRA	Gravas (%)	Arenas (%)	Finos (%)	LL	LP	γ' (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	USCS	AASHTO	PG-3
TES 32-13	16	14,2	69,8	42,5	27,8	21,10	11,84	CL	A-7-6	Marginal
TES 33-13	1,4	15,6	83	69,7	27,9	19,13	11,63	CH	A-7-6	Marginal
TES 34-13	0,1	2,7	97,2	70,8	37,9	20,55	11,73	CH	A-7-6	Marginal
TES 37-13	0	4,7	95,3	55,5	30	19,26	11,50	MH	A-7-6	Marginal
TES 35-13	4,1	11,2	84,7	47,2	25,1	20,90	11,89	CL	A-6	Tolerable
TES 36-13	1,1	21,7	77,2	47,1	26,1	20,45	11,72	CL	A-6	Tolerable
TES 01-14	15,5	41,2	43,3	32,6	16,7	20,88	11,80	SC	A-6	Tolerable
TES 02-14	6,1	29,8	64,2	31,4	17,2	21,60	11,96	CL	A-6	Tolerable
TES 03-14	0	6,6	93,4	41,7	22,6	19,90	11,79	CL	A-7-6	Tolerable
TES 04-14	0	23,4	76,6	45,4	6,7	19,10	11,69	SC	A-6	Tolerable
TES 05-14	22,3	42,3	35,4	31	15,2	20,10	11,76	SC	A-2-6	Tolerable
TES 06-14	40	10,6	49,4	41,7	18,4	22,32	12,03	GC	A-7-6	Tolerable
TES 07-14	21,2	24,6	54,2	34,8	17,4	21,52	11,91	CL	A-6	Tolerable
TES 08-14	34,5	23	42,5	33,1	15,9	22,12	11,98	SC	A-6	Tolerable
TES 09-14	1,2	32,7	62,1	37,5	18,1	22,87	12,07	CL	A-6	Tolerable
TES 10-14	14,7	31,6	53,7	30,2	16,5	22,60	11,96	CL	A-6	Tolerable
TES 11-14	2,9	42,8	54,3	41,6	23	22,70	12,09	CL	A-7-6	Tolerable
TES 12-14	7,3	38,1	54,8	28,5	16,8	19,60	11,58	CL	A-6	Tolerable
TES 13-14	0,2	30,9	68,9	35,7	21	17,50	11,52	CL	A-6	Tolerable
TES 15-14	14,3	24,5	75,5	22	21	21,30	11,81	CH	A-7-6	Tolerable
TES 18-14	7	34,7	58,3	44,93	19,61	20,20	11,66	CL	A-7-6	Tolerable
TES 19-14	3	21,4	75,6	37,25	19,29	22,50	12,03	CL	A-7-6	Tolerable

Tabla 8: Resultados de los ensayos de identificación y clasificación de las muestras ensayadas

	w	Fc	LL	LP	IP	γ'	γ_d
Maximo	34,00	100,00	70,80	37,90	41,80	2,34	2,10
Media	15,73	69,92	38,19	21,13	17,54	2,05	1,78
Mínimo	5,50	28,30	20,00	6,70	6,60	1,74	1,45
Desviación típica	5,34	19,39	8,83	4,63	7,07	0,14	0,16

Tabla 9: Resumen de los resultados obtenidos, siendo w=humedad natural (%); Fc=contenido en finos (%); LL= Límite líquido; LP= Límite plástico; IP=índice de plasticidad; γ' =Peso específico aparente y γ_d =Peso específico seco

Tal y como cabía esperar, las muestras presentan un elevado contenido en finos (69,92 % de media), si bien hay algunas muestras que presentan un contenido en gruesos no despreciable (tablas 8 y 9). Esto se debe a las dificultades en el proceso de disgregación de las muestras, incluso a pesar de haber usado hexametáfosfato sódico y al hecho de que se traten de arcillas que han sufrido una cierta litificación, lo que en ocasiones dificulta, cuando no impide, su dispersión.

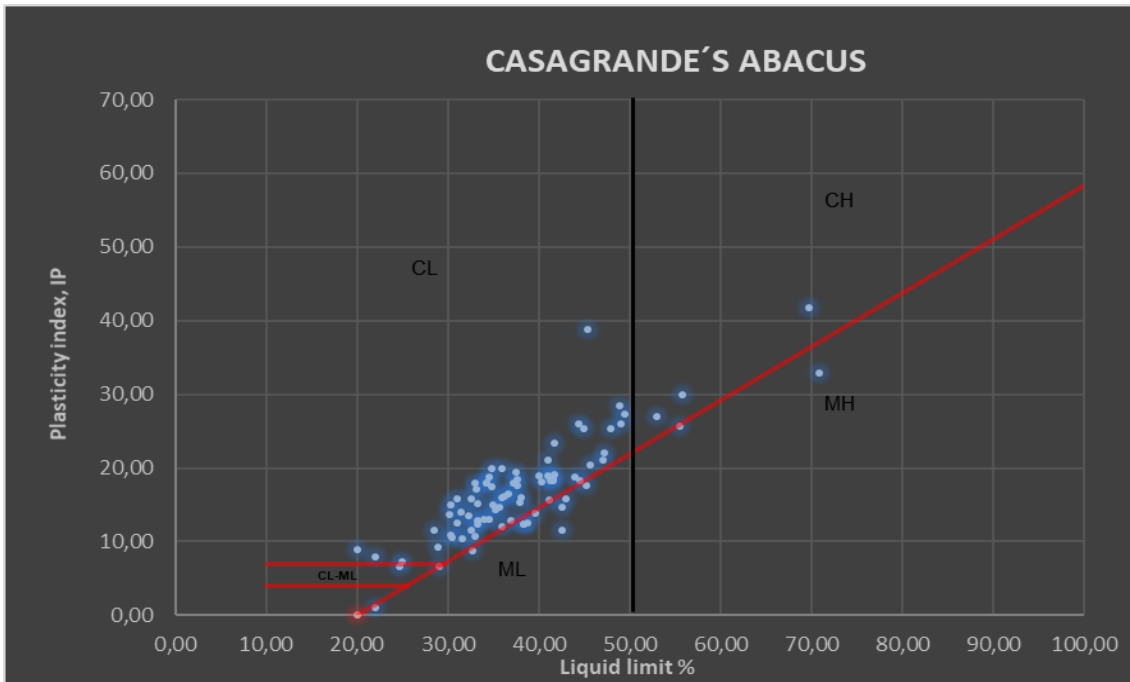


Figura 37: Gráfico de Casagrande mostrando los resultados obtenidos en los ensayos realizados para determinar los límites de Atterberg.

Respecto de la plasticidad, la mayor parte de las muestras presentan valores bajos a medios de plasticidad (figura 37).

4.2.- Caracterización mineralógica.

A partir de los ensayos de difracción de rayos X realizados, se ha podido establecer la mineralogía presente en los materiales ensayados.

En las siguientes figuras, se muestran los difractogramas obtenidos para cada una de las muestras ensayadas. Como se puede observar en los diferentes difractogramas (figuras 38 a la 48), todos muestran picos muy acusados en mineralogías similares, con pequeñas diferencias en los minerales accesorios.

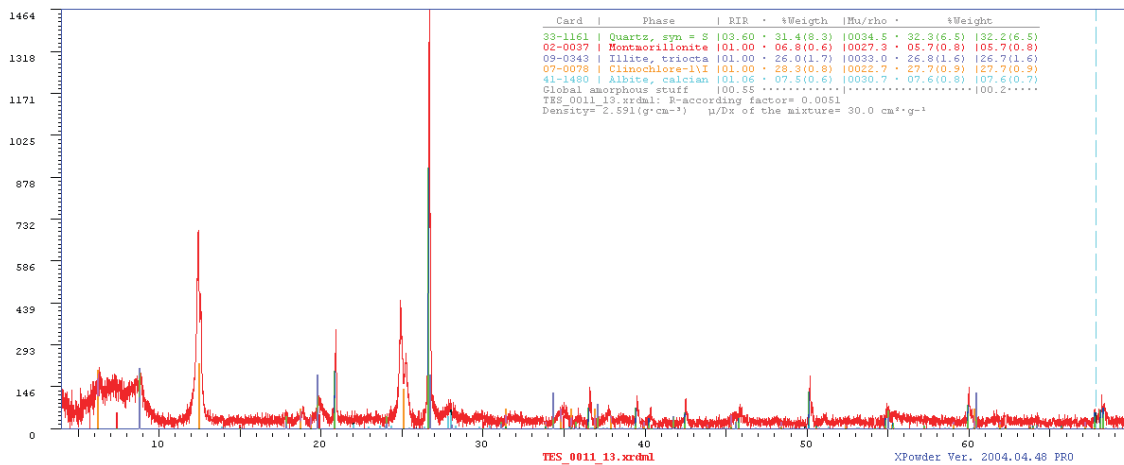


Figura 38: Difractograma muestra TES-011-13

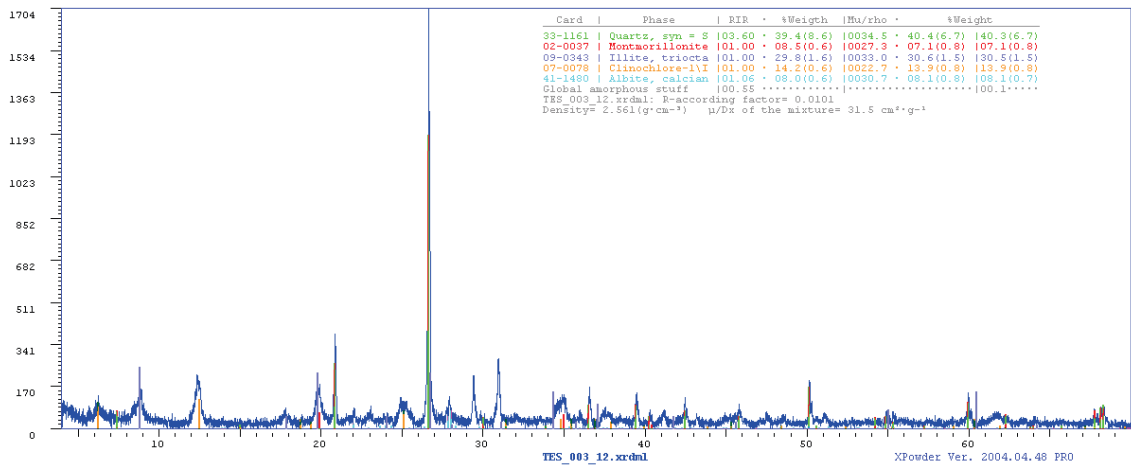


Figura 39: Difractograma muestra TES-003-12

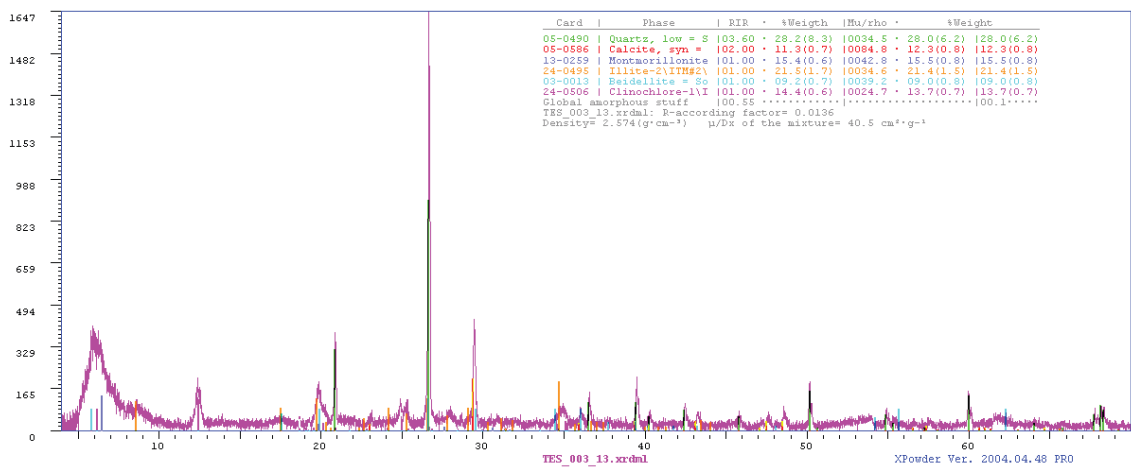


Figura 40: Difractograma muestra TES-003-13



Figura 41: Difractograma muestra TES-004-13

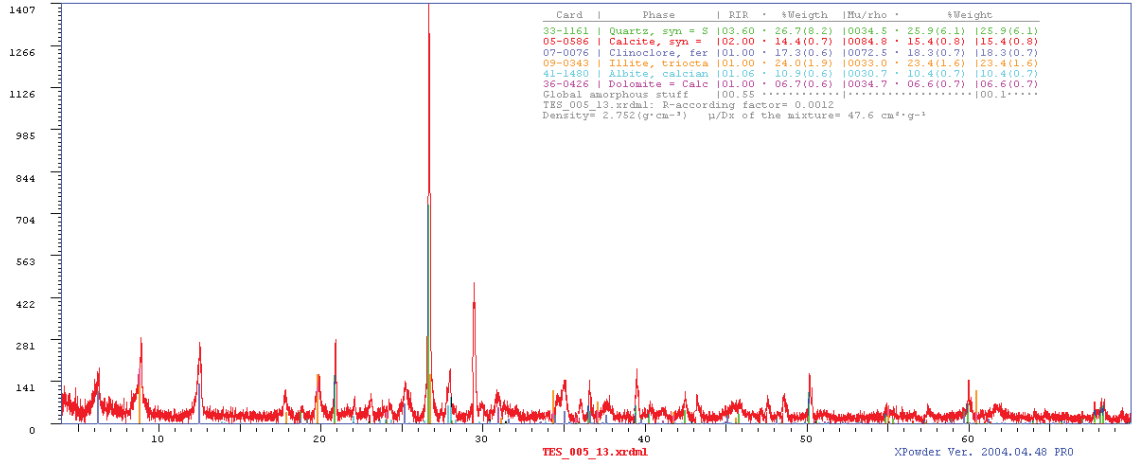


Figura 42: Difractograma muestra TES-005-13

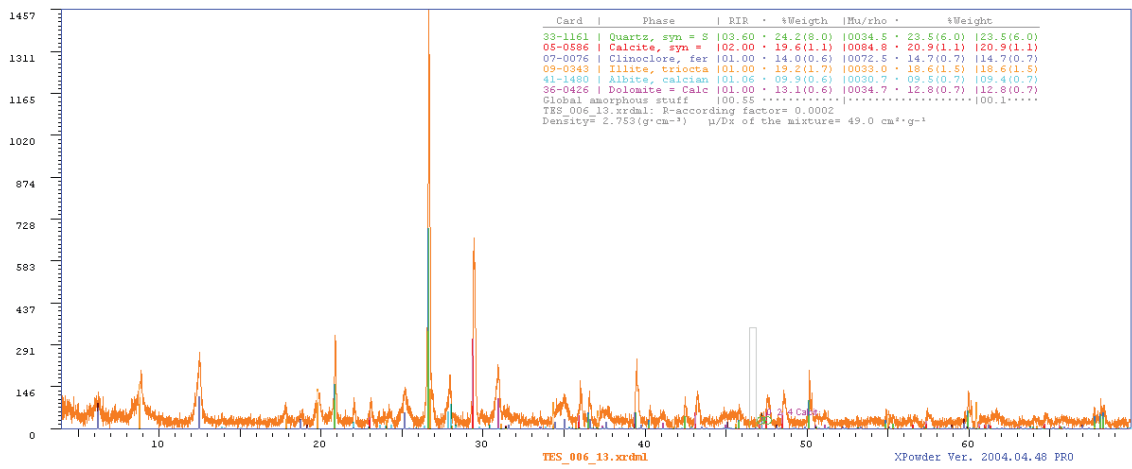


Figura 43: Difractograma muestra TES-006-13

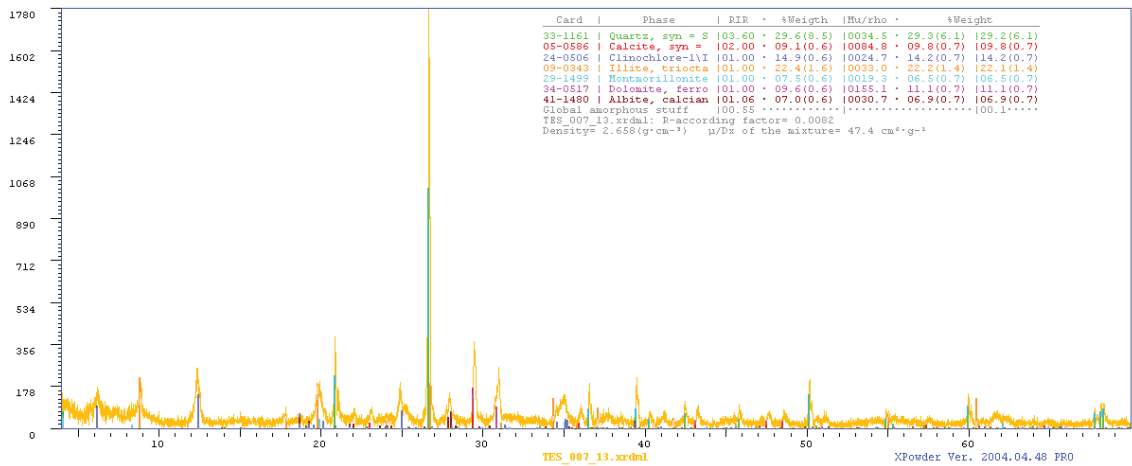


Figura 44: Difractograma muestra TES-007-13

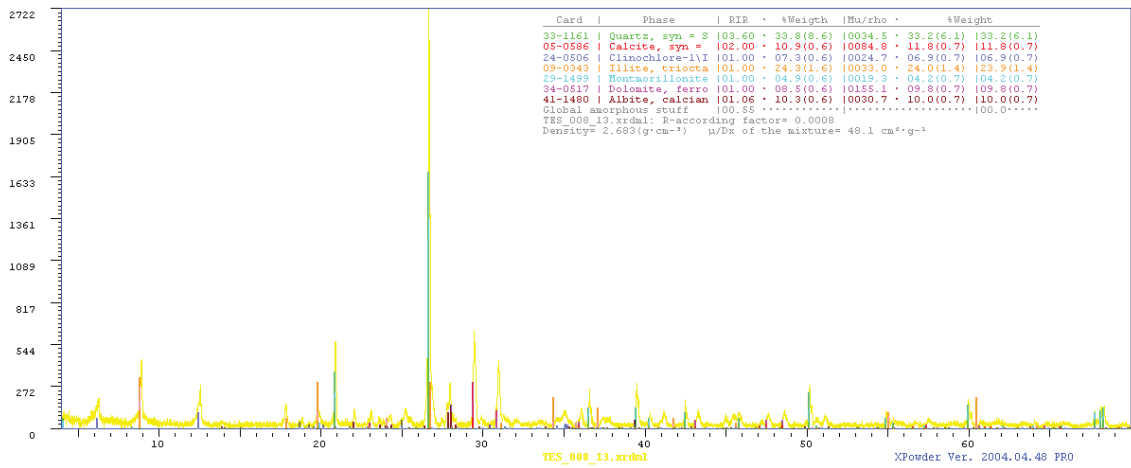


Figura 45: Difractograma muestra TES-008-13

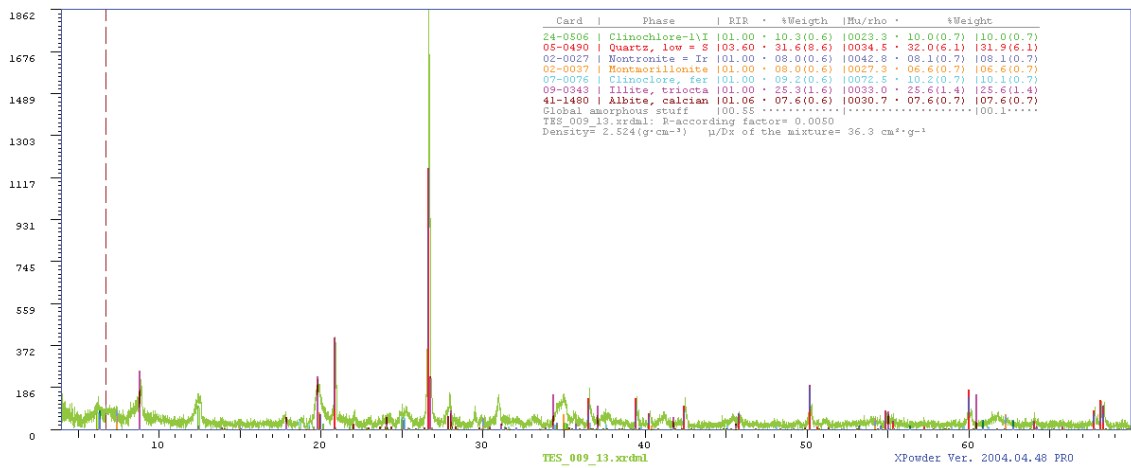


Figura 46: Difractograma muestra TES-009-13

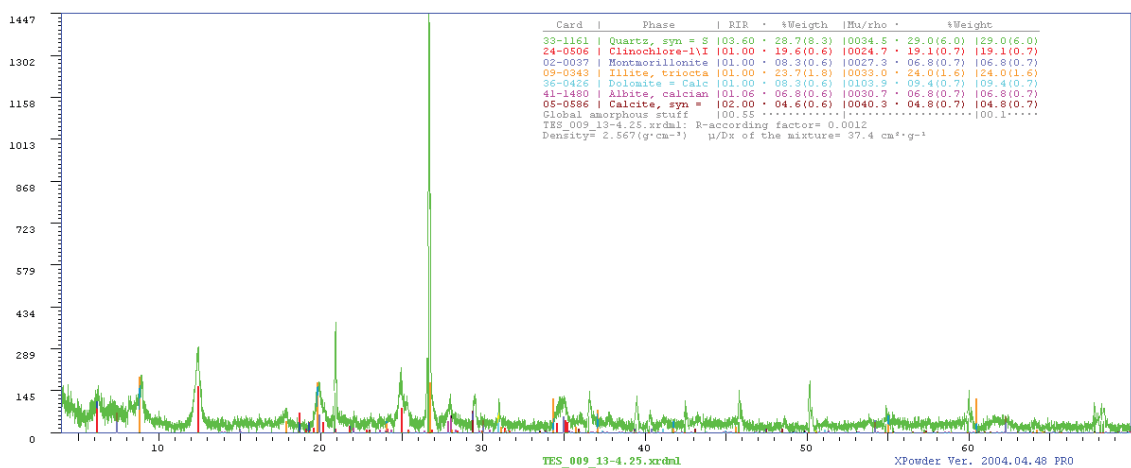


Figura 47: Difractograma muestra TES-009-13

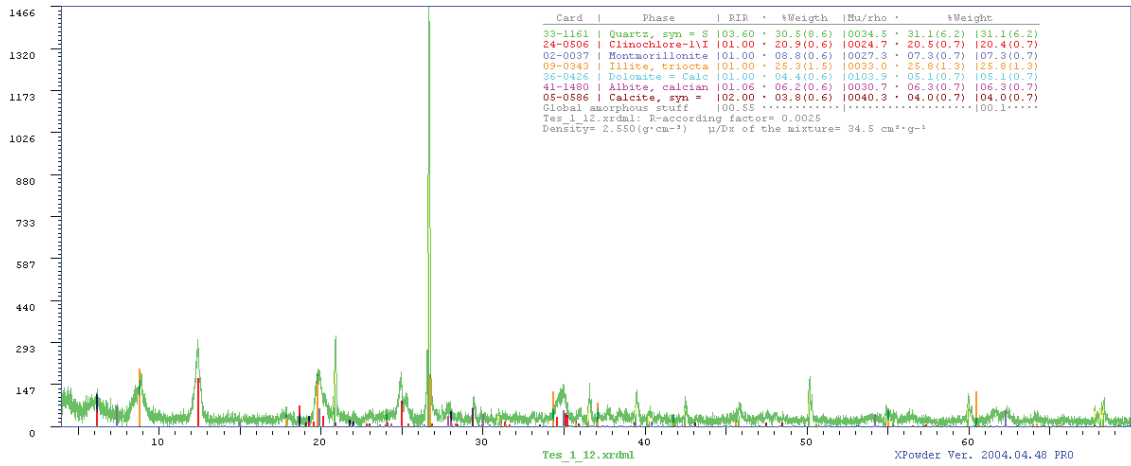


Figura 48: Difractograma muestra TES-001-12

Esta similitud en la mineralogía es aún más observable cuando se superponen todos los difractogramas en un mismo gráfico (figura 49). En ese caso, se puede observar claramente el pico correspondiente al cuarzo y como se repiten la mayoría de las mineralogías en las diferentes muestras analizadas.

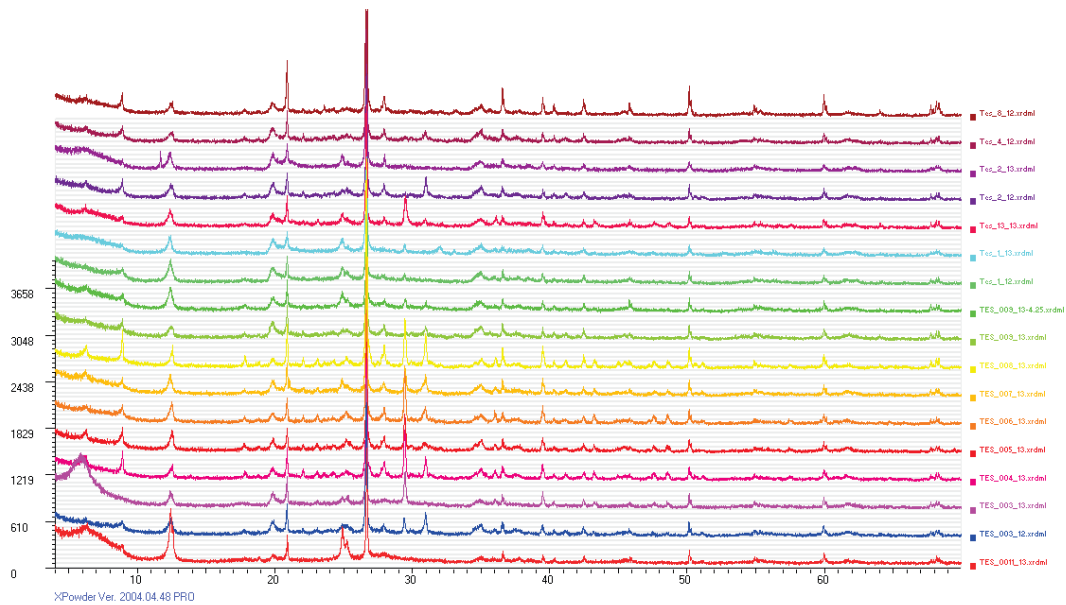


Figura 49: Superposición de los difractogramas de todas las muestras analizadas.

Como se puede observar en la tabla 10 y en la figura 50, el principal mineral presente en todos los casos es el cuarzo, seguido de un porcentaje importante de illita. El clinocllore también aparece de manera generalizada como un mineral principal, mientras que tanto calcita como dolomita aparecen en menor medida. Como mineralogía accesoria de este tipo de arcillas aparecen minerales como la Beidelita, paligorskita, fluorapatito, chamosita y nontronita.

Muestra	Cuarzo	Albita	Clinocloro	Montmorillonita	Illita	Beidellita	Paligorskita	Fluorapatito	Chamosita	Nontronita	Calcita	Dolomita
TES-01-12	31,1%	6,3%	20,4%	7,3%	25,8%						4,0%	5,1%
TES-02-12	23,3%	7,9%	18,4%		19,5%				11,1%		3,8%	16,0%
TES-03-12	40,3%	8,1%	13,9%	7,1%	30,5%							
TES-04-12	34,3%	9,3%	12,2%		27,4%						5,6%	9,3%
TES-08-12	53,7%	4,6%			35,2%					6,4%		
TES 01-13	29,2%		18,2%	8,6%	24,5%	6,2%	6,8%	6,3%				
TES 03-13	28,0%		13,7%	15,5%	21,4%	9,0%					12,3%	
TES 04-13	23,9%	9,6%	12,2%		19,8%						18,9%	15,6%
TES 05-13	25,9%	10,4%	18,3%		23,4%						15,4%	6,6%
TES 06-13	23,5%	9,4%	14,7%		18,6%						20,9%	12,8%
TES 07-13	29,2%	6,9%	14,2%	6,5%	22,1%						9,8%	11,1%
TES 08-13	33,2%	10,0%	6,9%	4,2%	23,9%						11,8%	9,8%
TES 09-13	29,0%	6,8%	19,1%	6,8%	24,0%						4,8%	9,4%
TES 11-13	32,2%	7,6%	27,7%	5,7%	26,7%							
TES 13-13	27,4%	6,5%	13,4%	12,7%	21,0%						11,0%	7,9%

Tabla 10: Composición mineralógica de las muestras analizadas

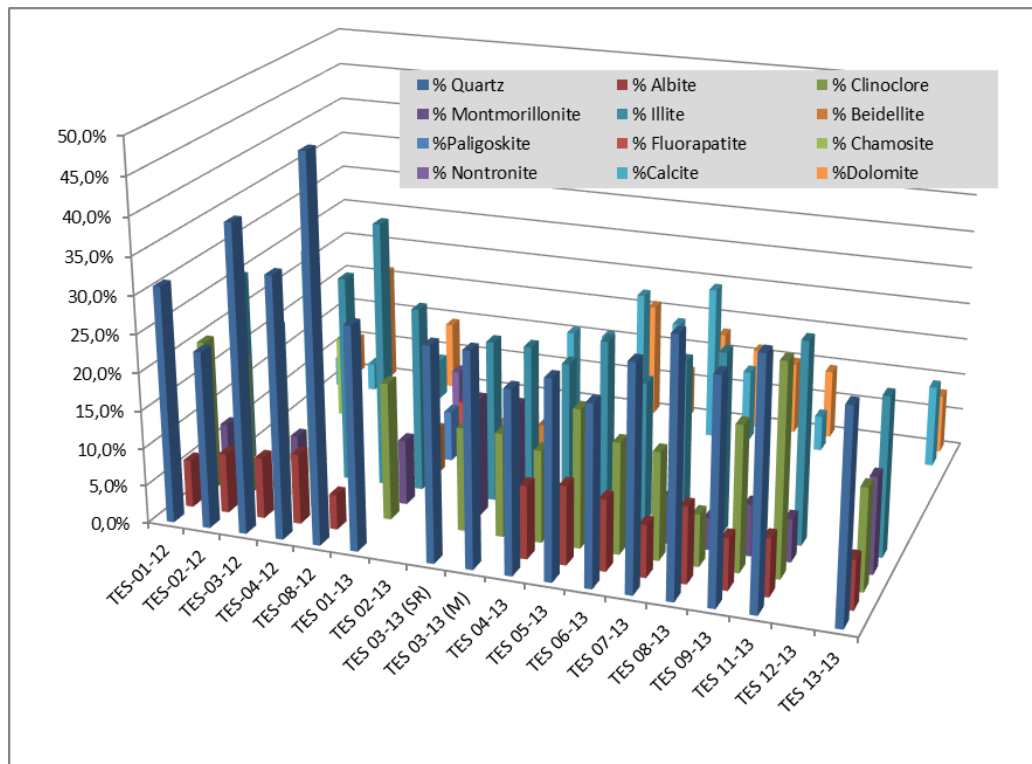


Figura 50: Composición mineralógica de las muestras ensayadas mediante difracción de rayos X.

4.3.- Caracterización química.

Como ya se ha indicado, a la hora de establecer la composición química de las muestras ensayadas, se utilizaron una serie de métodos analíticos además de ensayos de fluorescencia de rayos X. Se han incluido aquí los resultados de los ensayos de contenido en sales solubles, aunque no sean ensayos químicos en sentido estricto. Los resultados obtenidos, pueden consultarse en la siguiente tabla:

Muestra	Fluorescencia de Rayos X										Ensayos químicos			
	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MnO	MgO	CaO	Na ₂ O	K ₂ O	TiO ₂	P ₂ O ₅	Sales solubles	Sulfatos	Materia orgánica	Carbonatos
TES-01-12	51,67	21,61	6,37	0,03	2,37	1,50	0,26	3,17	0,96	0,10	0,00	0,00	1,11	4,47
TES-02-12	50,39	20,21	6,80	0,37	3,26	2,84	0,66	3,46	0,82	0,16	0,00	0,00	0,80	8,06
TES-03-12	46,68	17,52	6,82	0,15	3,74	8,95	0,84	3,30	0,77	0,28	0,00	0,00	0,66	2,10
TES-04-12	51,06	19,51	8,05	0,25	3,11	2,36	0,71	3,65	0,83	0,17	0,00	0,01	0,37	3,89
TES-08-12	56,38	19,08	7,46	0,11	2,41	1,61	0,93	3,39	0,84	0,82	0,00	0,00	0,21	1,52
TES 01-13	50,97	20,18	7,09	0,04	1,74	1,94	0,45	2,30	0,94	0,18	0,00	0,00	0,00	5,99
TES 02-13	51,87	20,51	7,40	0,03	1,69	1,44	0,50	2,27	0,97	0,19	0,00	0,32	0,33	2,20
TES 03-13 (SR)	0,48	16,40	7,14	0,07	2,06	6,74	0,47	1,91	0,92	0,39				
TES 04-13	45,43	16,93	6,40	0,08	3,71	9,17	0,91	3,18	0,76	0,12	0,00	0,00	0,45	16,44
TES 05-13	0,44	15,56	7,28	0,12	3,46	10,73	0,78	3,09	0,75	0,12				
TES 06-13	0,42	15,73	6,76	0,10	3,20	11,26	0,64	3,16	0,78	0,12	0,00	0,00	0,00	7,81
TES 07-13	44,33	18,51	6,62	0,06	3,00	7,99	0,47	2,86	0,97	0,10	0,00	0,00	0,21	7,82
TES 08-13	42,00	15,65	6,13	0,12	3,62	12,79	0,80	2,95	0,73	0,11	0,00	0,00	0,00	1,52
TES 09-13	49,90	18,89	8,60	0,30	3,01	2,53	0,66	3,86	0,89	0,16				
TES 11-13	50,86	21,52	8,71	0,03	1,81	0,83	0,58	2,45	1,19	0,18	0,00	0,00	0,66	9,30
TES 13-13	44,00	19,12	6,04	0,05	2,52	8,74	0,54	2,33	0,94	0,11	0,00	0,00	0,70	15,81
TES 20-13											0,32	0,00	0,25	0,16
TES 21-13											0,20	0,00	0,28	0,16
TES 22-13											0,32	0,00	0,29	0,24
TES 23-13											0,23	0,00	0,23	0,23
TES 24-13											0,54	0,00	0,41	4,30
TES 25-13											0,04	0,00	0,32	3,00
TES 26-13											0,46	0,00	0,61	9,80

Tabla 11: Resultados de los ensayos químicos y de fluorescencia de RX

Como puede comprobarse, el contenido en sulfatos y sales solubles es despreciable en todos los casos. Respecto al contenido en materia orgánica, los ensayos apenas muestran su existencia (salvo en la muestra TES-01-12, que alcanza un valor ligeramente por encima de la unidad).

Respecto del contenido en carbonatos, por lo general apenas si están presentes en la composición de las muestras ensayadas. El valor medio es de un 5.08 % con valores

máximos del 16.44%. Estos valores son sensiblemente inferiores a los inicialmente previstos.

Respecto de los ensayos de fluorescencia de rayos X, estos han mostrado un barrido general de la composición química de cada muestra, expresada esta como porcentajes de óxidos (figura 51). Los resultados muestran como principal constituyente el SiO₂, lo cual es lógico teniendo en cuenta que la principal mineralogía presente en las muestras es el cuarzo. Además, las muestras muestran un importante contenido en aluminio y hierro (Al₂O₃ y Fe₂O₃) y un contenido en calcio alrededor del 5 %. También presenta porcentajes menores de Magnesio y manganeso y trazas de titanio y fósforo.

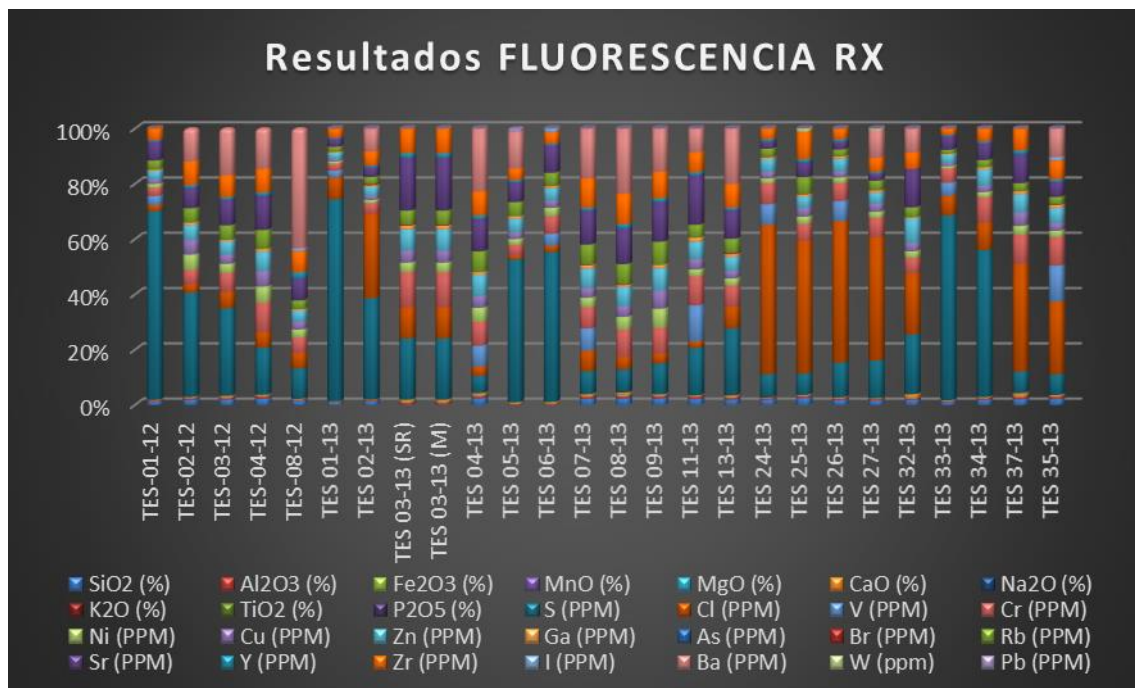


Figura 51: Resultados de los ensayos de fluorescencia de RX para cada muestra ensayada

4.4.- Textura de los agregados minerales

Para conocer la textura de los agregados minerales, y como complemento a los ensayos químicos realizados, se llevó a cabo el análisis de cinco muestras mediante microscopía electrónica de barrido en los laboratorios de Acerinox Europa. Se han seleccionado estas cinco muestras de manera que fuesen lo más representativas posible del conjunto de muestras ensayadas. En todas ellas, se tomaron imágenes utilizando diferentes aumentos para poder observar la textura general y los detalles de ésta (figuras 53 a la 56).

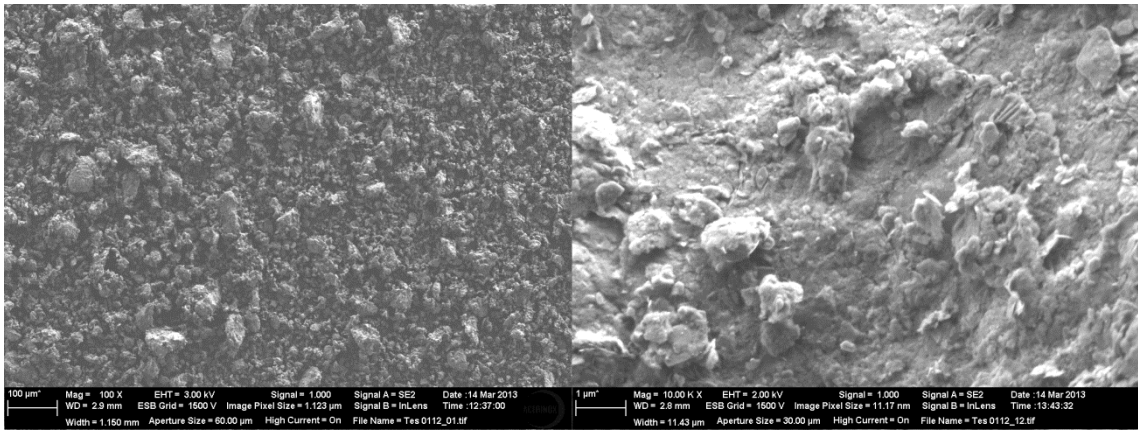


Figura 52: Imagen de microscopía electrónica, muestra TES-01-12

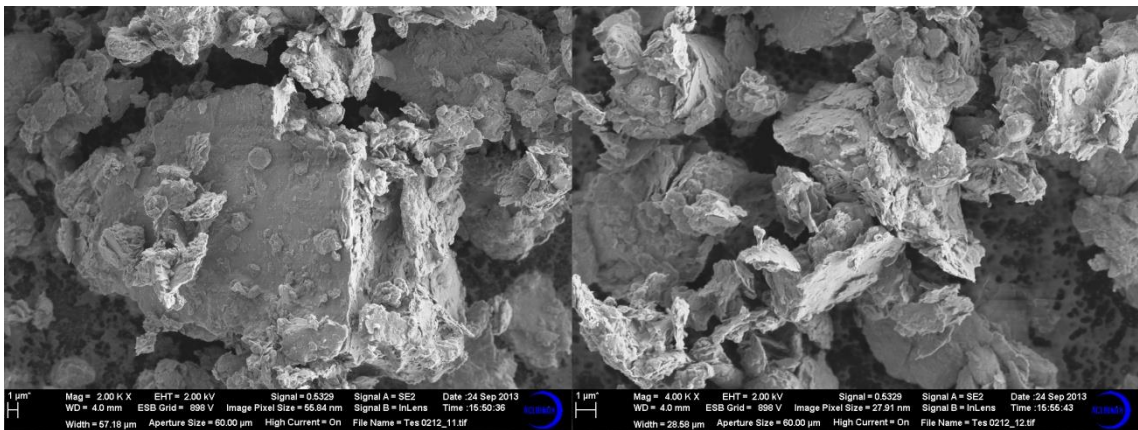


Figura 53: Imagen de microscopía electrónica, muestra TES-02-12

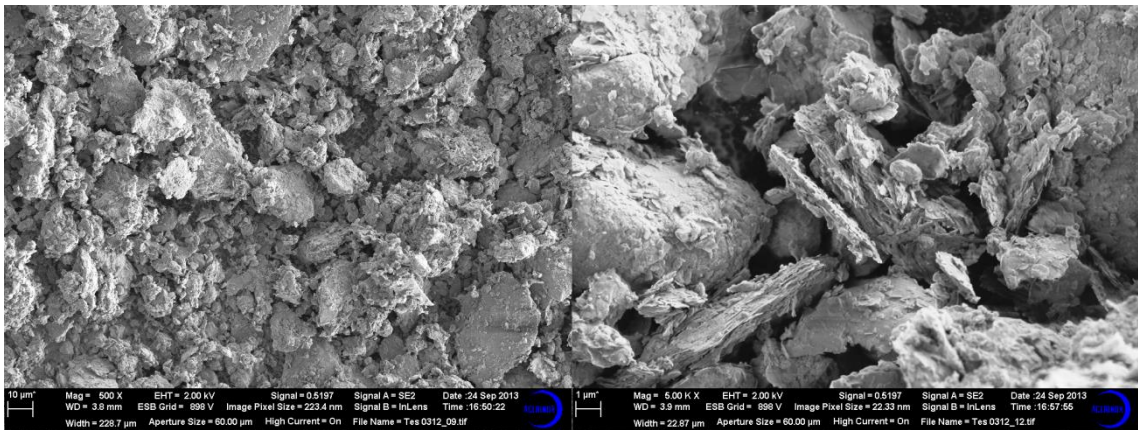


Figura 54: Imagen de microscopía electrónica, muestra TES-03-12. Se puede comprobar la textura bastante abierta de las muestras.

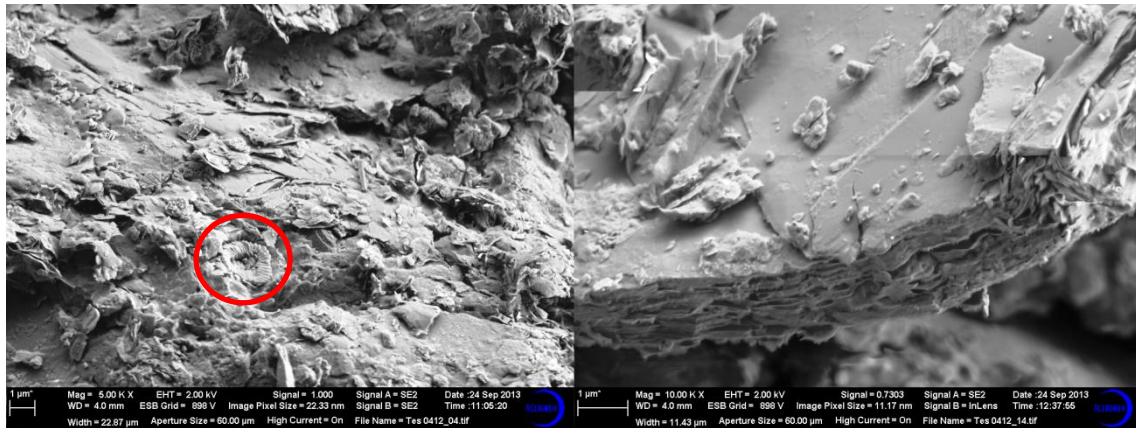


Figura 55 Imagen de microscopía electrónica, muestra TES-04-12. En la imagen de la izquierda puede observarse uno de los escasos microfósiles detectados en las imágenes obtenidas (círculo rojo). En la imagen de la derecha se puede observar la estructura habitual de los filosilicatos.

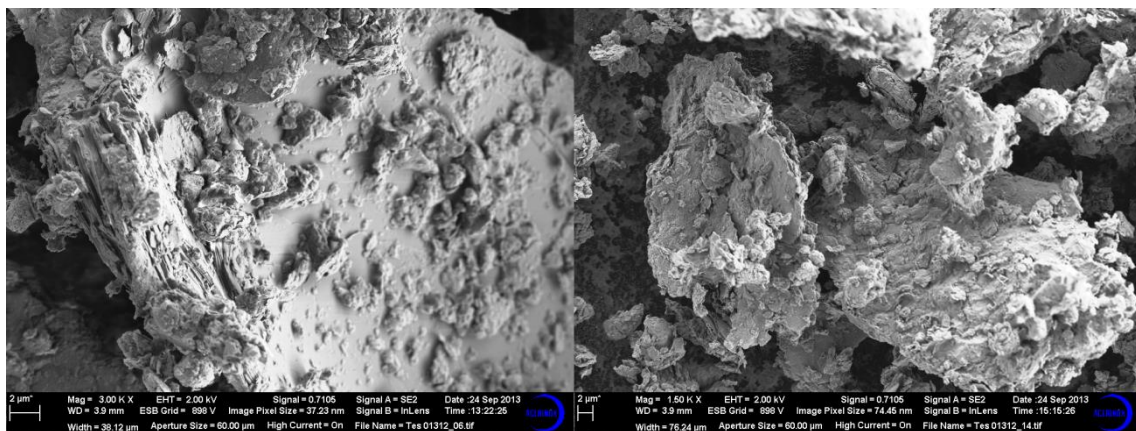


Figura 56: Imagen de microscopía electrónica, muestra TES-013-12. En ambas imágenes se pueden observar los agregados habituales de filosilicatos y granos de cuarzo.

Como puede observarse en las figuras, las muestras apenas presentan clastos de origen orgánico (sólo se han distinguido tres microfósiles en el total de imágenes obtenidas). Esto está en concordancia con el bajo contenido en carbonatos observado en los ensayos químicos realizados.

Por otro lado, los filosilicatos que componen estas arcillas muestran una textura bastante abierta lo que, junto con la mineralogía presente, podría explicar el carácter expansivo de las muestras. Así mismo, se puede observar una geometría laminar no redondeada para los granos de filosilicatos mientras que se observa una geometría muy redondeada para los granos de cuarzo.

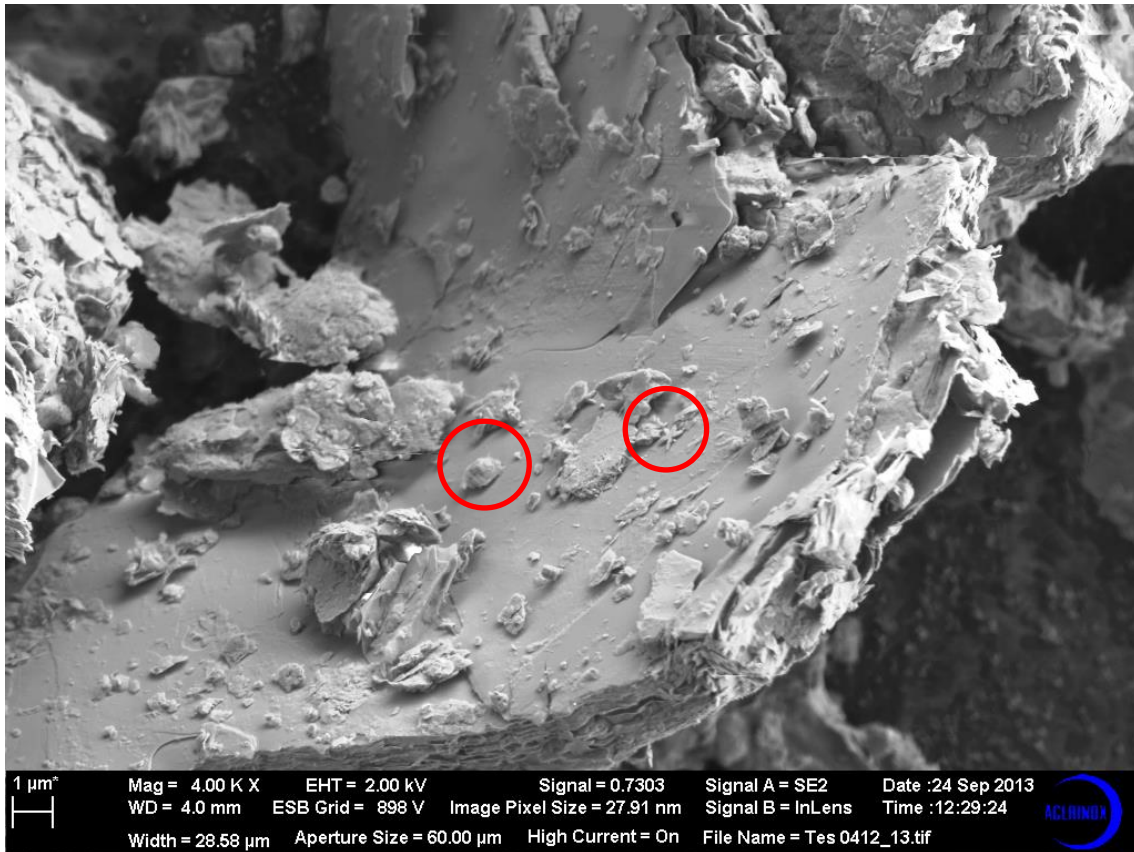


Figura 57: Vista de un grano de filossilicatos. Obsérvese en la superficie la existencia de algunos microfósiles (círculos rojos).

No se encontraron diferencias significativas en las cinco muestras analizadas, presentando todas similares características en lo que a textura y estructura se refiere.

4.5.- Resultados de características mecánicas.

Uno de los principales objetivos de la presente tesis es la caracterización desde el punto de vista mecánico de las muestras ensayadas. Como se comentó en el apartado introductorio, conocer con exactitud las características resistentes y deformacionales de este tipo de suelos podrá permitir en el futuro una mejor aproximación al estudio de su comportamiento y por tanto diseñar proyectos constructivos más ajustados a la realidad.

Para el análisis de las propiedades mecánicas de estos suelos, se han realizado un total de 52 ensayos de consolidación en célula edométrica y 57 ensayos triaxiales, de los cuales 48 fueron consolidados y sin drenaje y 9 consolidados y drenados. Dada la baja permeabilidad de estos suelos, y su comportamiento como suelos cohesivos (fundamentalmente no drenados), los ensayos de tipo CU con medida de las presiones intersticiales se consideraron como la mejor aproximación a su comportamiento tenso deformacional in situ para determinar sus parámetros en condiciones efectivas. Los resultados obtenidos para cada una de las muestras ensayadas se reflejan en la siguiente tabla:

MUESTRA	Rotura $\sigma_3=650\text{kPa}$				Rotura $\sigma_3=750\text{kPa}$				Rotura $\sigma_3=900\text{kPa}$			
	σ_1' (kPa)	σ_3' (kPa)	σ_1 (kPa)	ϵ_a	σ_1' (kPa)	σ_3' (kPa)	σ_1 (kPa)	ϵ_a	σ_1' (kPa)	σ_3' (kPa)	σ_1 (kPa)	ϵ_a
TES-01-12	311,5	102,8	258,7	11,9	438,4	134,3	454,1	15,7	688,2	206,8	781,4	12,0
TES-02-12	919,8	257,6	712,2	17,9	510,8	183,3	477,5	13,2	780,0	121,4	958,6	15,8
TES-03-12	246,3	52,3	244,0	20,0	373,2	82,2	391,0	13,9				
TES-08-12	563,7	50,0	563,7	15,6	646,4	149,8	646,4	15,2	1121,4	299,9	1121,4	13,5
TES-10-12					258,0	150,0	258,0	20,0	783,2	300,0	783,2	12,7
TES-12-12	239,8	48,5	241,3	17,8	352,3	175,2	327,1	17,5	559,8	211,3	648,5	17,6
TES-13-12	357,5	102,8	304,7	18,1					1076,8	169,0	1207,8	15,9
TES-14-12	257,1	51,1	256,0	14,6	573,6	148,5	575,0	19,7	824,8	255,7	869,1	16,6
TES-15-12	105,5	43,5	112,0	18,5	665,0	201,4	613,7	15,3	723,2	246,9	776,3	18,1
TES-16-12	308,7	50,0	308,7	14,4	495,3	150,0	495,3	15,9	1023,0	300,0	1023,0	17,1
TES-17-12	133,3	50,0	133,3	10,8	507,6	150,0	507,6	19,0	737,0	300,0	737,0	17,1
TES-18-12	168,5	50,0	168,5	14,1	785,6	150,0	785,6	18,8	1025,6	300,0	1025,6	16,4
TES-19-12	332,2	50,0	332,2	13,3					778,1	300,0	300,0	7,6
TES-20-12	1284,0	415,0	1369,0	19,9	790,3	236,3	804,0	20,0	267,3	82,0	285,3	20,0
TES-21-12	478,1	149,7	428,4	12,6	400,8	126,6	554,2	19,7	1304,0	418,4	1445,6	18,9
TES-24-12	141,7	32,8	158,9	8,3	177,3	27,9	299,4	1,4	466,9	161,0	605,9	18,4
TES-25-12	546,5	87,6	508,9	5,0	820,3	192,3	778,0	7,5	989,7	306,8	982,9	7,5
TES-26-12	425,7	109,9	365,8	5,0	952,7	251,8	850,9	18,8	1105,2	297,2	1108,0	7,4
TES-27-12	224,1	61,3	212,9	13,1	605,7	185,5	570,2	18,9	673,7	190,5	783,2	7,5
TES-28-12	214,5	73,7	190,8	13,1	409,9	136,4	423,5	18,8	517,8	188,5	629,3	7,4
TES-29-12	375,6	50,0	375,6	19,9	767,2	150,0	767,2	10,0	912,7	300,0	912,7	19,9
TES-32-12	195,6	50,0	195,6	19,9	670,0	150,0	670,0	14,2	1044,1	300,0	1044,1	19,9
TES-33-12					581,9	150,0	581,9	19,9	1013,5	300,0	1013,5	19,9
TES-34-12	651,1	185,0	516,1	17,3	780,1	230,4	699,7	20,0	1070,5	321,9	1048,6	20,0
TES-35-12	333,3	109,3	274,0	17,7	492,8	144,8	492,8	19,9	688,2	206,8	781,4	15,8
TES-36-12	280,1	77,7	252,4	17,8					433,0	161,3	571,7	15,8
TES 01-13	787,4	236,8	600,6	18,1	1203,9	362,7	991,2	19,7	1228,5	406,5	1335,0	19,4
TES 02-13	325,3	115,5	259,8	18,1	576,0	180,1	576,0	18,7	470,7	105,4	665,3	19,1
TES 03-13 (SR)	585,4	149,9	485,5	18,1	413,6	131,7	431,6	19,8	714,2	187,9	826,3	20,0
TES 07-13	334,1	124,5	259,6	18,2					2435,9	574,4	2161,5	19,4
TES 08-13	165,9	46,2	169,7	19,9	525,0	138,2	536,9	20,0	941,5	301,0	939,7	19,9
TES 09-13	716,2	198,9	567,3	15,6					716,2	198,9	567,3	15,6
TES 17-13	243,5	67,2	226,3	20,0	507,5	163,6	543,9	17,8				
TES 18-13	553,9	113,0	490,9	19,9	938,6	240,6	848,0	19,8				
TES 20-13	787,1	172,6	664,5	18,1	1745,0	242,5	1652,0	7,9	1926,9	344,3	1882,6	18,0
TES 21-13	534,1	163,4	420,7	20,0	848,8	241,5	757,3	20,0	878,5	233,9	944,6	18,1
TES 22-13	286,0	95,9	240,1	20,0	554,3	187,2	517,0	18,1	783,3	267,0	816,4	15,1
TES 23-13	211,4	100,6	160,8	20,0	676,6	289,3	537,3	20,0	1032,6	446,9	885,7	20,0
TES 24-13	485,0	65,7	469,3	20,0	741,3	250,2	641,1	19,2	949,0	294,0	955,0	19,6
TES 25-13	101,7	9,5	142,2	3,2					522,8	104,4	718,4	15,9
TES 26-13	184,5	21,1	213,3	14,7					469,2	76,0	693,2	19,9
TES 28-13	255,018	97,109	206,959	19,470	461,987	240,326	368,811	19,470	650,330	358,052	586,578	14,180

MUESTRA	Rotura $\sigma_3=650\text{kPa}$				Rotura $\sigma_3=750\text{kPa}$				Rotura $\sigma_3=900\text{kPa}$			
	σ_1' (kPa)	σ_3' (kPa)	σ_1 (kPa)	ϵ_a	σ_1' (kPa)	σ_3' (kPa)	σ_1 (kPa)	ϵ_a	σ_1' (kPa)	σ_3' (kPa)	σ_1 (kPa)	ϵ_a
TES 29-13	106,917	40,223	115,744	10,830	296,232	137,342	306,040	18,810	474,767	242,318	526,749	19,310
TES 31-13	135,360	62,781	121,629	15,810					584,227	293,910	584,617	18,260
TES 32-13	106,917	60,820	95,148	3,800	290,347	135,380	302,116	8,860	441,420	221,721	513,992	1,150
TES 33-13	151,053	69,647	130,456	19,470	236,403	118,707	264,846	15,120	441,420	245,260	490,460	13,130
TES 34-13	159,880	73,570	135,360	10,530	219,729	108,899	257,980	9,530	313,916	180,577	427,689	9,420
TES 35-13	171,650	65,781	157,919	6,300	285,443	108,899	323,694	10,000	411,996	161,892	544,404	7,120
TES 36-13	267,768	99,071	217,748	13,230	435,505	173,632	409,024	13,190	725,852	299,204	720,948	15,830
TES 03-14	340,244	303,644	68,600	19,850					1100,980	266,300	1100,380	20,000
TES 04-14	487,659	95,900	420,759	20,000					1206,846	352,700	1109,446	19,986
TES 05-14	280,519	60,820	268,749	19,010	545,355	130,476	562,028	18,930	626,791	157,969	763,122	15,630
TES 06-14	194,402	67,300	222,820	2,540	277,950	89,600	319,850	19,710	550,273	206,900	649,673	19,410
TES 07-14	467,564	105,850	410,764	19,970					609,151	155,200	722,551	19,396
TES 08-14	211,95	42,5	181,05	19,91	423,3914	105,5	442,3914	14,33				
TES 10-14					281,350	120,800	272,250	14,680	564,301	258,600	602,001	20,000
TES 12-14	414,070	97,236	366,834	19,920					969,438	227,676	1041,762	19,963
TES 18-14	265,980	103,480	211,550	20,000	536,096	216,580	466,660	19,750	774,740	327,740	741,300	15,170
TES 19-14	596,36	240,07	650,588	15,52	557,18	229,04	475,29	19,33	308,35	114,66	242,74	18,24

Tabla 12: Resultados obtenidos en los ensayos triaxiales realizados

Por su parte, los ensayos edométricos realizados se han representado atendiendo a la metodología de Estado Crítico (Schofield 1993; Muir Wood 1991), de manera que los coeficientes de consolidación se han definido en términos de Lambda y kappa (figura 58, tabla 13) en lugar de los habituales coeficientes de consolidación y entumecimiento (Cc y Cs).

Tal y como se describirá en el siguiente capítulo, los parámetros Lambda y kappa se pueden obtener de un ensayo edométrico representando los resultados de estos en el espacio v-p'. En dicho espacio, la pendiente de la línea de consolidación isotrópica se denomina Lambda mientras que la pendiente de la línea de descarga se denomina kappa (ver figura 58).

Los resultados obtenidos pueden consultarse en la tabla 13 a continuación:

MUESTRA	λ	κ	ei
TES-01-12	0,052	0,022	0,334
TES-03-12	0,0486	0,0163	0,548
TES-11-12	0,06	0,014	0,436
TES-12-12	0,062	0,01	0,483
TES 13-12	0,050	0,013	0,414
TES 15-12	0,033	0,012	0,107
TES 01-13	0,046	0,017	0,352
TES 02-13	0,13	0,003	0,429
TES 03-13	0,073	0,028	0,283

MUESTRA	λ	κ	e_i
TES 04-13	0,015	0,008	0,283
TES 05-13	0,043	0,021	0,446
TES 06-13	0,029	0,016	0,456
TES 07-13	0,066	0,023	0,468
TES 08-13	0,045	0,016	0,396
TES 09-13	0,067	0,017	0,419
TES 12-13	0,075	0,016	0,337
TES 13-13	0,038	0,002	0,678
TES 14-13	0,055	0,011	0,678
TES 15-13	0,077	0,025	0,433
TES 16-13	0,085	0,000	0,433
TES 17-13	0,038	0,003	0,587
TES 18-13	0,042	0,000	0,563
TES 24-13	0,039	0,006	0,480
TES 26-13	0,038	0,008	0,308
TES 27-13	0,024	0,004	0,364
TES 28-13	0,083	0,035	0,760
TES 29-13	0,033	0,014	0,481
TES 30-13	0,034	0,011	0,484
TES 31-13	0,039	0,017	0,476
TES 32-13	0,062	0,014	0,642
TES 33-13	0,041	0,021	0,496
TES 34-13	0,115	0,037	0,695
TES 37-13	0,097	0,041	0,723
TES 35-13	0,040	0,012	0,544
TES 36-13	0,051	0,010	0,498
TES 01-14	0,029	0,004	0,345
TES 02-14	0,028	0,008	0,320
TES 03-14	0,049	0,013	0,510
TES 04-14	0,038	0,012	0,584
TES 05-14	0,044	0,006	0,417
TES 06-14	0,057	0,013	0,493
TES 07-14	0,049	0,006	0,347
TES 08-14	0,033	0,004	0,419
TES 09-14	0,040	0,006	0,760
TES 10-14	0,039	0,006	0,747
TES 11-14	0,034	0,006	0,736
TES 12-14	0,046	0,003	0,760
TES 13-14	0,007	0,016	0,760
TES 18-14	0,054	0,023	0,332
TES 19-14	0,027	0,012	0,506

Tabla 13: Valores de los coeficientes λ y κ obtenidos y del índice de poros inicial en los ensayos realizados

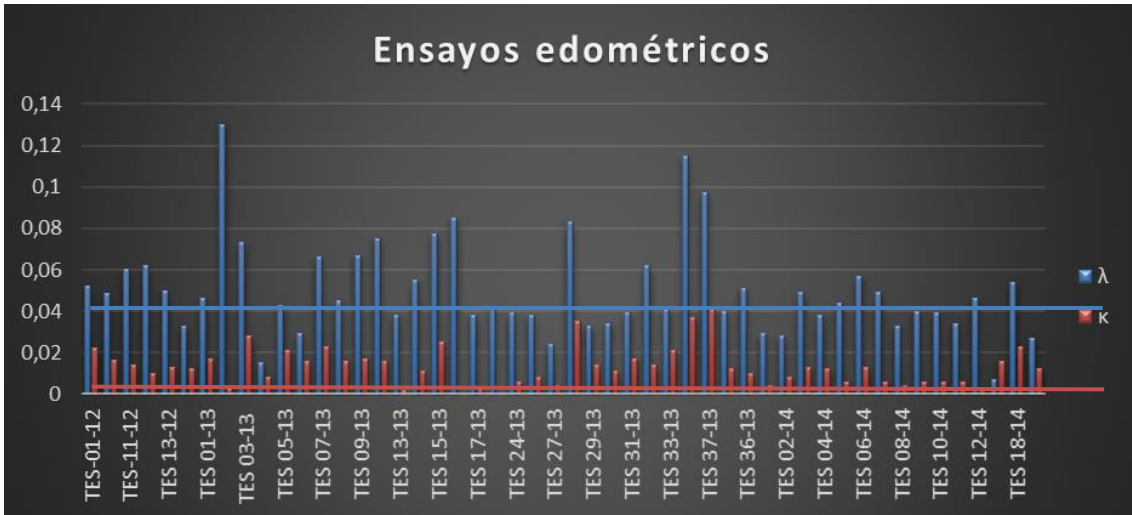


Figura 58: Valores obtenidos en los ensayos edométricos realizados. Las líneas horizontales muestran los valores promedio de lambda y kappa.

Se puede comprobar que las muestras presentan, en general, un índice de compresión noval bajo, con un valor medio de lambda de 0.050 (desviación típica = 0.023). Por su parte, el valor medio del índice en recarga (kappa) es de 0.013 (desviación típica = 0.009). Por último, el valor medio del índice de huecos inicial es de 0.492 (desviación típica de 0.156). Los resultados se corresponden con arcillas firmes – muy firmes con índices de compresibilidad e índice de huecos inicial bajos.

	λ	κ	e_i
Maximo	0,130	0,041	0,760
Media	0,050	0,013	0,492
Mínimo	0,007	0,000	0,107
Desviación típica	0,023	0,009	0,156

Tabla 14: Resultados de los ensayos edométricos realizados.

5. CARACTERIZACIÓN TENSO-DEFORMACIONAL

5.1.- Introducción.

Una vez caracterizadas las muestras obtenidas, es importante obtener parámetros que permitan predecir el comportamiento de estos suelos bajo las sollicitaciones a las que pudieran verse sometidos. Para ello es necesario, de un lado conocer la envolvente de rotura para ese suelo, y de otro obtener modelos que reflejen de la manera más fiel posible el comportamiento deformacional de estos suelos. Un modelo no es más que una simplificación apropiada de la realidad (Muir Wood 2004), de manera que el principal objetivo de una investigación como la que conforma la presente tesis, debería ser concluir en qué simplificaciones son suficientemente adecuadas para poder elaborar un modelo que permita representar fielmente el comportamiento de un determinado tipo de suelos.

En el presente capítulo, se hace una revisión de los tres modelos que se han analizado para el presente trabajo, a saber: Modelo de tipo Mohr Coulomb, Modelo Cam Clay y modelo Hardening Soil. Además de una revisión del fundamento teórico de cada uno de los modelos, se establecen los parámetros obtenidos a partir de los ensayos realizados para cada uno de estos modelos. En el siguiente apartado se analizarán estos modelos en el caso que nos ocupa para posteriormente verificar la bondad del ajuste de cada uno de ellos.

5.2.- El modelo Mohr Coulomb.

Charles-Agustin de Coulomb (París, 1736) fue un matemático, físico e ingeniero francés al que principalmente se le conoce por haber descrito la ley de atracción entre cargas eléctricas. En 1773 publica *Sur une application des règles de maximis e minimis à quelques problèmes de statique, relatifs à l'architecture*, en el que hace avances importantes en el estudio de la flexión de vigas, el equilibrio de bóvedas en albañilería y el empuje de tierras sobre los muros de contención. A este respecto define lo que posteriormente, tras los trabajos de Christian Otto Mohr (Wasselburen 1835), se conocería como el criterio de rotura de Mohr - Coulomb. A raíz de este criterio, se desarrolló un modelo de comportamiento denominado formalmente *Modelo lineal elástico perfectamente plástico con criterio de rotura Mohr – Coulomb* (Plaxis 2018), si bien es generalmente conocido como Modelo Mohr – Coulomb.

5.2.1.- Fundamento teórico.

El criterio de rotura de Mohr Coulomb indica que la rotura de una masa de suelo ocurrirá cuando la tensión tangencial en cualquier plano alcance un valor crítico (Muir Wood 1991). Dicho criterio se puede expresar de la siguiente manera:

$$\tau = \pm(c' + \sigma' \tan \varphi') \quad (3)$$

Siendo:

τ = Tensión tangencial

σ' = Tensión normal

c' = cohesión

φ' = Ángulo de rozamiento interno

Esta expresión, define un par de líneas rectas en el plano $\sigma':\tau$, denominadas rectas de resistencia intrínseca del terreno (o envolvente de rotura). De esta manera, los estados tensionales que se encuentren entre estas dos líneas son posibles, aquellos situados justo sobre alguna de las dos líneas se corresponderían con un suelo en rotura y no son posibles estados tensionales más allá de estas líneas. De esta manera, para que una rotura se pueda producir, el esfuerzo tangencial debe superar a la resistencia friccional ($\sigma' \tan \varphi'$) y a la componente de la cohesión.

El modelo de tipo Mohr Coulomb es una extensión del criterio de rotura anteriormente definido para un estado tensional genérico, de manera que asegura que el criterio de rotura se cumple en cualquier plano dentro de un elemento del suelo. La condición de fluencia para un modelo de tipo Mohr Coulomb consiste en seis funciones cuando se formulan en términos de esfuerzos principales (M. Smith et al. 2014):

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \psi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (4)$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (5)$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (6)$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (7)$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (8)$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (9)$$

Los dos únicos parámetros resistentes que aparecen en estas seis funciones son la cohesión y el ángulo de rozamiento interno. La condición en la que las seis

funciones son iguales a cero, representa en el espacio de las tensiones principales una pirámide de base hexagonal (Plaxis 2018), figura 59.

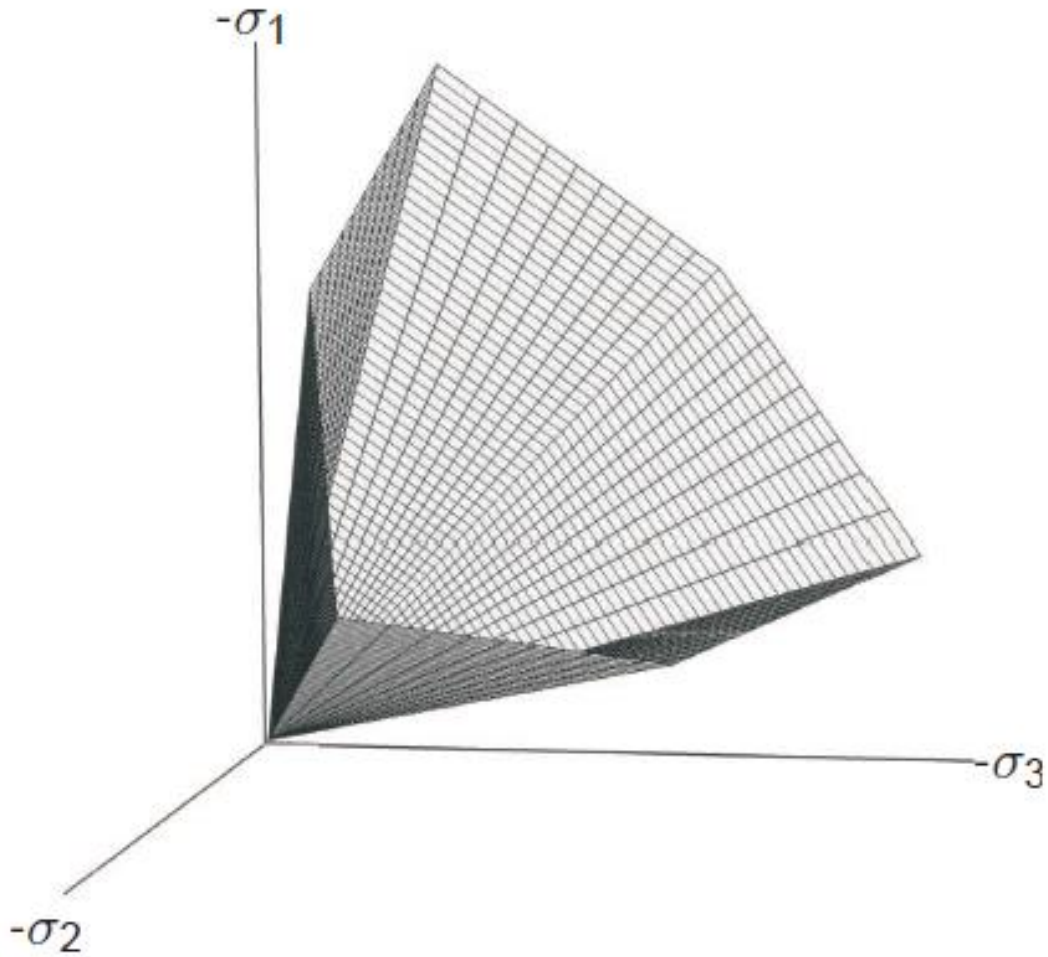


Figura 59: Superficie de fluencia Mohr Coulomb en el espacio de tensiones principales ($c' = 0$). Tomado de (Plaxis 2018)

Además de las seis funciones de plastificación, para un modelo de tipo Mohr Coulomb, se definen seis funciones para el potencial plástico, a saber:

$$g_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \psi \quad (10)$$

$$g_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \psi \quad (11)$$

$$g_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \psi \quad (12)$$

$$g_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi \quad (13)$$

$$g_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \psi \quad (14)$$

$$g_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \psi \quad (15)$$

Estas seis nuevas funciones, incorporan un nuevo parámetro deformacional (la dilatancia), necesario para poder describir los cambios de volumen de una masa de suelo sometida a un esfuerzo cortante.

A la hora de describir estados tensionales en el interior de la superficie de fluencia, el comportamiento del suelo es elástico y por tanto obedece a la ley de Hooke (figura 60). Por tanto, además de los parámetros plásticos (cohesión, ángulo de rozamiento interno y dilatancia), es necesario introducir los parámetros elásticos (módulo de Young y coeficiente de Poisson). Con estos cinco parámetros, se puede establecer el comportamiento de una masa de suelo suponiendo este comportamiento lineal elástico y perfectamente plástico.

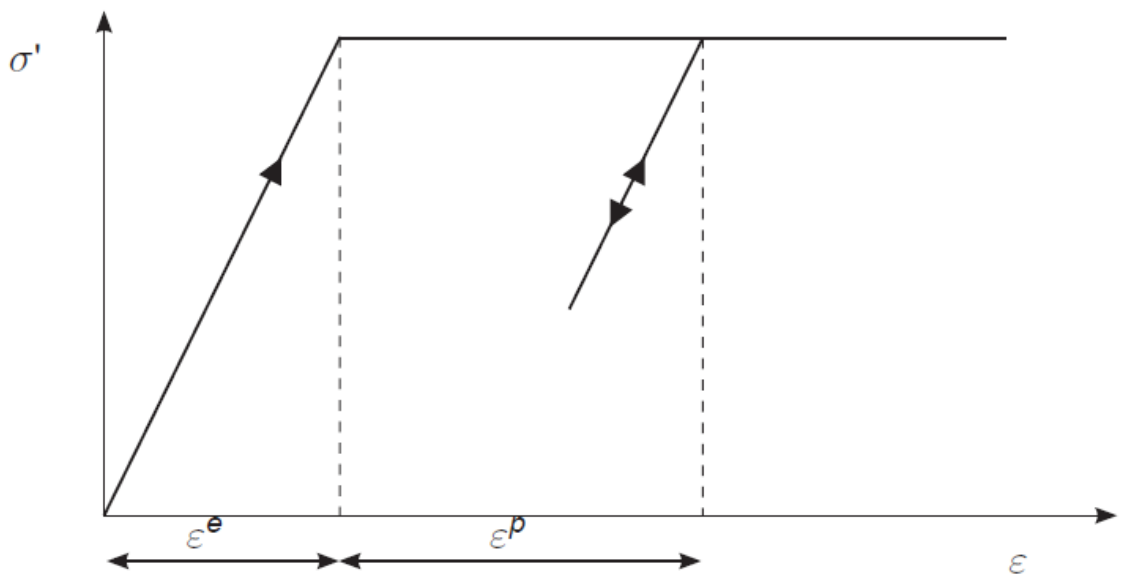


Figura 60: Comportamiento de un suelo en un modelo de tipo Mohr – Coulomb.

A la vista de lo expuesto, los parámetros que se necesitan para definir un modelo de tipo Morh Coulomb serían:

Resistencia	c'	Cohesión efectiva	[kPa]
	Φ'	Ángulo de rozamiento interno efectivo	[°]
	ψ	Dilatancia	[°]
Rigidez	E	Módulo de deformación elástico	[kPa]
	μ	Coefficiente de Poisson	-

Tabla 15: Parámetros necesarios para definir un modelo de tipo Morh - Coulomb

5.3.- El modelo CAM – CLAY.

La formulación de los modelos Cam Clay original y modificado (Roscoe & Burland 1968; Roscoe 1963), supuso de alguna manera el comienzo de la modelización del comportamiento tenso deformacional de materiales arcillosos.

5.3.1.- Fundamento teórico. Estado crítico.

Los modelos denominados *de estado crítico* tienen como base la definición de un estado considerado límite, de manera que todos los estados posibles de un suelo quedan limitados por ese umbral.

En los ensayos realizados para definir la respuesta tenso deformacional de un suelo, puede comprobarse como éstos, de alguna manera, tienden a un estado límite en el que la deformación plástica podría teóricamente continuar indefinidamente sin que se produzcan cambios a nivel volumétrico ni de tensiones efectivas. Esta condición de plasticidad perfecta es la que se ha venido a llamar *Estado Crítico*, estado que analíticamente puede describirse de la siguiente manera (Muir Wood 1991):

$$\frac{\delta p'}{\delta \varepsilon_q} = \frac{\delta q}{\delta \varepsilon_q} = \frac{\delta v}{\delta \varepsilon_q} = 0 \quad (16)$$

Este estado crítico se alcanza con unas tensiones efectivas tales que se cumple:

$$\frac{q_{cs}}{p'_{cs}} = \eta_{cs} = M \quad (17)$$

En un sentido estricto, la línea definida por el estado crítico antes expresado, en el plano de tensiones efectivas será $\mu=M$, ya que el vector q tiene una dirección paralela al eje vertical y con sentido positivo, de manera que se cumple con la primera de las condiciones antes establecidas (figura 61). Por tanto, $q_{cs}=Mp'_{cs}$. La línea definida por esta ecuación es la que se denomina Línea de estado crítico.

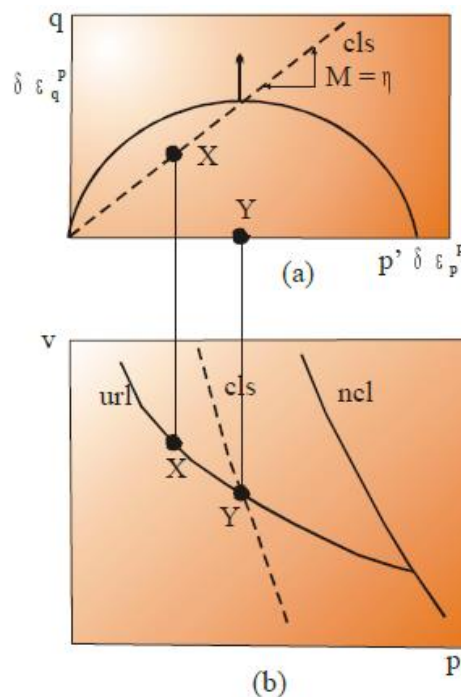


Figura 61: Línea de estado crítico (CSL) y línea de consolidación isotrópica (ncl); (Lamas 2003)

Las proporciones de la curva de rotura son independientes de su tamaño. La ecuación general para la curva de rotura es:

$$\frac{p'}{p'_0} = \frac{M^2}{(M^2 + \eta^2)} \quad (18)$$

Por su parte, el tamaño de la curva de rotura está controlado por p'_0 , y la parte más alta de la curva de rotura, en la que $\eta=M$, se cumple que:

$$p'_{cs} = \frac{p'_0}{2}$$

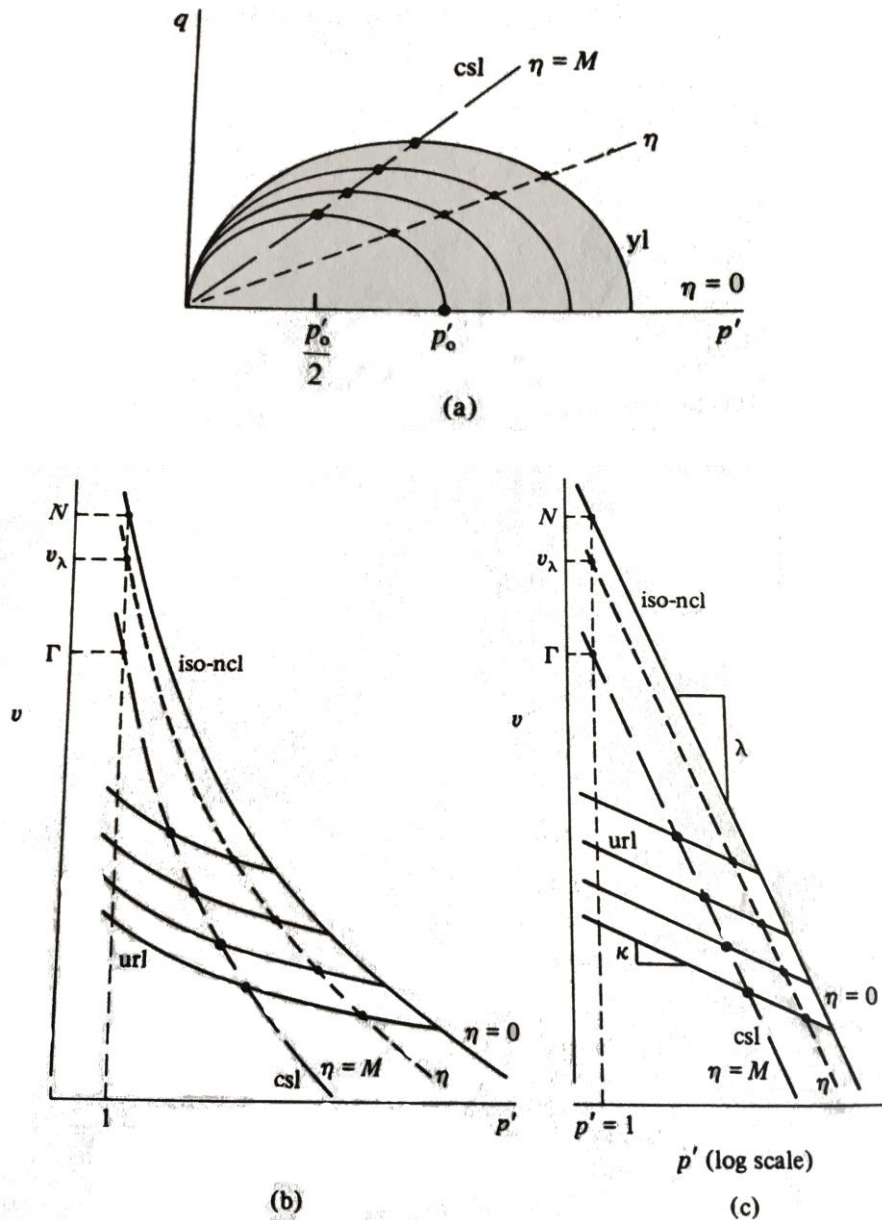


Figura 62: Línea de estado crítico (CSL) (a) e intersección de la curva de rotura con la línea $q/p' = \eta$ (b y c) (Muir Wood 1991)

Cada curva de rotura, está asociada con una línea de descarga – recarga (url) en al plano de compresión $p':v$, con su zona más alta en el punto en el que se cumple

que $p' = p'_0$ en la línea de compresión isotrópica normal (iso-ncl). Esta línea tiene de compresión normal es recta en un plano de compresión v : $\ln p'$ (figura 62) y tiene la siguiente forma:

$$v = N - \lambda \ln p' \quad (19)$$

Por su parte, la línea de descarga – recarga correspondiente a una curva de rotura p'_0 , tiene la siguiente forma:

$$v = N - \lambda \ln 2p'_0 + k \ln \frac{p'_0}{p'} \quad (20)$$

Para un valor de tensión principal $p' = p'_{cs} = \frac{p'_0}{2}$, el volumen específico quedaría:

$$v_{cs} = N - (\lambda - \kappa) \ln 2 - \lambda \ln p'_{cs} \quad (21)$$

Cada combinación de p'_{cs} y q_{cs} en el plano de tensiones efectivas, está asociada con una combinación de p'_{cs} y v_{cs} en el plano de compresión. Así, la anterior ecuación podría expresarse de la siguiente manera:

$$v_{cs} = \Gamma - \lambda \ln p'_{cs}, \text{ siendo } \Gamma = N - (\lambda - \kappa) \ln 2 \quad (22)$$

A modo de resumen, el modelo de tipo Cam Clay necesita de cinco parámetros tenso deformacionales para su definición además de la presión de preconsolidación o la razón de preconsolidación, a saber:

Resistencia	M	Pendiente de la línea de Estado crítico	[°]
	N	Volumen específico de la línea de compresión normal para una presión unitaria	-
Rigidez	λ	Pendiente de la línea de compresión noval en el espacio v : $\ln p'$	-
	κ	Pendiente de la línea de descarga - recarga en el espacio v : $\ln p'$	-
	μ	Coefficiente de Poisson	-
Avanzados	OCR	Razón de sobre consolidación	-

Tabla 16: Parámetros necesarios para definir un modelo de tipo Cam Clay

5.4.- El modelo Hardening Soil.

Cuando una probeta de suelo se somete a una tensión desviadora, el suelo muestra un decrecimiento de rigidez a la vez que se desarrollan deformaciones plásticas irreversibles. En el caso particular de un ensayo triaxial drenado, la relación observada entre la deformación axial y la tensión desviadora se asemeja a una hipérbola. El modelo Hardening Soil es un paso más allá en los modelos hiperbólicos, al emplear la teoría de la plasticidad en lugar de la de elasticidad, por incluir una superficie de fluencia y por incluir la dilatancia entre los parámetros del modelo (Schanz 1999).

5.4.1.- Fundamento teórico.

La idea básica a la hora de formular el modelo Hardening Soil es que existe una relación hiperbólica entre la tensión desviadora y la deformación axial (figura 63). En el caso particular de un ensayo triaxial drenado, esta relación puede describirse de la siguiente manera:

$$\varepsilon_1 = \frac{q_a}{2E_{50}} \cdot \frac{q}{q_a - q} \text{ para } q < q_f \quad (23)$$

El valor en rotura de la tensión desviadora (q_f) y el valor de q_a en la anterior ecuación, se definen de la siguiente manera (Figura 63):

$$q_f = \frac{6 \sin \varphi_p}{3 - \sin \varphi_p} (p + c \cot \varphi_p) \quad q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (24)$$

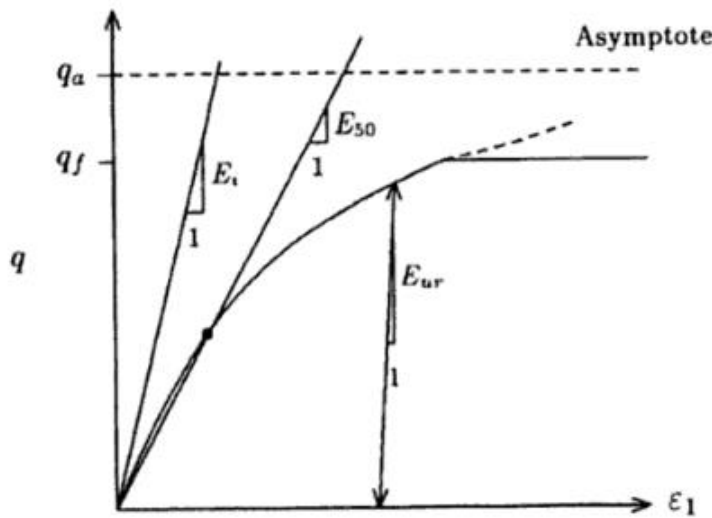


Figura 63: Relación entre la tensión desviadora y la deformación unitaria en un ensayo triaxial drenado (Schanz 1999)

La anterior expresión para q_f , se obtiene directamente del criterio de rotura de Mohr – Coulomb e involucra la cohesión y el ángulo de rozamiento interno como parámetros resistentes. En el momento en que el valor de q alcanza la rotura ($q=q_f$), se satisface el criterio de rotura y se produce la deformación perfectamente plástica. La relación entre el valor de la tensión desviadora en rotura y una tensión desviadora q_a , viene definida por la *tasa de rotura* R_f .

El comportamiento esfuerzo – deformación para la carga primaria es altamente no lineal. El valor de E_{50} (Módulo de deformación obtenido para el 50 % de la deformación unitaria), es dependiente de la presión de cámara del ensayo (σ'_3) según la siguiente expresión:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3 + c' \cot \varphi'}{\sigma'_{ref} + c' \cot \varphi'} \right)^m \quad (25)$$

Donde E_{50}^{ref} es un módulo de deformación correspondiente a la presión de referencia p^{ref} . Por su parte, m es un parámetro que indica la cantidad de dependencia de la presión de cámara.

Para describir la rigidez del suelo de manera mucho más precisa que en un modelo de tipo Mohr - Coulomb, el modelo Hardening Soil tiene en cuenta la rigidez del suelo en trayectorias de descarga – recarga mediante el módulo de elasticidad en descarga-recarga (E_{ur}), figura 63, y se define de la siguiente manera:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3 + c' \cot \phi'}{\sigma'_{ref} + c' \cot \phi'} \right) \quad (26)$$

De la misma manera, en el caso de la rigidez respecto a compresiones unidimensionales mediante el módulo edométrico E_{oed} también presenta la misma dependencia. Para definir el módulo edométrico se puede usar la siguiente relación:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma_1 + c \cot \phi'}{\sigma_{ref} + c \cot \phi'} \right)^m \quad (27)$$

Al igual que el resto de los modelos de plasticidad, el modelo Hardening Soil presenta una relación entre la deformación plástica volumétrica ($\delta \varepsilon_p^p$) y la deformación plástica de corte ($\delta \varepsilon_q^p$), a modo de ley de fluencia. Así, el ángulo de dilatación viene determinado por la siguiente expresión:

$$\sin \psi = \frac{\sin \phi_m - \sin \phi_{cs}}{1 - \sin \phi_m \sin \phi_{cs}} \quad (28)$$

El último parámetro empleado en el modelo Hardening soil es el coeficiente de presión lateral de tierras para suelos normalmente consolidados (K_0^{nc}).

Con esto, el modelo Hardening Soil requiere un total de 11 parámetros, a saber:

Resistencia	c	Cohesión	[kPa]
	Φ	Ángulo de rozamiento interno	[°]
	ψ	Dilatancia	[°]
Rigidez	E_{50}^{ref}	Rigidez secante en ensayos triaxiales	[kPa]
	E_{oed}^{ref}	Rigidez tangente en ensayos edométricos	[kPa]
	m	Potencia de la dependencia tensional de la rigidez	-
Avanzados	E_{ur}^{ref}	Rigidez en descarga – recarga	[kPa]
	ν_{ur}	Coefficiente de Poisson en descarga - recarga	-
	σ'_{ref}	Tensión de referencia para las rigideces	[kPa]

Avanzados	K_0^{nc}	Coefficiente de presión lateral de tierras	-
	R_f	Relación entre q_f y q_a	-

Tabla 17: Parámetros necesarios para definir un modelo de tipo Hardening Soil

5.5.- Parámetros establecidos para cada uno de los modelos.

Como se ha indicado anteriormente, uno de los objetivos de la presente tesis es la determinación de los parámetros que permitan definir los suelos según distintos modelos constitutivos para posteriormente poder establecer cuál de ellos refleja con mayor precisión el comportamiento real medido.

A continuación, se establecen los parámetros establecidos para cada uno de los modelos analizados (Morh – Coulomb, Cam Clay modificado y Hardening Soil) para las muestras ensayadas.

5.5.1.- Parámetros del modelo Mohr - Coulomb.

Tal y como se indica en la tabla 14, hace falta definir un total de cinco parámetros para tener definido un modelo de tipo Morh Coulomb, a saber: ángulo de rozamiento interno, cohesión, módulo elástico, dilatación y coeficiente de Poisson.

A la hora de establecer los parámetros necesarios, se ha seguido la siguiente metodología. Para determinar la cohesión y el ángulo de rozamiento interno del terreno, se han dibujado los correspondientes círculos de Mohr para posteriormente trazar la envolvente de rotura. Comoquiera que la pendiente de dicha envolvente se corresponde con el ángulo de rozamiento interno y la ordenada en el origen con la cohesión, la obtención es inmediata. Los resultados obtenidos para cada una de las muestras ensayadas son los siguientes:

MUESTRA	c' (kPa)	ϕ'_{MC} (°)	MUESTRA	c' (kPa)	ϕ'_{MC} (°)
TES-01-12	55	20,39	TES 07-13	0	49,60
TES-02-12	25	30,96	TES 08-13	50	26,18
TES-03-12	10	37,13	TES 09-13	110	32,98
TES-08-12	50	31,26	TES 17-13	20	27,14
TES-10-12	0	26,57	TES 18-13	80	34,51
TES-12-12	52	18,78	TES 20-13	100	41,19
TES 13-12	0	46,4	TES 21-13	70	32,62
TES 14-12	36	27,7	TES 22-13	12	27,74
TES 15-12	0	37,33	TES 23-13	5	22,85
TES 16-12	48	28,81	TES 24-13	130	19,29
TES 17-12	10	24,23	TES 25-13	12	22,78
TES 18-12	5	32,44	TES 26-13	25	40,36
TES 19-12	86	16,61	TES 28-13	55	12,23
TES 20-12	22,3	29,37	TES 29-13	15	17,13

MUESTRA	c' (kPa)	ϕ'_{MC} (°)	MUESTRA	c' (kPa)	ϕ'_{MC} (°)
TES 21-12	70	22,3	TES 31-13	10	18
TES 24-12	40	21,31	TES 32-13	15	17,13
TES 25-12	112	27,33	TES 33-13	15	14,93
TES 26-12	4,6	20,75	TES 34-13	20	11,31
TES 27-12	9,8	26,86	TES 35-13	8	24,38
TES 28-12	20	24,7	TES 36-13	18	22,62
TES 29-12	50	35,63	TES 03-14	25	35,71
TES 32-12	8	33,16	TES 04-14	70	27,7
TES 33-12	45	29,17	TES 05-14	20	33,02
TES 34-12	140	20,97	TES 06-14	30	22,62
TES 35-12	0	33,02	TES 07-14	35	31,31
TES 36-12	50	17,35	TES 08-14	20	33,00
TES 01-13	150	25,17	TES 10-14	15	19,71
TES 02-13	3	31,25	TES 12-14	10	37,13
TES 03-13	20	33,02	TES 18-14	15	20,81
			TES 19-14	22	22,29

Tabla 18: Valores de cohesión y ángulo de rozamiento interno efectivos obtenidos de los ensayos triaxiales realizados

	c' (kPa)	ϕ'_{MC} (°)
Máximo	150,00	49,60
Media	36,50	27,26
Mínimo	0,00	11,31
Desv est.	36,98	8,04

Tabla 19: Resumen de los valores obtenidos

5.5.2.- Parámetros del modelo Cam Clay modificado.

Tal y como se indicaba en el apartado anterior, un modelo de tipo Cam Clay necesita de un total de cinco parámetros además de la razón de sobreconsolidación del suelo. La metodología para la obtención del ángulo de rozamiento difiere en este modelo del caso anterior (Modelo Mohr Coulomb). En este caso, el ángulo de rozamiento se obtiene a partir del parámetro M obtenido como la pendiente de la gráfica en el espacio p'-q en los ensayos triaxiales realizados. A partir de dichos ensayos, se han extraído los parámetros característicos para un modelo de tipo Cam Clay. Los parámetros obtenidos son los siguientes:

MUESTRA	ϕ'_c (°)	λ	κ	e_i	M	N	Γ	K0 (NC)
TES-01-12	25,33	0,052	0,022	0,3337	0,998	1,6345	1,6134	0,82
TES-02-12	35,70				1,4491			0,66
TES-03-12	39,86	0,0486	0,0163	0,54752108	1,6301	1,7568	1,7344	0,59
TES-08-12	38,08				1,5529			0,62
TES-10-12	24,98				0,9828			0,82

MUESTRA	ϕ'_c (°)	λ	κ	e_i	M	N	Γ	KO (NC)
TES-11-12	22,89	0,06	0,014	0,43587837	0,8938	1,6643	1,6324	0,85
TES-12-12	25,69	0,062	0,01	0,48346039	1,0136	1,7530	1,7170	0,81
TES 13-12	43,55	0,050	0,013	0,414	1,789	1,6227	1,5971	0,53
TES 14-12	33,49				1,3522			0,70
TES 15-12	30,61	0,033	0,012	0,10740009	1,2264	1,2371	1,2266	0,74
TES 16-12	33,60				1,3573			0,69
TES 17-12	27,09				1,0739			0,79
TES 18-12	36,07				1,465			0,65
TES 19-12	28,23				1,123			0,78
TES 20-12	31,27				1,2552			0,73
TES 21-12	31,04				1,2452			0,73
TES 22-12	33,80				1,3659			0,69
TES 23-12	26,66				1,055			0,80
TES 24-12	31,04				1,2452			0,73
TES 25-12	35,53				1,4413			0,66
TES 26-12	30,32				1,2138			0,75
TES 27-12	28,32				1,127			0,77
TES 28-12	28,68				1,1426			0,77
TES 29-12	35,29				1,4309			0,67
TES 32-12	35,13				1,4238			0,67
TES 33-12	33,76				1,3641			0,69
TES 34-12	32,90				1,3265			0,70
TES 35-12	32,31				1,3009			0,71
TES 36-12	34,45				1,3944			0,68
TES 01-13	32,36	0,046	0,017	0,35195188	1,3031	1,6545	1,6344	0,71
TES 02-13	36,03	0,13	0,003	0,42941938	1,4632	2,0801	1,9921	0,65
TES 03-13 (SR)	35,03	0,073	0,028	0,28347371	1,4197	1,9056	1,8744	0,67
TES 03-13 (M)	38,02	0,014	0,008	0,28347371	1,5501	1,3345	1,2928	0,62
TES 04-13	38,95	0,015	0,008	0,28347371	1,5906	1,34	1,3365	0,60
TES 05-13	33,62	0,043	0,021	0,44619613	1,3582	1,6679	1,6527	0,69 €
TES 06-13		0,029	0,016	0,45621		1,5106	1,5016	
TES 07-13	37,91	0,066	0,023	0,46772968	1,5455	1,7629	1,7331	0,62 €
TES 08-13	32,02	0,045	0,016	0,39593831	1,288	1,6246	1,6045	0,72 €
TES 09-13	32,74	0,067	0,017	0,41932324	1,3197	1,7872	1,7525	0,71 €
TES 11-13	30,84	-	-		1,2365	-	-	0,74
TES 12-13		0,075	0,016	0,337		1,7143	1,29	1,00
TES 13-13		0,038	0,002	0,678		1,8663	1,8414	1,00
TES 14-13		0,055	0,011	0,678		1,905	1,5958	1,00
TES 15-13		0,077	0,025	0,433		1,7117	1,6757	1,00
TES 16-13		0,085	0,000	0,433		1,7272	1,6683	1,00
TES 17-13	30,85	0,038	0,003	0,587	1,2372	1,7089	1,6846	0,74
TES 18-13	37,47	0,042	0,000	0,563	1,5261	1,7597	1,7306	0,63

MUESTRA	ϕ'_c (°)	λ	κ	e_i	M	N	Γ	K0 (NC)
TES 20-13	45,59				1,8752			
TES 21-13	34,21				1,3836			
TES 22-13	29,55				1,1803			
TES 23-13	23,33				0,9127			
TES 24-13	32,59	0,039	0,006	0,480	1,313	1,717	1,6659	0,71
TES 25-13	42,20				1,7309			0,55
TES 26-13	46,89	0,038	0,008	0,308	1,9295	1,486	1,28	0,47
TES 27-13		0,024	0,004	0,364		1,4818	1,3389	
TES 28-13	18,00	0,083	0,035	0,760	0,689	2,1932	2,1599	0,90
TES 29-13	19,80	0,033	0,014	0,481	0,7637	1,6576	1,6444	0,89
TES 30-13		0,034	0,011	0,484		1,6526	1,6367	
TES 31-13	19,41	0,039	0,017	0,476	0,7474	1,6679	1,6527	0,89
TES 32-13	19,74	0,062	0,014	0,642	0,7614	1,9249	1,8916	0,89
TES 33-13	17,49	0,041	0,021	0,496	0,6682	1,6947	1,6808	0,91
TES 34-13	17,49	0,115	0,037	0,695	0,6679	2,2757	2,2216	0,91
TES 37-13		0,097	0,041	0,723		2,2126	2,1738	
TES 35-13	26,24	0,040	0,012	0,544	1,037	1,7273	1,7079	0,80
TES 36-13	25,04	0,051	0,010	0,498	0,9854	1,7473	1,7189	0,82
TES 01-14		0,029	0,004	0,345		1,4634	1,4461	
TES 02-14		0,028	0,008	0,320		1,4472	1,4333	
TES 03-14	37,94	0,049	0,013	0,510	1,5465	1,7566	1,7346	0,62
TES 04-14	41,60	0,038	0,012	0,584	1,7054	1,7745	1,592	0,56
TES 05-14	37,46	0,044	0,006	0,417	1,5257	1,6116	1,3384	0,63
TES 06-14	27,92	0,057	0,013	0,493	1,1098	1,7351	1,4193	0,78
TES 07-14	37,38	0,049	0,006	0,347	1,5221	1,5593	1,5295	0,63
TES 08-14	25,22	0,033	0,004	0,419	0,9931	1,5289	1,5088	0,82
TES 09-14		0,040	0,006	0,760		1,9191	1,8955	
TES 10-14	23,85	0,039	0,006	0,747	0,9345	1,905	1,8821	0,84
TES 11-14		0,034	0,006	0,736		1,8985	1,8791	1,00
TES 12-14	38,29	0,046	0,003	0,760	1,5618	1,9633	1,9335	0,62
TES 18-14	24,30	0,054	0,023	0,332	0,9538	1,6418	1,4325	0,83
TES 19-14	25,23	0,027	0,012	0,506	0,9935	1,6496	1,5465	0,82

Tabla 20: Parámetros obtenidos para el modelo Cam Clay

	ϕ'_c (°)	λ	κ	e_i	M	N	Γ	K0 (NC)
Máximo	46,89	0,13	0,04	0,76	1,93	2,28	2,22	0,85
Media	31,49	0,05	0,01	0,48	1,27	1,72	1,65	0,72
Mínimo	17,49	0,01	0,00	0,11	0,67	1,24	1,23	0,53
Desv est.	6,80	0,02	0,01	0,15	0,29	0,21	0,23	0,07

Tabla 21: Resumen parámetros obtenidos para el modelo Cam Clay

5.5.3.- Parámetros del modelo Hardening Soil.

En el caso de un modelo constitutivo de tipo Hardening Soil, ya hemos visto como el suelo queda definido por un total de 6 parámetros tenso-deformacionales. En la siguiente tabla se pueden comprobar los valores asignados a cada una de las muestras:

MUESTRA	$\phi'c$ (°)	C (kPa)	Ψ (°)	E_{50} (kPa) _i	E_{oed} (kPa) _i	m
TES-01-12	25,33	55	0	2050	3925	0,9
TES-02-12	35,70	25	0	2642	2477	0,96
TES-03-12	39,86	10	0	3264	3608	0,22
TES-08-12	38,08	0	0	1890	1095	0,80
TES-10-12	24,98	52	0	2520	2454	0,85
TES-11-12	22,89	0	0	1042	463	0,93
TES-12-12	25,69	36	0	2484	2348	0,99
TES 13-12	43,55	0	0	2378	2631	0,91
TES 14-12	33,49	48	0	6150	4102	0,89
TES 15-12	30,61	10	0	6984	3936	0,83
TES 16-12	33,60	5	0	5850	4200	0,81
TES 17-12	27,09	86	0	5550	3910	0,76
TES 18-12	36,07	22,301	0	7210	4920	0,85
TES 19-12	28,23	70	0	6930	6425	0,96
TES 20-12	31,27	40	0	6611	6103	0,91
TES 21-12	31,04	112	0	6590	6699	0,85
TES 22-12	33,80	4,63	0	7502	4919	0,99
TES 23-12	26,66	9,808	0	2262	1688	0,81
TES 24-12	31,04	20	0	2853	1032	0,97
TES 25-12	35,53	50	0	3525	2820	0,95
TES 26-12	30,32	8	0	6200	5500	0,90
TES 27-12	28,32	45	0	3227	2520	0,99
TES 28-12	28,68	140	0	4116	1917	0,95
TES 29-12	35,29	0	0	5915	3528	0,82
TES 32-12	35,13	3	0	6287	5578	0,95
TES 33-12	33,76	20	0	5876	3576	0,90
TES 34-12	32,90	0	0	6900	5289	0,91
TES 35-12	32,31	50	0	5978	2970	0,90
TES 36-12	34,45	110	0	4550	3125	0,89
TES 01-13	32,36	20	0	8535	8567	0,78
TES 02-13	36,03	80	0	9000	5547	0,62
TES 03-13 (SR)	35,03	100	0	4834	3037	0,50
TES 03-13 (M)	38,02	70	0	3987	2958	0,50
TES 04-13	38,95	12	0	12870	13270	0,85
TES 05-13	33,62	5	0	4200	2535	1.00
TES 07-13	37,91	12	0	5355	4296	0,99
TES 08-13	32,02	25	0	5500	4350	0,60

MUESTRA	ϕ'_c (°)	C (kPa)	Ψ (°)	E_{50} (kPa) _i	E_{oed} (kPa) _i	m
TES 09-13	32,74	55	0	6750	5500	0,98
TES 11-13	30,84	15	0	5815	4120	0,78
TES 17-13	30,85	18	0	6293	6191	0,54
TES 18-13	37,47	25	0	4652	3721	0,95
TES 20-13	45,59	20	0	7250	5500	0,95
TES 21-13	34,21	30	0	6320	5060	0,90
TES 22-13	29,55	35	0	5142	2680	0,53
TES 23-13	23,33	20	0	6325	5026	1,00
TES 24-13	32,59	15	0	10500	21130	0,73
TES 25-13	42,20	10	0	8073	7931	0,91
TES 26-13	46,89	15	0	2585	1151	0,82
TES 28-13	18,00	55	0	1982	3750	0,34
TES 29-13	19,80	25	0	5610	3840	0,65
TES 31-13	19,41	50	0	1427	2214	0,52
TES 32-13	19,74	0	0	3310	2648	0,68
TES 33-13	17,49	52	0	4561	3410	0,72
TES 34-13	17,49	0	0	1235	1762	0,76
TES 35-13	26,24	0	0	3886	2805	0,47
TES 36-13	25,04	48	0	4405	5179	0,99
TES 03-14	37,94	86	0	3852	3082	1,00
TES 04-14	41,60	22,301	0	7564	6400	0,37
TES 05-14	37,46	70	0	4026	3220	0,95
TES 06-14	27,92	40	0	3274	2619	0,85
TES 07-14	37,38	112	0	3436	2750	0,88
TES 08-14	25,22	4,63	0	5375	4300	0,92
TES 10-14	23,85	20	0	3071	3431	0,52
TES 12-14	38,29	8	0	4783	3829	0,98
TES 13-14	21,8	20	0	7033	6494	0,54
TES 15-14	21,6	35	0	4274	3419	0,76
TES 18-14	24,30	45	0	3083	2467	0,82
TES 19-14	25,23	140	0	6972	5578	0,68

Tabla 22: Parámetros obtenidos para el modelo Hardening soil

	ϕ'_c (°)	C (kPa)	Ψ (°)	E_{50} (kPa) _i	E_{oed} (kPa)	m
Máximo	46,89	140,00	0,00	12870,00	21130,00	1,00
Media	31,20	35,98	0,00	5036,49	4257,72	0,80
Mínimo	17,49	0,00	0,00	1042,00	463,00	0,22
Desv est.	6,90	34,76	0,00	2250,79	2879,74	0,18

Tabla 23: Resumen parámetros obtenidos para el modelo Hardening Soil

6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Los resultados obtenidos en los diferentes ensayos realizados sobre las noventa y cuatro muestras analizadas han permitido tener una completa caracterización de estos materiales.

A continuación, se analizan los resultados obtenidos para cada uno de los grupos de ensayo realizados.

6.1.- Ensayos de identificación y clasificación

Todas las muestras ensayadas fueron sometidas a ensayos de identificación y clasificación (tabla 24) que permitiesen conocer su clasificación dentro de las formas de clasificación ingenieril más habituales.

	w	Fc	LL	LP	IP	γ'	γ_d
Maximo	34,00	100,00	70,80	37,90	41,80	2,34	2,10
Media	15,73	69,92	38,19	21,13	17,54	2,05	1,78
Mínimo	5,50	28,30	20,00	6,70	6,60	1,74	1,45
Desviación típica	5,34	19,39	8,83	4,63	7,07	0,14	0,16

Tabla 24: Resumen de los resultados obtenidos, siendo w=humedad natural (%); Fc=contenido en finos (%); LL= Límite líquido; LP= Límite plástico; IP=índice de plasticidad; γ' =Peso específico aparente y γ_d =Peso específico seco

Los ensayos realizados muestran un moderado porcentaje de finos en las muestras analizadas (valor medio 69,92; desviación típica 19,39) con un contenido menor en partículas de tamaño arena (valor medio 25,36; desviación típica 16,26), figura 64.

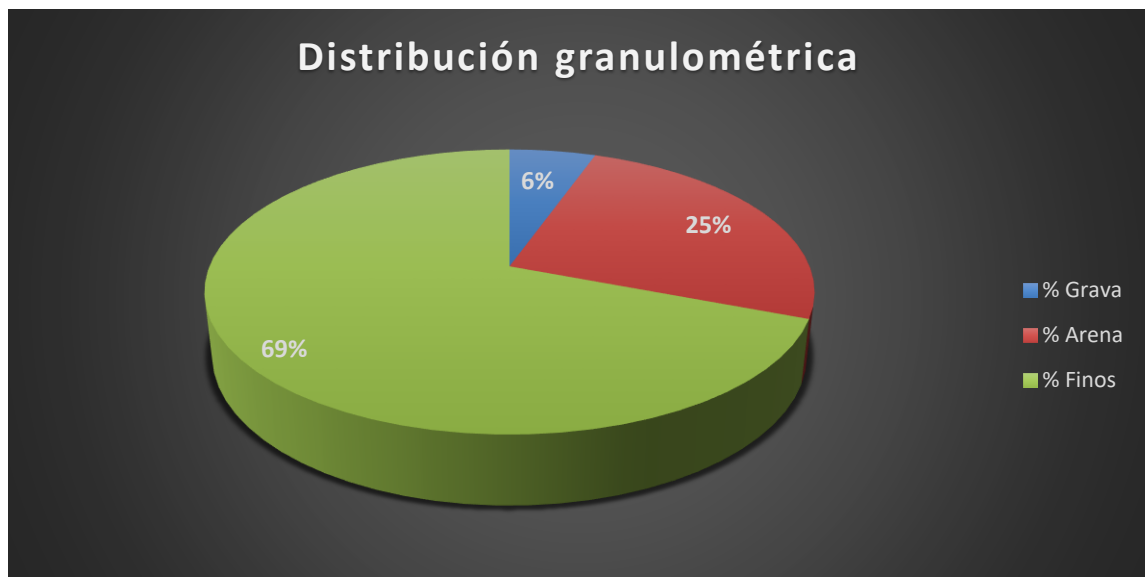


Figura 64: Gráfico mostrando porcentajes de grava, arena y finos en las muestras ensayadas.

Del análisis de las imágenes obtenidas mediante microscopía electrónica, se puede concluir que el porcentaje de arenas detectado en los análisis granulométricos corresponde en realidad a agregados de partículas finas que no han podido ser

disgregadas durante la preparación de las muestras, por lo que el porcentaje de finos es en realidad superior al obtenido en los ensayos realizados.

La plasticidad, por su parte, muestra valores moderados, con valores de límite líquido mayoritariamente por debajo de 50. Los valores obtenidos se ajustan bien a una distribución normal con su máximo entre valores de 36-38 de límite líquido (figura 65).

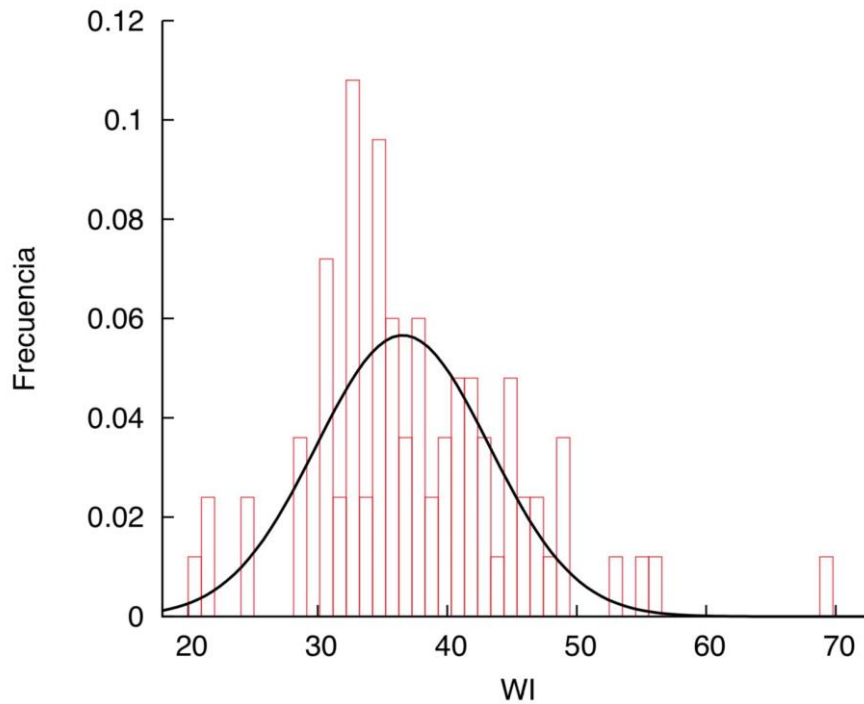


Figura 65: Histograma para los valores obtenidos del límite líquido. Se ha superpuesto la distribución normal ajustada para los valores obtenidos.

Las muestras analizadas presentan un peso específico seco con un valor medio de 17.8 kN/m^2 con el resto de los valores razonablemente agrupados en torno al valor medio (figura 66).

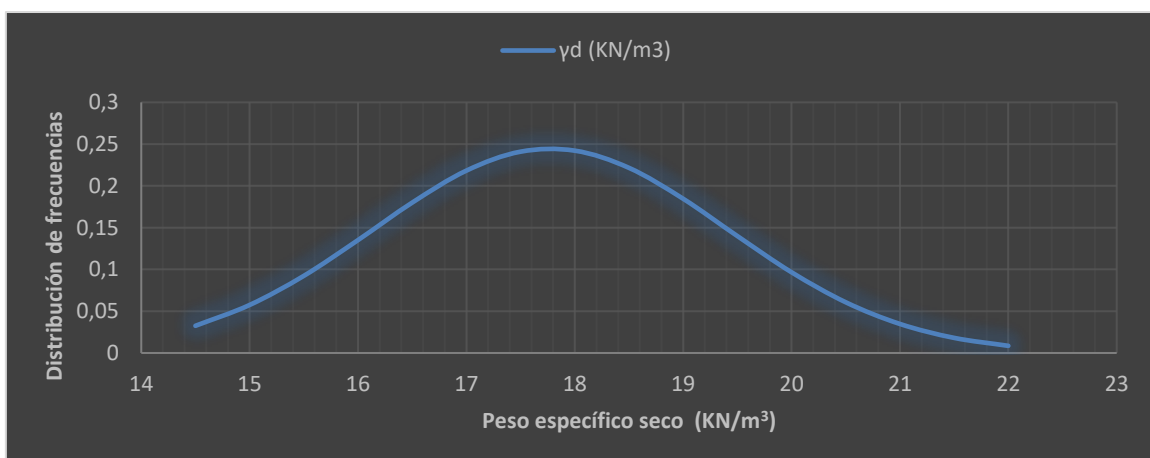


Figura 66: Distribución normal para los valores obtenidos de peso específico seco (en kN/m^3).

En lo que a la clasificación unificada de suelos se refiere (figura 67), la inmensa mayoría de los suelos analizados (74%) se clasifican como arcillas de baja plasticidad seguido de un 13 % de arenas arcillosas debido a la presencia de los agregados anteriormente mencionados. Tan sólo un 6 % de las muestras presentaron un límite líquido superior a 50 (arcillas de alta plasticidad, CH), quedando estas muestras muy concentradas en una zona geográfica muy concreta (entorno de San Bernabé en el término municipal de Algeciras).

Porcentajes menores de suelos clasificados como limos de baja plasticidad (5%), limos de alta plasticidad (1%) y gravas arcillosas (1%) también fueron detectados.

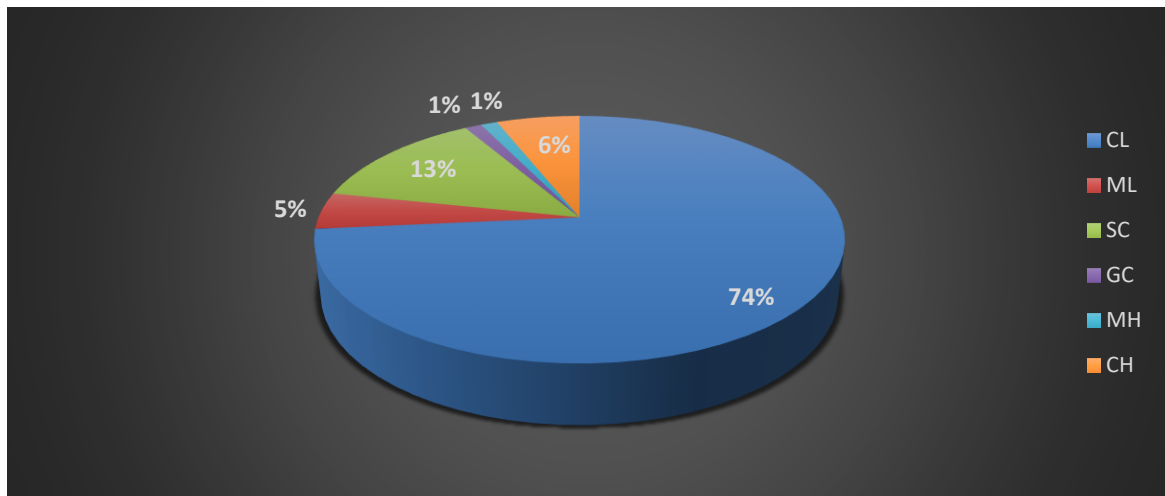


Figura 67: Gráfico mostrando los diferentes grupos de la clasificación unificada de suelos con sus porcentajes de aparición.

Por su parte, la clasificación de estos suelos en función de su calidad para la construcción de carreteras (clasificación AASHTO) muestra también una cierta homogeneidad (figura 68), con porcentajes mayoritarios de muestras del tipo A-6 (68%), porcentajes algo menores del tipo A-7-6 (30%) y porcentajes ínfimos de muestras clasificadas como A-2-6 (2%)

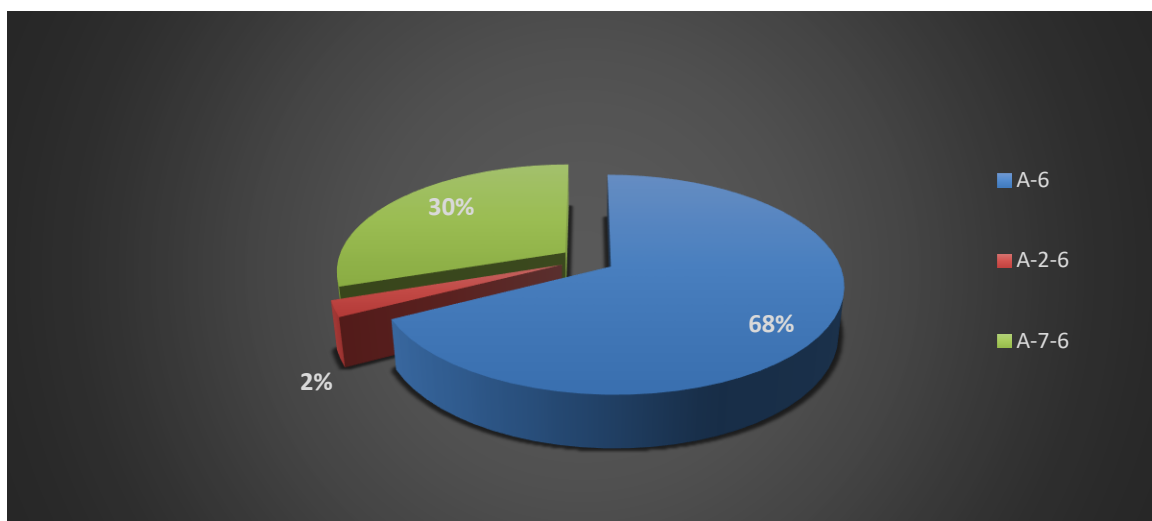


Figura 68: Gráfico mostrando los diferentes grupos de la clasificación AASHTO y sus porcentajes.

Desde el punto de vista de la clasificación PG-3 (figura 69), la inmensa mayoría de las muestras ensayadas (92%) se clasifican como tolerables, siendo de un 7% el porcentaje de muestras clasificadas como marginales y un escaso 1 % como adecuados.

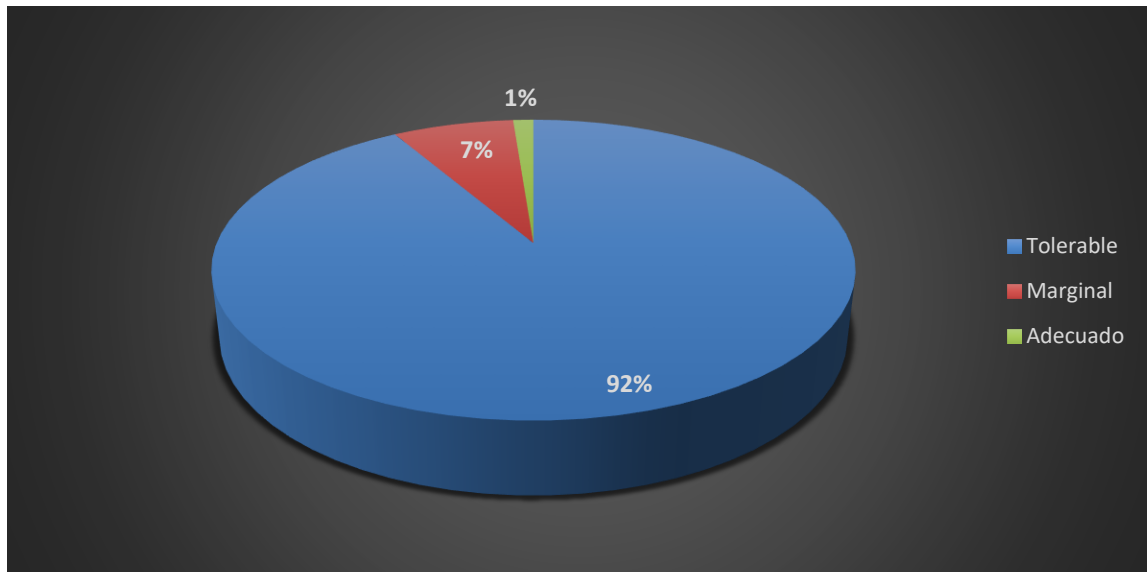


Figura 69: Gráfico mostrando los diferentes grupos de la clasificación AASHTO y sus porcentajes.

6.2.- Caracterización geoquímica y mineralógica

Desde el punto de vista geoquímico y mineralógico, se han hecho ensayos a una porción representativa de las muestras para su caracterización. Estudios anteriores (Ruiz Cruz 1996) establecían una mineralogía para estos materiales fundamentalmente formados por minerales de la arcilla, principalmente Illita y esmectitas con un bajo contenido en caolinita y ocasionalmente la aparición de Paligorskita. En las muestras analizadas, sin embargo, se ha comprobado que el mineral predominante es claramente el cuarzo (en torno al 30 % aunque en alguna muestra llega a superar el 50 %) seguido de la calcita y clinocloro (figura 70). En lo que se refiere a los minerales de la arcilla, predomina claramente la Illita seguido de la Montmorillonita y con cantidades menores de Clinocloro. Como puede comprobarse en la figura 70, la composición mineralógica de las muestras analizadas es razonablemente homogénea entre todas las muestras

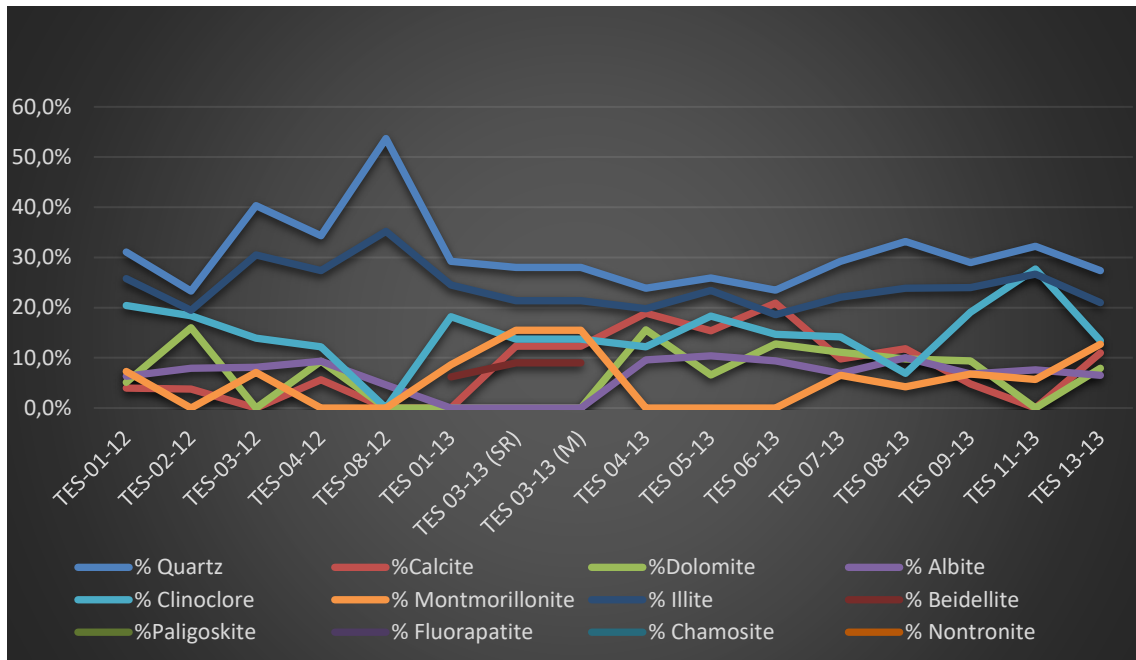


Figura 70: Gráfico mostrando la mineralogía determinada para cada muestra analizada mediante DRX.

Respecto a la composición de elementos traza en las muestras ensayadas, los análisis de fluorescencia de rayos X han mostrado un importante contenido en sulfatos y cloro; con picos menores de bario, rubidio, circonio y estroncio (figura 71). Esto también supone diferencias significativas a los estudios previos realizados sobre este tipo de muestras, en los que apenas se apreciaban contenidos en iones sulfatos ni cloro (Ruiz Cruz 1996)

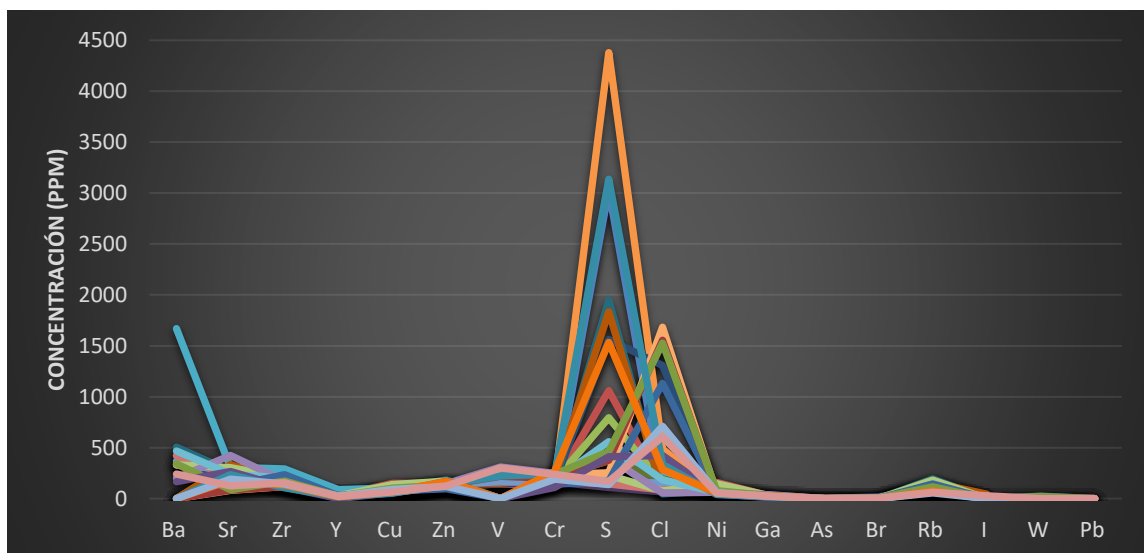


Figura 71: Gráfico mostrando la composición de elementos traza para las diferentes muestras ensayadas.

6.3.- Resultados de características mecánicas.

Uno de los principales objetivos de la presente tesis es la caracterización desde el punto de vista mecánico de las muestras ensayadas. Como se comentó en el apartado introductorio, conocer con exactitud las características resistentes y deformacionales de este tipo de suelos podrá permitir en el futuro una mejor aproximación al estudio de su

comportamiento y por tanto a proyectos constructivos que sean seguros sin sobrecostes innecesarios en su diseño.

Para el análisis de las propiedades mecánicas de estos suelos, se han realizado un total de 52 ensayos de consolidación en célula edométrica y 57 ensayos triaxiales, de los cuales 48 fueron consolidados y sin drenaje y 9 consolidados y drenados. Dada la baja permeabilidad de estos suelos, y su comportamiento como suelos cohesivos (fundamentalmente no drenados), los ensayos de tipo CU con medida de las presiones intersticiales se consideraron como la mejor aproximación a su comportamiento tenso deformacional in situ para determinar sus parámetros en condiciones efectivas (figura 72). Los resultados obtenidos para cada una de las muestras ensayadas están reflejados en la tabla 11.

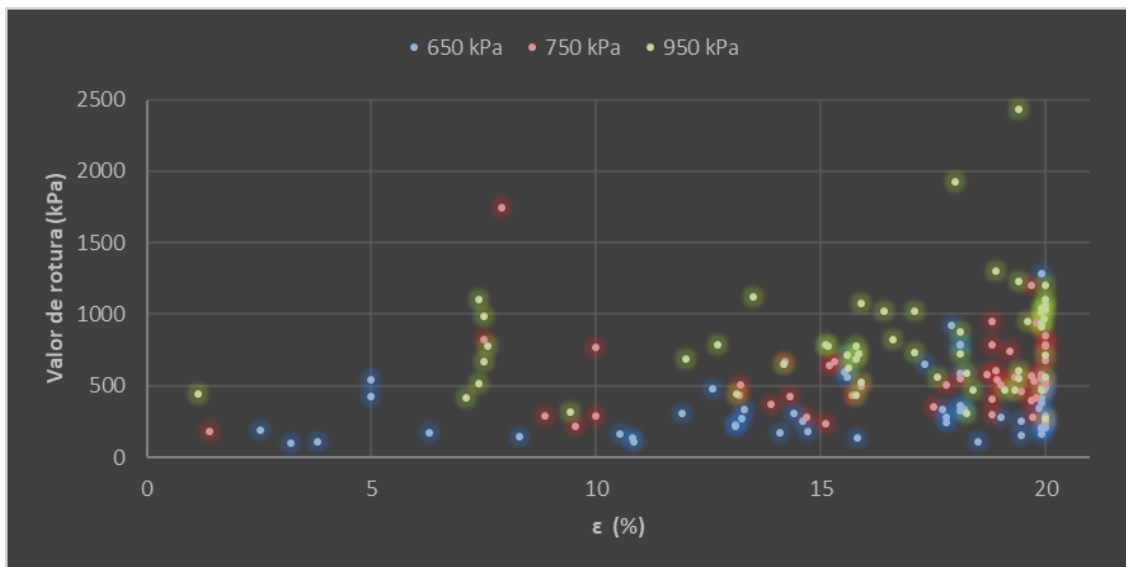


Figura 72: Gráfico mostrando los valores de rotura para las diferentes muestras ensayadas.

Por su parte, los ensayos edométricos realizados se han analizado empleando la metodología de Estado Crítico (Schofield 1993; Muir Wood 1991), de manera que los coeficientes de consolidación se han definido en términos de Lambda y kappa (tabla 13). La tabla 25 muestra los valores promedios y la desviación típica de los parámetros establecidos a partir de los ensayos triaxiales y edométricos realizados.

	c' (kPa)	φ' (°)	λ	κ	e_i
Máximo	150,00	49,60	0,130	0,041	0,760
Media	36,24	26,75	0,050	0,013	0,492
Mínimo	0,00	6,84	0,007	0,000	0,107
Desviación típica	35,03	8,30	0,023	0,009	0,156

Tabla 25: Resumen de los resultados de los ensayos triaxiales y edométricos realizados.

Se puede comprobar que las muestras presentan, en general, un índice de compresión noval bajo (figura 73), con un valor medio de lambda de 0.050 (desviación típica = 0.023).

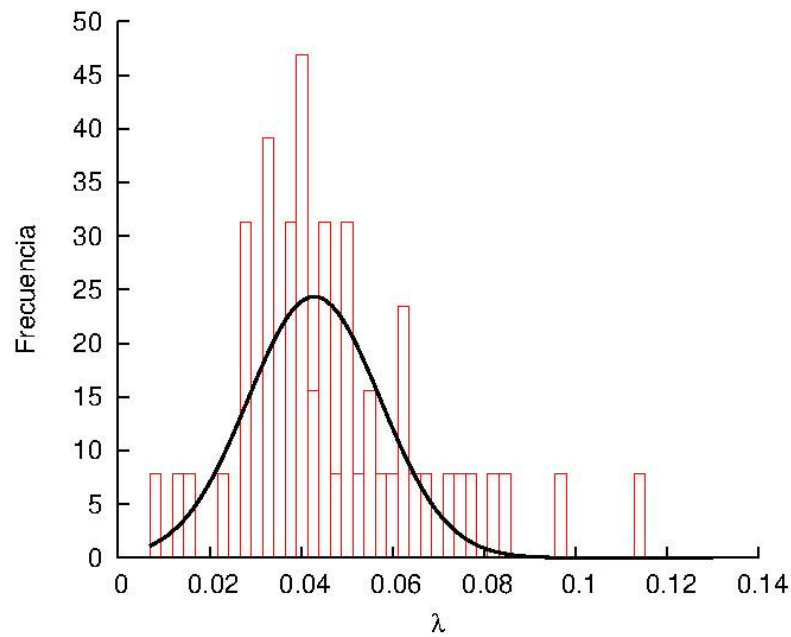


Figura 73: Histograma y distribución normal para los valores obtenidos de Lambda en los ensayos edométricos realizados.

Por su parte, el valor medio del índice en recarga (kappa) es de 0.013 (desviación típica = 0.009) como se puede ver en la figura 74.

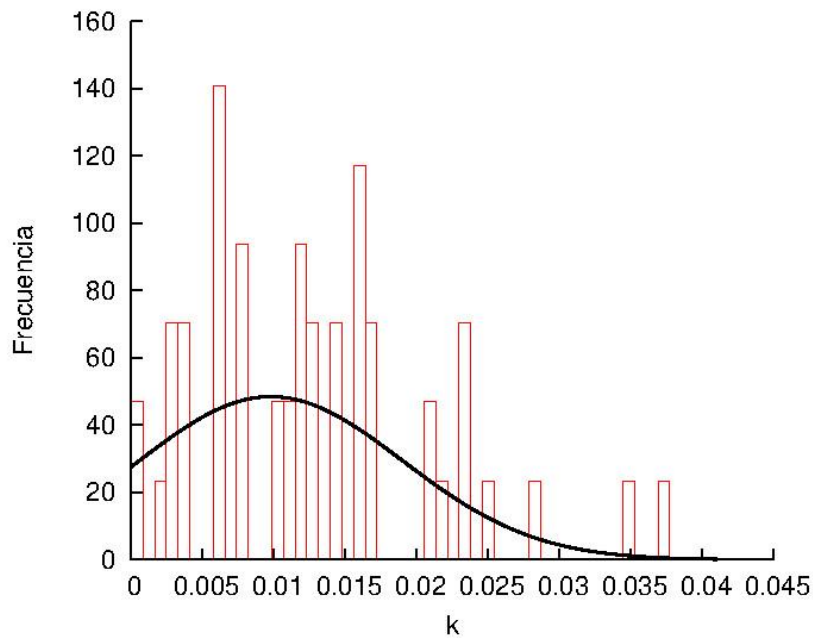


Figura 74: Histograma y distribución normal para los valores obtenidos de Kappa en los ensayos edométricos realizados.

Por último, el valor medio del índice de huecos inicial es de 0.492 (desviación típica de 0.156) con una dispersión de los datos importante (figura 75). Los resultados se corresponden con arcillas firmes – muy firmes con índices de compresibilidad e índice de huecos inicial bajos.

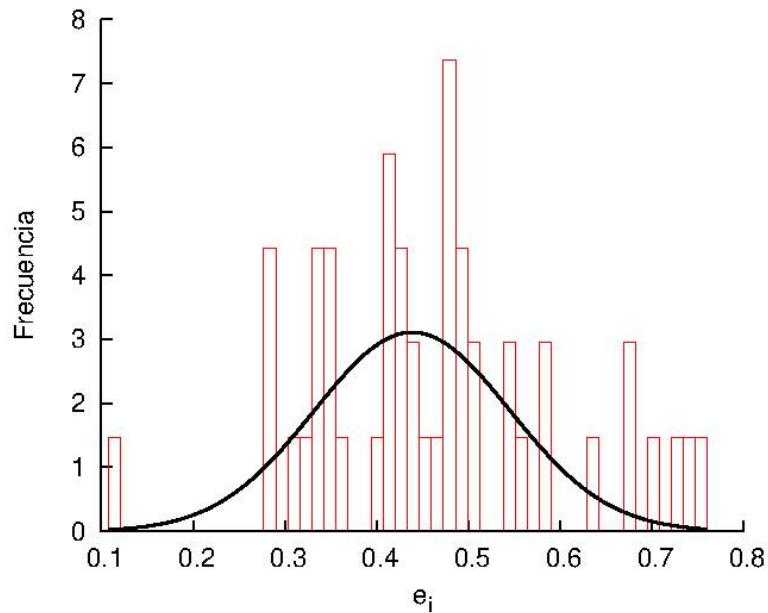


Figura 75: Histograma y distribución normal para los valores obtenidos de índice de huecos en los ensayos edométricos realizados.

A la vista de los resultados, se puede comprobar que las muestras presentan, en general, un índice de compresión noval bajo, con un valor medio de λ de 0.050 (desviación típica = 0.023). Por su parte, el valor medio del índice en recarga (κ) es de 0.013 (desviación típica = 0.009). Por último, el valor medio del índice de huecos inicial es de 0.492 (desviación típica de 0.156). Los resultados se corresponden con arcillas firmes – muy firmes con índices de compresibilidad e índice de huecos inicial bajos. Además, se ha establecido la relación existente entre los valores de λ y κ , comprobándose que existe una correlación razonablemente aceptable entre unos valores y otros (Figura 76).

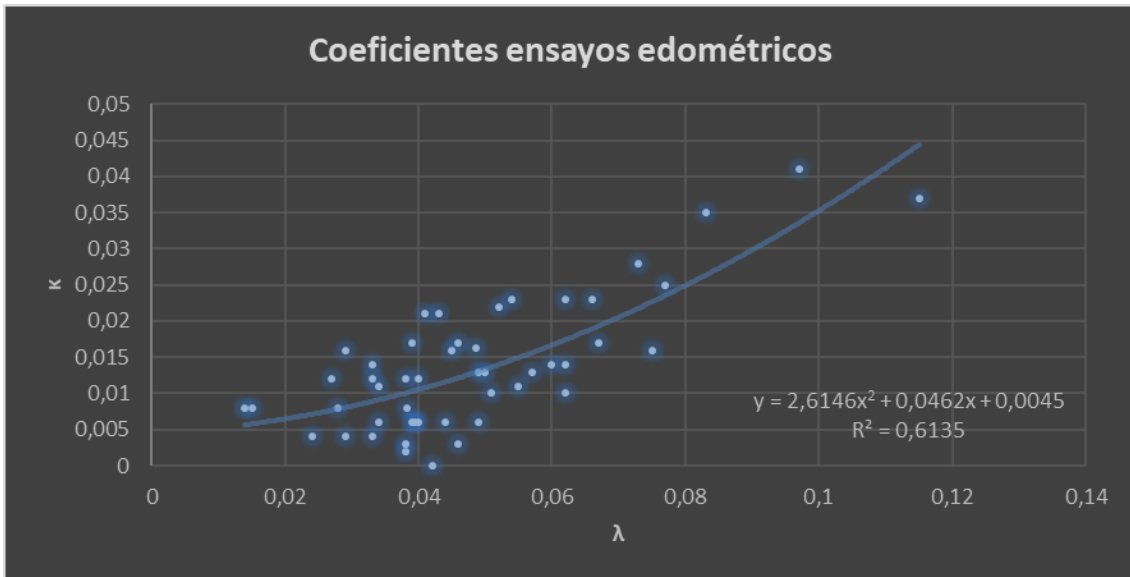


Figura 76: Gráfico mostrando la relación existente entre los coeficientes Lambda y kappa de los ensayos edométricos realizados.

La tabla 23 también muestra los resultados obtenidos en los ensayos triaxiales, en términos de cohesión y ángulo de rozamiento efectivos. La cohesión efectiva obtenida muestra una importante variabilidad, obteniendo valores desde cero hasta 150 kPa (valor medio = 36.24 kPa; desviación típica = 35.03), mientras que el ángulo de rozamiento muestra valores mucho más homogéneos (valor medio = 26.75°; desviación típica = 8.30).

Un aspecto interesante respecto del cálculo del ángulo de rozamiento es la comparación entre los resultados obtenidos según los dos métodos de cálculo empleados. Tal y como se ha explicado en el apartado 5 de la presente tesis, se han establecido los parámetros del terreno para diferentes modelos constitutivos de comportamiento. Entre ellos, se han establecido parámetros para modelos de tipo Morh-Coulomb y modelo Cam Clay. En el caso del modelo Morh-Coulomb, se ha calculado el ángulo de rozamiento como la tangente a la envolvente de rotura. Por su parte, en el modelo Cam Clay se ha definido el valor de la pendiente de la línea de estado crítico (M) y sabemos que dicho parámetro tiene una relación directa con el ángulo de rozamiento del terreno. Así, se ha procedido al cálculo del ángulo de rozamiento siguiendo estos dos métodos de cálculo, y los resultados quedan reflejados en la tabla 26.

MUESTRA	ϕ' MC (°)	ϕ' CSI (°)	MUESTRA	ϕ' MC (°)	ϕ' CSI (°)
TES-01-12	20,39	25,33	TES 07-13	49,6	37,91
TES-02-12	30,96	35,70	TES 08-13	26,18	32,02
TES-03-12	37,13	39,86	TES 09-13	32,98	32,74
TES-08-12	31,26	38,08	TES 11-13	13,5	30,84
TES-10-12	26,57	24,98	TES 17-13	27,14	30,85
TES-11-12	22,29	22,89	TES 18-13	34,51	37,47
TES-12-12	18,78	25,69	TES 20-13	41,19	45,59
TES 13-12	46,4	43,55	TES 21-13	32,62	34,21
TES 14-12	27,7	33,49	TES 22-13	27,74	29,55
TES 15-12	37,33	30,61	TES 23-13	22,85	23,33
TES 16-12	28,81	33,60	TES 24-13	19,29	32,59
TES 17-12	24,23	27,09	TES 25-13	22,78	42,20
TES 18-12	32,44	36,07	TES 26-13	40,36	46,89
TES 19-12	16,61	28,23	TES 28-13	12,23	18,00
TES 20-12	29,37	31,27	TES 29-13	17,13	19,80
TES 21-12	22,3	31,04	TES 31-13	18	19,41
TES 22-12	27,41	33,80	TES 32-13	17,13	19,74
TES 23-12	6,84	26,66	TES 33-13	14,93	17,49
TES 24-12	21,31	31,04	TES 34-13	11,31	17,49
TES 25-12	27,33	35,53	TES 35-13	24,38	26,24
TES 26-12	20,75	30,32	TES 36-13	22,62	25,04
TES 27-12	26,86	28,32	TES 03-14	35,71	37,94
TES 28-12	24,7	28,68	TES 04-14	27,7	41,60
TES 29-12	35,63	35,29	TES 05-14	33,02	37,46
TES 32-12	33,16	35,13	TES 06-14	22,62	27,92
TES 33-12	29,17	33,76	TES 07-14	31,31	37,38
TES 34-12	20,97	32,90	TES 08-14	33,00	25,22
TES 35-12	33,02	32,31	TES 10-14	19,71	23,85
TES 36-12	17,35	34,45	TES 12-14	37,13	38,29
TES 01-13	25,17	32,36	TES 13-14	21,8	24,46
TES 02-13	31,25	36,03	TES 15-14	21,61	28,16
TES 03-13 (SR)	33,02	35,03	TES 18-14	20,81	24,30
TES 03-13 (M)	35,63	38,02	TES 19-14	22,29	25,23

MUESTRA	ϕ' MC (°)	ϕ' CSI (°)	MUESTRA	ϕ' MC (°)	ϕ' CSI (°)
TES 05-13	34,99	33,62			

Tabla 26: Ángulo de rozamiento obtenido mediante cada uno de los métodos descritos.

En ambos casos, los valores del ángulo de rozamiento muestran claramente una distribución normal, si bien, el valor central de dicha distribución es sensiblemente diferente (31° para el caso del cálculo mediante la teoría de estado crítico y 27° para el cálculo mediante la envolvente de Morh). Además, los valores obtenidos para un modelo Morh Coulomb presentan una mayor dispersión de los datos respecto de su valor central (figura 77).

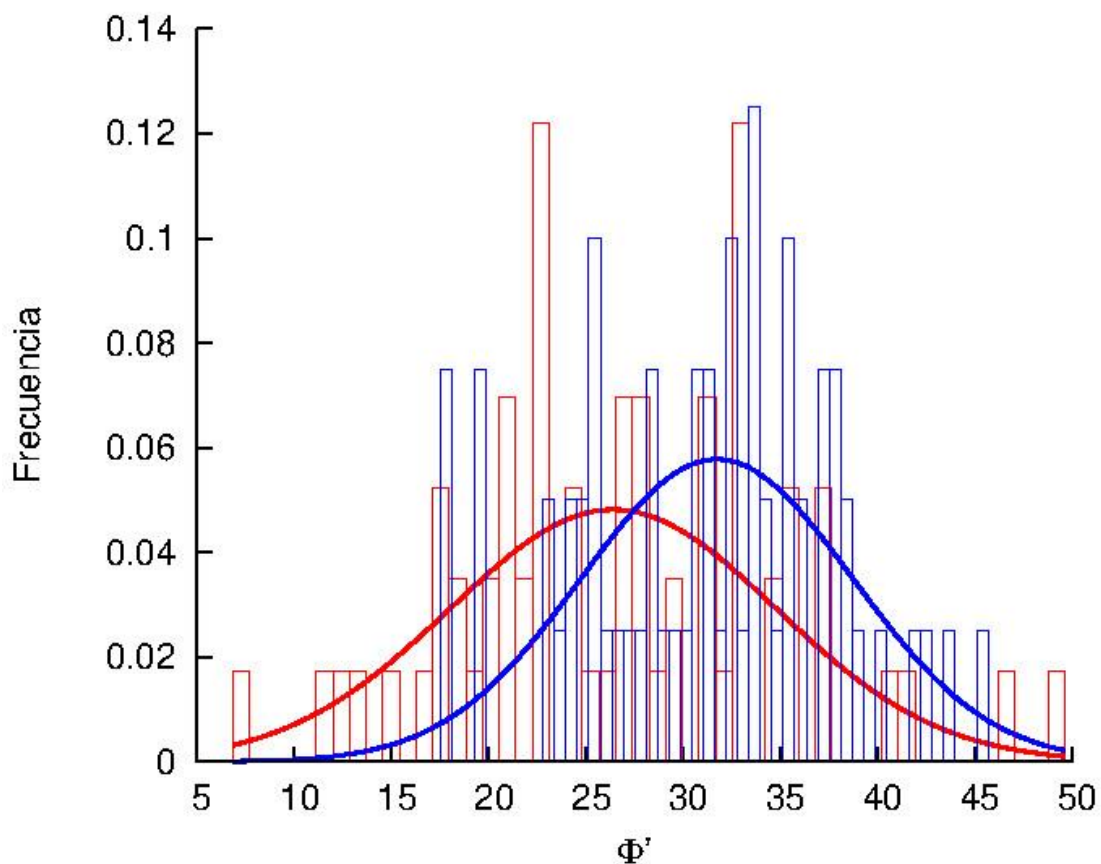


Figura 77: Histograma normalizado y distribución normal para los valores del ángulo de rozamiento interno calculados como la pendiente de la línea de estado crítico (azul) o de la envolvente de Morh (rojo).

Si representamos los valores obtenidos para cada uno de los métodos, se comprueba que para cada par de valores se establece una relación lineal de manera que los valores obtenidos mediante la tangente de la línea de estado crítico son alrededor de un 12 % superiores a los calculados como la tangente de la envolvente de Morh (figura 78).

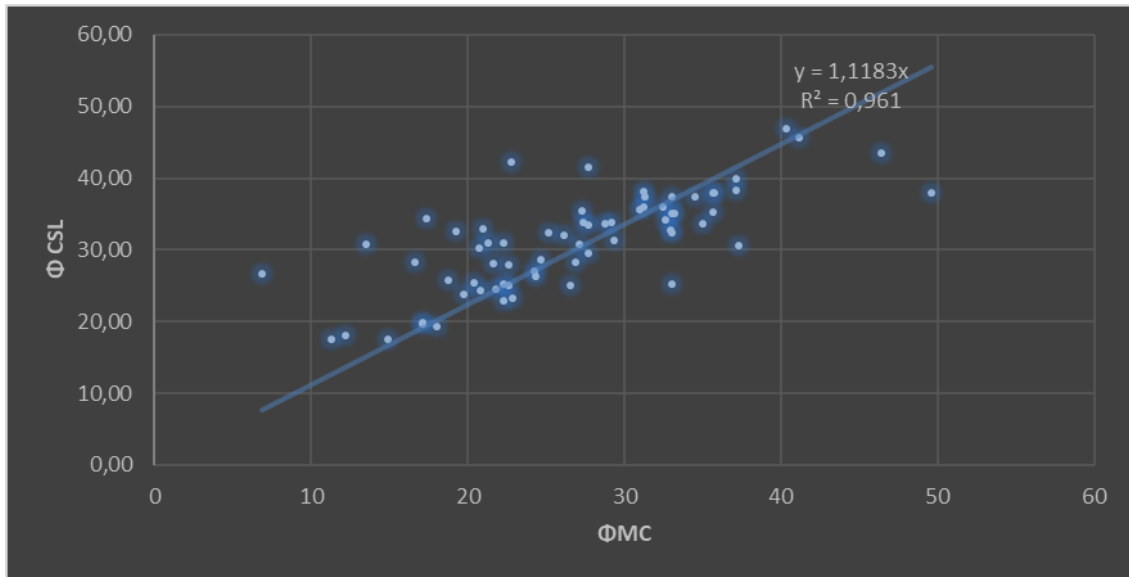


Figura 78: Gráfico mostrando la relación existente entre el ángulo de rozamiento según se calcule como la tangente de la línea de estado crítico (ϕ_{CSL}) o como la tangente de la envolvente de Mohr (ϕ_{MC})

En lo que a las resistencias se refiere, cuando se representan los datos de rotura obtenidos en las diferentes probetas ensayadas en un gráfico normalizado p-q (Muir Wood 1991), se comprueba que existe una relación lineal claramente establecida (figura 79).

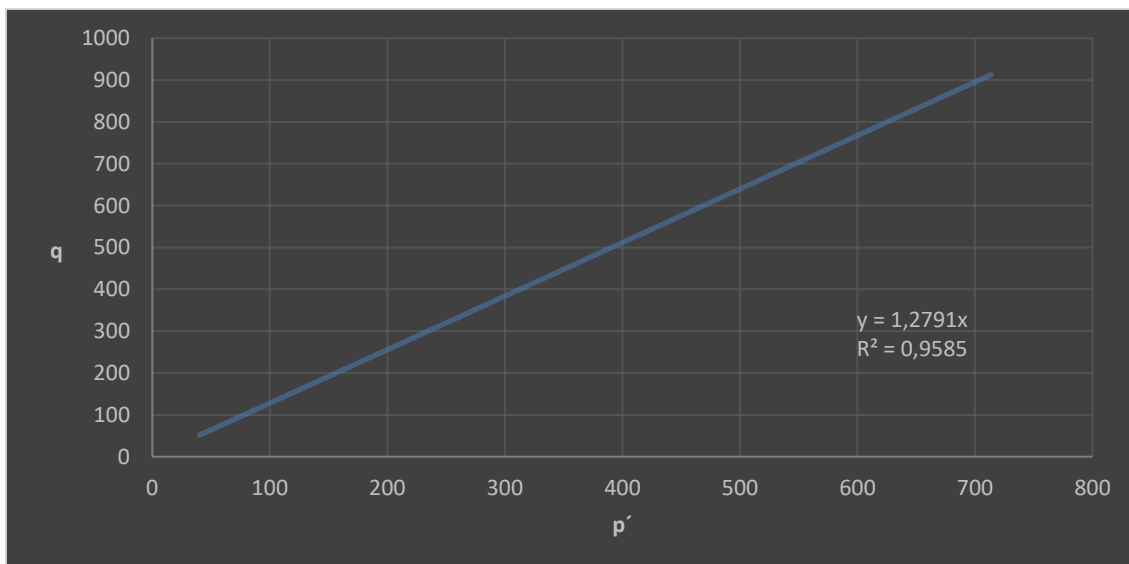


Figura 79: Gráfico q vs p' , mostrando los puntos de rotura obtenido en cada ensayo realizado.

A partir de los resultados obtenidos en los ensayos triaxiales realizados, se pueden concluir varios aspectos importantes del comportamiento de estos suelos. Por un lado, estos suelos muestran un endurecimiento progresivo de tipo plástico conforme avanza la deformación. Este fenómeno es reconocible para todas las presiones de confinamiento utilizadas, si bien es más notable para presiones elevadas (ver figura 80). Así, en la mayor parte de los ensayos, los valores de resistencia siguen aumentando

conforme progresa la deformación. De igual manera, en la figura 80 se puede comprobar como las muestras ensayadas muestran un comportamiento hiperbólico cuando son ensayadas en condiciones triaxiales no drenadas.

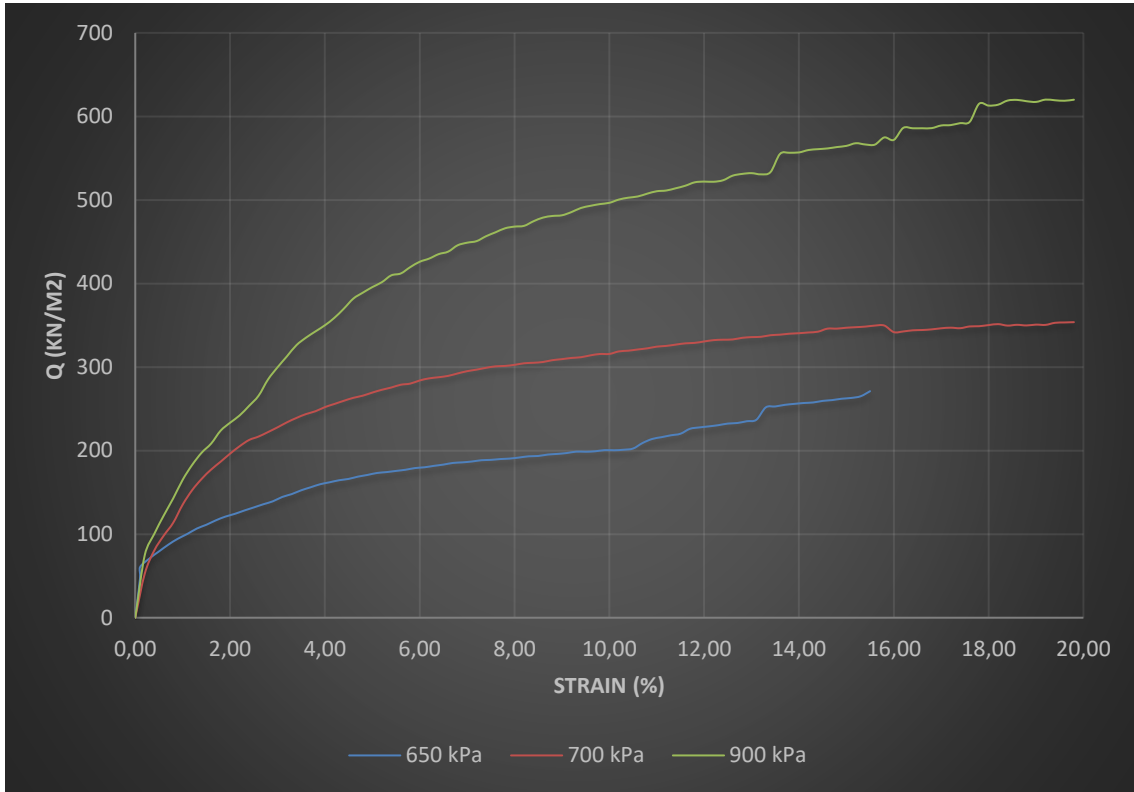


Figura 80: Gráfico q frente a la deformación (valores medios de los ensayos realizados)

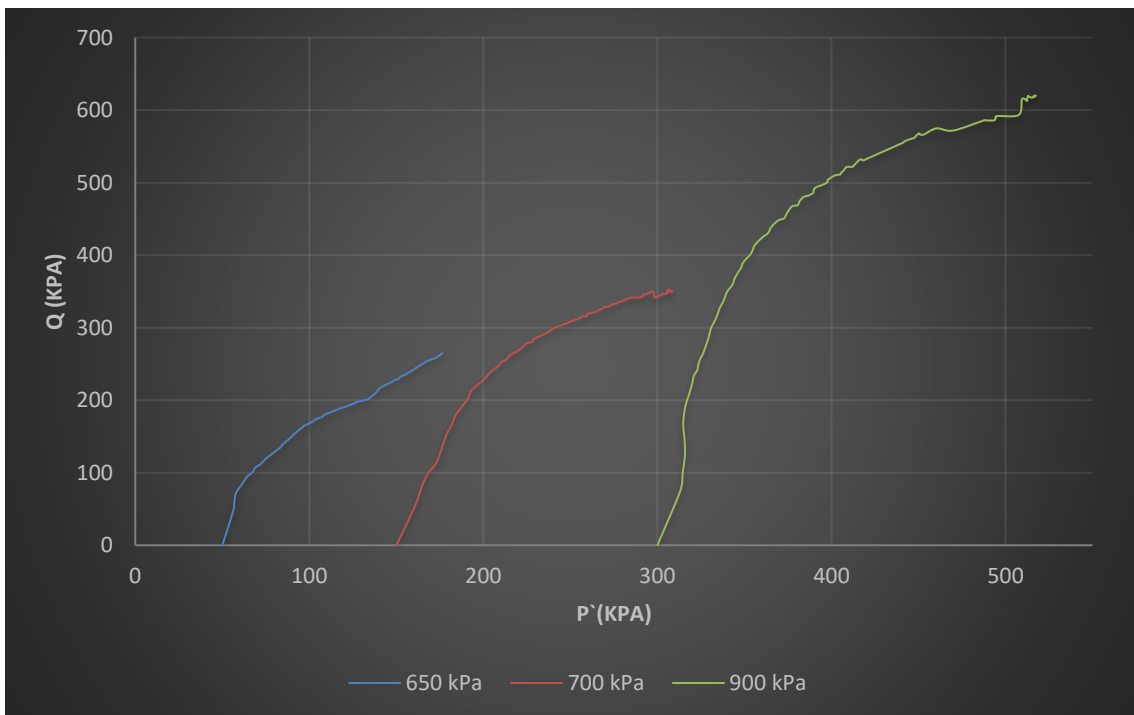


Figura 81: Trayectoria de tensiones en el espacio p' - q (valores medios en los ensayos realizados)

Por otro lado, en casi todos los casos, la presión de poro se incrementa conforme avanza la deformación, hasta que se alcanza un valor de pico. A partir de ahí, comienza a disminuir hasta el final del ensayo (figura 82). Esto es importante en tanto que la presión de poro llega a generar succiones en muchos casos incluso cuando la presión vertical efectiva todavía sigue aumentando. Este efecto es visible para casi todas las probetas ensayadas, si bien ocurre menos en las de mayor presión de confinamiento.

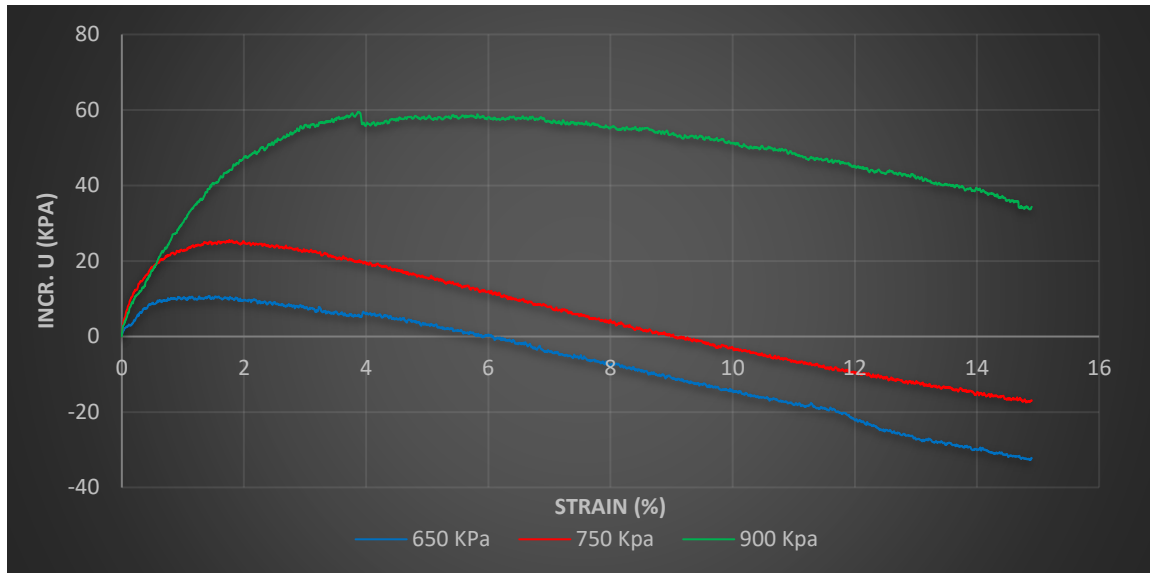


Figura 82: Valores medios del incremento de la presión de poro en los ensayos realizados para las diferentes presiones de confinamiento (rojo para 650 kPa; verde para 750 kPa y azul para 900 kPa).

7. MODELIZACIÓN MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS

El método de los elementos finitos es un método numérico general para la aproximación de soluciones de ecuaciones diferenciales parciales. Es un método para obtener una solución aproximada de problemas continuos, para lo que el elemento continuo se divide en un número finito de partes (*elementos del modelo*) cuyo comportamiento se especifica mediante un número finito de parámetros asociados a ciertos puntos característicos denominados *Nodos*. Estos nodos son los puntos de unión entre elementos adyacentes. La solución del sistema sigue las reglas de los problemas discretos, de manera que el sistema completo se forma por ensamblaje de los diferentes elementos. Las incógnitas del problema pasan así a ser el valor de las diferentes funciones en cada uno de los nodos. Por último, el comportamiento en el interior de cada elemento queda definido a partir del comportamiento de sus nodos mediante las correspondientes *funciones de interpolación* o *funciones de forma*.

De esta manera, un modelo calculado mediante elementos finitos no deja de ser si no una aproximación al comportamiento de un cuerpo sólido mediante el conocimiento del comportamiento de un número determinado y finito de puntos.

Como parte de las comprobaciones realizadas respecto del comportamiento de los suelos analizados y la bondad de los modelos empleados, se ha realizado un análisis mediante elementos finitos de diferentes ensayos reales, tanto in situ como de laboratorio. En cada uno de ellos, se ha podido comparar la predicción teórica de cada uno de los modelos analizados con el comportamiento real del ensayo.

7.1.- Modelización de ensayos triaxiales consolidados y no drenados.

El primero de los modelos realizados fue la modelización de ensayos triaxiales mediante la herramienta específica que el software Plaxis 2D incluye para la modelización de ensayos de laboratorio. Dicha herramienta permite realizar modelos virtuales bajo las mismas condiciones que se han empleado en el laboratorio de manera que se puedan comparar ambos resultados. Estos modelos se han realizado para un total de quince muestras de las ensayadas y para los modelos de tipo Mohr – Coulomb, Cam Clay modificado y Hardening soil.

Los resultados obtenidos en los modelos se han representado junto a los resultados reales del ensayo en el espacio tensión desviadora – deformación unitaria (figuras de la 83 a la 97).

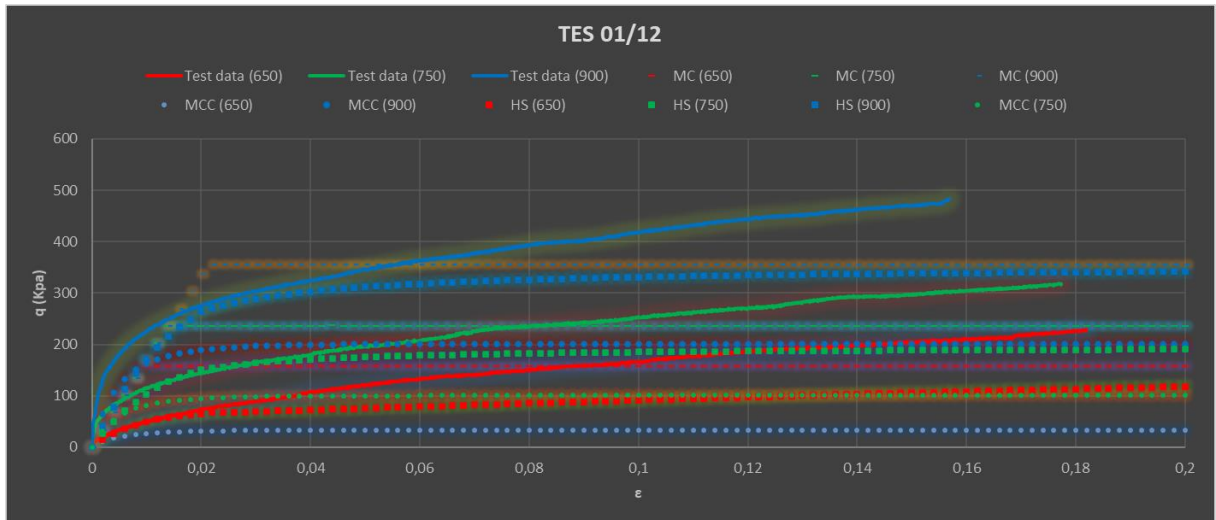


Figura 83: Resultado de la modelización de la muestra TES 01-12

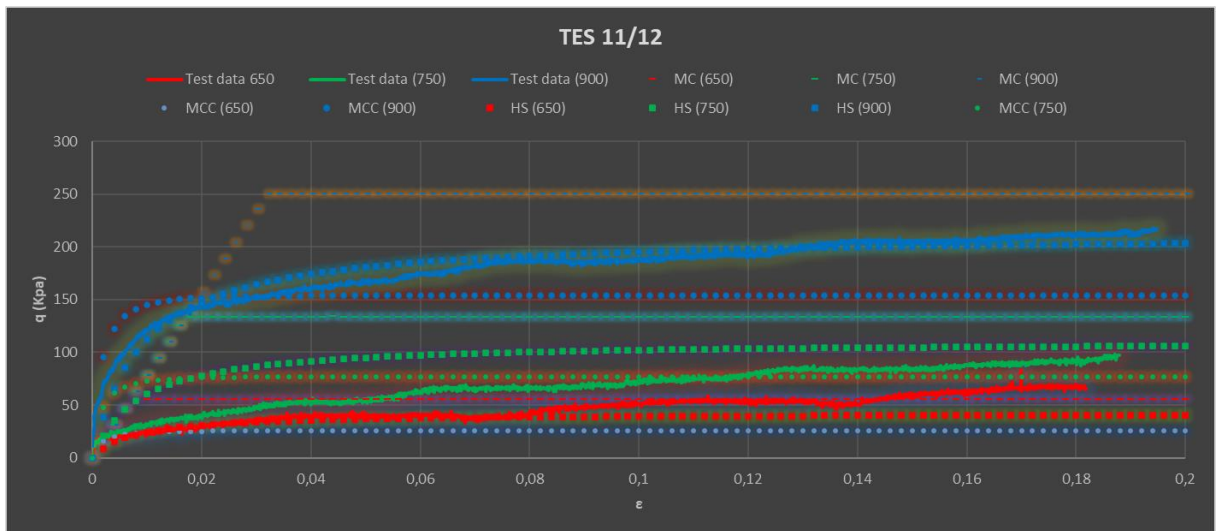


Figura 84: Resultado de la modelización de la muestra TES 11-12

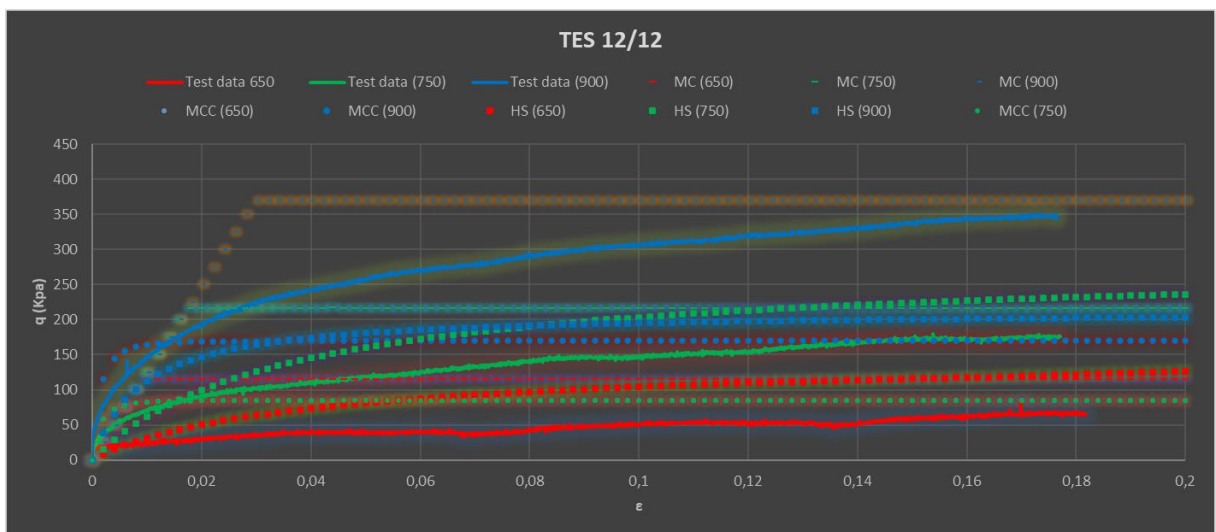


Figura 85: Resultado de la modelización de la muestra TES 12-12

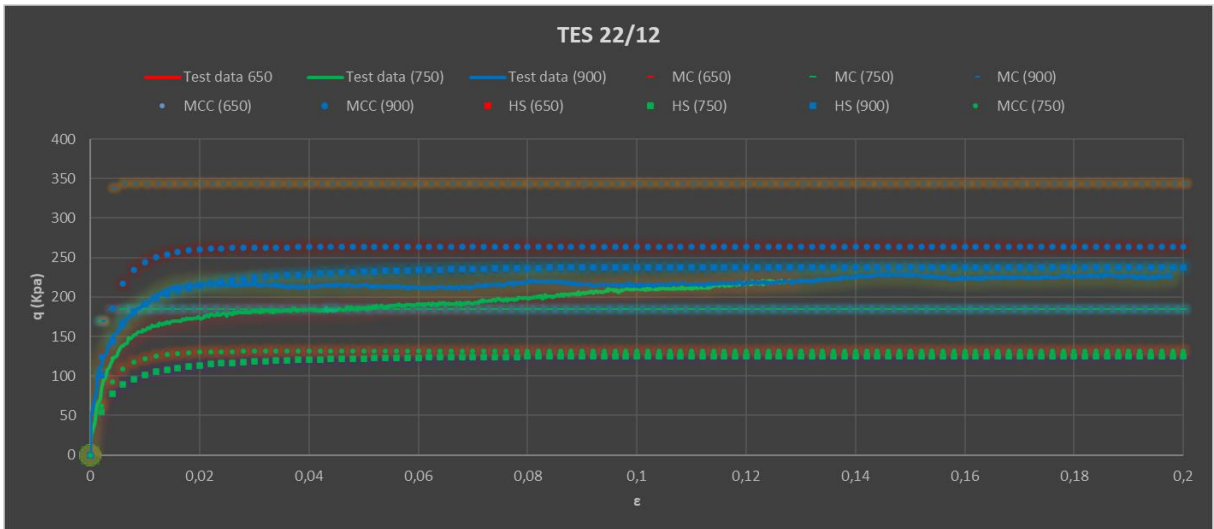


Figura 86: Resultado de la modelización de la muestra TES 22-12

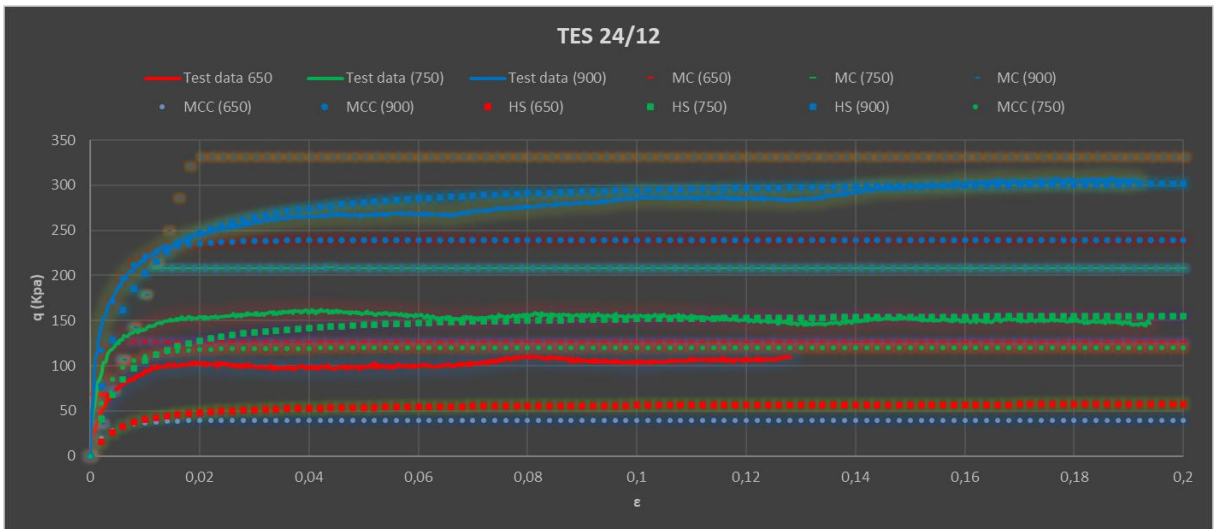


Figura 87: Resultado de la modelización de la muestra TES 24-12



Figura 88: Resultado de la modelización de la muestra TES 28-12

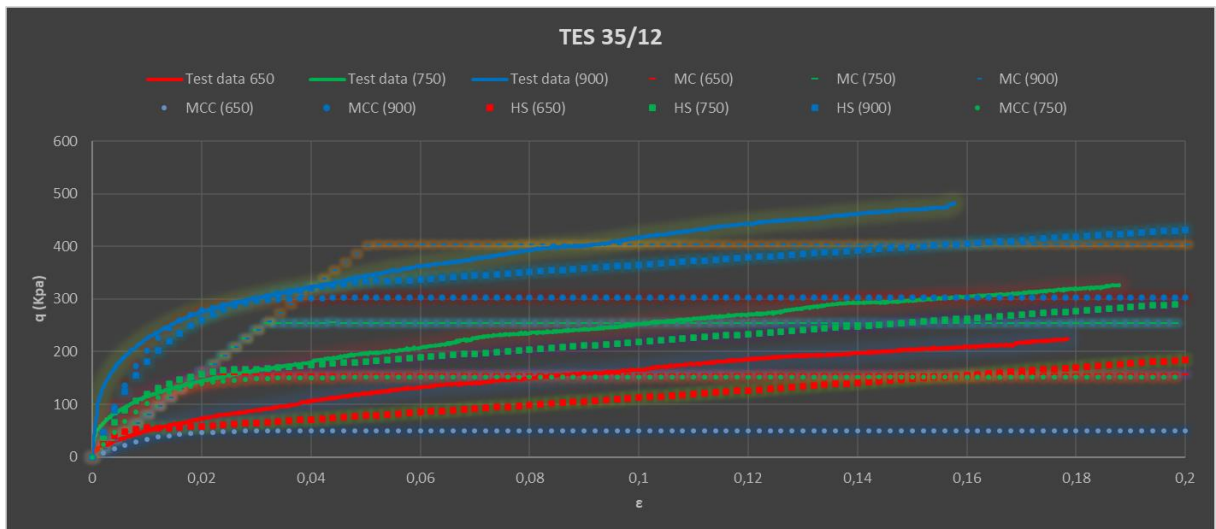


Figura 89: Resultado de la modelización de la muestra TES 35-12

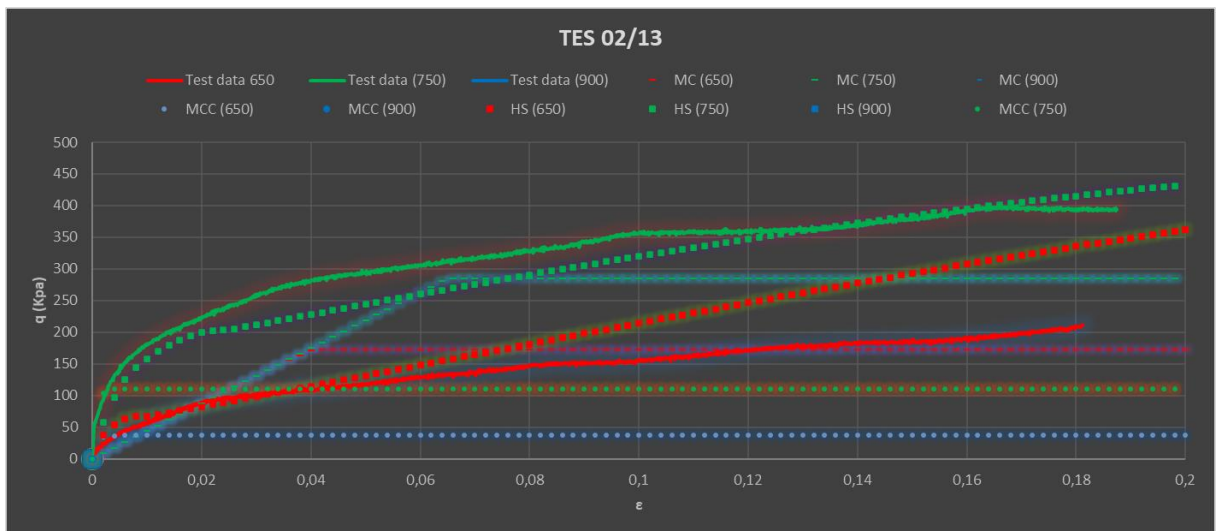


Figura 90: Resultado de la modelización de la muestra TES 02-13

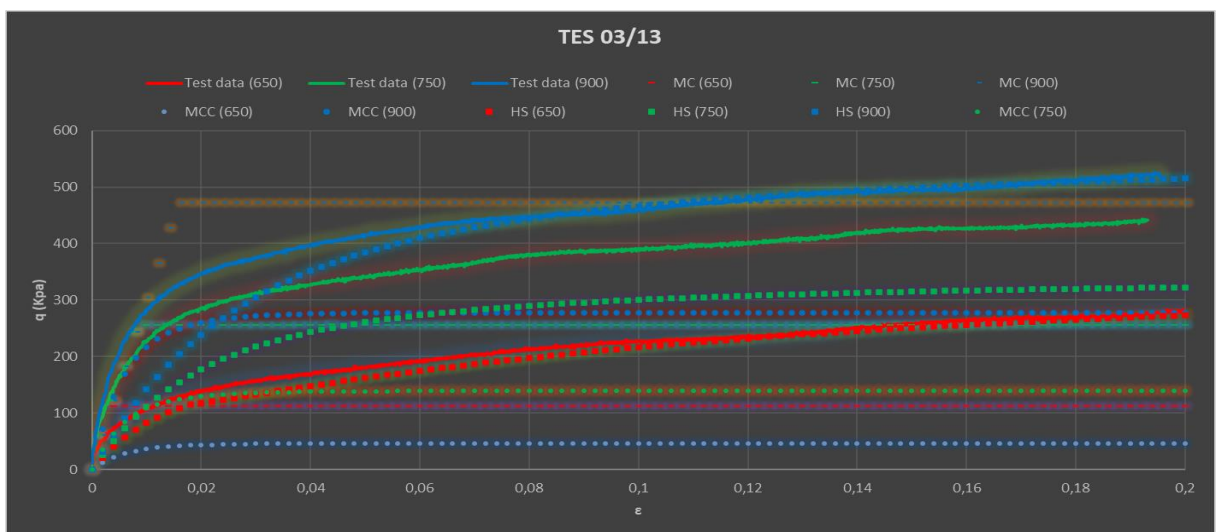


Figura 91: Resultado de la modelización de la muestra TES 03-13

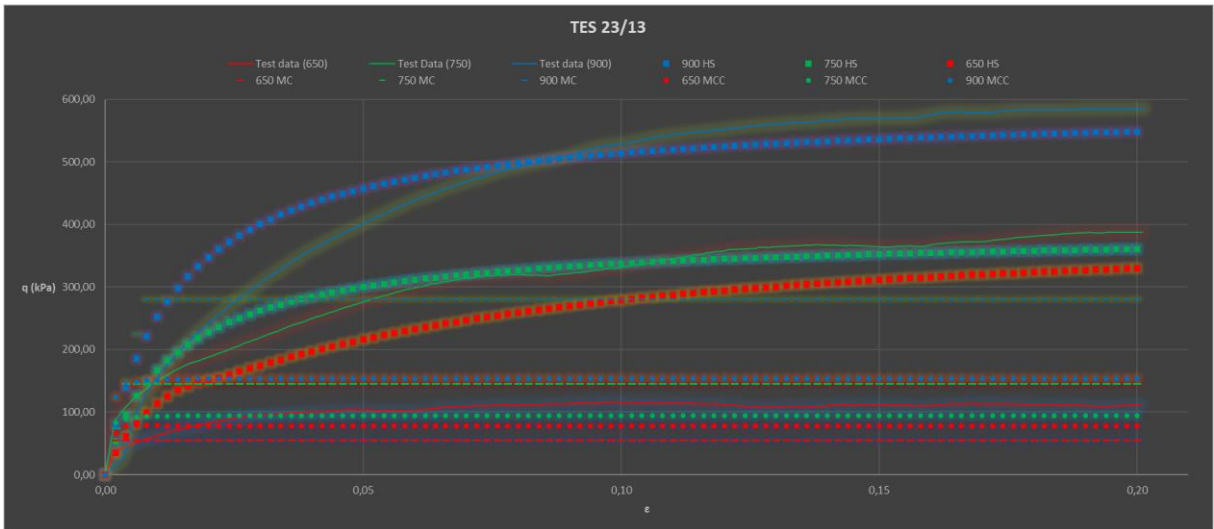


Figura 92: Resultado de la modelización de la muestra TES 23-13

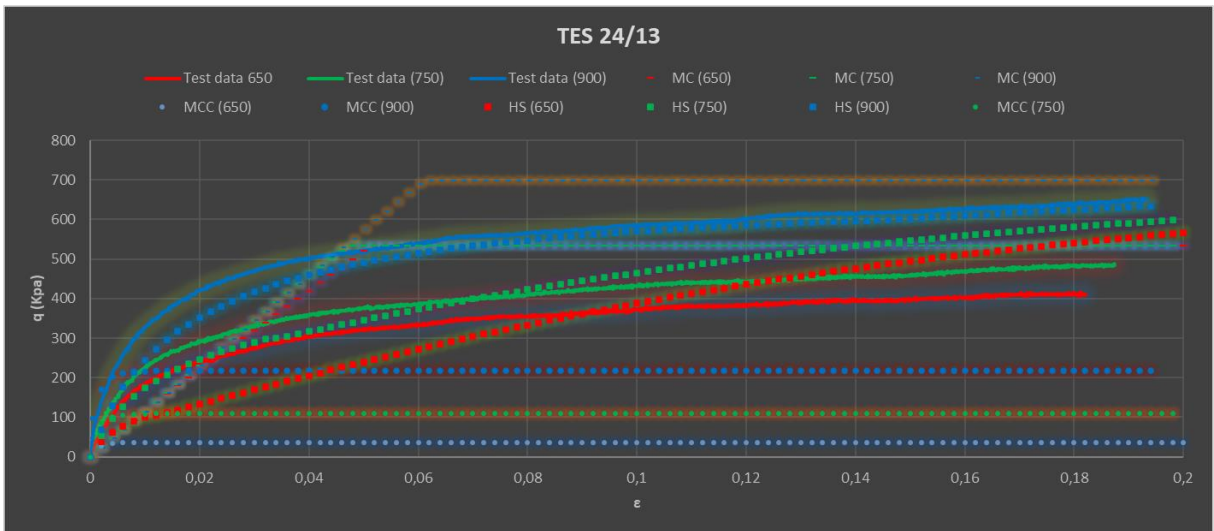


Figura 93: Resultado de la modelización de la muestra TES 24-13

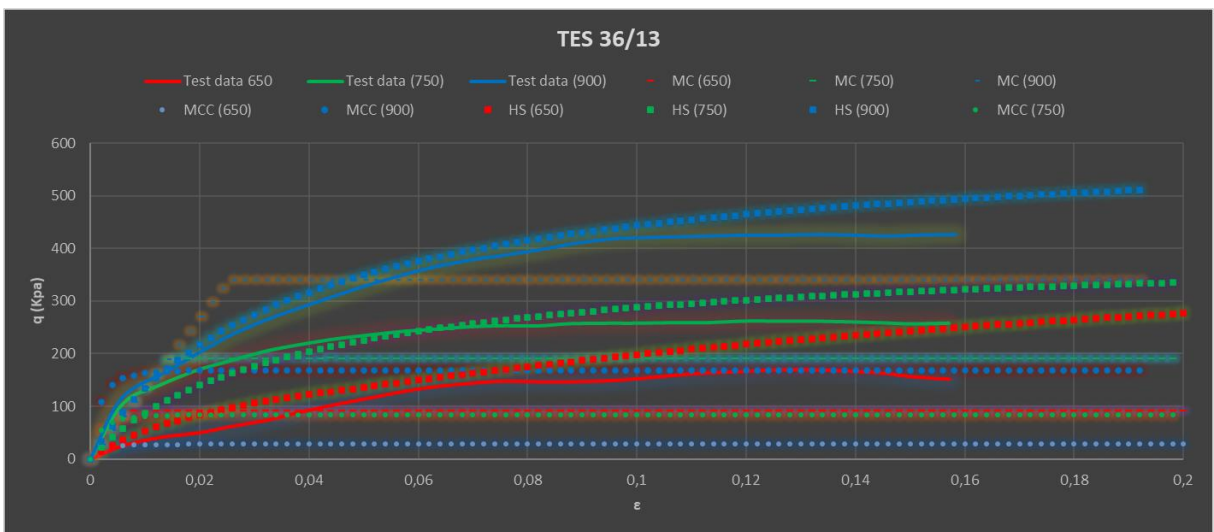


Figura 94: Resultado de la modelización de la muestra TES 36-13

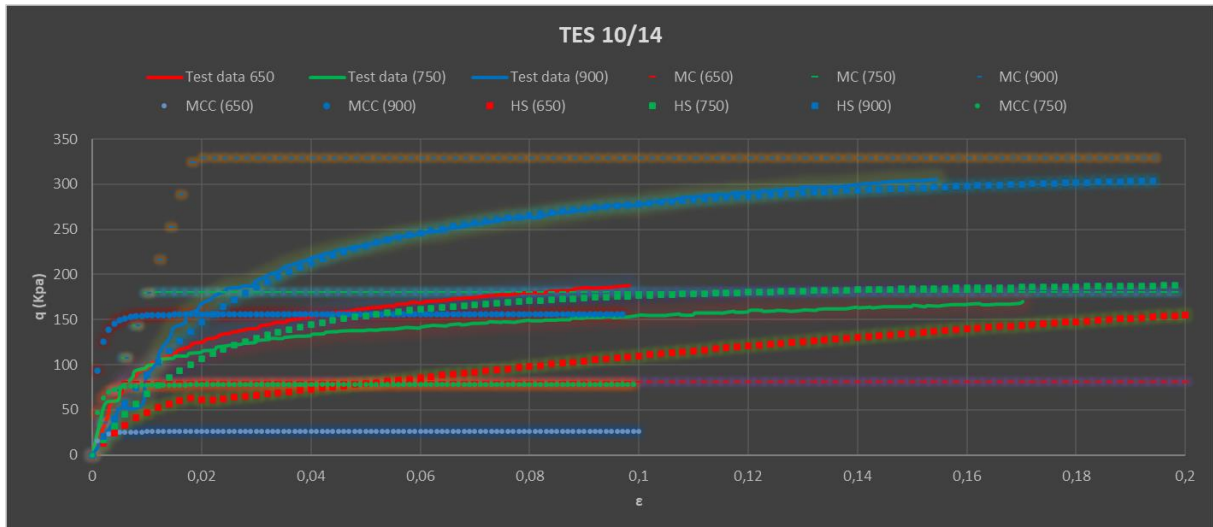


Figura 95: Resultado de la modelización de la muestra TES 10-14

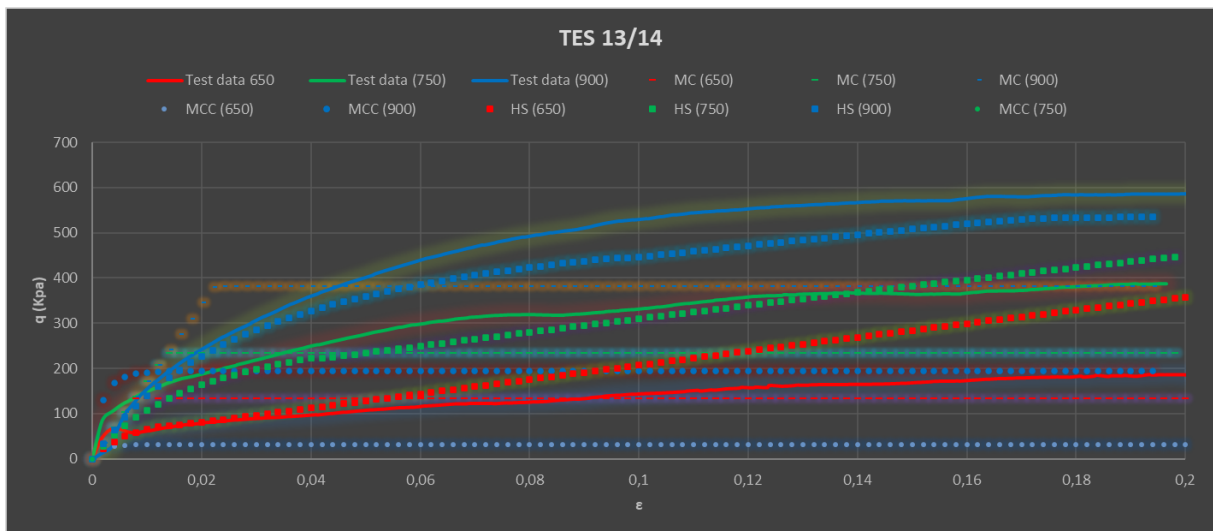


Figura 96: Resultado de la modelización de la muestra TES 13-14

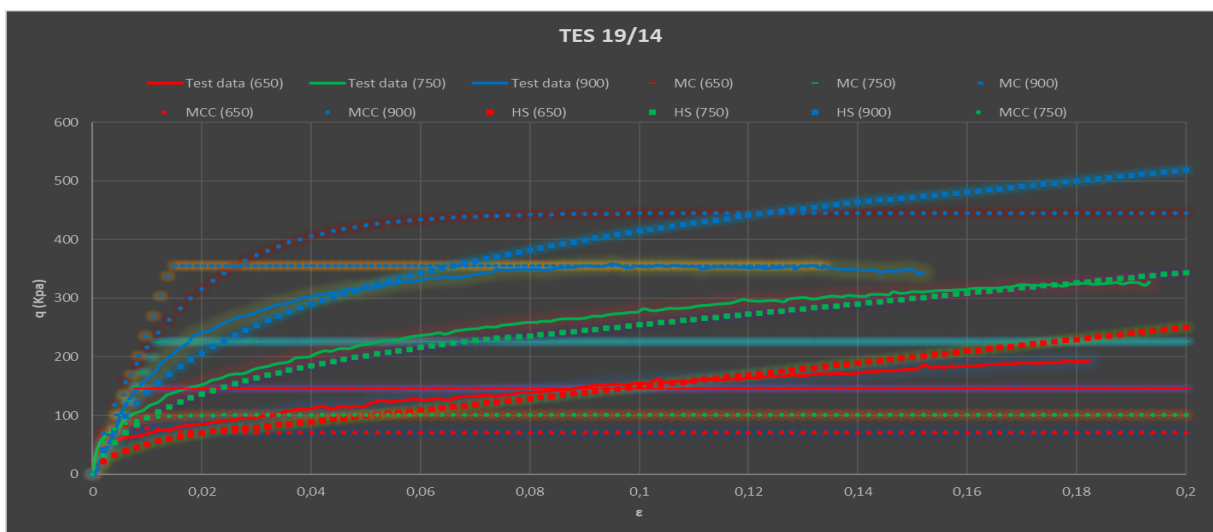


Figura 97: Resultado de la modelización de la muestra TES 19-14

Como puede comprobarse en las modelizaciones realizadas, el modelo constitutivo de tipo Hardening Soil es el que mejor se ajusta a los resultados obtenidos en los ensayos

triaxiales. Este modelo muestra un buen ajuste en casi todos los modelos realizados, siendo este ajuste sensiblemente mejor para bajas deformaciones unitarias (inferiores al 5%), si bien el ajuste se mantiene de manera aceptable hasta un 8-10 %. El modelo de tipo Cam Clay modificado apenas si muestra un buen ajuste para deformaciones unitarias inferiores al 2%, separándose sensiblemente para deformaciones mayores.

7.2.- Modelización de una prueba de carga estática en micropilote.

Una vez comprobada la aplicabilidad de los modelos propuestos para estudiar el comportamiento de las muestras ensayadas bajo condiciones triaxiales, cabría estudiar la aplicabilidad de esta metodología y de esta modelización en situaciones reales (mucho menos controladas que en el laboratorio). De esta manera, podemos comprobar hasta qué punto es aplicable este tipo de modelizaciones sobre estos terrenos arcillosos.

Como aplicación práctica para comprobar la utilidad de las modelizaciones planteadas, se ha realizado una modelización de una prueba de carga estática axial real realizada por la empresa Sergeycó Andalucía sobre un micropilote.

El micropilote objeto de estudio se ejecutó en una de las localizaciones en las que se habían tomado muestras sobre las que se realizaron ensayos triaxiales y ensayos edométricos (muestras TES 19-13 hasta TES 27-13). A partir de estos ensayos se determinaron los parámetros para los diferentes modelos constitutivos del terreno con el objetivo de comparar el comportamiento real con el teórico establecido para cada uno de estos modelos.

El ensayo de carga estática se realizó mediante la aplicación de escalones de carga crecientes a la cabeza de un micropilote de 245 mm de diámetro y 20 m de longitud gracias a la acción de un cilindro hidráulico apoyado sobre un sistema de vigas que aportaban la reacción necesaria (figura 98).

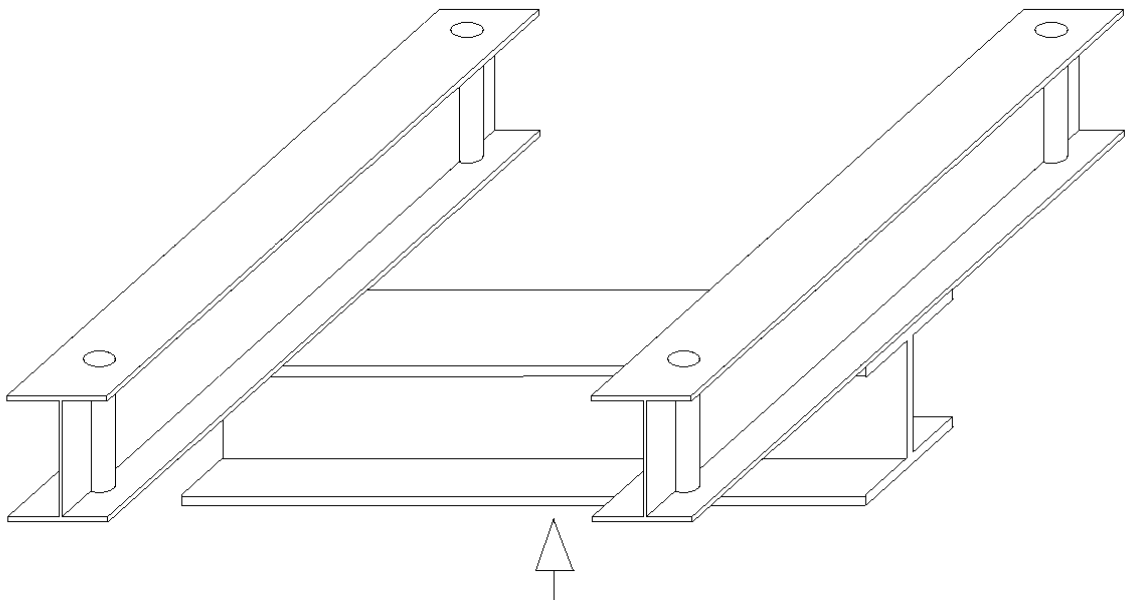
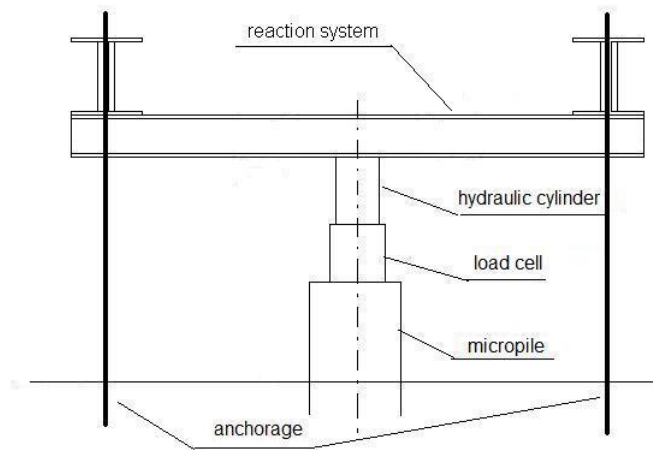


Figura 98: Vista esquemática del sistema utilizado para la realización de la prueba de carga axial.

El sistema de vigas diseñado para aportar la reacción necesaria se ancló al terreno mediante cuatro anclajes empleando barras de tipo GEWI® con sus correspondientes tuercas y se niveló de manera que no se produjesen excentricidades en el sistema y las cargas fueran perfectamente axiales (Figura 99).



Figura 99: Vista del sistema de reacción colocado sobre los cuatro anclajes.

Una vez que el sistema de reacción se instaló, comenzó la ejecución del ensayo. En este caso se optó por realizar un ensayo de tipo MLT (*Maintained Load Test*). Esto significa que para cada escalón, la carga se mantuvo hasta que los asentamientos medidos sobre el micropilote se observaron estables. El ensayo se realizó en dos fases. La primera consistió en llevar el micropilote hasta su carga máxima de servicio realizando a continuación un ciclo de descarga. La segunda fase consistió en cargar el micropilote hasta su carga máxima de diseño tras lo cual se realizó una descarga final. La deformación en la cabeza del micropilote se midió mediante tres micrómetros con una precisión de 0,01 mm situados sobre un marco de referencia y midiendo las deformaciones en la cabeza del pilote. Este marco externo de referencia se apoyó en el terreno a una distancia de 1 m respecto del centro del micropilote (Figura 100) para evitar la posible influencia de los asentamientos en el terreno alrededor del micropilote.



Figura 100: Vista del sistema de medida de los asientos en la cabeza del micropilote.

Los datos obtenidos en el ensayo realizado se registraron para cada uno de los escalones de carga/descarga y pueden comprobarse en la tabla 27.

CICLO	CARGA (KN)	ASIENTO (mm)
	50	0
Primer ciclo de carga	184	-0,37
	368	-2,2866667
	552	-3,8433333
	736	-4,7066667
	552	-4,0066667
Primer ciclo descarga	368	-3,2566667
	184	-2,4466667
	50	-0,8033333
	919	-5,9533333
2º Ciclo carga	982	-6,9066667
	919	-6,2633333
2º Ciclo descarga	736	-5,3133333
	552	-4,4
	368	-3,4033333
	184	-2,43
	50	-1,4333333

Tabla 27: Deformaciones medidas durante el ensayo para cada escalón de carga.

Para el análisis mediante elementos finitos del ensayo de carga sobre el micropilote, se realizó un modelo axil simétrico utilizando para ello el software Plaxis 2D (figura 101).

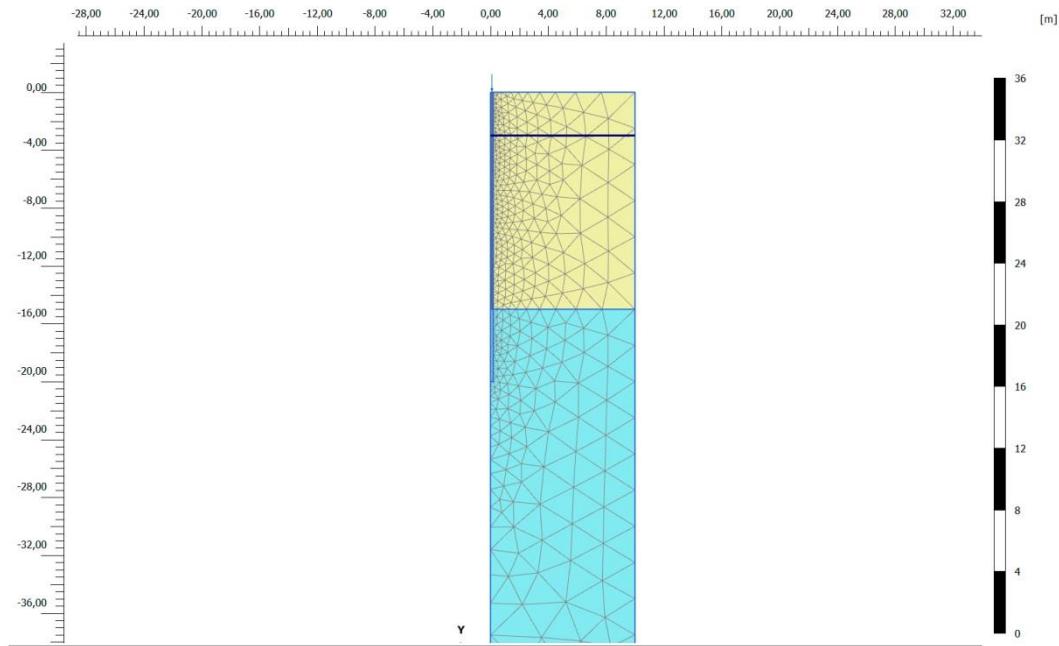


Figura 101: Imagen del modelo planteado

Un modelo axil simétrico (Figura 102) se utiliza para modelizar estructuras de sección circular en las que las cargas se desarrollan alrededor del eje central cuando se asume que las deformaciones y el estado tensional será equivalente en cualquier dirección radial (Plaxis 2014). Este es exactamente el caso de un ensayo de carga axial como el que se modeliza.

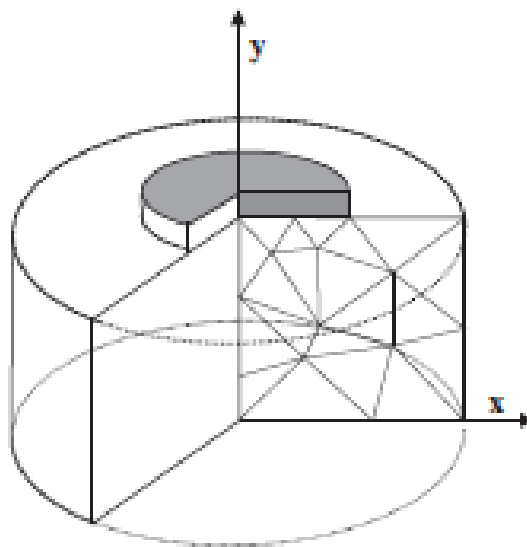


Figura 102: Ejemplo de modelo axil simétrico (Plaxis 2014)

Para el ensayo que se analiza, se procedió a modelizar la respuesta del micropilote bajo la acción de los diferentes escalones de carga. Esa modelización se realizó para los modelos constitutivos de terreno de tipo Morh Coulomb, Cam Clay Modificado y Hardening Soil. Los resultados obtenidos para cada uno de los diferentes modelos constitutivos pueden consultarse en la tabla 28 y la figura 103.

CICLO	CARGA (KN)	Ensayo real	ASIENTO (mm)		
			Morh Coulomb	Cam Clay modificado	Hardening Soil
Primer ciclo de carga	50	0	0	0	0
	184	-0,37	-0,75	-0,62	-0,78
	368	-2,29	-1,81	-1,60	-1,87
	552	-3,84	-2,922	-2,65	-3,02
	736	-4,71	-4,149	-3,89	-4,29
Primer ciclo descarga	552	-4,01	-3,116	-3,13	-3,27
	368	-3,26	-2,078	-2,25	-2,23
	184	-2,45	-1,016	-1,27	-1,30
	50	-0,80	-0,7544	-0,75	-0,96
2º Ciclo carga	919	-5,95	-5,582	-5,28	-5,85
	982	-6,91	-6,202	-5,93	-6,70
2º Ciclo descarga	919	-6,26	-5,848	-5,67	-6,15
	736	-5,31	-4,819	-4,88	-5,12
	552	-4,40	-3,78	-3,95	-4,08
	368	-3,40	-2,715	-2,96	-3,03
	184	-2,43	-1,605	-1,91	-1,98
	50	-1,43	-1,281	-1,30	-1,66

Tabla 28: Valores obtenidos en la modelización para los diferentes modelos constitutivos del terreno empleados.

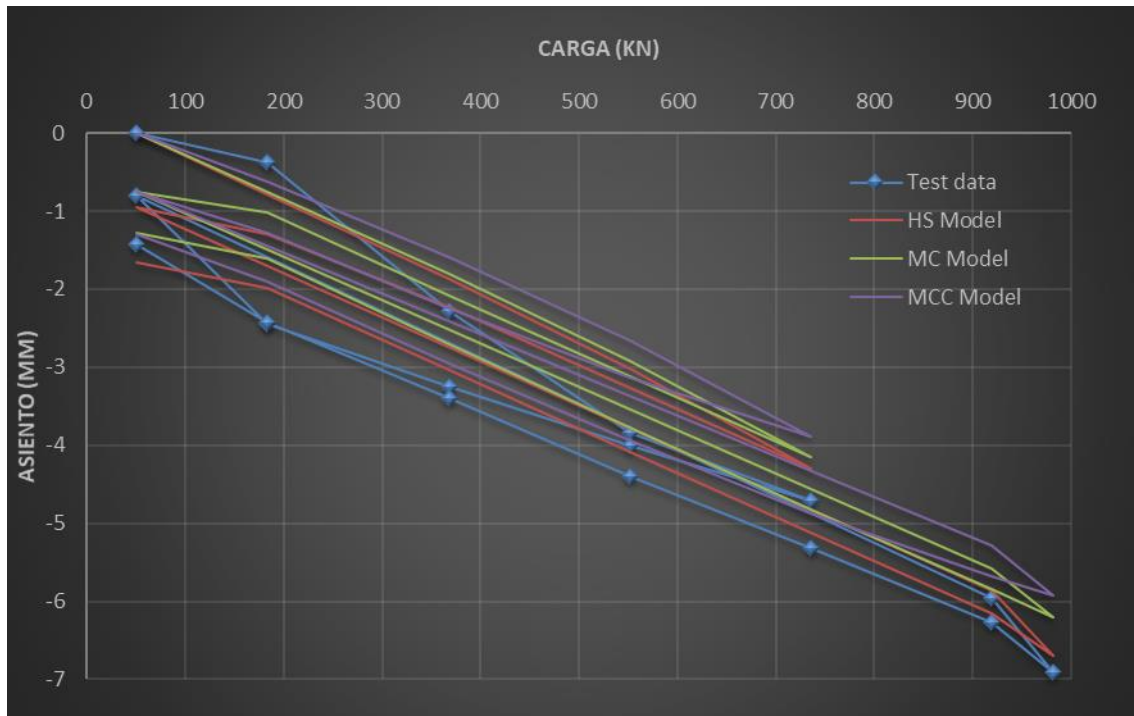


Figura 103: Resultados de los modelos analizados frente a los resultados obtenidos en el ensayo real. Nótese la proximidad del modelo Hardening Soil con los resultados reales.

Como puede observarse en la figura 103, las gráficas obtenidas para los diferentes modelos constitutivos analizados muestran una geometría similar, aunque con un ajuste desigual entre ellos. Los modelos de tipo Mohr Coulomb y el modelo de tipo Cam Clay modificado muestran valores de asentamientos sensiblemente inferiores a los reales mientras que el modelo de tipo Hardening soil muestra valores en el segundo ciclo de carga muy parecidos a los valores realmente medidos en el ensayo. Los valores estimados para el modelo Hardening Soil sólo se separan de los valores reales en 0,21 mm, lo que supone un 3% de la deformación total medida en la cabeza del micropilote.

Estas diferencias son algo mayores en el primer ciclo de carga. Esto se debe a que el micropilote y el propio sistema de aplicación de la carga presentan deformaciones de acomodación al nuevo estado tensional cuando se aplica la primera carga, lo que provoca deformaciones algo mayores de las que el modelo prevé. Este fenómeno, una vez reajustado el sistema, desaparece y no se observa en el segundo ciclo de carga.

8. CONCLUSIONES

8.1.- Introducción y revisión bibliográfica.

La presente tesis desarrolla una profunda investigación sobre un tipo muy concreto de materiales arcillosos: aquellos pertenecientes a la fracción arcillosa del Flysch del Campo de Gibraltar, más concretamente aquellos pertenecientes a las unidades Algeciras y Aljibe. Estos materiales presentan problemas a la hora de ser muestreados ya que se trata de materiales que se encuentran en el límite entre suelos duros y rocas blandas (Roje-Bonacci 1998). Esto hace que los toma-muestras habitualmente utilizados para extraer muestras inalteradas en suelos (por ejemplo, el toma-muestras de pared gruesa) no se puedan utilizar para obtener muestras en estos materiales o presenten importantes limitaciones. Esta dificultad a la hora de realizar muestreos, ha llevado a que la mayor parte de los estudios realizados sobre materiales de tipo Flysch se hayan llevado a cabo desde la perspectiva de la mecánica de rocas en lugar de la de la mecánica de suelos (Mišćević & Vlastelica 2014; Marinos & Hoek 2001; Cano 2016), obviando el estudio de los materiales arcillosos del Flysch.

Desde un punto de vista estrictamente geológico, los principales trabajos realizados en los materiales sobre los que se desarrolla la presente tesis, fueron los realizados por Didon en su tesis doctoral de 1969 (Didon 1969) y sus trabajos posteriores (Didon 1973). Más recientemente, se han realizado estudios estructurales detallados de las distintas unidades del complejo del Campo de Gibraltar (Luján 2000; Luján 2006; Luján 2018)

Sin embargo, desde un punto de vista geotécnico, los principales trabajos realizados se han desarrollado en relación con la futura obra de interconexión entre el continente europeo y africano por parte de las dos sociedades estatales, la española SECEGSA y la marroquí SNED. Estas dos sociedades han realizado un buen número de campañas de muestreo tanto en tierra como en la parte sumergida de la futura infraestructura y han acumulado una buena cantidad de datos de los materiales sobre los que atravesará el futuro enlace. Toda la información disponible fue recopilada y analizada en la tesis doctoral realizada por Muñiz en 2015 (Muñiz 2015).

Para la redacción de la presente tesis, se han realizado ensayos sobre un total de 82 muestras. Estas muestras han sido sometidas a una batería de ensayos para su completa caracterización.

8.2.- Caracterización fisicoquímica de las muestras ensayadas.

Sobre la totalidad de las muestras obtenidas, se han realizado ensayos de identificación y clasificación según diferentes estándares (USCS, PG-3 y AASHTO). A partir de estos ensayos, se ha podido comprobar que las muestras presentan un elevado porcentaje de finos (valor medio = 69.92%, desviación típica 10.39%). Por su parte, respecto a los

límites de Atterberg, las muestras presentan valores medios de límite líquido de 38.19, mientras que el índice de plasticidad medio se sitúa en el 17.05

Los suelos analizados se clasifican en su mayor parte como arcillas inorgánicas de baja plasticidad. Tan sólo 5 de las muestras analizadas se clasificaron como arcillas de alta plasticidad (CH), una muestra como una grava arcillosa (GC), once como arenas arcillosas (SC) y seis como limos. En lo que a la clasificación AASHTO se refiere, la inmensa mayoría de las muestras se clasificaron como A-6 (68%), algunas como A-7-6 (30 %) y muy pocas como A-2-& (2%). Por su parte, la clasificación según el artículo 330 del Pliego general de Prescripciones Técnicas (PG3), muestra cómo casi la totalidad de las muestras se clasificaron como Tolerables (92%) frente a aquellas que se clasifican como Marginales (7%) o Adecuados (1%).

Además de la clasificación ingenieril de los suelos, se han realizado ensayos de difracción de rayos X para conocer la mineralogía de los suelos presentes. A partir de los difractogramas obtenidos en los ensayos realizados, se puede concluir que el mineral que aparece con mayor frecuencia es el cuarzo, seguido de la Illita y el clinocloro. En algunas muestras aparecen porcentajes de calcita en torno al 20 %, si bien en la mayoría de las muestras el contenido es sensiblemente inferior (porcentaje medio de calcita = 10.75%). Otros minerales que aparecen con menor concentración en las muestras serían la Albita, la montmorillonita, y la dolomita; apareciendo como minerales accesorios la Beidellita, paligorskita, fluorapatito, chamosita y nontronita.

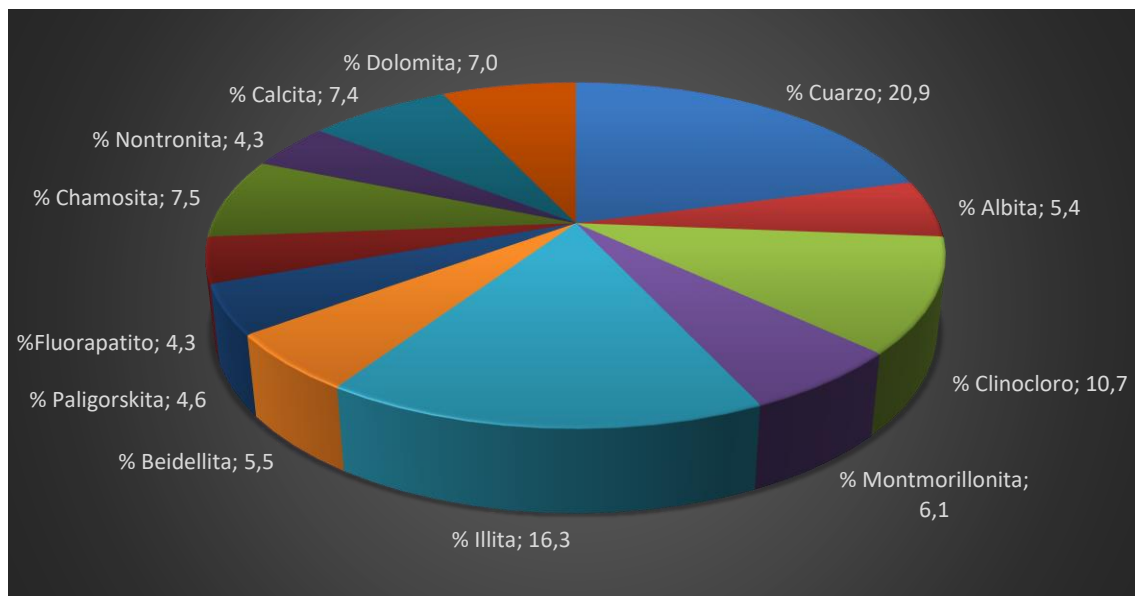


Figura 104: Composición mineralógica promedio para las muestras analizadas.

Por otro lado, sobre las muestras obtenidas, se procedió a realizar una serie de análisis mediante microscopía electrónica de barrido para conocer la textura de los agregados minerales existentes. En las imágenes obtenidas, se puede comprobar como las muestras presentan una textura muy abierta, con una geometría laminar muy marcada para los granos de filosilicatos y muy redondeada para los granos de cuarzo. Además,

apenas se aprecian en las imágenes clastos carbonatados, en consonancia con el bajo porcentaje de carbonatos determinado en las muestras analizadas. Esta textura explica algunos aspectos fundamentales del comportamiento de estos materiales. Por un lado, la estructura observada, muy abierta, permite la entrada de agua y por tanto el desarrollo de fenómenos expansivos. Este fenómeno, junto con la presencia de montmorillonita, como acabamos de ver, justifica la moderada expansividad de estos suelos que se observa en las muestras ensayadas. Por otro lado, en las imágenes obtenidas mediante microscopía electrónica y en los ensayos químicos realizados, se ha podido constatar un bajo porcentaje de carbonatos en este tipo de materiales. Es precisamente por este bajo contenido en carbonatos que no se puede considerar este como un aspecto estructurante de estos suelos y que, por tanto, no resulta determinante en lo que a sus propiedades mecánicas se refiere.

8.3.- Caracterización mecánica de las muestras ensayadas.

Para el estudio de las propiedades mecánicas de los suelos objeto de estudio, se han realizado 52 ensayos de consolidación unidimensional en edómetro y un total de 57 ensayos triaxiales (en su mayoría de tipo CU). A partir de los ensayos realizados, se han establecido las propiedades resistentes de los materiales, en términos de cohesión y ángulo de rozamiento para definir la envolvente de rotura según un modelo de tipo Mohr Coulomb. Además, se han establecido los parámetros necesarios para definir un modelo de tipo Cam Clay Modificado y un modelo de tipo Hardening Soil. En general, los ensayos triaxiales realizados muestran valores muy variables en lo que a la cohesión se refiere (valores desde 0 hasta 150 kPa) mientras que los valores del ángulo de rozamiento se muestran mucho más homogéneos (valor medio = 26.75°; desviación típica = 8.30).

A partir de los ensayos triaxiales realizados, se comprueban varios aspectos importantes del comportamiento de este tipo de suelos. Primero, se puede comprobar cómo el comportamiento de los suelos al representar los ensayos triaxiales en el espacio p-q es fundamentalmente hiperbólico. Además, se comprueba que existe una correlación lineal importante en los valores obtenidos para la presión media (p) y la presión desviadora (q) en el punto de rotura para cada una de las probetas ensayadas (figura 79). Por otro lado, los ensayos realizados muestran un endurecimiento progresivo conforme progresa la deformación. Este endurecimiento es observable para todas las presiones de confinamiento utilizadas en los ensayos realizados, si bien es más nítida para las presiones de confinamiento más altas (ver figura 80). Este comportamiento dúctil progresivo es de gran importancia a la hora de analizar el comportamiento de estos materiales ya que van a condicionar las deformaciones conforme va progresando la rotura.

Relacionado con este último hallazgo, es importante resaltar el comportamiento de la presión de poros en los ensayos realizados. Por lo general, en dichos ensayos se observa

como la presión de poro aumenta al avanzar los primeros estadios de los ensayos hasta alcanzar un valor máximo (generalmente entre el 2 y el 6 % de deformación). A partir de este máximo, la presión de poro comienza a descender incluso cuando la presión vertical efectiva aún continúa aumentando. En la mayor parte de los ensayos, para valores altos de deformación unitaria la presión de poro llega a presentar valores negativos (especialmente para los valores más bajos de presión de confinamiento).

Por último, un aspecto importante que se ha constatado al analizar los ensayos triaxiales realizados es la diferencia en el ángulo de rozamiento interno obtenido según la metodología utilizada. Los ensayos realizados se analizaron de dos maneras en lo que al cálculo del rozamiento interno se refiere, a saber: calculando la pendiente a la envolvente de Mohr – Coulomb y a la vez, calculando el valor de M (pendiente de la línea de estado crítico en el espacio p - q). A partir de ambas pendientes se puede calcular el ángulo de rozamiento, pero los valores obtenidos distan notablemente. Por lo general, se ha comprobado que los valores obtenidos a partir de la tangente de la línea de estado crítico son alrededor de un 12 % superiores a aquellos calculados a partir de la pendiente de la envolvente de Mohr – Coulomb. Además, aunque en ambos casos los valores se pueden ajustar a una distribución normal, en el caso de la línea de estado crítico los valores se encuentran más agrupados en torno al valor central con una menor dispersión (Figura 77).

8.4.- Bondad del ajuste de los diferentes modelos constitutivos empleados.

Una vez caracterizados y parametrizados los suelos, se ha procedido a la modelización mediante elementos finitos de los propios ensayos triaxiales. Estos modelos, realizados empleando el software Plaxis 2D, se han realizado para un total de 15 ensayos triaxiales, simulando numéricamente las condiciones reales de los ensayos realizados. Dichos modelos, se han realizado para los tres tipos de modelos constitutivos estudiados, a saber: Modelo Mohr – Coulomb, modelo Cam Clay modificado y modelo Hardening Soil. En cada uno de los modelos realizados, se ha representado los datos reales obtenidos en el ensayo y los valores teóricos obtenidos para cada uno de los citados modelos constitutivos en el espacio tensión desviadora – deformación unitaria (Figuras de la 83 a la 97).

A partir de los modelos realizados para cada una de las 15 muestras analizadas, se puede comprobar que el modelo constitutivo de tipo Hardening soil es claramente el que mejor se ajusta a los resultados obtenidos en los ensayos. Este tipo de modelos presenta por lo general una buena correlación para todas las muestras, siendo este ajuste mejor para deformaciones unitarias por debajo del 5%. A partir del 5% de deformación el ajuste es algo peor, aunque se mantiene razonablemente aceptable hasta valores del 8-10 %. Además, este tipo de modelo presenta un endurecimiento progresivo con la deformación similar al que se puede observar en los datos experimentales.

Por su parte, los modelos de tipo Cam Clay modificado sólo muestran un cierto ajuste para valores de la deformación unitaria por debajo del 2%. Respecto de los modelos Morh – Coulomb, muestran una cierta coincidencia con los datos experimentales en la rama elástica del comportamiento si bien subestiman la deformación para cargas bajas (del orden del 20 % de la carga de rotura) y la sobrestiman una vez que se alcanza el punto de fluencia.

8.5.- Representatividad de los modelos en el caso real de una prueba de carga axial sobre un micropilote.

Como comprobación final, se ha procedido a la modelización de un ensayo de carga axial real realizado sobre un micropilote. Dicho micropilote se ejecutó sobre materiales arcillosos en una de las localizaciones muestreadas y ensayadas (muestras TES 19-13 a la TES 27-13) con un diámetro de 245 mm y una longitud de 20 m. El ensayo realizado sobre dicho micropilote consistió en la aplicación de una serie de escalones de carga con un ciclo de descarga-recarga intermedio.

Para realizar la comparación de los valores experimentales con los teóricos, se procedió a la modelización de dicha prueba de carga mediante un modelo de elementos finitos de tipo axil-simétrico (Figura 103). Dicho modelo se realizó para cada uno de los modelos constitutivos del terreno planteados (Morh – Coulomb, Cam Clay modificado y Hardening Soil) y se procedió a representar los resultados obtenidos para cada tipo de modelo junto a los valores experimentales realmente medidos.

Los resultados obtenidos en las modelizaciones realizadas constatan lo siguiente:

- El mejor ajuste se obtiene para el modelo de tipo Hardening Soil. Para este modelo, las deformaciones máximas obtenidas distan de las observaciones reales en 0.21 mm, lo que suponen un 3% de diferencia. Se comprueba por tanto que, para deformaciones unitarias bajas, el modelo Hardening Soil representa con fidelidad el comportamiento real de este tipo de suelos.
- Los modelos de tipo Cam Clay modificado y Morh Coulomb muestran resultados significativamente peores que los de tipo Hardening Soil. Para el caso del modelo de tipo Morh Coulomb la diferencia en la deformación máxima es algo superior, siendo aún mayor para el caso del modelo Cam Clay modificado.
- El ajuste en todos los modelos es peor para el primer ciclo de carga que para el segundo. Esto es habitual en la práctica y se interpreta como deformaciones asociadas a la puesta en carga del sistema de reacción más que como deformaciones reales del micropilote. Precisamente por este motivo, los ensayos se plantean en dos ciclos de carga con una descarga intermedia.

8.6.- Aspectos de interés para investigaciones futuras.

La presente tesis doctoral ha permitido obtener una mejor comprensión del comportamiento de este tipo de suelos así como de su propia naturaleza. Ahora bien, como en cualquier otra investigación, los hallazgos obtenidos en la presente tesis dan pie a continuar con posibles futuras líneas de investigación y suponen un oportuno punto de partida de nuevas investigaciones. A continuación, se detallan las futuras líneas por las que podría progresar la investigación aquí iniciada.

- Durante el desarrollo de esta tesis se han realizado un buen número de ensayos sobre muestras arcillosas de tipo Flysch. En concreto, todas las muestras analizadas pertenecen a las unidades del Complejo del Campo de Gibraltar, a saber, la unidad Algeciras y la unidad del Aljibe. Parece claro que el siguiente paso debería ser realizar campañas de ensayos similares en el resto de unidades del complejo para verificar su analogía física, química y/o mineralógica y establecer si el resto de unidades pueden responder a modelos de comportamiento similares a los aquí expuestos. Cabría pensar que, debido a su similitud mineralógica y química, podrían tener comportamientos similares, pero es algo que deberá abordarse en futuras líneas de investigación.
- Por otro lado, en los trabajos realizados para la presente tesis, se ha podido comprobar que el modelo de tipo Hardening Soil es el que mejor se adapta al comportamiento real de este tipo de terrenos, al menos para deformaciones unitarias por debajo del 10 %. Esto es un ajuste más que razonable para la inmensa mayoría de las infraestructuras que se puedan desarrollar sobre este tipo de terrenos, ya que las infraestructuras rara vez soportan deformaciones unitarias importantes. Sin embargo, para el estudio de algunos fenómenos en los que sí que se desarrollen grandes deformaciones (por ejemplo, inestabilidades de ladera), será necesario investigar qué otro tipo de modelo puede ajustar mejor el comportamiento de este tipo de suelos.
- Los modelos desarrollados en la tesis han comprobado su eficacia en estados tensionales equiparables a los que se producen en una célula triaxial. Así, los modelos realizados para los propios ensayos triaxiales muestran buenos ajustes, al igual que ocurre con el modelo realizado para el caso de una prueba de carga axial sobre un micropilote. Sin embargo, sería necesario comprobar la bondad de este ajuste para otros estados tensionales diferentes como, por ejemplo, situaciones de deformación radial como ocurriría en el interior de un túnel. Para ello, puede ser interesante realizar campañas de ensayos presiométricos y modelizar dichos ensayos (al fin y al cabo, son ensayos de expansión radial) y comprobar el ajuste entre esos ensayos y los modelos.

- Por último, respecto de las diferencias encontradas a la hora de estimar el ángulo de rozamiento según se calcule como la pendiente a la línea de rotura en un modelo de tipo Mohr Coulomb o a partir de la pendiente de la línea de estado crítico, sería importante ahondar en estas diferencias y encontrar la aplicación práctica de cada una de estas metodologías.

9. BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO. 1986. "Standard specification for transportation materials and methods of sampling and testing: Part I. Specifications".
- AENOR. 2001. "EUROCÓDIGO 7: Proyecto geotécnico. Parte 2: Proyecto asistido por ensayos de laboratorio".
- AENOR. 2002. "UNE-ENV 1997-3:2002. Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico. Parte 3: Proyecto asistido por ensayos de campo".
- Arbanas, Ž.; Grošić, M. and Briški, G. 2008. "Behaviour of Engineered Slopes in Flysch Rock Mass." In *Proceedings of the 1st Southern Hemisphere International Rock Mechanics Symposium (SHIRMS)*, edited by Australian center for Geotechnics, 403-504. Perth. DOI: https://doi.org/10.36487/ACG_repo/808_07
- Arteaga, Carlos, Juan Blánquez Pérez, and Lourdes Roldán. 2015. "Consideraciones paleogeográficas en la bahía de Algeciras. Acerca de un posible tsunami en la Carteia romana (San Roque, Cádiz)", *Cuaternalario y Geomorfología*, 29: 137. DOI: <https://doi.org/10.17735/cyg.v29i1-2.31978>
- ASTM Standards, D18.07. 2011. "Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)".
- Aydin, A., A. Ozbek, and I. Cobanoglu. 2004. "Tunnelling in difficult ground: a case study from Dranaz tunnel, Sinop, Turkey", *Engineering Geology*, 74: 293-301. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2004.04.003>
- Azañón, J. M.; Azor, A.; Yesares, J.; Tsige, M.; Mateos, R. M.; Nieto, F.; Delgado, J.; López-Chicano, M.; Martín, W.; Rodríguez-Fernández, J. 2010. "Regional-scale high-plasticity clay-bearing formation as controlling factor on landslides in Southeast Spain", *Geomorphology*, 120: 26-37. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2009.09.012>
- Benito, Belén, Jorge Gaspar-Escribano, A. Rivas-Medina, Sandra Ruiz, Luis Cabañas, and Jose Manuel Solares. 2017. *Actualización de Mapas de Peligrosidad Sísmica de España 2012*. Centro Nacional de Información Geográfica (CNIG). DOI: [10.7419/162.05.2017](https://doi.org/10.7419/162.05.2017)
- Cano, M. & Tomás, R. 2016. "Proposal of a New Parameter for the Weathering Characterization of Carbonate Flysch-Like Rock Masses: The Potential Degradation Index (PDI)", *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49: 2623 - 40. DOI: <https://doi.org/10.1007/s00603-016-0915-2>
- Carranza-Torres, C., Brent Corkum, Evert Hoek, and Carlos Carranza-Torres. 2002. *Hoek-Brown failure criterion - 2002 Edition*.
- Consejería de Obras Públicas y Vivienda, Junta de Andalucía. 2012. "Plan de Ordenación del Territorio de ámbito subregional del Campo de Gibraltar." In. Sevilla: Junta de Andalucía.
- Didon, J., Paris Université de, and sciences Faculté des. 1969. "Etude géologique du Campo de Gibraltar (Espagne méridionale)".

- Didon, Jean, Michel Durand-Delga, and Jacques Kornprobst. 1973. "Homologies géologiques entre les deux rives du détroit de Gibraltar", *Bulletin de la Société Géologique de France*, S7-XV: 77-105.
- Dounias, G.; Pantelidis, P.; Marinos, P.; Vaughan, P. 1996. "Landslide reactivation in Flysch colluvial at the Evinos dam site." In *Proceedings of the 7th International Symposium on Landslides: Glissements de terrain* edited by K. Senneset, 201 - 06. Trondheim: Balkema.
- Duarte, Joao, Nicolas Riel, Chiara Civiero, Filipe Rosas, Wouter Schellart, Jaime Almeida, Sonia Silva, and Pedro Terrinha. 2019. "Delamination of oceanic lithosphere in SW Iberia: a key for subduction initiation?", *Geophysical Research Abstracts*, Vol. 21, EGU2019-6001, 2019
- El Ouahabi, Meriam, L. Daoudi, and Nathalie Fagel. 2014. "Preliminary mineralogical and geotechnical characterization of clays from Morocco: application to ceramic industry", *Clay Minerals*, 49: 35-51.
- Esteras, M. 2000. "Nota sobre la clausura del Pozo de Bolonia." In.: SECEG.
- Fomento, Ministerio de. 2002a. "Guía de Cimentaciones de Obras de Carretera." In, edited by Dirección General de Carreteras. Madrid.
- Fomento, Ministerio de. 2002b. "Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02)." In. Madrid: Ministerio de Fomento.
- Gallego Herrera, F. 1929. "Anteproyecto del tubo bajo el estrecho de Gibraltar."
- Gavala, J. 1924. "Mapa geológico de la provincia de Cádiz." In *MAGNA*, edited by IGME. Madrid: IGME.
- Gutiérrez-Mas, JM.; García, J.; Luján, M.; Sánchez, A. 2016. "Geología del Campo de Gibraltar." In.: Sociedad Geológica de España.
- Hamoumi, N. 1995a. "Les ensembles géologiques de subsurface dan la région du puits Malabata: Etude sédimentologique et géochimique, essai de corrélation." In. IV Coloquio internacional sobre el enlace fijo del Estrecho de Gibraltar. Sevilla.
- Hamoumi, Naima. 1995b. "Les ensembles géologiques de subsurface dans la région du Puits Malabata : Etude sédimentologique et géochimique- Essai de corrélation".
- He, Manchao. 2014. "Latest progress of soft rock mechanics and engineering in China", *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 6.
- Ibáñez de Ibero, C. 1952. "El túnel del Estrecho de Gibraltar. Presente y porvenir de la empresa." In.: Instituto de estudios africanos.
- Jevenois, P. 1927. "El túnel submarino del Estrecho de Gibraltar." In. Madrid: Ed. Voluntad.
- Kanji, Milton Assis. 2014. "Critical issues in soft rocks", *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 6: 186-95.
- Lamas, F. . 2003. "Influencia del contenido de carbonatos en las características resistentes de materiales margosos usados en la construcción de núcleos impermeables de presas.", Universidad de Granada.

- Lertxundi, A., R. Bernal, G. Ruiz, and S. Sánchez-Rodríguez. 2014. "Geotechnical characterization and correlations obtained in Flysch units." in Conference: EUROCK2014.
- Lopez Geta, J.A. et al. 2005. *Atlas hidrogeológico de la provincia de Cádiz*. Diputación de Cádiz.
- Luján, M., J. C. Balanyá, and A. Crespo-Blanc. 2000. "Contractional and extensional tectonics in Flysch and Penibetic units (Gibraltar Arc, SW Spain): New constraints on emplacement mechanisms", *Comptes Rendus de l'Academie de Sciences - Serie Ila: Sciences de la Terre et des Planetes*, 330: 631-37. DOI: [https://doi.org/10.1016/S1251-8050\(00\)00200-7](https://doi.org/10.1016/S1251-8050(00)00200-7)
- Luján, M., A. Crespo-Blanc, and J. C. Balanyá. 2006. "The Flysch Trough thrust imbricate (Betic Cordillera): A key element of the Gibraltar Arc orogenic wedge", *Tectonics*, 25. DOI: <https://doi.org/10.1029/2005TC001910>.
- Luján, M., F. J. Lobo, M. Bruno, and S. de Castro. 2018. "Morpho-stratigraphic features of the northern shelf of the Strait of Gibraltar: Tectonic and sedimentary processes acting at different temporal scales", *Continental Shelf Research*, 162: 13-26. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.csr.2018.04.005>
- M. Smith, Ian, D. Griffiths, and Lee Margetts. 2014. *Programming the Finite Element Method*. Ed. Wiley. ISBN: 978-1-119-97334-8.
- Malaj, Ardita, Ilda Rusi, Anastas Meço, Danjel Faca, and Skender Allkja. 2017. "The Characterization of Flysch Rock in Albania with Field and Laboratory Testing", *Procedia Engineering*, 191: 104-11. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.05.160>
- Manzano, F. J., Lamas, F. & Azañón J.M. 2020. "La geotecnia como factor condicionante en grandes infraestructuras: el enlace fijo Europa – África". *Ciudad y Territorio, estudios territoriales*. Vol. LII, Nº 206, invierno 2020. Págs. 739-752. DOI: <https://doi.org/10.37230/CyTET.2020.206>
- Manzano, F. J., Lamas, F. & Azañón J.M. 2022 "Overconsolidated Flysch-type clays. engineering considerations for the strait of gibraltar tunnel project". *Soils and Rocks*. (Pte. publicación)
- Marinos, P., and E. Hoek. 2001. "Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as Flysch", *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 60: 85-92. DOI: <https://doi.org/10.1007/s100640000090>
- Marinos, V. 2010. "New proposed GSI classification charts for weak or complex rock masses". *Bulletin of the Geological Society of Greece*. 43. 1248. DOI: <https://doi.org/10.12681/bgsg.11301>
- Martín-Ramos, J.D. 2004. "X-Powder, a software package for powder X-ray diffraction analysis".
- McManis, K., Arman, A. 1986. "Sampling and testing in stiff crustal clays", *Geotechnical Special Publication ASCE*, 2.

- Mikoš, M., A. Petkovšek, and B. Majes. 2009. "Mechanisms of landslides in over-consolidated clays and Flysch: Activity scale and targeted region: National", *Landslides*, 6: 367-71. DOI: <https://doi.org/10.1007/s10346-009-0171-6>
- Miščević, Predrag, and Goran Vlastelica. 2014. "Impact of weathering on slope stability in soft rock mass", *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 6. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2014.03.006>
- Muir Wood, David. 1991. "Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics". *Cambridge University Press*. DOI: <https://doi.org/10.1017/CBO9781139878272>
- Muir Wood, David. 2004. "Geotechnical modelling". Taylor and Francis. DOI: <https://doi.org/10.1201/9781315273556>
- Muñiz, M. 2015. "Unidades geotécnicas del futuro enlace fijo a través del Estrecho de Gibraltar: Recopilación de datos históricos, caracterización geotécnica y modelización de ensayos presiométricos en medio anisótropo", Universidad Complutense de Madrid.
- Palomba, M.; Russo, G.; Amadini, F.; Carrieri, G., Jain A.R. 2013. "Chenani-Nashri Tunnel, the longest road tunnel in India: a challenging case for design-optimization during construction." In *World Tunnel Congress 2013. Underground - the way to the future!*, edited by G Anagnostou, & Ehrbar, H, 964-71. Geneva: Taylor & Francis Group.
- Pánek, Tomáš, Jan Hradecký, Jozef Minár, Oldrich Hungr, and Radek Dušek. 2009. "Late Holocene catastrophic slope collapse affected by deep-seated gravitational deformation in Flysch: Ropice Mountain, Czech Republic", *Geomorphology*, 103: 414-29. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2008.07.012>
- Peña Boeuf, A. 1956. "El paso a través del Estrecho de Gibraltar", *Revista de Obras Públicas*, 104: 264-69.
- Perucho, A., Díez, Juan Antonio, Muñiz, Mauro, Cano, Herminia, Ruiz, José M^a. 2015. "Caracterización geotécnica mediante ensayos in situ y de laboratorio de algunas formaciones geológicas presentes en la traza de la Futura Conexión Fija entre España y Marruecos a través del estrecho de Gibraltar", *Ingeniería Civil*, 79.
- Plaxis. 2014. "Plaxis 2D Anniversary Edition reference Manual."
- Plaxis. 2018. "Plaxis 2D Material Models Manual."
- Ramos Muñoz, José. 2012. "El Estrecho de Gibraltar como puente para las sociedades prehistóricas". *Editorial La Serranía*.
- Roje-Bonacci, T. 1998. "Parameter changes after weathering of soft rock in Flysch", *The geotechnics of hard soils - soft rocks. Proceedings of the second international symposium on hard soils-soft rocks, Naples, October 1998. (Two volumes)*. 799-804.
- Roscoe, K. H., and John Burland. 1968. On the Generalized Stress-Strain Behavior of Wet Clays.
- Roscoe, K. H.; Schofield. 1963. "Mechanical behaviour of an idealised "wet" clay." In *European conference on Soil Mechanics and foundation Engineering*, 47-54. Wiesbaden: Deutsche Gesellschaft für Erd-und Grundbau e.V.

- Ruiz Cruz, M.D. & Rodríguez Jiménez, P. 1996. "Contribución de la mineralogía y geoquímica de arcillas al análisis de procedencia en los Flysch del Campo de Gibraltar", *Geogaceta*, 20: 1484-87.
- Sales, D.; Nevot, E. 2006. "Diagnóstico ambiental del medio acuático y evaluación de la contaminación acústica en el Campo de Gibraltar." In, edited by *Consejería de Medio Ambiente de la Junta de Andalucía. Puerto Real (Cádiz)*: Consejería de Medio Ambiente de la Junta de Andalucía
- Schanz, T; Vermeer, P.A.; Bonnier, P.G. 1999. "The hardening Soil model: Formulation and verification." in, *Beyond 2000 in Computational Geotechnics - 10 years of Plaxis International* (Balkema: Rotterdam).
- Schofield, A.N. 1993. "Original Cam-Clay." In *International Conference on Soft Soil Engineering*. Guangzhou.
- SECEG (1981). "Estudio monográfico sobre la geología del Estrecho de Gibraltar". *Informe interno*. Madrid.
- SECEG (1983). "1ª Campaña de sondeos mecánicos de reconocimiento en los flysch del campo de Gibraltar". *Informe geológico. Informe técnico*. Madrid.
- SECEG (1984). "Boletín informativo de la Sociedad española de estudios para la comunicación fija a través del estrecho de Gibraltar". Madrid.
- SECEG (1990). "Mapa tectónico del arco de Gibraltar". Madrid.
- SECEG (1991). "Campaña de sondeos cortos 91". *Informe de desarrollo*. Periodo agosto-noviembre 1991. *Informe técnico*. Madrid.
- SECEG (1992). "Campaña-test de sondeos cortos Pholas-92". *Informe de desarrollo. Informe técnico*. Madrid.
- SECEG (1994a). "Campaña de sondeos marinos cortos KT-94. Buque oceanográfico Kommandor Therese. Informe geológico". *Informe técnico*. Madrid.
- SECEG (1994b). "Campaña oceanográfica Kommandor Therese-94". *Informe de desarrollo*. Madrid.
- SECEG (1994c). "Campañas de sondeos marinos cortos SN-91 y PH-92". *Informe geológico*. Madrid.
- SECEG (1994d). "Pozo experimental de Bolonia. Datos geológicos". *Informe técnico*. Madrid.
- SECEG (1994e). "Pozo experimental de Bolonia. Recopilación de los datos de la auscultación". *Informe técnico*. Madrid.
- SECEG (1995). "Campaña de sondeos marinos profundos BV-95. Buque oceanográfico Bavenit". *Informe técnico*. Madrid.
- SECEG (1996). "Enlace fijo del Estrecho de Gibraltar. Vol. 1 - Medio físico, 118 pp." *Informe técnico*. Madrid.
- SECEG (1997a). "Campaña Bucantaur-97 de sondeos profundos en el estrecho de Gibraltar. Informe de desarrollo". *Informe técnico*. Madrid.

- SECEG (1997b). "Campaña Bucentaur-97 de sondeos profundos en el estrecho de Gibraltar". *Informe geológico. Informe técnico*. Madrid.
- SECEG (1998). "Mapa geológico del estrecho de Gibraltar. Orilla Norte. Escala 1:100.000. 1ª Edición".
- SECEG (1999a). "Campaña Norskald-98 de sondeos profundos en el estrecho de Gibraltar". *Informe de desarrollo. Informe técnico*. Madrid.
- SECEG (1999b). "Campaña Norskald-98 de sondeos profundos en el estrecho de Gibraltar". *Informe Geológico*. Madrid.
- SECEG (2000). "Nota sobre la clausura del Pozo de Bolonia". In *Esteras (Ed.), Informe técnico*. Madrid.
- SECEG (2001). "Informe sobre los ensayos getécnicos realizados sobre muestras de las diferentes formaciones geológicas presentes en el estrecho de Gibraltar". *Informe técnico*. Madrid.
- SECEG (2003). "Memoria del mapa geológico del estrecho de Gibraltar Escala 1:25.000. Orilla Norte". Madrid.
- SECEG (2008). "Mapa geológico del Estrecho de Gibraltar. Orilla Norte. Escala 1:100.000: 2ª Edición revisada". SECEG; SNED
- Studer, B. 1827. "Geognostische Bemerkungen uber einige Theile der nordlichen Alpenkette", *Zeitschr. fur Mineralogie*, 1: 1-52.
- Velasco, C. 2016. "Historia documental de los proyectos de enlace fijo del Estrecho de Gibraltar". SECEGSA.
- Vera Torres, J.A. 2004. "Geología de España". *Instituto Geológico Minero de España*.
- Vidal, Joaquín, Luis Cáceres Puro, Manuel Abad, Francisco Muñoz, M. L. González-Regalado, Clive Finlayson, Geraldine Finlayson, Darren Fa, Jose Rodriguez-Llanes, and Geoffrey Bailey. 2011. "The recorded evidence of AD 1755 Atlantic tsunami on the Gibraltar coast", *Journal of Iberian Geology*, 37: 177. DOI:[10.5209/rev_JIGE.2011.v37.n2.7](https://doi.org/10.5209/rev_JIGE.2011.v37.n2.7)

Índice de figuras

<i>Figura 1: Vista de los materiales tipo Flysch en la ensenada de Getares (Algeciras, Cádiz).....</i>	<i>14</i>
<i>Figura 2: Vista e interpretación geológica del frente de excavación del túnel Chenari – Nashi en el momento del colapso. A la izquierda, fotografía del frente de excavación en el momento del colapso y a la derecha interpretación geológica de dicho frente (Palomba 2013)</i>	<i>16</i>
<i>Figura 3: Mapa y corte geológico del túnel de Draznaz (Aydinet al. 2004).....</i>	<i>16</i>
<i>Figura 4: Clasificación de la dureza de las rocas en función de su resistencia a compresión simple (Kanji 2014).....</i>	<i>18</i>
<i>Figura 5: Carta de plasticidad de muestras arcillosas del Flysch (El Ouahabi et al. 2014)</i>	<i>19</i>
<i>Figura 6: Sostenimientos empleados en el pozo de Bolonia (Pliego 1992).....</i>	<i>20</i>
<i>Figura 7: Socavón junto al brocal del pozo de Bolonia el 24 de enero de 2000 (Esteras 2000).....</i>	<i>21</i>
<i>Figura 8: Plano geológico con indicación de la traza de la galería experimental de Tarifa (Sandoval 2012). La longitud total del túnel es de 572 m.</i>	<i>21</i>
<i>Figura 9: Sección esquemática de la galería experimental de Tarifa (SECEG 2013).....</i>	<i>22</i>
<i>Figura 10: A la izquierda, croquis con la ubicación de los pernos de convergencia instalados en la galería. A la derecha, instrumentación instalada (células de presión total y extensímetros).</i>	<i>22</i>
<i>Figura 11: Esquema geológico del pozo y galerías de Malabata (Muñiz 2015).</i>	<i>23</i>
<i>Figura 12: Descripción del puente y del proceso constructivo según Dimasqui (Velasco 2016).....</i>	<i>24</i>
<i>Figura 13: Boceto del posible puente colgante sobre el Estrecho de Gibraltar propuesto por Peña Boeuf (Velasco, 2016).....</i>	<i>25</i>
<i>Figura 14: Sección transversal en fase final (SECEG 2013).....</i>	<i>26</i>
<i>Figura 15: Localización del Complejo de Flysch en el entorno de la Cordillera Bético - Rifeña (Gutiérrez-Mas 2016).....</i>	<i>27</i>
<i>Figura 16: Mapa de pendientes (Fuente: REDIAM)</i>	<i>28</i>
<i>Figura 17: Red hidrográfica del Campo de Gibraltar (Fuente: REDIAM)</i>	<i>29</i>
<i>Figura 18: Temperatura media mensual (°C) en el Campo de Gibraltar (Fuente: REDIAM).....</i>	<i>29</i>
<i>Figura 19: Pluviometría media anual (mm) en el Campo de Gibraltar (Fuente: REDIAM)</i>	<i>30</i>
<i>Figura 20: Esquema tectónico de la cordillera Bética (Vera Torres 2004).....</i>	<i>31</i>
<i>Figura 21: Mapa tectónico del Arco de Gibraltar (SECEG 1990).....</i>	<i>33</i>
<i>Figura 22: Estratigrafía de las unidades del Campo de Gibraltar (Vera Torres 2004)</i>	<i>36</i>
<i>Figura 23: Acuíferos existentes en la provincia de Cádiz (Lopez Geta 2005)</i>	<i>38</i>
<i>Figura 24: Vista de la desembocadura del Río Palmones.....</i>	<i>39</i>
<i>Figura 25: Terremotos registrados en los últimos 10 años (Manzano et al. 2020)</i>	<i>40</i>
<i>Figura 26: Mapa de peligrosidad sísmica (NCSE-02).....</i>	<i>41</i>
<i>Figura 27: Mapa de peligrosidad sísmica (Benito et al. 2013)</i>	<i>42</i>
<i>Figura 28: Equipo de sondeos RL-400 perteneciente a la empresa SERGEYCO trabajando en las instalaciones de la Autoridad Portuaria Bahía de Algeciras.....</i>	<i>46</i>
<i>Figura 29: Tomamuestras de pared gruesa (www.juferma.com)</i>	<i>47</i>
<i>Figura 30: Corona y tubo de PVC interior para batería triple (www.juferma.com).....</i>	<i>47</i>
<i>Figura 31: Localización de las muestras obtenidas (Modificado de Vera Torres 2004).....</i>	<i>48</i>
<i>Figura 32: Diferentes estados de un suelo de grano fino</i>	<i>50</i>
<i>Figura 33: Sistema de clasificación unificada de suelos (ASTM Standards 2011).....</i>	<i>51</i>
<i>Figura 34: Clasificación de suelos PG-3 en función de su plasticidad.....</i>	<i>53</i>
<i>Figura 35: Ejemplo de difractograma obtenido.....</i>	<i>57</i>
<i>Figura 36: Imagen obtenida mediante MEB. En la imagen de la izquierda la flecha señala el fósil de un foraminífero. En la imagen de la derecha, se puede observar la estructura típica de filosilicatos.....</i>	<i>58</i>
<i>Figura 37: Gráfico de Casagrande mostrando los resultados obtenidos en los ensayos realizados para determinar los límites de Atterberg.....</i>	<i>63</i>
<i>Figura 38: Difractograma muestra TES-011-13.....</i>	<i>63</i>

Figura 39: Difractograma muestra TES-003-12.....	64
Figura 40: Difractograma muestra TES-003-13.....	64
Figura 41: Difractograma muestra TES-004-13.....	64
Figura 42: Difractograma muestra TES-005-13.....	65
Figura 43: Difractograma muestra TES-006-13.....	65
Figura 44: Difractograma muestra TES-007-13.....	65
Figura 45: Difractograma muestra TES-008-13.....	66
Figura 46: Difractograma muestra TES-009-13.....	66
Figura 47: Difractograma muestra TES-009-13.....	66
Figura 48: Difractograma muestra TES-001-12.....	67
Figura 49: Superposición de los difractogramas de todas las muestras analizadas.....	67
Figura 50: Composición mineralógica de las muestras ensayadas mediante difracción de rayos X.	68
Figura 51: Resultados de los ensayos de fluorescencia de RX para cada muestra ensayada.....	70
Figura 52: Imagen de microscopía electrónica, muestra TES-01-12.....	71
Figura 53: Imagen de microscopía electrónica, muestra TES-02-12.....	71
Figura 54: Imagen de microscopía electrónica, muestra TES-03-12. Se puede comprobar la textura bastante abierta de las muestras.	71
Figura 55 Imagen de microscopía electrónica, muestra TES-04-12. En la imagen de la izquierda puede observarse uno de los escasos microfósiles detectados en las imágenes obtenidas (círculo rojo). En la imagen de la derecha se puede observar la estructura habitual de los filosilicatos.	72
Figura 56: Imagen de microscopía electrónica, muestra TES-013-12. En ambas imágenes se pueden observar los agregados habituales de filosilicatos y granos de cuarzo.	72
Figura 57: Vista de un grano de filosilicatos. Obsérvese en la superficie la existencia de algunos microfósiles (círculos rojos).	73
Figura 58: Valores obtenidos en los ensayos edométricos realizados. Las líneas horizontales muestran los valores promedio de lambda y kappa.	77
Figura 59: Superficie de fluencia Mohr Coulomb en el espacio de tensiones principales ($c' = 0$). Tomado de (Plaxis 2018)	80
Figura 60: Comportamiento de un suelo en un modelo de tipo Mohr – Coulomb.....	81
Figura 61: Línea de estado crítico (CSL) y línea de consolidación isotrópica (ncl); (Lamas 2003).....	82
Figura 62: Línea de estado crítico (CSL) (a) e intersección de la curva de rotura con la línea $q/p' = \eta$ (b y c) (Muir Wood 1991)	83
Figura 63: Relación entre la tensión desviadora y la deformación unitaria en un ensayo triaxial drenado (Schanz 1999)	85
Figura 64: Gráfico mostrando porcentajes de grava, arena y finos en las muestras ensayadas.	93
Figura 65: Histograma para los valores obtenidos del límite líquido. Se ha superpuesto la distribución normal ajustada para los valores obtenidos.	94
Figura 66: Distribución normal para los valores obtenidos de peso específico seco (en kN/m^3).....	94
Figura 67: Gráfico mostrando los diferentes grupos de la clasificación unificada de suelos con sus porcentajes de aparición.	95
Figura 68: Gráfico mostrando los diferentes grupos de la clasificación AASHTO y sus porcentajes.	95
Figura 69: Gráfico mostrando los diferentes grupos de la clasificación AASHTO y sus porcentajes.	96
Figura 70: Gráfico mostrando la mineralogía determinada para cada muestra analizada mediante DRX.	97
Figura 71: Gráfico mostrando la composición de elementos traza para las diferentes muestras ensayadas.....	97
Figura 72: Gráfico mostrando los valores de rotura para las diferentes muestras ensayadas.	98
Figura 73: Histograma y distribución normal para los valores obtenidos de Lambda en los ensayos edométricos realizados.....	99

Figura 74: Histograma y distribución normal para los valores obtenidos de Kappa en los ensayos edométricos realizados..... 99

Figura 75: Histograma y distribución normal para los valores obtenidos de índice de huecos en los ensayos edométricos realizados. 100

Figura 76: Gráfico mostrando la relación existente entre los coeficientes Lambda y kappa de los ensayos edométricos realizados..... 101

Figura 77: Histograma normalizado y distribución normal para los valores del ángulo de rozamiento interno calculados como la pendiente de la línea de estado crítico (azul) o de la envolvente de Morh (rojo). 103

Figura 78: Gráfico mostrando la relación existente entre el ángulo de rozamiento según se calcule como la tangente de la línea de estado crítico (φ_{CSL}) o como la tangente de la envolvente de Morh (φ_{MC}).. 104

Figura 79: Gráfico q vs p', mostrando los puntos de rotura obtenido en cada ensayo realizado. 104

Figura 80: Gráfico q frente a la deformación (valores medios de los ensayos realizados)..... 105

Figura 81: Trayectoria de tensiones en el espacio p' - q (valores medios en los ensayos realizados) 105

Figura 82: Valores medios del incremento de la presión de poro en los ensayos realizados para las diferentes presiones de confinamiento (rojo para 650 kPa; verde para 750 kPa y azul para 900 kPa). .. 106

Figura 83: Resultado de la modelización de la muestra TES 01-12 108

Figura 84: Resultado de la modelización de la muestra TES 11-12 108

Figura 85: Resultado de la modelización de la muestra TES 12-12 108

Figura 86: Resultado de la modelización de la muestra TES 22-12 109

Figura 87: Resultado de la modelización de la muestra TES 24-12 109

Figura 88: Resultado de la modelización de la muestra TES 28-12 109

Figura 89: Resultado de la modelización de la muestra TES 35-12 110

Figura 90: Resultado de la modelización de la muestra TES 02-13 110

Figura 91: Resultado de la modelización de la muestra TES 03-13 110

Figura 92: Resultado de la modelización de la muestra TES 23-13 111

Figura 93: Resultado de la modelización de la muestra TES 24-13 111

Figura 94: Resultado de la modelización de la muestra TES 36-13 111

Figura 95: Resultado de la modelización de la muestra TES 10-14 112

Figura 96: Resultado de la modelización de la muestra TES 13-14 112

Figura 97: Resultado de la modelización de la muestra TES 19-14 112

Figura 98: Vista esquemática del sistema utilizado para la realización de la prueba de carga axial..... 114

Figura 99: Vista del sistema de reacción colocado sobre los cuatro anclajes. 115

Figura 100: Vista del sistema de medida de los asientos en la cabeza del micropilote..... 116

Figura 101: Imagen del modelo planteado..... 117

Figura 102: Ejemplo de modelo axil simétrico (Plaxis 2014) 117

Figura 103: Resultados de los modelos analizados frente a los resultados obtenidos en el ensayo real. Nótese la proximidad del modelo Hardening Soil con los resultados reales. 119

Figura 104: Composición mineralógica promedio para las muestras analizadas. 121

Índice de tablas

Tabla 1: Acuíferos presentes en el Campo de Gibraltar (Lopez Geta 2005)	37
Tabla 2: Normativa empleada para ensayos de laboratorio	43
Tabla 3: Clases de calidad de muestras de suelo para ensayos de laboratorio	45
Tabla 3: Normativa utilizada para la realización de los ensayos de laboratorio	49
Tabla 4: Criterios de clasificación AASHTO (AASHTO 1986)	54
Tabla 5: Normas empleadas para los ensayos químicos.	56
Tabla 6: Principales características del equipo empleado.	59
Tabla 8: Resultados de los ensayos de identificación y clasificación de las muestras ensayadas	62
Tabla 9: Resumen de los resultados obtenidos, siendo w =humedad natural (%); F_c =contenido en finos (%); LL = Límite líquido; LP = Límite plástico; IP =índice de plasticidad; γ' =Peso específico aparente y γ_d =Peso específico seco	62
Tabla 10: Composición mineralógica de las muestras analizadas.....	68
Tabla 11: Resultados de los ensayos químicos y de fluorescencia de RX.....	69
Tabla 12: Resultados obtenidos en los ensayos triaxiales realizados.....	75
Tabla 13: Valores de los coeficientes λ y κ obtenidos y del índice de poros inicial en los ensayos realizados	76
Tabla 14: Resultados de los ensayos edométricos realizados.	77
Tabla 15: Parámetros necesarios para definir un modelo de tipo Morh - Coulomb.....	81
Tabla 16: Parámetros necesarios para definir un modelo de tipo Cam Clay	84
Tabla 17: Parámetros necesarios para definir un modelo de tipo Hardening Soil	87
Tabla 18: Valores de cohesión y ángulo de rozamiento interno efectivos obtenidos de los ensayos triaxiales realizados	88
Tabla 19: Resumen de los valores obtenidos.....	88
Tabla 20: Parámetros obtenidos para el modelo Cam Clay	90
Tabla 21: Resumen parámetros obtenidos para el modelo Cam Clay	90
Tabla 22: Parámetros obtenidos para el modelo Hardening soil	92
Tabla 23: Resumen parámetros obtenidos para el modelo Hardening Soil	92
Tabla 24: Resumen de los resultados obtenidos.....	93
Tabla 25: Resumen de los resultados de los ensayos triaxiales y edométricos realizados.	98
Tabla 26: Ángulo de rozamiento obtenido mediante cada uno de los métodos descritos.	103
Tabla 27: Deformaciones medidas durante el ensayo para cada escalón de carga.....	116
Tabla 28: Valores obtenidos en la modelización para los diferentes modelos constitutivos del terreno empleados.	118