



Universidad de Jaén

Escuela Politécnica Superior de Linares

Trabajo de Fin de Grado

**Análisis Lito-Geotécnico del
Mioceno Superior en la
Provincia de Jaén**

Alumna: Soraya Campos Campos

Tutor: Julio Antonio Calero González

Cotutor: Mario Sánchez Gómez

Depto.: Geología

Septiembre, 2019

AGRADECIMIENTOS	4
1. RESUMEN.....	5
ABSTRACT	5
2. INTRODUCCIÓN	6
2.1. El estudio lito-geotécnico del suelo	6
2.2 El mioceno superior	6
2.2.1. <i>Significación geotécnica del mioceno superior de la Cobertera Tabular del Alto Guadalquivir</i>	6
2.2.2. <i>Características geológico-geotécnicas de las margas</i>	8
2.3. <i>La caracterización geotécnica</i>	10
3. OBJETIVOS	11
3.1 Objetivos Generales	11
3.2 Objetivos Específicos.....	11
4. MATERIAL Y ENSAYOS	13
4.1 Material	13
4.1.1 <i>Situación geográfica de la zona estudiada</i>	13
4.1.2 <i>Contexto geológico de la zona estudiada</i>	15
4.1.3 <i>Toma de muestras para el laboratorio</i>	20
4.2 Ensayos	21
4.2.1 <i>Análisis granulométrico de las muestras</i>	21
4.2.2. <i>Límite Líquido</i>	23
4.2.3 <i>Límite Plástico</i>	25
4.2.4 <i>Ensayo de presión de hinchamiento y consolidación unidimensional con edómetro</i> . 26	
4.2.5 <i>Ensayo de corte directo con drenaje</i>	28
4.2.6 <i>Análisis mineralógico mediante difracción de Rayos X</i>	30
4.2.7 <i>Análisis de fábrica con microscopio electrónico de barrido (SEM)</i>	32
5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	33
5.1. Parámetros geotécnicos básicos: clasificación, límites y densidad relativa de las partículas sólidas.	33
5.2. Parámetros geotécnicos: consolidación, presión de hinchamiento, corte directo y compresión simple.	36

5.3. Mineralogía	46
5.4. Discusión.....	53
6. CONCLUSIONES.	56
7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	59
ANEXOS.....	63

AGRADECIMIENTOS

A Julio Antonio Calero González Y Mario Sánchez Gómez, por darme la increíble oportunidad de trabajar con ellos. Sin su ayuda, guía, conocimientos y trabajo no habría sido posible la realización de este trabajo.

Gracias a ti, Israel Mellado García, tu trabajo, tus conocimientos y sobretodo, tu gran experiencia personal han sido claves para la comprensión de la problemática surgida en la zona de estudio.

Dar mi especial agradecimiento a Iván Plaza Félix por su paciencia, su implicación total, por sus conocimientos y su gran apoyo los cuales han sido claves para la finalización del mismo. Gracias amigo y suerte en tu futuro, estoy segura de que serás un gran profesor.

A mi familia, sin ellos no habría llegado donde hoy estoy. Gracias a su apoyo y ánimo incondicional bajo cualquier circunstancia.

A mis amigos más cercanos y a mi pareja, por el apoyo fundamental recibido durante este último periodo, siendo un empujón esencial para lograr el fin de esta etapa de mi vida.

1. RESUMEN

El objetivo de este trabajo es la determinación de las propiedades geotécnicas de muestras recogidas en el término de Lupión, situado al Noroeste de la Provincia de Jaén, compuestas por materiales blandos (margas) del Mioceno Superior.

Se han caracterizado problemas geotécnicos del terreno en la zona de estudio que han afectado gravemente a las infraestructuras, ocasionando pérdidas económicas de consideración.

Se ha ubicado geográficamente la zona, comentando el contexto geológico de la misma en relación con los problemas detectados. Posteriormente, se expone con detalle las propiedades geotécnicas generales y composición de las margas, estudiada mediante difracción de rayos X y microscopio electrónico de barrido, junto con los problemas que han ocasionado. Para finalizar, se discutirán los problemas geotécnicos detectados en la zona en base a los resultados obtenidos en los distintos ensayos, con el objetivo de ayudar en la planificación de futuras actuaciones.

ABSTRACT

The objective of this work was to study the geotechnical properties of several samples from the Lupión Municipality (Northwest Jaén), composed of soft materials (marls) from the Upper Miocene.

Geotechnical problems of soils, which have seriously affected human infrastructures, causing considerable economic losses, have been characterized.

The study area has been geographically located, highlighting its geological context in relation to the problems described. Then, the general geotechnical properties of soils and the marl composition, studied by X-ray diffraction and scanning electron microscope, are discussed in detail, together with the problems they have caused. Finally, the geotechnical problems detected in the area have been explained based on the results of the geotechnical and compositional tests, with the aim of assisting in the planning of future actions.

2. INTRODUCCIÓN

2.1. El estudio lito-geotécnico del suelo

Los estudios litogeotécnicos, geológico-geotécnicos o de ingeniería geológica son herramientas muy interesantes desde el punto de vista de la ingeniería civil y, como tal, se han empleado desde hace tiempo, y en diversas partes del mundo. Destacan los estudios litogeotécnicos pioneros de Terzaghi y Peck (1948), Smart (1966), Young y Warkentin (1975) y Grabowska-Olzevska (1984) en la caracterización de la fábrica microscópica, la composición mineralógica mediante difracción de rayos-X (DRX) y las propiedades mecánicas de suelos y sedimentos de interés en ingeniería civil. Estos trabajos, y otros posteriores, establecen la relación entre las propiedades microscópicas del suelo (microscopía electrónica de barrido -SEM- y DRX) y las características geotécnicas como deformabilidad, consolidación, resistencia a la rotura, expansividad, colapsabilidad, etc., siempre en referencia al tipo de formación geológica donde se encuentran.

Estos estudios pueden orientarse, desde un punto de vista sistemático, a una determinada zona, en cuyo caso hablamos de atlas litogeotécnico. Estos incluyen la mayor parte (o al menos, las más importantes geotécnicamente hablando) de las formaciones geológicas de la zona considerada. Ejemplos de atlas litogeotécnicos serían el estudio de Bouch (2006) de los materiales de la cuenca de Londres, Anderson (2006) en diversos tipos de rocas y sedimentos de Dakota del Norte, Kalkan y Bayraktutan (2008) en el norte de Turquía, Mutlutürk y Balcioglu (2015) o Una et al. (2015). Otras veces, los estudios son de un alcance más reducido (aunque muchas veces de mayor detalle) y se dirigen a formaciones litológicas concretas (*i.e.* sedimentos glacio-lacustres: Ito y Azam, 2009) o a problemáticas geotécnicas específicas (*i.e.* arcillas expansivas: Shi et al., 2002; Azam et al., 2013; también se dirigen a colapsos (Mehdi Momeni et al., 2012).

2.2 El mioceno superior

2.2.1. Significación geotécnica del mioceno superior de la Cobertera Tabular del Alto Guadalquivir

La Provincia de Jaén tiene una marcada entidad geológica que la identifica y la caracteriza. Esta entidad es el valle del Alto Guadalquivir que, coincide prácticamente con

la parte oriental de la Cuenca del Guadalquivir. El Alto Guadalquivir, así considerado, está constituido por varias franjas o dominios geológicos, con unas propiedades litológicas, estructurales y de relieve, afines, lo que le confiere unas cualidades geotécnicas particulares para cada una de ellas.

Una de los dominios geológicos más extensos, y a su vez problemático, es lo que se denomina Cobertera Tabular, que está coronado por un relleno de sedimentos de edad Miocena (Martínez del Olmo y Martín-Sánchez, 2019), poco o nada deformados (p.e. Sánchez-Gómez et al., 2014). Estos materiales miocenos presentan una gran abundancia de margas y lutitas muy plásticas que han ocasionado, ocasionan, y es previsible que sigan ocasionando serios problemas a las infraestructuras viarias (Carpena et al., 2017). En este sentido, algunos de los tramos litológicos de la secuencia miocena, debido a su mineralogía presentan propiedades peculiares de plasticidad, granulometría y expansividad, que ocasionan una de las tasas mayores de incidencias de la comarca.

La zona de estudio se justifica por los daños observados en las infraestructuras y concretamente en las carreteras JV-3042 y JV-3045, ocasionadas en las intersecciones con los arroyos y barrancos. Dichos daños están relacionados con la interacción de las lluvias con los procesos de alteración que afectan a las rocas del Mioceno superior. Fuera de las infraestructuras viarias, asociados a estos materiales, se observan fenómenos geomorfológicos de erosión y deslizamientos generalizados, que parecen no haberse tenido en cuenta a la hora del diseño de las infraestructuras.

La buena exposición del Mioceno superior en los barrancos de la zona de estudio permite una precisa ubicación geológica de las muestras, por lo que servirán de referencia a todos los materiales de la misma edad dentro del Alto Guadalquivir. Esto es especialmente importante si tenemos en cuenta que los materiales del Mioceno superior, suponen un altísimo porcentaje de los que afloran en todo el valle y por ende la provincia de Jaén, que incluyen no solo la parte superior de la Cobertera Tabular en el margen norte, sino gran parte de las Unidades del Guadalquivir y cuencas intramontañosas situadas en el margen sur del valle.

2.2.2. Características geológico-geotécnicas de las margas

La marga es un tipo de roca sedimentaria de origen marino y lacustre compuesta principalmente por calcita y arcilla, además, desde un punto de vista petrológico, también es de origen detrítico, con características bien definidas. Predominan en las formaciones montañosas del Mesozoico y son bastante frecuentes en la mitad suroriental de la Península Ibérica (Sistema Ibérico, Cordillera Bética), en Francia y en otros países (Vera, 2004).

Las margas presentan una variedad de propiedades tecnológicas y aplicaciones de gran interés para la industrial, las cuales proviene de sus características mineralógicas y genéticas. Pero desde un punto de vista geotécnico, las margas dan lugar a terrenos con una alta inestabilidad, sobre todo en aquellos con arcillosos expansiva (Lamas et al., 2002). Pero también son frecuentes las surgencias de agua, por lo que es frecuente la presencia de deslizamientos gravitacionales, de tamaño variable, en sus taludes. De ahí la importancia del estudio de sus propiedades geotécnicas en obras civil y publica. (Maquaire et al., 2003; Plaza et. al., 2009).

Las margas poseen un tamaño de grano inferior a 2 μm , siendo las arcillas el componente mineralógico más importante, en cuanto a sus propiedades geotécnicas (Figura 2.1). Mineralógicamente hablando, las arcillas están compuestas básicamente por aluminosilicatos hidratados, integrándose en el grupo de los filosilicatos o silicatos laminares (Velde y Barre, 2010). Todos los filosilicatos pueden considerarse como arcillas si se encuentran dentro de dicho rango de tamaños, incluso minerales no pertenecientes al grupo de los filosilicatos (cuarzo, feldespatos, etc.) pueden ser considerados partículas arcillosas cuando están incluidos en un sedimento arcilloso y sus tamaños no superan los 2 μm .

Las arcillas son productos de la meteorización de los silicatos que se hidrolizan en el medio exógeno a partir de mayores presiones y temperaturas. Por ello son constituyentes esenciales de gran parte de los suelos y sedimentos. Es imprescindible conocer la estructura de los filosilicatos para obtener más información acerca de sus características puesto que las propiedades de las arcillas dependen de las características de las mismas, de sus propiedades físico-químicas y su morfología (Karathanasis, 2002).

Los suelos arcillosos expansivos contienen filosilicatos que tienen el potencial de hincharse y encogerse bajo cambios en los contenidos de humedad. Los fenómenos cíclicos de mojado-secado pueden causar una deformación progresiva de suelos arcillosos expansivos, que pueden afectar, en nuestro caso, a obras civiles. (Kalkan, 2011).

Estudios previos de margas Miocenas, como los elaborados por Plaza et. al. (2009), muestran que son materiales que con un elevado porcentaje de finos. Salvo las costras carbonatadas, que suponen un porcentaje de material relativamente bajo en peso, la práctica totalidad del material restante pasa por el tamiz 200 (0,075 mm). Pertenecen a la clase de textura franca, con una cantidad equivalente de limo del 35% y arcilla 20%. Observando la mineralogía de la fracción < 2 mm (tierra fina), los minerales predominantes fueron los filosilicatos (47%) junto a los carbonatos (31% de calcita, coherente con los carbonatos analíticos especificados anteriormente), seguidos de cantidades moderadas de cuarzo 16%, feldespato y óxidos de hierro(<5%). Del análisis de DRX se concluye que la esméctica era el mineral más abundante en la marga. Por último, desde el punto de vista microestructural, las margas de Plaza et al. (2009) mostraban bajo fotografía SEM una importante agregación y floculación en la fábrica en todas las unidades de fábrica (macroagregado, microagregado y agrupaciones y dominios de arcilla), lo que probablemente indicaban un grado medio-alto de consolidación.

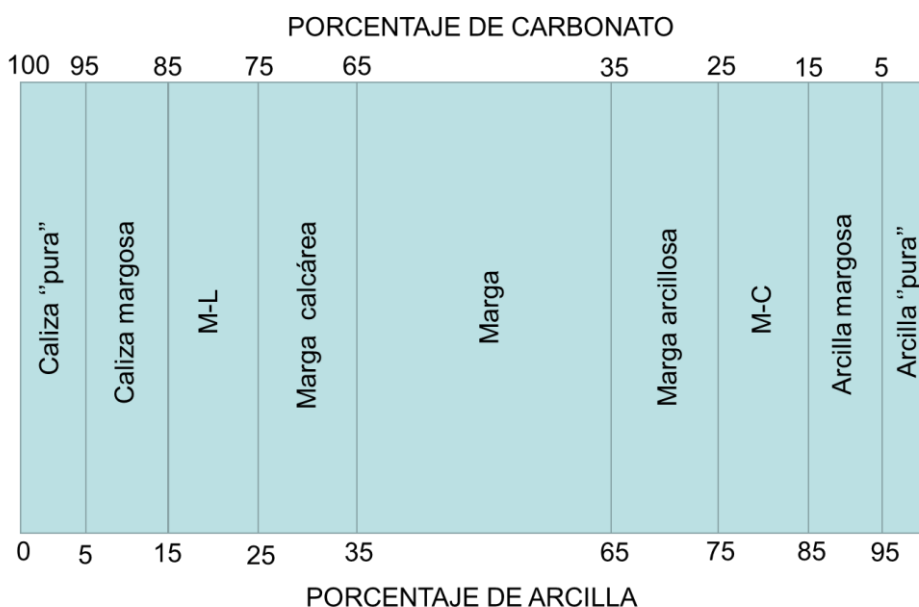


Fig. 2.1. Clasificación litológica de las margas (Pettijohn, 1963)

2.3. La caracterización geotécnica

Para conocer exactamente las características geotécnicas del suelo, se deben realizar ensayos esenciales como lo son la clasificación granulométrica y los límites de Atterberg, límite líquido, a partir del cual obtendremos la humedad contenida del suelo amasado con agua destilada por el procedimiento del aparato de Casagrande (Norma UNE 103 103) y límite plástico con el objetivo de definir la humedad más baja con la que puede formarse cilindros de suelo de 3 mm de diámetro (Norma UNE 103 104). Con los datos de los dos límites se estima el índice de plasticidad haciendo la diferencia entre ellos.

Desde un punto de vista geotécnico, las margas miocenas estudiadas por Plaza et. al. (2009), se caracterizaron por media-alta plasticidad, con límites líquidos comprendidos entre 40 y 70.. Estas margas se comportan como suelos con características cohesivas. Estos materiales forman una cobertera de alteración de cierta potencia que pueden, y de hecho dan lugar, a deslizamientos (rotacionales y planares), reptaciones de ladera y desprendimientos o socavones por descalce de los niveles de areniscas o calizas. La erosión produce en ellos importantes surcos y cárcavas, que se pueden observar en bastantes laderas, a veces camufladas por el laboreo agrícola. (Plaza et. al., 2009)

Otro de los ensayos básicos en la caracterización geotécnica son los ensayos con edómetro, concretamente la presión de hinchamiento, que se define como la presión necesaria para mantener sin cambio de volumen una probeta confinada lateralmente cuando se inunda de agua y el ensayo de consolidación una vez terminado éste, puesto que la misma probeta se someterá a diferentes presiones verticales en las cuales se permite el drenaje por sus caras superior e inferior y se miden los asentos correspondientes.(Norma UNE 103 602 y UNE 103 405). Por otra parte, con el ensayo de corte directo se pretende determinar los parámetros resistentes, cohesión y ángulo de rozamiento interno de un suelo sometido a esfuerzo cortante, siendo así mismo un ensayo fundamental en la caracterización geotécnica del material.

3. OBJETIVOS

3.1 Objetivos Generales

Con este trabajo de fin de grado se pretende realizar una investigación geotécnica de las muestras extraídas en la parte norte del alto Guadalquivir, seleccionadas para caracterizar una formación geológica completa, que presenta frecuentes problemas ingenieriles en toda la provincia de Jaén. La formación geológica escogida pertenece al Mioceno superior marino, y es responsable de un gran número de deslizamientos, asentamientos, colapsos y expansividad. La sección estudiada se encuentra a lo largo del arroyo Ibros y alrededores.

Se pretende establecer las propiedades geotécnicas de los diferentes tramos litológicos blandos de la formación Geológica del Mioceno Superior, de tal forma que sirva de referencia, a partir de la información geológica, para próximos estudios prácticos en la gestión del territorio. Los estudios irán encaminados tanto a la clasificación geotécnica (granulometría, límites de Atterberg), como a la caracterización mecánica (corte directo, presión de hinchamiento) y los análisis mineralógicos (difracción de rayos-X y microscopio electrónico de barrido SEM).

3.2 Objetivos Específicos

Como objetivos específicos de mi trabajo de fin de grado expongo los siguientes:

- Análisis geológico y toma de muestras de los suelos en la zona estudiada junto con el levantamiento de la columna estratigráfica.
- Caracterización geotécnica con los ensayos necesarios (granulometría UNE 103 100, UNE 103 101 y UNE 103 102, límites de Atterberg UNE 103 103 y UNE 103 104).
- Caracterización de las propiedades de compresión con ensayo de consolidación con edómetro (presión de hinchamiento UNE 103 602 y consolidación unidimensional UNE 103 405).
- Determinación de los parámetros resistentes, cohesión, c , y ángulo de rozamiento interno, ϕ , mediante el ensayo de corte directo (UNE 103 401).
- Composición mineralógica de las muestras mediante difracción de rayos X.
- Análisis de cada muestra con el microscopio electrónico de barrido SEM.

- Discusión de las relaciones existentes entre la geología, las propiedades geotécnicas, la composición mineralógica y la estructura microscópica.

4. MATERIAL Y ENSAYOS

4.1 Material

4.1.1 Situación geográfica de la zona estudiada

Los términos municipales de Lupión e Ibros quedan encuadrados geográficamente en el Noreste de la provincia de Jaén (Figura 4.1). Lupión tiene una extensión de 24,33 km² y una altitud respecto del nivel del mar de 503 metros. Sus coordenadas geográficas son 38°00'57" N 3°34'16" O. Limita al Norte con Ibros y Linares, al Sur con Begíjar y Torreblascopedro, al Oeste con Linares y Torreblascopedro y al Este con Baeza y Begíjar. Ibros cuenta con una superficie el 55.74 km² y 595 metros de altitud. Sus coordenadas geográficas son 38°01'14" N 3°30'10" O. Limita al Norte con Rus y Canena, al Sur con Lupión, al Oeste con Linares y al Este con Baeza.

Las muestras se cogieron en el norte de la provincia de Jaén, en las proximidades de la estación Linares-Baeza (Figura 4.2). Para poder alcanzar muestras inalteradas se prospectaron varios barrancos y taludes de carreteras que recorren los términos municipales de Ibros y Lupión. Dos muestras se extrajeron en el término de Ibros dentro del Arroyo de Capones y en un talud de la carretera JV-3045 en el P.K. 4,1 dirección ONO-ESE, respectivamente. Las cuatro restantes se tomaron en Lupión, dos en sendos barrancos, el Arroyo Trascasar con orientación NE-SO y un barranco sin nombre con dirección OSO-ENE y otras dos en taludes de carretera: la carretera JV-3042 en el P.K. 3.8, y el Camino de las Casas de Hurtado a 3.3 km al NO del cruce con JV-3042 respectivamente.

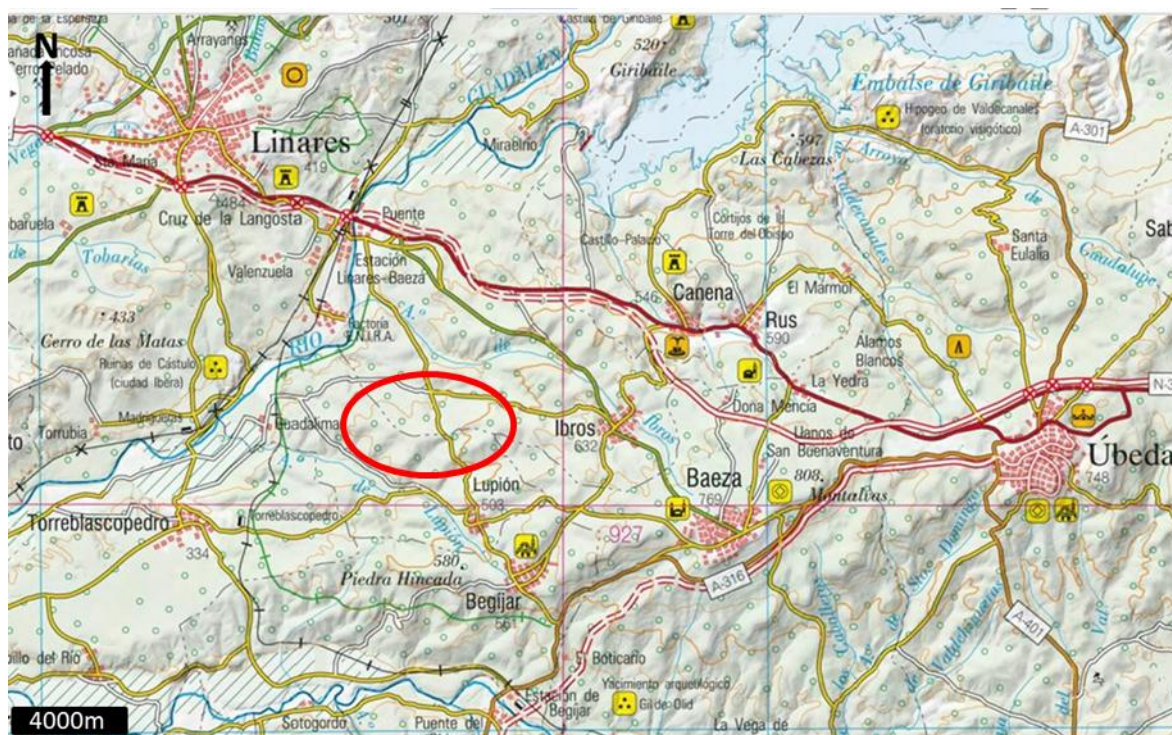


Fig. 4.1. Ubicación de la zona de estudio. Mapa del IGN a escala original 1:200000

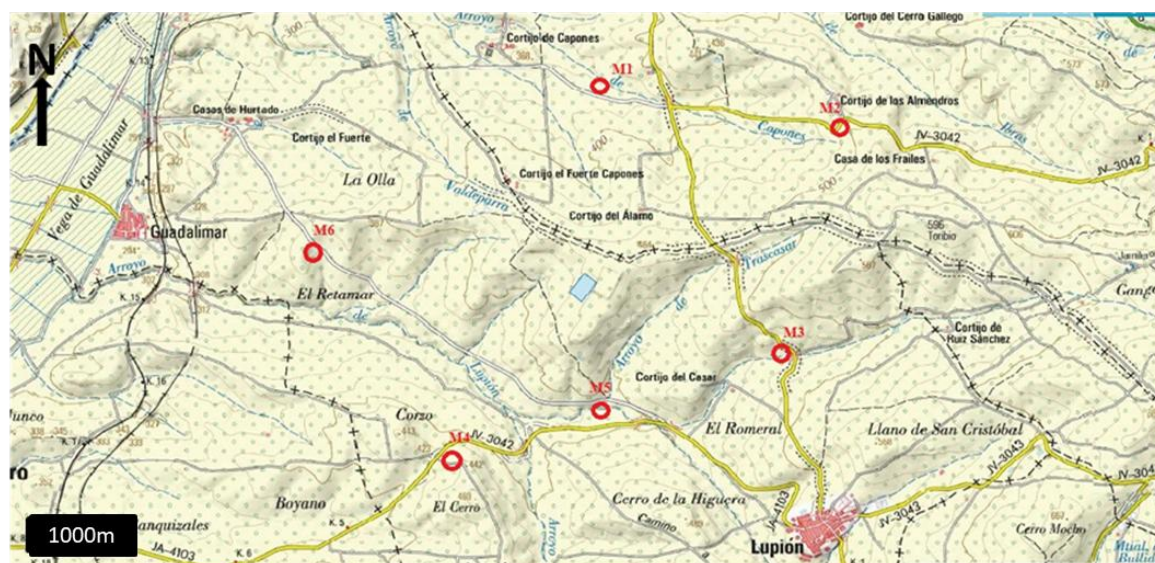


Fig. 4.2. Ubicación de la zona de estudio junto con indicación de las muestras estudiadas. Mapa del IGN a escala original 1:25000

Ambos términos municipales Loma de Úbeda. La loma conecta el Valle del Guadalimar con Levante, a Alta Andalucía y las provincias orientales, y a través de Sierra Morena con la submeseta Sur, siendo un cruce de los caminos naturales que, a través de la historia, han comunicado el centro y el Éste peninsular con Andalucía. Enmarca al Norte por Sierra Morena, al Sur por Mágina y al Éste por las Sierras de Cazorla, Segura y las

Villas, la loma ocupa el centro geográfico de la provincia de Jaén. Se trata de una elevación alargada de Éste a Oeste entre el río Guadalimar al Norte y el Guadalquivir al Sur. (Mapa Geológico de España hoja nº 927, Roldán García F.J. et. al., 1992 y nº 905, Azcarate J.E. et. al., 1977).

4.1.2 Contexto geológico de la zona estudiada

La Cuenca del Guadalquivir, desde un punto de vista geológico, se encuentra limitada al norte por el Macizo Ibérico y al sur por la Cordillera Ibérica (Figura 4.3). Los primeros constituidos por materiales de edad paleozoica deformados y metamorfizados; y los segundos constituidos por materiales de edad mesozoica afectados por la Orogenia Alpina (LIBRO: Constitución Geológica de España, Vera et. al., 2004).

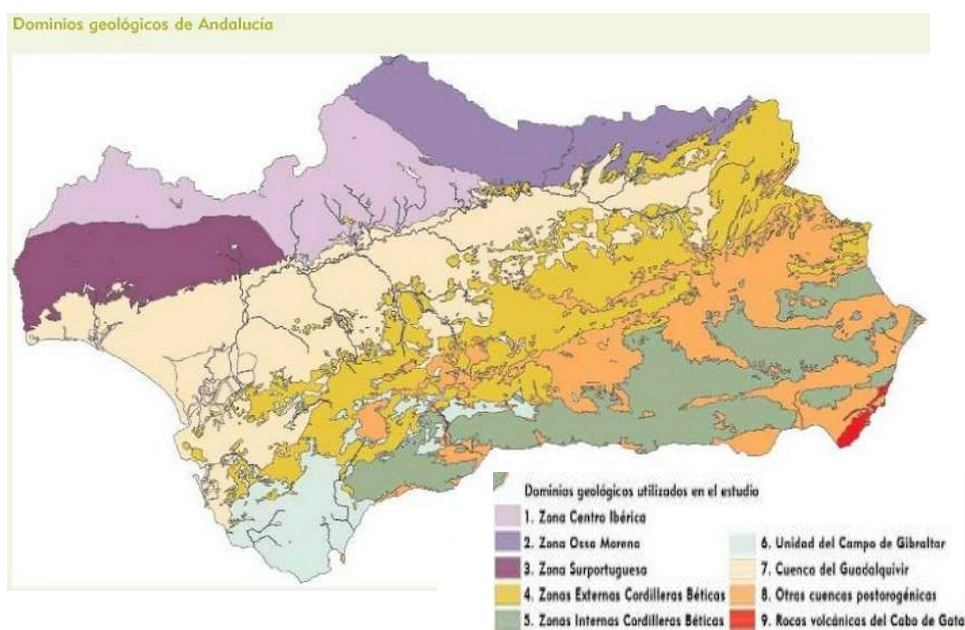


Fig. 4.3. Entorno geológico alrededor de la Cuenca del Guadalquivir.

La columna estratigráfica de la zona estudiada abarca desde los materiales paleozoicos, ubicados al Norte, a los materiales cuaternarios ubicados en torno a la red fluvial instalada en el paisaje. A continuación, se resumen las principales unidades:

Zócalo paleozoico: representado por una serie alternante de pizarras, metareniscas, metagrauvacas y semiesquistos, que representan ligero metamorfismo regional y acciones térmicas de contacto muy señalado.

Triásico: el Trías, con Facies Germánicas, se presenta con litología en unos casos y continuidad lateral en otros, suficientemente características como para poder identificarlo con seguridad con la formación de Chiclana de Segura, que persiste hasta Hornos-Siles.

Mioceno: Apoyado sobre diversos materiales mesozoicos y definiendo una marcada discordancia erosiva, los sedimentos miocenos son claramente pre-orogénicos, pues están estructurados en concordancia total con los más altos niveles mesozoicos representados.

Cuaternario: Está representado por los sedimentos de origen fluvial y desarrollo generalmente complicado, pero mucho menos importante en extensión lateral y vertical, que las anteriores unidades (Vera et. al., 2004).

En la figura 4.4 se puede observar que el área estudiada de Lupión únicamente aparecen los materiales del Mioceno y Cuaternarios. Nos centraremos en el estudio de los materiales del Mioceno.

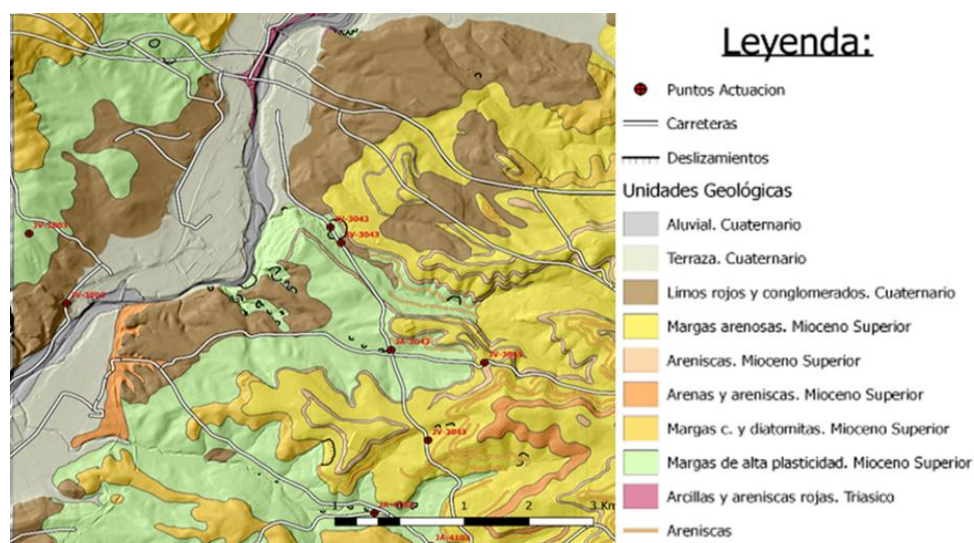


Fig. 4.4. Entorno geológico alrededor de la zona de estudio y puntos de muestreo (Israel Mellado, comunicación personal).

Los sedimentos del Mioceno son claramente post-orogénicos, pues están depositados sobre cualquier material mesozoico y definen una magnífica discordancia erosiva. Mantienen una identidad de facies muy constante a lo largo y ancho de todo el territorio.

Para la elaboración de este trabajo hemos dividido las muestras en tres unidades, Unidad 1 (UG-I) compuesta por las muestras M1, M2 y M5, la Unidad 2 (UG-2), por las muestras M4 y M6 y la Unidad 3 (UG-3) compuesta por la muestra M3. La decisión de esta división está provocada por las observaciones de campo que nos muestran que existen tres unidades claramente diferenciadas cartográficamente y desde el punto de vista geotécnico. La unidad definida como UG-I (Unidad 1), compuesta por las muestras M1, M2 Y M5 y UG-II (Unidad 2), compuesta por la M4 y M6 (Figura 4.4) son las arcillas margosas grises que constituyen un monótono paquete de arcillas margosas y margas con diferentes tonalidades y variaciones de color. Los tonos marrones amarillentos, verdosos claros y grises, se alternan en bancos de potencia variable de 0,40 a 1,0 m de espesor. La unidad, presenta una estructura interna de carácter hojoso y en global el conjunto tiene una estructura tabular. Cuando la formación aparece sana, tiene una estructura hojosa subhorizontal, pero normalmente, en superficie, estas formas están enmascaradas por el suelo de alteración. Éste, es fundamentalmente arcilloso y de alta plasticidad.

La unidad UG-III (Unidad 3), correspondiente a la M3, está compuesta por Areniscas blanquecinas, margas y margocalizas blancas, que solo son visibles en los niveles más alto topográficamente (Figura 4.5). El tránsito con la unidad anterior se produce de forma gradual y está caracterizado por el aumento de la presencia de intercalaciones de areniscas ocre amarillentas y margas más blanquecinas. Se trata, no obstante, de suelos con predominio de componente arcillosa y margosa. Los niveles de areniscas están constituidos por arenas de grano medio y fino con cemento calcáreo, que pueden incluir cantos redondeados de cuarzo y cuarcitas, los cuales se pueden encontrar también dispersos en los tramos margosos blanquecinos. Este aumento en la proporción y espesor de las intercalaciones de areniscas, se refleja en la topografía de la zona, encontrándose estos materiales en las zonas más altas del relieve (cotas superiores a 775 m), protegiendo los tramos infrayacentes más vulnerables a la erosión.

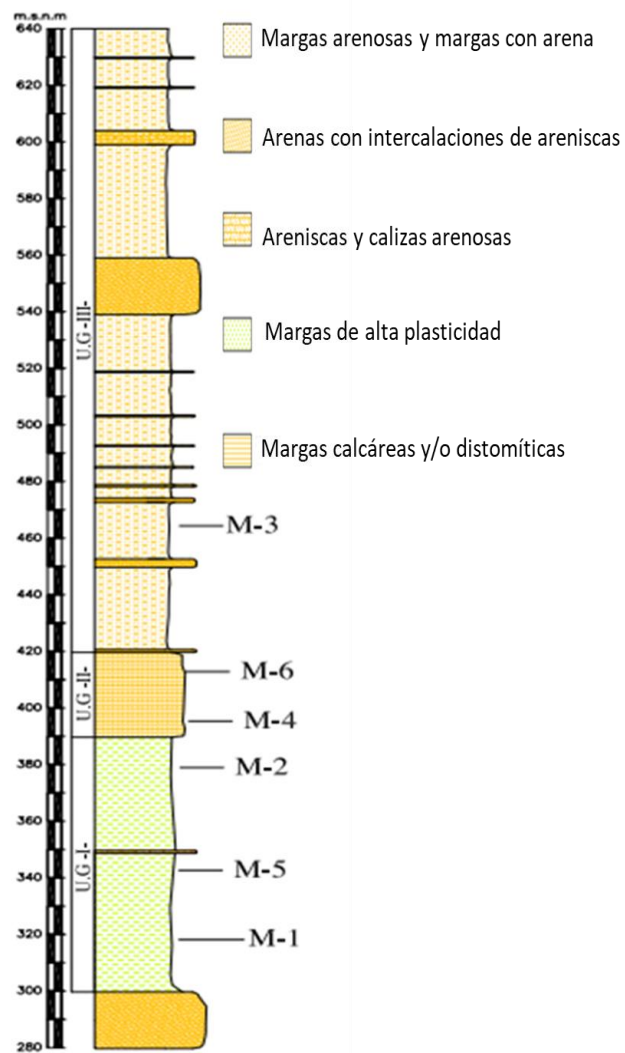


Fig. 4.5. Columna estratigráfica de la zona de estudio
(Israel Mellado, comunicación personal)

En la siguiente figura (Fig 4.6) se muestran fotografiadas las seis diferentes muestras, a la izquierda un bloque original ya la derecha el bloque desmenuzado.

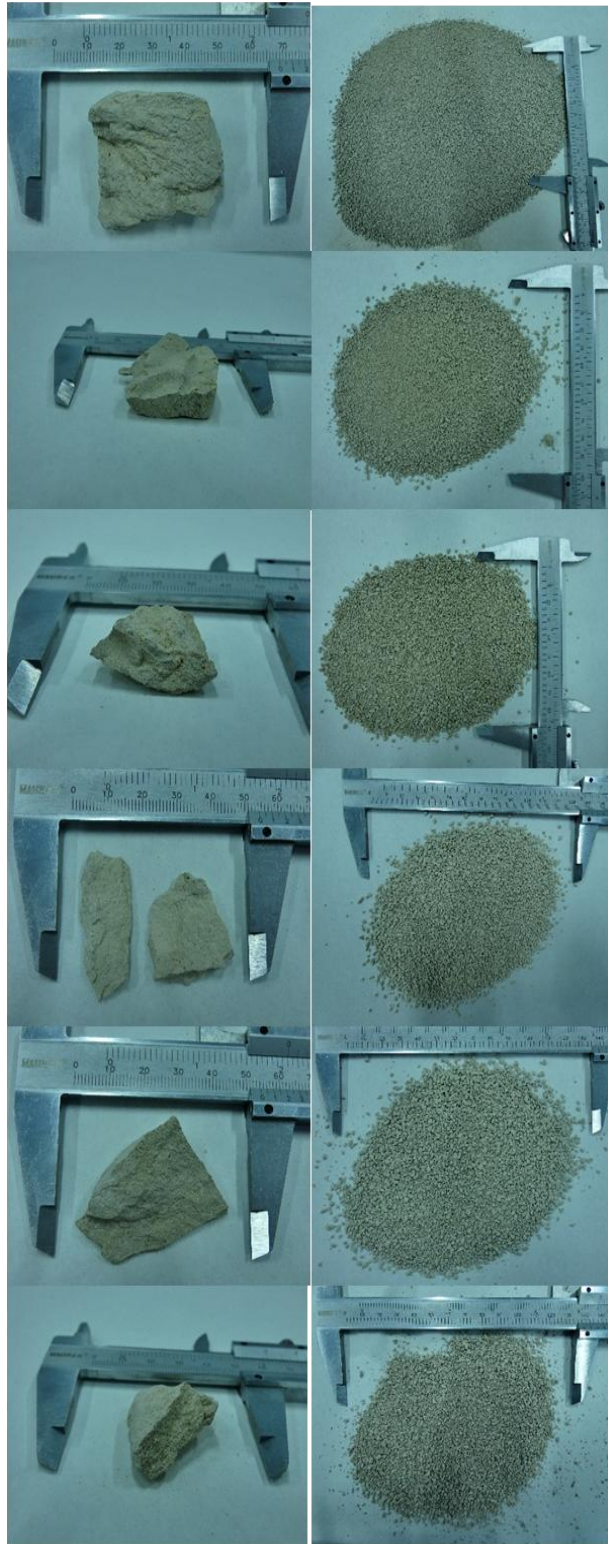


Fig. 4.6. Fotografías de las muestras tomadas en las tres Unidades. A la izquierda un bloque original y a la derecha material desmenuzado. De arriba a abajo: Unidad 1 (M1, M2 y M5), Unidad 2 (M4 y M6) y Unidad 3 (M3)

4.1.3 Toma de muestras para el laboratorio

La toma de muestras se ejecutó el día 28 de marzo de 2019 en una zona media entre Lupión, Ibros y Guadalajara, como se puede apreciar en la figura 4.1, anteriormente mostrada.

Para la recogida de muestras inalteradas se usó un toma-muestra manual (Figura 4.7 y 4.8), que contiene en su interior un cilindro de PVC donde se ubica la muestra, que fue hincado en el terreno previamente limpiado las alteraciones superficiales. Las dimensiones son de 60 cm de longitud y 6 centímetros de diámetro.



Fig. 4.7. Toma muestras utilizado.



Fig. 4.8. Ejemplo de calicata abierta en el talud para toma de muestras.

A la misma vez que se extrae el toma-muestra se recogen las muestras de suelo, las muestras alteradas, mediante una pequeña pala y se introducen en bolsa de plástico, registrando y describiendo las características más importantes en la libreta de campo. Estas muestras de suelo se destinarán posteriormente a los diferentes ensayos realizados, para ello se recogieron por triplicado cada una de ellas. En la figura 4.8 se exponen las muestras en el laboratorio una vez secadas y procesadas.

En la tabla número 4.1 que a continuación se presenta se recogen las tres unidades presentes en la zona de estudios y la denominación llevada a cabo.

Tabla 4.1. Muestras recogidas de cada unidad litológica.

	Unidad 1	Unidad 2	Unidad 3
<i>Muestras</i>	M1, M2, M5	M6 y M4	M3

En la tabla 4.2 se presenta el registro de coordenadas e la zona de muestreo, la profundidad de toma de la muestra, el estado del talud y la presencia de agua freática.

Tabla 4.2. Muestras recogidas para su estudio.

	Coordenadas		Profundidad de toma de muestras	Estado del talud	Presencia de Agua
Muestra	<i>N</i>	<i>O</i>	<i>(m)</i>		
1	38° 1'35.76"	3°33'11.60"	3,55	Alterado	Si
2	38° 1'44.34"	3°32'39.79"	3,49	Alterado	No
3	38° 1'04.77"	3°33'18.43"	2,48	Alterado	No
4	38° 0'11.18"	3°34'59.39"	2,52	Alterado	No
5	38° 0'25.69"	3°34'10.72"	4,06	Alterado	No
6	38° 1'11.21"	3°35'42.77"	1,35	Alterado	No

4.2 Ensayos

4.2.1 Análisis granulométrico de las muestras

Objeto:

Este ensayo se realiza en base a la Norma UNE 103 100, 103-101 y 103-102 los cuales especifican los métodos a seguir para determinar los diferentes tamaños de partículas de un suelo y obtener la cantidad de las mismas, que pasan por los distintos tamices de la serie empleada en el ensayo.

Utensilios y material necesario:

- Mazos de cabeza de goma para poder machacar la muestra de suelo extraída de campo.
- Series de tamices de maya cuadrada y tejido de alambre.

(La batería estará comprendida de los tamices : 2, 1.6, 1.25, 0.63, 0.4, 0.315, 0.25, 0.16, 0.08 mm.)

- Tamizadora eléctrica.



Fig. 4.9. Tamizadora Eléctrica.
(laboratorio de Geología Aplicada, Campus Linares).

- Distintas brochas para limpiar los tamices.
- Balanza de precisión (0.01 g de precisión).
- Estufa de desecación.
- Material general de laboratorio.

Preparación de la muestra y procedimiento:

El proceso comienza con la recogida de las distintas muestras en el término municipal de Lupión, Jaén.

Éstas mismas se recogieron en puntos relevantes de estudio en este trabajo y posteriormente las introducimos en bolsas de plástico transparentes, identificándolas con etiquetas donde señalábamos el punto exacto de recogida y numerándolas, de manera que no exista ningún tipo de confusión.

El siguiente paso consiste en el secado de la muestra. En este caso, se ha realizado al aire libre (temperatura ambiente). Una vez finalizado el secado de la muestra, se procede a machacar con mazos de cabeza de goma hasta conseguir alrededor de 1kg de muestra que pase por el tamiz 2 mm.

Una vez preparado ese kilogramo aproximadamente de muestra, montamos la batería de tamices de mayor a menor y se tamiza en la tamizadora eléctrica durante 10 minutos, obteniendo así el peso de muestra retenida en cada tamiz hasta el fondo.

El cernido del tamiz de 2 mm se cuarteo y se toman dos porciones: una para la determinación de la humedad higroscópica, de aproximadamente 20g, y otra para la continuación del tamizado de la muestra en la batería de tamices 2, de entre 100 y 50 g. Este valor será anotado como G. Para la determinación de la humedad higroscópica, se coge la muestra de de aproximadamente 20g, se traslada a una cápsula, previamente tarada, y se deseca en estufa a 115°C durante 24h. Pasado este tiempo, se saca de la estufa y se procede a su pesada. Teniendo en cuenta los factores obtenidos anteriormente, se calcula el factor de corrección de la humedad para cada una de las muestras. En este punto, procedemos a la dispersión de la segunda porción de tierra fina cuarteada. Para ellos, se vierte la muestra pesada y anotada en la casilla G de la Tabla 2 en un vaso de precipitado de 1000 ml, añadiendo al mismo 125 ml de solución de Polifosfato de sodio al 4% y unos 200 ml de agua destilada, agitando con una varilla de vidrio durante 10-15 minutos. Tras agitar, vertemos el contenido del vaso de precipitado en el tamiz de 0.08 mm, lavando hasta que la muestra salga clara. El rechazo > 0.08 mm se vierte en la batería de tamices 2 y se tamiza en la tamizadora eléctrica durante 10-15 minutos, anotando cada una de las fracciones en las casillas de la columna Peso de Muestra Cuarteada de la Tabla 3. Para hallar el Peso de Muestra No Cuarteado referente a la batería de tamices 2, se multiplica por el factor de corrección del cuarteo 2.

4.2.2. Límite Líquido

Objeto:

Nos apoyamos en la norma UNE 103 103, cuyo objetivo es establecer el procedimiento para determinar el Límite Líquido de un suelo por el procedimiento del aparato Casagrande. Se define el Límite Líquido como la humedad que tiene un suelo amasado con agua destilada y colocado en una cuchara normalizada, cuando un surco, realizado con un acanalador normalizado, que divide el suelo en dos mitades, se cierra a los largo de su fondo en una distancia de 13 mm, tras haber dejado la cuchara caer el número de veces que indique cada pare del ensayo, desde una altura de 10 mm sobre una base también normalizada, con una cadencia de 2 golpes por segundo.

Utensilios y material necesario:

- Aparato de Casagrande. (Figura 4.10)



Fig. 4.10. Aparato de Casagrande.
(laboratorio de Geología Aplicada, Campus Linares).

- Acanalador normalizado para la realización del surco.
- Espátulas de hojas flexibles de 2 tamaños (grande y pequeña).
- Pesafiltros.
- Balanza de precisión (0.01g de precisión).
- Tamiz 0.04 mm.
- Estufa de desecación.
- Placa de vidrio de 300 x 300 mm para amasar la muestra.
- Frascos lavadores y agua destilada.

Preparación de la muestra y procedimiento:

Se tamiza tierra fina (< 2 mm) en el tamiz de 0.400 mm hasta obtener unos 100 g, que emplearemos en el ensayo.

La porción obtenida en el tamizado anteriormente realizado, se amasa con agua sobre un cristal con ayuda de las espátulas, asegurando una humectación homogénea de toda la masa. Cuando hayamos conseguido una pasta homogénea, se rellena la cuchara, con una porción de pasta suficiente para cubrir 4/5 partes de su diámetro y con una superficie lisa. A continuación, se realiza el surco con el acanalador, disponiendo en todo momento el acanalador perpendicular a la superficie y describiendo un arco.

Se hace una primera determinación de la humedad en el Límite Líquido. Para ello, se gira la manivela a razón de dos vueltas por segundo, contando el número de golpes

necesarios para que el surco se cierre en el fondo al menos 13 mm. Se apuntan los golpes, que deben estar comprendidos entre 25 y 35. Para la segunda determinación, seguimos las mismas especificaciones que en la primera pero, en este caso, los golpes deben estar comprendidos entre 15 y 25.

4.2.3 Límite Plástico

Objeto:

Norma UNE 103 104 que tiene por objeto especificar el método para la determinación del límite plástico de un suelo, el cual se define como la humedad más baja con la que puede formarse con un suelo, cilindros de 3 mm de diámetro, rodando dicho suelo entre los dedos de la mano y una superficie lisa, hasta que los cilindros comiencen a romperse.

Aparatos y material necesario:

- Espátulas de hojas flexibles de 2 tamaños (grande y pequeña).
- Pesafiltros. • Balanza de precisión (0.01 g de precisión).
- Tamiz 0.04 mm.
- Estufa de desecación.
- Placa de vidrio 300 x 300 mm para amasar el suelo.
- Frascos lavadores y agua destilada.
- Una superficie lisa tal como un vidrio de 300 x 300 mm y 10 mm de espesor para amasar el suelo y rodarlo sobre ella.
- Una varilla de 3 mm de diámetro para comparar el grosor de los cilindros.

Preparación de la muestra y procedimiento:

De las muestras de tierras guardadas y clasificadas, se selecciona una porción de unos 20 g aproximadamente, que haya pasado por el tamiz de 0.400 mm.

Amasamos los 20 g de muestra obtenida en el punto anterior con agua destilada hasta formar con facilidad una bola. Se moldea la mitad de la muestra en forma de elipsoide y, a continuación, se hace rodar entre los dedos de la mano y en el cristal con la presión estrictamente necesaria para que se formen cilindros del diámetro 3 mm. Cuando alcanzamos dicho diámetro sin que se resquebraje, se parte en seis trozos, volviendo a amasarlos juntos, con los dedos de ambas manos hasta conseguir de un elipsoide. Se repite el proceso descrito cuantas veces sea necesario hasta que el cilindro se desquebraje, siendo mayor de 3 mm. El proceso de detiene en este punto. Las porciones obtenidas, de un

mínimo de 5 g, se colocan en un pesafiltros y se determina la humedad mediante el secado en estufa, anotando los datos obtenidos para cada muestra.

4.2.4 Ensayo de presión de hinchamiento y consolidación unidimensional con edómetro.

Objeto:

Norma UNE 103-602 (Presión de Hinchamiento) y UNE 103-405 (Consolidación Unidimensional). Se denomina presión de hinchamiento, a la presión vertical necesaria para mantener sin cambio de volumen, una probeta confinada lateralmente cuando se inunda de agua. El ensayo que sigue una vez finaliza el ensayo de presión de hinchamiento, se denomina ensayo de consolidación. Se utiliza para determinar las características de consolidación de los suelos. Para ello, la misma probeta confinada lateralmente que se usa en el ensayo de presión de hinchamiento, se somete a diferentes presiones verticales, en las cuales se permite el drenaje por sus caras superior e inferior, y se miden los asientos correspondientes.

Utensilios y material necesario:

- Equipo edométrico



Fig. 4.11. Edómetro (laboratorio de Geología Aplicada, Campus Linares).

- Célula edométrica
- Piedras porosas superior e inferior
- Anillo edométrico

- Pistón de cargas
- Cuerpo lateral de cierre (collarín)
- Tuercas de fijación del collarín

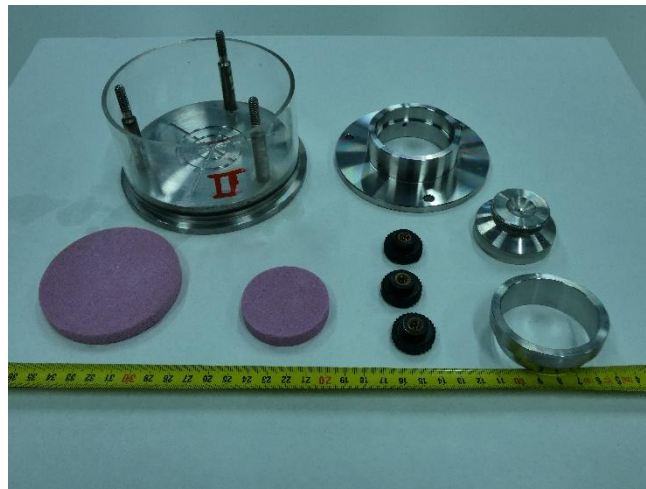


Fig. 4.12. Materiales del Edómetro.
(laboratorio de Geología Aplicada, Campus Linares).

Preparación de la muestra y procedimiento:

Se mide el anillo porta probeta para determinar así el volumen interior del mismo, en cm³.

Para que la muestra no pierda sus propiedades, la probeta debe prepararse en un ambiente de humedad relativa no inferior al 50%.

Se prepara el testigo hasta obtener una superficie horizontal, de un diámetro y altura mayor a la del anillo. Se coloca el anillo sobre el testigo, empujando la superficie cortante del mismo sobre la muestra. La introducción del anillo en la muestra se hace ejerciendo presión con un martillo de goma, evitando en todo momento hacerlo mediante golpeo del anillo. El sobrante de muestra se elimina, dejando la muestra a ras del mismo.

Para el montaje de la célula colocamos la placa porosa inferior sobre la base de la misma, seguidamente el anillo con la probeta, la placa porosa superior y el pistón de carga, de forma que todos estos elementos quedan centrados. Las placas porosas deben ser humedecidas previamente a su colocación en la célula edométrica, eliminando de las mismas el exceso de agua antes de ponerlas en contacto con la muestra. Por último se coloca el collarín y las tuercas de fijación del mismo.

Seguidamente montamos la bancada. Se coloca la célula edométrica sobre la bancada, ajustando por consiguiente el contrapeso de manera que entren en contacto todos los elementos de transmisión de carga y quede la palanca prácticamente horizontal. Se aplica una ligera presión de ajuste no superior a 3 kPa (0,03 kg/cm²).

Se coloca el medidor de deformación en posición, de manera que le vástago tenga recorrido en ambos sentidos, y se anota su lectura como valor inicial de referencia.

Llenamos el recipiente de la célula con agua destilada. A partir de ese momento se vigila la lectura del medidor de deformaciones, aumentando la carga para que éste se mantenga en $\pm 0,01$ mm de la lectura inicial de referencia. Una vez esté en equilibrio, dejamos pasar unas 24 horas. Se vuelve a revisar la muestra y se anotan los datos obtenidos, además del peso necesario para el equilibrado de la muestra. Una vez finalizada la parte que determina la presión de hinchamiento, partimos del valor obtenido en dicho ensayo para comenzar con la consolidación del suelo. Dividimos cada muestra en 6 escalones de carga. Vamos añadiendo un determinado peso en cada uno de los escalones, hasta colocarle a cada una de las muestras un total de 45 kg. El tiempo transcurrido para la toma de datos de cada escalón es aproximadamente de 24 horas.

Una vez finalizado el proceso de carga, se inicia el de descarga, partiendo del valor de la presión de consolidación correspondiente al último escalón. Se va disminuyendo dicha presión, mediante la retirada de pesas del colgadero en un proceso de dos escalones de descarga. En nuestro caso, el proceso de descarga finaliza en el valor de la presión de hinchamiento determinada anteriormente. Al igual que en la etapa de carga, se mantiene cada escalón 24 horas. Una vez finalizado este proceso, se quitan las pesas que aún queden, se retira la célula de la bancada, se vacía el agua de la misma y a continuación se desmonta la célula retirando el anillo con la probeta en su interior.

4.2.5 Ensayo de corte directo con drenaje

Objeto:

Con esta norma (UNE 103-401) pretendemos la determinación de los parámetros resistentes, cohesión, c , y ángulo de rozamiento interno, ϕ , de una muestra de suelo sometida a esfuerzo cortante. También se pueden obtener los parámetros de resistencia residual, c_R y ϕ_R .

Normalmente el ensayo se realiza sobre tres probetas de una misma muestra de suelo, sometida cada una de ellas a una presión normal diferente, obteniéndose la relación entre la tensión tangencial en la rotura y la tensión normal aplicada.

Esta norma se utiliza preferentemente en muestras de suelos con partículas de pequeño tamaño, como arenas, limos y arcillas. No obstante, se puede extender a muestras de suelos

con partículas de mayor tamaño, como gravas, bolos, etc., utilizando aparatos de dimensiones adecuadas.

Utensilios y material necesario:

- Aparato de corte directo

El aparato de corte directo consta de las siguientes partes esenciales:



Fig. 4.13. Caja y Placas porosas y ranuradas.
(laboratorio de Geología Aplicada, Campus Linares).

1. Cajas de corte directo
2. Carro deslizante.
3. Placas porosas.
4. Placas ranuradas.
5. Pistón de carga.
6. Yugo de aplicación de cargas.
7. Sistema motorizado de aplicación del esfuerzo horizontal.
8. Medidor de fuerza.
9. Medidor de desplazamiento horizontal.
10. Medidor de desplazamiento vertical.

Preparación de la muestra y procedimiento

Previamente al comienzo del ensayo es necesario la realización de las siguientes operaciones:

- Comprobación de que los componentes de la caja de corte están limpios y secos.

- Montaje de las dos mitades de la caja de corte, asegurándolas mediante los tornillos pasadores. Se debe colocar la placa base acanalada dentro de la caja.

Periódicamente se deben efectuar las siguientes medidas:

- Masa de la mitad superior de la caja de corte, mc, con una precisión de 0,01 g.
- Masa del tallador.
- Altura del tallador.
- Altura de la mitad superior de la caja de corte.
- Dimensiones interiores, L1 y L2, de la caja cuadrada de corte, o el diámetro, D, de la caja circular de corte.
- Área inicial de la probeta, A, en mm².
- Profundidad media, h1, desde el borde superior de la caja de corte hasta la placa base acanalada.
- Espesores de cada placa porosa, y de cada placa ranurada que se vayan a utilizar en el ensayo.

El procedimiento de preparación de la probeta depende del tipo de suelo, pudiéndose ensayar tanto suelos cohesivos (arcillosos), como no cohesivos (arenosos).

Durante la preparación y tallado de la probeta se deben evitar en lo posible las pérdidas de humedad, realizando estas operaciones en cámara húmeda si fuese necesario.

Normalmente se preparan tres probetas similares, a partir de una muestra de suelo, para realizar tres ensayos, en los que se somete a cada probeta a una presión normal diferente.

En el caso de las cajas de corte el tamaño máximo de la partícula de suelo no debe ser superior a la décima parte de la altura de la probeta.

4.2.6 Análisis mineralógico mediante difracción de Rayos X

Objeto:

Pretendemos extraer en detalle la mineralogía de las muestras M1 (Unidad 1), M4 (Unidad 2) y M3 (Unidad 3) mediante una primera parte de mineralogía total y, después, más concretamente, la mineralogía de los filosilicatos.

Utensilios y material necesario:

- Mortero de Ágata (< 2 mm)
- Difractómetro Siemens D5000

- Porta muestras de carga lateral
- Agua destilada
- Polifosfato de sodio (10%)
- Estufa de desecación

Preparación de la muestra y procedimiento:

Partimos de la muestra transformada en finos tras haber sido secada al aire libre y posteriormente machacada con el mazo de goma.

Mineralogía total (técnica polvo cristalino desorientado): Este análisis se lleva a cabo mediante difracción de rayos-X (DRX) sobre la muestra total del suelo, finamente pulverizado mediante mortero de ágata (< 0.02 mm). Se emplea un difractómetro Siemens D5000, utilizando radiación Cu K α (0.15406 nm) a 35 kV y 15 mA, en un rango angular de $3 - 50^\circ 2\theta$, con tamaño de paso de $0.05^\circ 2\theta$ y una constante de tiempo de 1 segundo. Para la correcta desorientación del polvo se empleó un porta muestras de carga lateral. Los porcentajes de los distintos minerales se establecieron en función del área relativa de los picos identificativos de cada mineral, con el método de poderes reflectantes, según los factores dados por Martín-García et al. (1997). La cantidad total de filosilicatos de la muestra (illita, vermiculita, clorita, esmectita, caolinita y fases interestratificadas) se estimó empleando el pico 4.45 nm y el factor 0.1.

Mineralogía de los filosilicatos (técnica del agregado orientado): Se lleva a cabo sobre la arcilla del suelo (fracción > 0.002 mm), previamente extraída de la muestra total.

La extracción se lleva a cabo según el siguiente protocolo: Eliminación previa de la materia orgánica, se prepara una suspensión de aprox. 20 gr. de tierra fina en 100 ml de agua destilada y se añaden 20 ml de H₂O₂ a intervalos de 20 min., agitando mecánicamente, hasta que no se observa liberación de CO₂. Posteriormente se añaden 25 ml de Polifosfato de sodio (10%) y se agita durante 8 horas en agitador rotacional para provocar la dispersión homogénea de los coloides, filtrando las arenas con tamiz de 50 μ m y separando limo (50 – 2 μ m) y arcilla (< 2 μ m) por sedimentación y extracción con pipeta de Robinson. Se extrae la arcilla hasta agotamiento de la suspensión con limo y arcilla, en cantidad suficiente para realizar las analíticas fisicoquímicas de estas fracciones. Por último, se procede a dializar la suspensión de arcilla para eliminar el exceso de sodio y otros iones empleados como dispersante, y se seca a baja temperatura (60°C) hasta obtener arcilla pulverulenta.

Los agregados orientados se prepararon a partir de dos alícuotas 50 mg arcilla en polvo, a las que se añadieron sendas disoluciones de cloruro magnésico 1N y cloruro potásico 1 N durante 72 horas. Posteriormente, 5 ml de las suspensiones magnésicas y potásicas se depositaron en una placa de vidrio que se dejaron secar a temperatura y humedad ambiental. Los análisis de las placas se realizarán en las condiciones especificadas por Whitting and Allardice (1986): 1) secas al aire, 2) saturadas en vapor de etilenglicol, para lo que una réplica de la muestra de magnesio seca al aire se introdujo en una placa de Petri con etilenglicol durante 48 horas, y 3) calentadas a 550°C, para lo cual la muestra de potasio seca al aire se introdujo en una mufla a esta temperatura durante 60 minutos. Los análisis de agregado orientado se llevaron a cabo en un difractómetro Siemens D5000 (radiación Cu K α , 35 kV y 15 mA) en un rango angular de 2-30 °2 θ , una velocidad angular de 0.2 °2 θ s⁻¹ y una constante de tiempo de 2 s. Para la identificación exacta de los filosilicatos se hizo una descomposición en la zona 3 – 10 °2 θ de los patrones de difracción de las muestras secas al aire y saturadas en Mg-etilenglicol, mediante el programa DecompRX (Lanson, 1997), siguiendo las recomendaciones de Barré et al. (2008). Una vez realizada la descomposición del difractograma e identificados los filosilicatos presentes, se estimó el porcentaje de cada fase según el área relativa de cada pico identificativo (Velde and Barré, 2010).

4.2.7 Análisis de fábrica con microscopio electrónico de barrido (SEM).

La fábrica del suelo es el aspecto morfológico de la estructura del suelo, definido como la disposición geométrica de partículas o granos minerales (Holtz y Kovacs, 1981), y se examina adecuadamente mediante microscopía electrónica de barrido (SEM).

Para el análisis SEM utilizamos un microscopio de barrido con un voltaje de aceleración de 25 kV (S-510; Hitachi Ltd., Tokio, Japón) equipado con un detector de rayos X de dispersión de energía (EDAX; Rontec GmbH, Berlín, Alemania). En el cual se montó tierra fina en el soporte de la muestra con plata coloidal y metalizada con oro depositado en dos orientaciones (20° -30°).

Se obtuvieron imágenes SEM a magnificaciones bajas (3200), medias (11200) y altas (46000), para observar las características del tejido en las siguientes escalas (Dexter, 1988): macroagregados (> 250 μ m), Microagregados y grupos de arcilla (250–10 μ m) y dominios de arcilla (> 10 μ m).

5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.

5.1. Parámetros geotécnicos básicos: clasificación, límites y densidad relativa de las partículas sólidas.

Una vez preparadas las muestras, se aplican los protocolos de laboratorio descritos en la Norma UNE (apartado 4.2.). Podrán consultar los datos originales en el Anexo 1.

Se ha realizado el ensayo de granulometría por tamizado y sedimentación, los límites de Atterberg, el índice de plasticidad, la humedad higroscópica y natural. Con estos datos se ha clasificado la muestra según la Carta de Casagrande (USCS, Unified Soil Classification System). Seguidamente se ha calculado la actividad de las arcillas (índice de plasticidad entre la granulometría por sedimentación), y se han obtenido el porcentaje de carbonatos, peso específico de las partículas sólidas y las densidades, relativa y seca. En la Tabla 5.1. se ha resumido los datos obtenidos.

Tabla 5.1. Resumen datos granulométricos de la Unidad 1, 2 y 3

DISTRIBUCIÓN DEL TAMAÑO DE LAS PARTICULAS SEGÚN LA NORMA ASTM D-2487-00 (CLASIFICACIÓN U.S.C.S)			U-1 (M1)	U-2 (M4)	U-3 (M3)
% BOLOS	0,0	0	0	0	0
% GRAVA	0,0	0	0	0	0
		0,4	0,4	0	0
% ARENA	37,2	(2 a 0.4mm) 0,3	0,3	0	0
		(0.4 a 0.250mm) 0,1	0,1	2,6	6,4
		(0.250 a0.08mm) 1,8	1,8	2,6	30,8
% Arcilla y Limo			97,4	94,8	62,8
ASTM nº 10	2 mm UNE		99,3	100	100
ASTM nº 40	0,4 mm UNE		99,2	97,4	93,6
ASTM nº 200	0,08 mm UN		97,4	94,8	62,8
Coef. Uniformidad (Cu)	-		-	-	-
Coef. Curvatura (Cc)	-		-	-	-
Granulometría por sedimentación % que pasa a 90 min (K)			19,1	47,4	9,75
Limite liquido (%)			63,0	67,6	47,5
Limite plástico (%)			22,7	36,2	27,6
Índice de plasticidad (%)			40,3	31,4	19,9
Humedad Higroscópica (%)			6,13	7,06	6,32
Humedad Natural (%)			24,8	32,91	21,5
Clasificación del Suelo USCS			CH	MH	ML Arenosa
Actividad de arcillas			2,06	0,66	2,04
% de Carbonatos			31,6	22,27	37,98
Peso específico de partículas sólidas gr/cm³			2.55	2.55	2.55
Densidad relativa g/cm³			1,76	1,347	1,741
Densidad seca g/cm³			1,95	1,807	1.737

Tal y como podemos ver en la tabla 5.1 y la Figura 5.1.

- ✓ El porcentaje de gruesos (bolos + grava + arena) es prácticamente despreciable en todas las unidades.
- ✓ Existe una diferencia importante en el contenido de Arena fina 29% (30,8-1,8) entre las unidades 1 y 3, siendo la diferencia poco significativa entre las unidades 1 y 2 0,8% (2,6-1,8).
- ✓ La unidad 1 y 2 está compuesta por más de un 90% de arcillas y limos y en el caso de la unidad 3 es de 62,8 %.

- ✓ Todas las unidades poseen una humedad higroscópica que ronda el 6-7%, habiendo diferencia más significativas en la humedad natural 1 y 3 con respecto a la unidad 2 ($\pm 9\%$)
- ✓ La unidad 1 y 2 según Casagrande tienen un límite líquido superior a 50 ($LL > 50$), por tanto, son de alta plasticidad. Por el contrario, la unidad 3 tiene un valor ligeramente inferior al 50%, estaría en condiciones intermedias de plasticidad.
- ✓ La unidad 1 según Casagrande sería una arcilla inorgánica de elevada plasticidad (CH) con un comportamiento mecánico malo a aceptable y con una capacidad de drenaje casi impermeable.
- ✓ La unidad 2 según Casagrande corresponde a unos limos inorgánicos, arenas finas o limos con mico o diatomeas, limos elásticos (MH); con un comportamiento mecánico malo y con una capacidad de drenaje aceptable a mala. Como veremos más adelante en los resultados de análisis de SEM, estamos ante una unidad de limos con gran cantidad de diatomeas.
- ✓ En el caso de la unidad 3 nos encontramos con unas arenas finas limosas o arcillosas (ML); con un comportamiento mecánico malo a aceptable y con una capacidad de drenaje aceptable a mala.

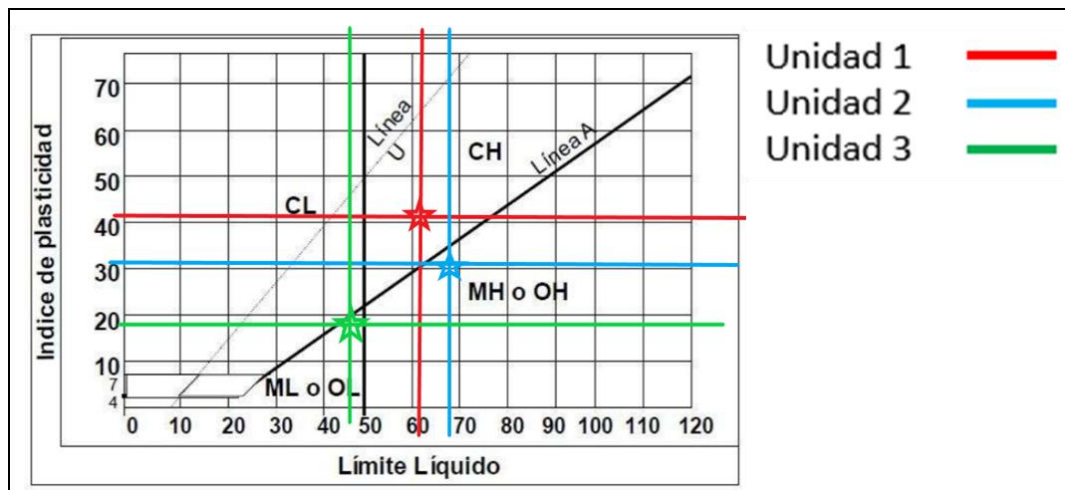


Fig. 5.1. Clasificación de las muestras M1, M4 Y M3 de la Unidad 1,2 y 3 respectivamente según Casagrande.

5.2. Parámetros geotécnicos: consolidación, presión de hinchamiento, corte directo y compresión simple.

Una vez preparadas las muestras, se aplican los protocolos de laboratorio descriptos en la Norma UNE (apartado 4.2.). Podrán consultar los datos originales en el Anexo II.

Se ha calculado la actividad de las arcillas (índice de plasticidad entre la fracción < 2 mm –arcilla- calculada por granulometría por sedimentación), y se han obtenido el porcentaje de carbonatos, peso específico de las partículas sólidas y las densidades, relativa y seca.

Presión de Hinchamiento.

Colocada la muestra en la célula edométrica y preparado el equipo para la realización del ensayo, observamos que el medidor comienza a desplazarse hacia la derecha, haciendo patente el hinchamiento. Debemos estar pendientes de estabilizar el medidor hasta que quede en cero en las primeras horas. Dicha estabilización se consigue añadiendo peso en el cargadero, hasta que la muestra deja de presentar el hinchamiento y se mantiene en dicho número. En este caso, los datos registrados vienen definidos en la tabla 5.2.

Tabla 5.2. Determinación de la presión de hinchamiento e hinchamiento libre de las 3 unidades.

Unidades litológicas		U1 (M1)	U2 (M4)	U3(M3)
Presión de Hinchamiento	kPa	30,41	40.22	45.126

Ensayo de consolidación.

Partiendo del peso obtenido en el ensayo de presión de hinchamiento, continuamos determinando la consolidación que presentan nuestras muestras. Se establecen seis escalones de carga y dos de descarga.

Finalizado el proceso de descarga, se extrae la célula edométrica, eliminando el agua contenida en su interior y sacando el anillo edométrico que contiene la muestra de suelo, intentando eliminar cuidadosamente el exceso de agua con un papel poroso y absorbente. Tras extraer las muestras, se introduce una porción de cada una de ellas en un pesafiltros y este, a su vez, en la estufa desecadora. Transcurridas 24h se extraen las muestras y se pesan, obteniendo los resultados que aparecen en las Tablas 5.3 y 5.4.

Tabla 5.3. Tabla con los datos de los parámetros de consolidación de las unidades estudiadas

		UNIDAD 1		UNIDAD 2		UNIDAD 3	
		INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
Densidad húmeda	gr/cm ³	1,89	2,02	1,75	1,87	1,91	2,11
Densidad seca	gr/cm ³	1,47	1,56	1,34	1,39	1,59	1,75
Humedad Natural	%	28,12	29,34	30,52	34,41	20,40	20,10
Índice de Huecos		0,74	0,64	0,91	0,84	0,61	0,46
Grado de saturación	%	97,39	116,99	85,47	104,70	85,51	111,80
Altura de Sólidos	mm	11,50		10,45		12,41	

Tabla 5.4. Tabla con los datos de los parámetros de la muestra.

	UNIDAD 1		UNIDAD 2		UNIDAD 3	
	Presión Aplicada (kPa)	Índice de Poros	Presión Aplicada (kPa)	Índice de Poros	Presión Aplicada (kPa)	Índice de Poros
<i>Fase de Carga</i>	30.41	0,74	43,16	0,915	45,12	0,611
	50.03	0,734	74,55	0,907	74,55	0,608
	100.06	0,719	150,09	0,892	150,09	0,600
	200.12	0,697	300.186	0,869	300,186	0,584
	799.51	0,663	599,39	0,840	599,31	0,538
	1599.03	0,615	1198,78	0,802	1198,78	0,465
<i>Fase de descarga</i>	200.12	0,608	300.186	0,802	300,186	0,424
	50.03	0,642	50,03	0,842	50,03	0,460

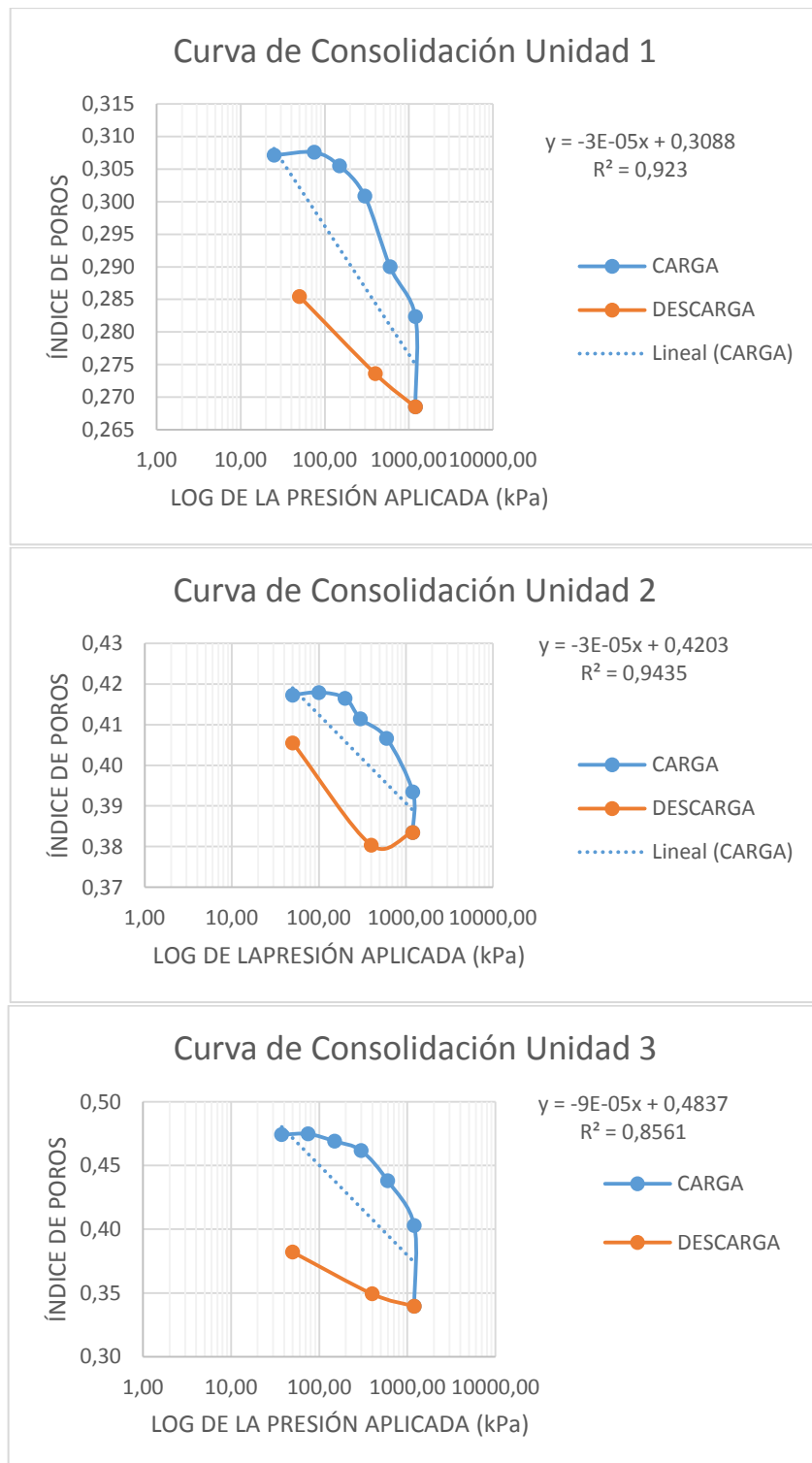


Figura 5.2. Curva de consolidación de las tres unidades.

Presión de pre-consolidación

Para el cálculo de la presión de pre-consolidación (kPa), se utiliza el método gráfico de Casagrande, el cual muestra en las siguientes figuras (Figura 5.3, 5.4 y 5.5).

Éste consiste en:

- Partiendo de los datos anteriores, primero buscamos el punto de máxima curvatura.
- Trazamos la línea de compresión virginal (dos últimos puntos de la función).
- Trazamos la línea horizontal que pase por el punto de máxima curvatura.
- Trazamos la tangente al punto de máxima curvatura.
- Trazamos la bisectriz entre la tangente y la línea horizontal.
- Hallamos el punto donde la bisectriz corta con la línea de compresión virginal.
- Tras estos pasos obtendremos la presión de pre-consolidación del suelo.

Unidad 1

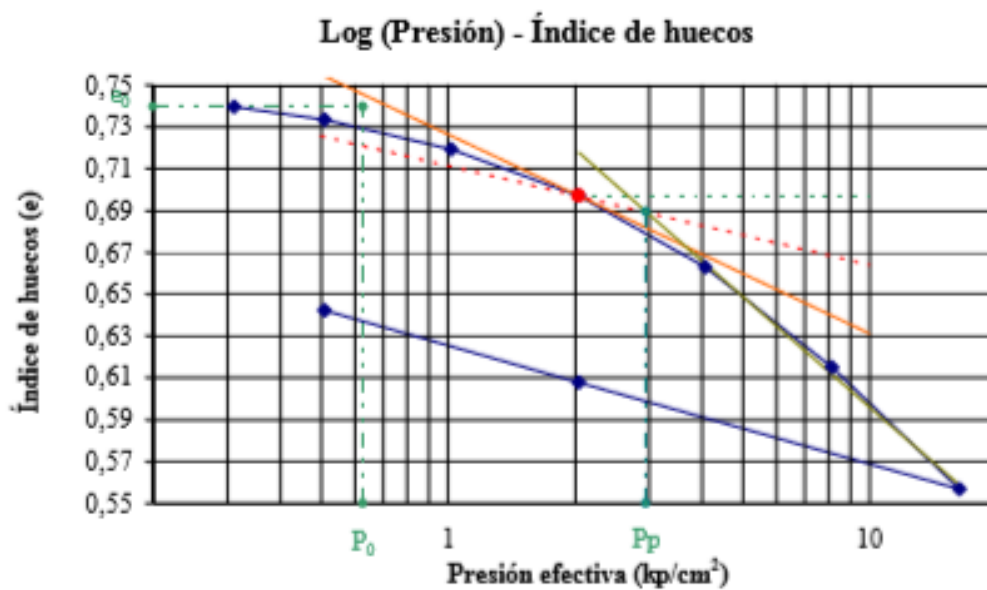


Fig. 5.3. Cálculo gráfico de presión de pre-consolidación para la Unidad 1

Unidad 2

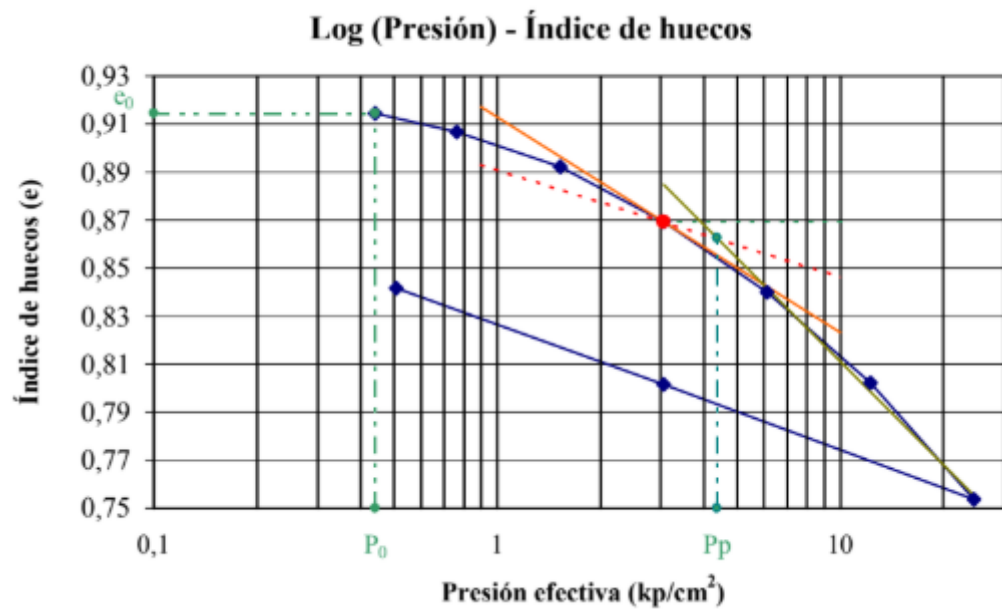


Fig. 5.4. Cálculo gráfico de presión de pre-consolidación para la Unidad 2

Unidad 3

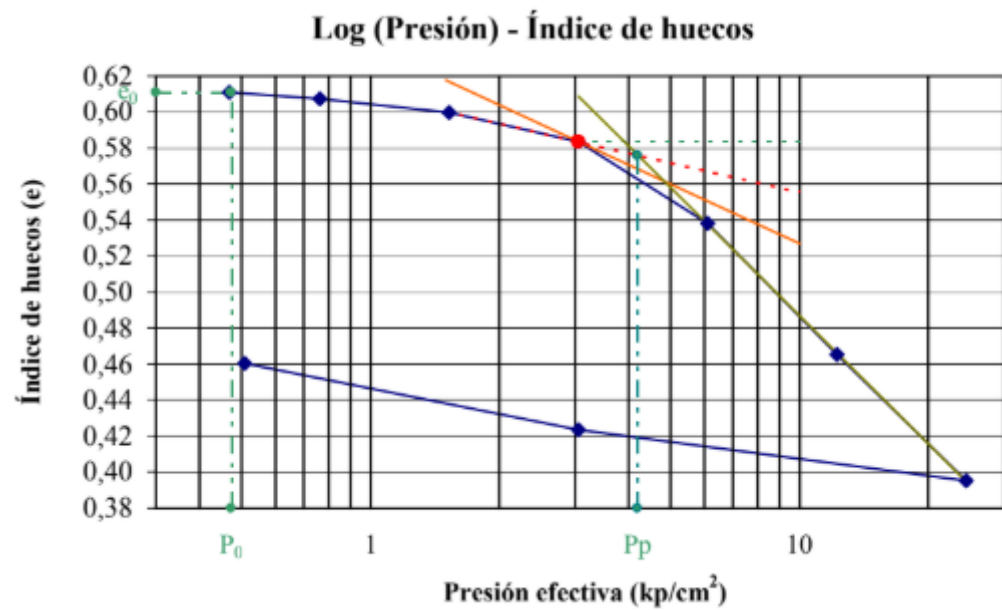


Fig. 5.5. Cálculo gráfico de presión de pre-consolidación para la Unidad 3

La expansividad de un terreno depende de dos factores: la naturaleza de las arcillas que lo componen y del grado de humedad de la muestra.

Los minerales de la arcilla pertenecientes al grupo de las esmectitas, sean puras o interestratificadas con otros filosilicatos, son los principales responsables de la expansividad. Estas arcillas presentan la estructura típica de los filosilicatos con dos capas de tetraedros de silicio (capas T) separadas por una capa octaédrica (capa O). Son los denominados paquetes T-O-T. Dado que existe una descompensación de carga en la estructura por sustituciones isomorfas, entre los paquetes T-O-T se intercalan gran variedad de cationes (Na^+ , Ca^{2+} , Mg^{2+}), moléculas orgánicas, agua etc.

La capacidad de expansión se debe a la separación de estos paquetes según el eje -c- debido a la entrada de estas moléculas, que normalmente es agua. El espaciado interlaminar mínimo de 9.6 Å puede llegar a alcanzar 15 Å cuando la muestra se satura en magnesio, y a > 17 Å al absorber el vapor de Etilenglicol.

Por esta razón, dado que el agua es la que ocasiona la separación de los paquetes, una esmectita con una humedad natural baja producirá una expansión mucho mayor que la misma arcilla saturada, puesto que esta última ya ha experimentado el cambio de volumen.

El ensayo empleado para evaluar la expansividad ha sido el ensayo de presión de hinchamiento la cual es la máxima presión que desarrolla una muestra de suelo inalterado en la célula edométrica, cuando al humectarse, se impide su hinchamiento.

A la vista de los resultados obtenidos se concluye:

- La presión de hinchamiento indica una expansividad de grado bajo a medio para las tres muestras analizadas.
- La presión de hinchamiento obtenida en el ensayo de consolidación presenta diferencias respecto a la determinada en el ensayo de presión de hinchamiento. Esta circunstancia se debe a que las distintas probetas obtenidas en cada Unidad Geotécnica no son completamente homogéneas, existiendo pequeñas diferencias en el contenido en arcilla. Es por ello, que un único ensayo de expansividad puede no ser representativo, siendo necesario un estudio estadístico con mayor número de muestras para cada Unidad. No obstante, a efectos prácticos, las diferencias obtenidas no son significativas desde el punto de vista del comportamiento geotécnico.

- Resulta interesante comparar los resultados obtenidos con las estimaciones realizadas en función del índice de plasticidad y el contenido en arcilla (Actividad de las arcillas) (Figura 5.6), según el diagrama de Bell y Muad (1995):

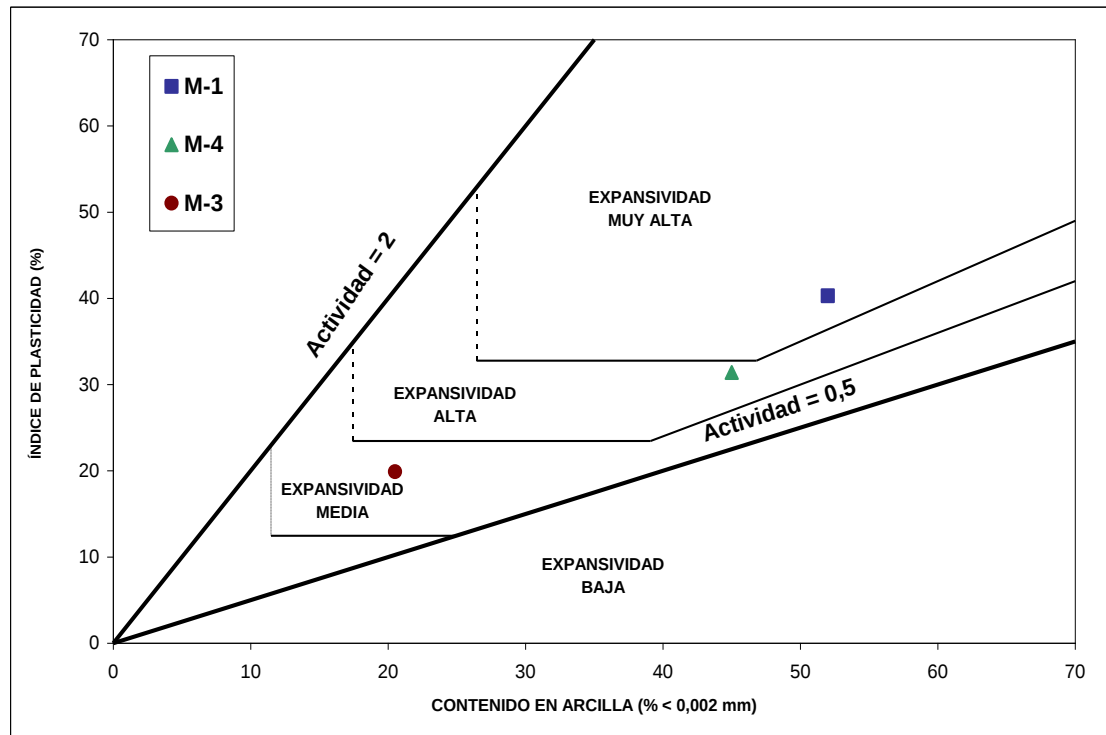


Fig 5.6. Grado de expansividad en función del contenido en arcilla y el índice de plasticidad (I.P.) (M-1: Unidad 1, M-4: Unidad 2, M-3: Unidad 3) (Elaboración, Israel Mellado)

El ensayo de consolidación unidimensional consiste en someter una probeta de suelo a incrementos crecientes de carga y medir la deformación correspondiente.

Es un ensayo muy útil pues se pueden determinar numerosos parámetros, entre los que cabe destacar (Tabla 5.5):

- Presión de hinchamiento: una vez colocada la probeta en la célula edométrica se dispone sobre la bancada con una presión de ajuste y se inunda. Si en este proceso, la probeta tiende a hinchar, se irá añadiendo carga hasta alcanzar el equilibrio. Esta carga corresponde a la presión de hinchamiento y es a partir de la cual se diseñan los escalones de carga sucesivos.
- Presión de preconsolidación y razón de sobreconsolidación: la presión de preconsolidación se determina mediante la construcción de Casagrande sobre la curva edométrica (logaritmo de presión-índice de huecos) y corresponde a la presión que ha soportado el terreno en el pasado y que ha desaparecido como

consecuencia de la erosión. La razón de sobreconsolidación es la relación entre la presión de preconsolidación y la presión efectiva actual en el momento de extracción de la muestra.

- Índice de compresión (C_c): pendiente de la curva a partir de la presión de preconsolidación. En este caso, el comportamiento del suelo es plástico, pues si cesa la carga, la deformación no se recupera.
- Coeficiente de consolidación (C_v): según la teoría de consolidación de Terzaghi-Fröhlich, el coeficiente de consolidación se define la relación entre la conductividad hidráulica (k_v) multiplicada por el módulo edométrico (E_m) y dividida entre la densidad del agua (γ_w).

$$C_v = E_m \cdot k_v / \gamma_w$$

Existen dos procedimientos para calcular el coeficiente de consolidación para cada escalón de carga: el método logarítmico de Casagrande y el método de la raíz cuadrada del tiempo según Taylor. En los ensayos realizados se ha empleado este último procedimiento debido a que el último tramo de la curva del método logarítmico no siempre se alcanza el 100 % de la consolidación en las 24 horas asignadas para cada escalón.

Tabla 5.5 Tabla con parámetros de consolidación de las tres unidades.

PARAMETROS DE CONSOLIDACIÓN				
		U 1 (M1)	U 2 (M4)	U 3 (M3)
Presión de hinchamiento	(kPa)	30.41	40.22	45.12
Presión inicial	(kPa)	61.80	43.16	46.10
Presión de pre-consolidación	(kPa)	289.39	429.67	412.02
Razón de sobre-consolidación	(OCR)	4.70	9.93	8.86
Índice de compresión	($C_c = \text{cm/s}$)	0.178	0.146	0.236
Coeficiente de consolidación	($C_v = \text{cm}^2/\text{s}$)	0.002359	0.00349	0.00195

Podemos ver que las tres muestras presentan notables grados de sobreconsolidación y que la muestra más compresible por debajo de la presión de preconsolidación es la muestra M-1 y la menos compresible la muestra M-3. Si las presiones aplicadas sobre el terreno superan a la presión de preconsolidación, la muestra más compresible con diferencia es la M-3 ($C_c = 0.236$). En cuanto al coeficiente de consolidación C_v cabe decir que la muestra M-4 es la que presenta el mayor valor y que, por tanto, la consolidación

primaria se efectuará en menor tiempo respecto a las muestras M-1 y M-3 que tienen valores del mismo orden de magnitud.

Corte Directo

A continuación, los resultados del corte directo (Tabla 5.6).

Tabla 5.6. Parámetros de resistencia de las tres unidades.

Pico		Unidad 1	Unidad 2	Unidad 3
<i>Angulo de rozamiento interno °</i>		28,75	31,5	33,49
<i>Cohesión</i>	<i>Kp/cm2</i>	0,52	0,83	0,32
	<i>kPa</i>	50,90	81,81	31,05
Residual		Unidad 1	Unidad 2	Unidad 3
<i>Angulo de rozamiento interno °</i>		19,10	29,2	27,91
<i>Cohesión</i>	<i>Kp/cm2</i>	0,12	0,48	0,08
	<i>kPa</i>	12,00	46,89	7,47

Existen considerables diferencias en relación a la cohesión efectiva entre las distintas unidades diferenciadas y esto tiene su expresión en el comportamiento geotécnico.

Destacamos que la unidad 2 presenta el valor más alto de cohesión tanto de pico como residual en relación a las otras dos unidades lo cual explica su estabilidad en campo. Esta condición justifica la ausencia de procesos erosivos o deslizamientos del terreno en esta unidad y su capacidad para soportar taludes de desmonte de notable inclinación y altura.

Respecto a la unidad 1 y 3 podemos decir que al tener la unidad 3 menor cohesión que la unidad 1 cabe esperar una mayor susceptibilidad al deslizamiento, sin embargo, en el campo este proceso no se observa de forma generalizada debido a la presencia de numerosas intercalaciones de areniscas que aseguran su estabilidad a largo plazo.

Sin embargo, la unidad 1, al presentar mayor plasticidad y expansividad se altera con mayor rapidez, lo que explica su facilidad al deslizamiento.

Compresión Simple

A continuación, los resultados del compresión simple (Tabla 5.7).

Tabla 5.7. Parámetros de resistencia de las tres unidades.

		Unidad 1	Unidad 2	Unidad 3
Resistencia a la compresión	Kp/cm ²	0,85	0,70	0,93
	kPa	83,20	69,06	91,29
Deformación en rotura	%	2,37	2,25	2,7
	mm	2,66	2,66	3,1
Angulo de rotura (grados)		69	66	90
Consistencia SE-C del CTE		Medio	Medio	Medio
Cohesión sin drenaje	Kp/cm ²	0,42	0,35	0,47
	kPa	41,6	34,53	45,64
E. (m. secante)	Kp/cm ²	35,72	31,35	34,50
	kPa	3503,34	3074,03	3383,13

Si comparamos los resultados de la cohesión sin drenaje determinada a partir del ensayo de compresión simple con los valores de cohesión efectiva del corte directo se comprueba que estos últimos son mayores o iguales. Este resultado no es lo esperado ya que la cohesión sin drenaje es mayor que la cohesión efectiva lo cual indica que los valores obtenidos no son fiables y que se debería plantear obtener los valores de cohesión sin drenaje a partir del corte directo rápido (UU, (sin consolidar y sin drenar)).

Los valores reales deben ser mayores a los obtenidos y comparativamente se deben obtener diferencias en las distintas unidades.

5.3. Mineralogía

Difracción de rayos X

Durante el ensayo DRX se obtienen varios tipos de gráficos que definen la mineralogía de nuestra muestra.

A continuación, se reflejarán dichos gráficos y tablas de cada una de las unidades correspondientes.

Unidad 1

Con la ayuda del programa decomprx hemos obtenido las curvas de los picos que nos interesaban ajustándose lo máximo posible a la real.

En la siguiente tabla y figura (Tabla 5.9) (Figura 5.7) se muestran los datos del polvo total, la cual recoge valiosa información de dicha mineralogía, representando los porcentajes de contenido de cada mineral que lo forma.

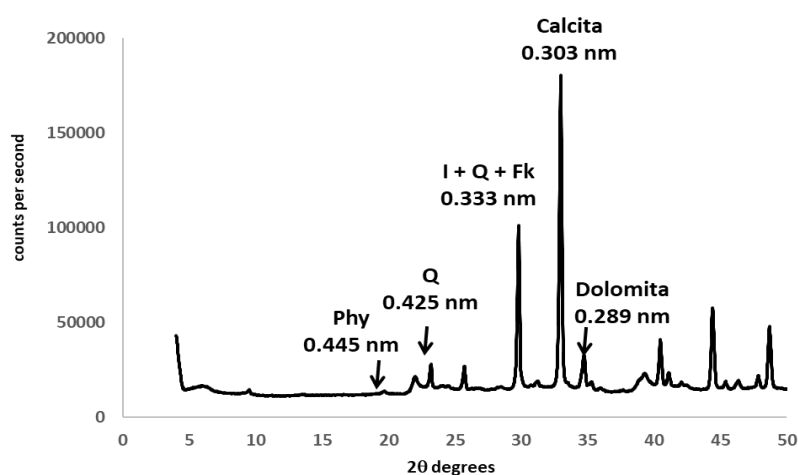


Fig 5.7. Mineralogía de rayos X de la fracción tierra fina del suelo (< 2 mm). Unidad 1. Phy: filosilicatos totales, Q: cuarzo, I: illita, Fk: feldespato potásico.

Tabla 5.8. Áreas relativas de la mineralogía de rayos X de la fracción de tierra fina del suelo (< 2 mm) (%). Unidad 1.

FILOSILICATOS	CUARZO	GOETHITA	HETATITES	CAOLINITA	POTASIO	CALCITA	DOLOMITA
32	12	tr	tr	tr	2	49	5

tr. = traza (< 1%)

Cuando a la muestra magnésica añadimos etilenglicol aparecen otras fases las cuales recojo en la siguiente tabla con sus áreas respectivamente.

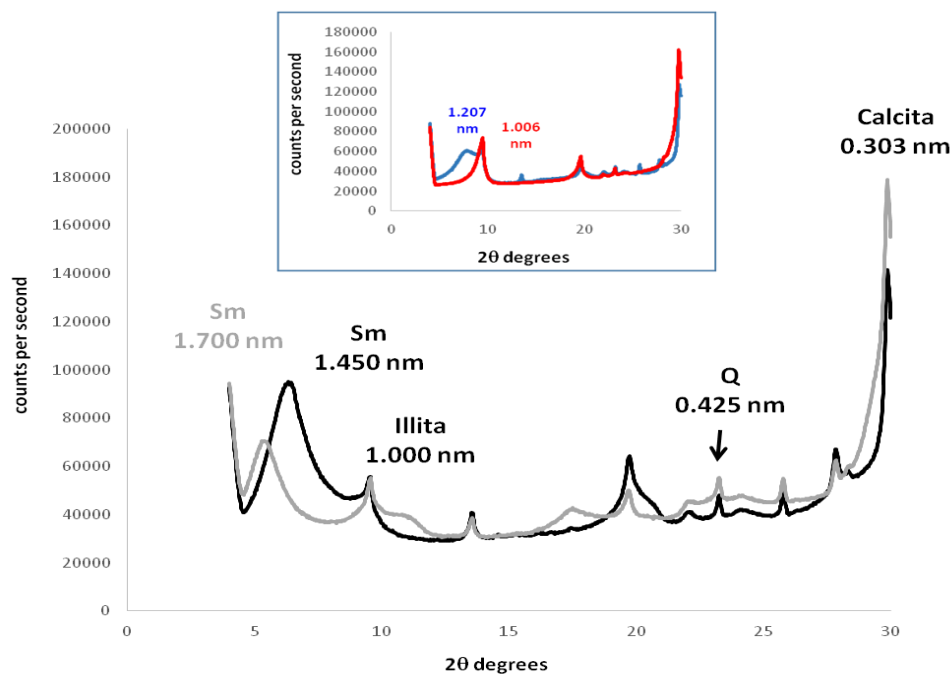


Fig 5.8. Mineralogía de rayos X de la fracción arcilla del suelo (< 2 mm; Agregados Orientados). Unidad 1.

En negro: tratamiento Mg- Seco Aire, en gris: tratamiento Mg-Etilenglicol, en azul: tratamiento K- Seco Aire, en rojo: tratamiento K- térmico (550° C)

Tabla 5.9. Áreas relativas de la mineralogía de rayos X de la fracción de arcilla del suelo (< 2 mm) (%). Unidad 1.

ESMECTITA*	VERMICULITA	MICA	CLORITA	CAOLINITA	FELDESPATOS	CUARZO	CALCITA
10	tr	16	tr	1	tr	41	32

* Incluye esmectita pura e interestratificados con esmectita.

tr = traza (< 1%)

La descomposición de los picos tiene como resultado:

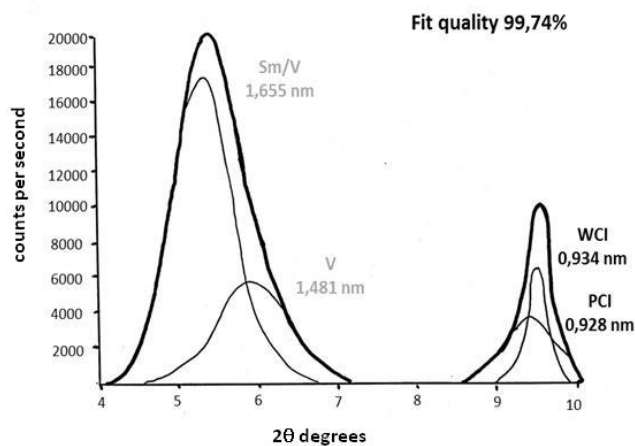


Fig 5.9. Gráfica de las curvas que se ajustan a los picos de la Unidad 1.

Tabla 5.10. Áreas relativas (%) de la descomposición de los picos de 0 -10 ° 2 θ . Unidad 1.

WCI	PCI	V	Sm/V
6	9	24	60

WCI: Illita bien cristalizada, PCI: Illita pobremente cristalizada, V: vermiculita, Sm/V: Esmectita vermiculita

Unidad 2

En la siguiente tabla y figura (Tabla 5.12) (Figura 5.10) se muestran los datos del polvo total, la cual recoge valiosa información de dicha mineralogía, representando los porcentajes de contenido de cada mineral que lo forma.

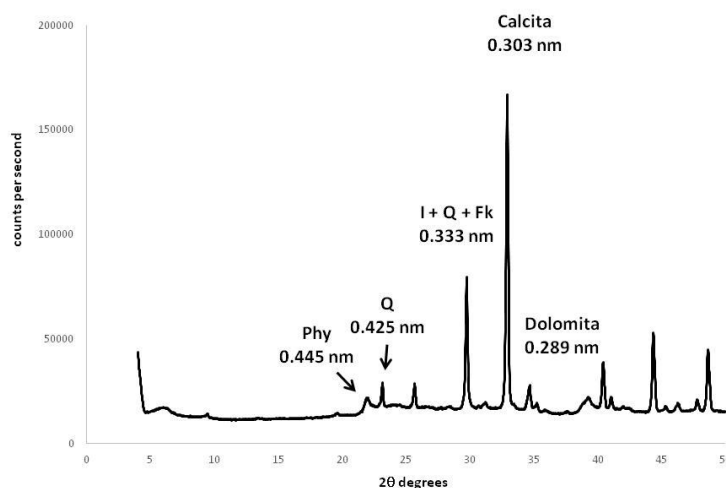


Fig 5.10. Mineralogía de rayos X de la fracción tierra fina del suelo (< 2 mm). Unidad 2.
Phy: filosilicatos totales, Q: cuarzo, I: illita, Fk: feldespato potásico.

Tabla 5.11. Áreas relativas de la mineralogía de rayos X de la fracción de tierra fina del suelo (< 2 mm). Unidad 2.

FILOSILICATOS	CUARZO	GOETHITA	HETATITES	CAOLINITA	POTASIO	CALCITA	DOLOMITA
22	18	tr	tr	tr	2	54	4

tr = traza (< 1%)

Cuando a la muestra añadimos etilenglicol aparecen otras fases las cuales recojo en la siguiente tabla con sus áreas respectivamente.

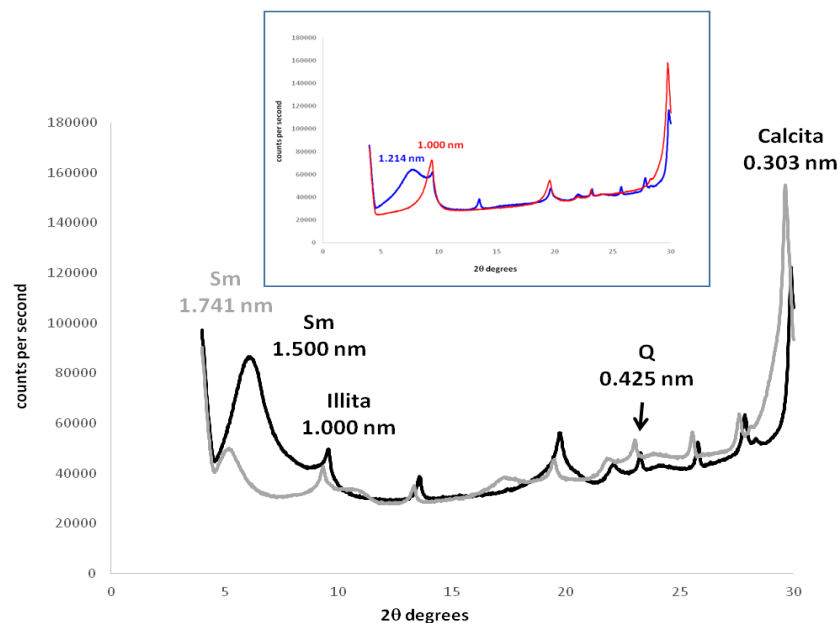


Fig 5.11. Mineralogía de rayos X de la fracción arcilla del suelo (< 2 mm; Agregados Orientados). Unidad 2.

En negro: tratamiento Mg- Seco Aire, en gris: tratamiento Mg-Etilenglicol, en azul: tratamiento K- Seco Aire, en rojo: tratamiento K- térmico (550° C)

Tabla 5.12. Áreas relativas de la mineralogía de rayos X de la fracción de arcilla del suelo (< 2 mm) (%). Unidad 2

ESMECTITA*	VERMICULITA	MICA	CLORITA	CAOLINITA	FELDESPATOS	CUARZO	CALCITA
5	tr	17	tr	1	tr	43	34

* Incluye esmectita pura e interestratificados con esmectita

tr = traza (< 1%)

La descomposición de los picos tiene como resultado:

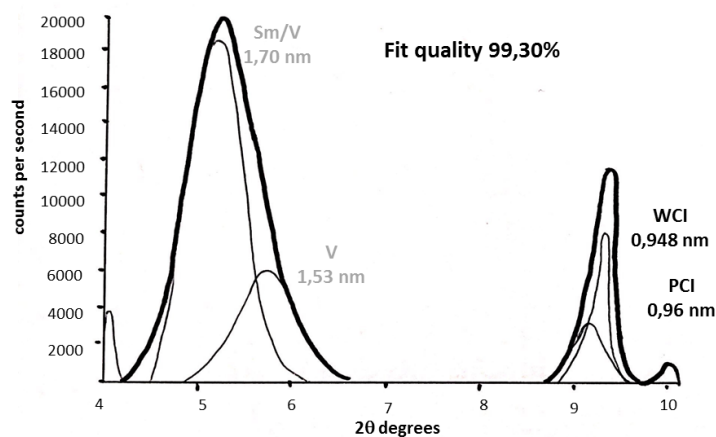


Fig 5.12. Gráfica de las curvas que se ajustan a los picos representativos.

Tabla 5.13. Áreas relativas (%) de la descomposición de los picos de 0 -10 ° 2 θ. Unidad 2.

WCI	PCI	V	Sm/V
9	5	21	65

WCI: Illita bien cristalizada, PCI: Illita pobremente cristalizada, V: vermiculita, Sm/V: Esmeclita vermiculita

Unidad 3

En la siguiente tabla y figura (Tabla 5.15) (Figura 5.13) se muestran los datos del polvo total, la cual recoge valiosa información de dicha mineralogía, representando los porcentajes de contenido de cada mineral que lo forma.

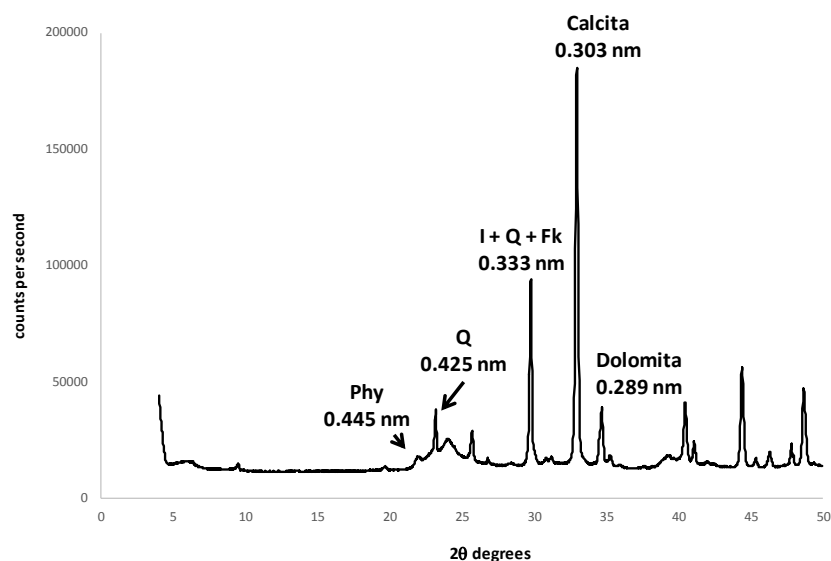


Fig 5.13. Mineralogía de rayos X de la fracción tierra fina del suelo (< 2 mm). Unidad 3.
Phy: filosilicatos totales, Q: cuarzo, I: illita, Fk: feldespato potásico.

Tabla 5.14. Áreas relativas de la mineralogía de rayos X de la fracción de tierra fina del suelo (< 2 mm). Unidad 3.

FILOSILICATOS	CUARZO	GOETHITA	HETATITES	CAOLINITA	POTASIO	CALCITA	DOLOMITA
32	13	tr	tr	tr	tr	47	7

tr = traza (< 1%)

Cuando a la muestra añadimos etilenglicol aparecen otras fases las cuales recojo en la siguiente tabla con sus áreas respectivamente.

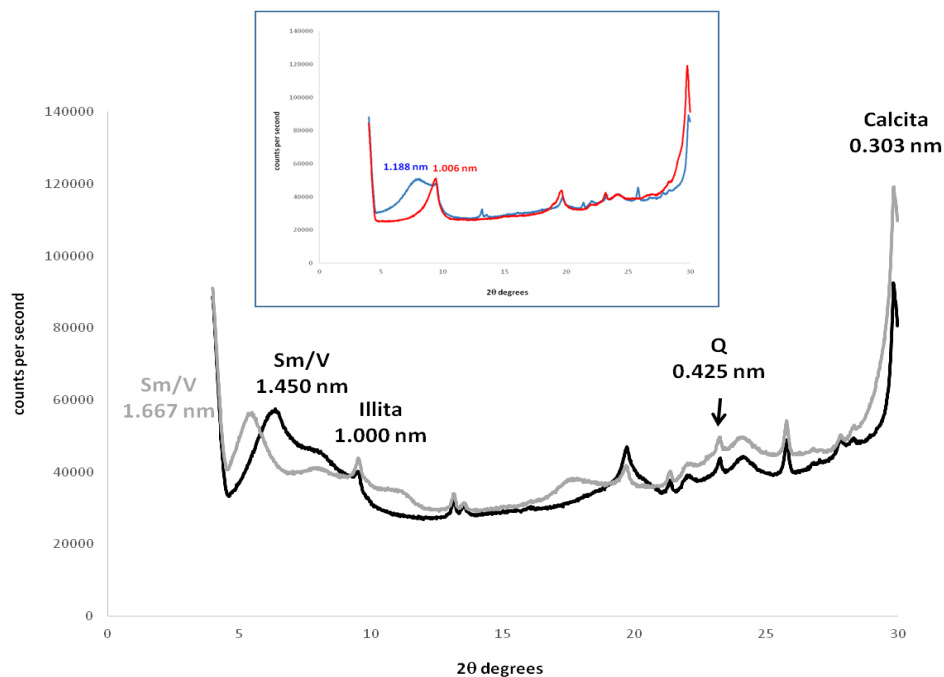


Fig 5.14. Mineralogía de rayos X de la fracción arcilla del suelo (< 2 mm; Agregados Orientados). Unidad 3.

En negro: tratamiento Mg- Seco Aire, en gris: tratamiento Mg-Etilenglicol, en azul: tratamiento K- Seco Aire, en rojo: tratamiento K- térmico (550° C)

Tabla 5.15. Áreas relativas de la mineralogía de rayos X de la fracción de arcilla del suelo (< 2 mm) (%). Unidad 3.

ESMECTITA*	VERMICULITA	MICA	CLORITA	CAOLINITA	FELDESPATOS	CUARZO	CALCITA
10	tr	5	tr	2	tr	19	65

* Incluye esmectita pura e interestratificados con esmectita

La descomposición de los picos tiene como resultado:

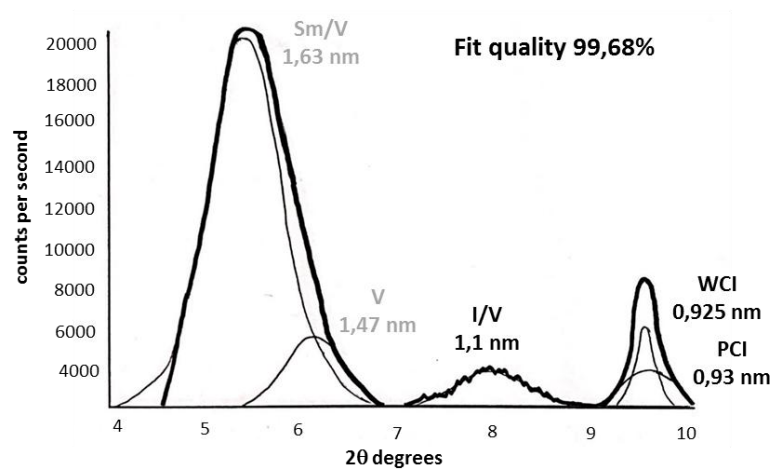


Fig 5.15. Gráfica de las curvas que se ajustan a los picos representativos.

Tabla 5.16. Áreas relativas (%) de la descomposición de los picos de $0-10^\circ 2\theta$. Unidad 3.

WCI	PCI	V	Sm/V	I/V
5	3	14	71	6

WCI: Illita bien cristalizada, PCI: Illita pobremente cristalizada, V: vermiculita, Sm/V: Esmeclita vermiculita.

5.4. Discusión

Las muestras presentan presiones de hinchamiento equivalentes, entre 30 y 45 kPa, que pueden ser consideradas como intermedias-bajas (entre 25 y 125 kPa). Esto cuadra con las actividades obtenidas (entre 0,66 y 2,06) y su clasificación como suelos de tipo fino (González de Vallejo et al., 2002).

La mineralogía total de las muestras M1 (Unidad I), M4 (Unidad II) y M3 (Unidad III) es, con algunas diferencias, bastante parecida, especialmente entre M1 y M3, con porcentajes minerales prácticamente idénticos. M4, comparado con estas últimas, es más rica en cuarzo y más pobre en filosilicatos (22 frente a 32% de M1 y M3, respectivamente).

Respecto a la composición de la fracción arcilla (< 2 mm), hay también que resaltar los contenidos similares en fases expansibles (esmeclitas, incluyendo interestratificados) de M1 y M3 (10%), muestras que se diferencian en que la primera fue relativamente más rica en cuarzo (41 vs. a 19%, respectivamente) y mica (16 y 5%, respectivamente) que la segunda, mientras que la segunda casi duplica el contenido relativo de calcita de M1 (65 vs. 34%, respectivamente). Por su parte, M4 presenta contenido aún menor en fases expansibles (5%) que M3 y M1, aunque en general estas diferencias porcentuales no son especialmente destacables.

La homogeneidad de la mineralogía de las muestras representativas de las tres unidades, por tanto, es consistente con las presiones de hinchamiento y las actividades observadas, que también son bastante homogéneas. En cualquier caso, tanto el porcentaje total de filosilicatos como de fases esmeclíticas, puras o interestratificadas, es bajo, por lo que no es de extrañar que, a pesar de ser suelos finos, se trata de un material de más bien escasa expansibilidad.

Respecto a la plasticidad, M3 se clasifica como limo de baja plasticidad (ML), a pesar de que presenta el mayor porcentaje de fases expansibles (71% de interestratificado Sm/V) y el mayor coeficiente de actividad (2,06) de las tres muestras, mientras que M1 y M4 se clasifican como muestras de alta plasticidad (CH y MH, respectivamente). No obstante, las diferencias en ninguno de estos parámetros son muy importantes, ya que tanto M4 como M3 están en el límite de la arcilla en la clasificación de Casagrande (línea A), y el límite líquido de M3 es del 48%, muy próximo al valor umbral de “alta plasticidad” (50%). En el caso de M2 y M3, los límites líquidos en torno al 65% apuntan a una mineralogía relativamente pobre en esmeclita, ya que valores típicos de este parámetro de

suelos esmectíticos suelen superar incluso el 100% (Terzaghi et al., 1996). Como en el caso de la expansividad, la plasticidad que presentan es más bien moderada, lo que casa bien con la homogénea composición de la arcilla y la relativa escasez en esmectitas detectada en DRX.

En cuanto a las propiedades edométricas, los índices de compresibilidad (C_c) son típicos de arcillas de media compresibilidad (entre 0,05 y 0,25 cm/s), según Jiménez-Salas (1975), lo que sería coherente con la plasticidad exhibida por las muestras. Así mismo, los coeficientes de consolidación (C_v) también se encuentran en el rango de arcillas de moderada compresibilidad (entre 0,001 y 0,004 cm²/s, según Jiménez-Salas, 1975), coincidiendo con la interpretación que hacemos del índice C_c . La muestra M3 es la que arroja un menor valor de C_v , lo que indica que es la muestra menos comprensible (más rígida) de las tres.

Por último, de acuerdo a Michell y Soga (1992) y Urbaitis et al. (2016), las presiones de pre-consolidación nos indican que M1 es un material moderadamente rígido (entre 200 y 400 kPa), mientras que M4 y M3 son rígidos (> 400 kPa) y bastante pre-consolidados (OCR cercana a 10), como se puede observar claramente en la orientación que muestra la matriz fina de las muestras en las Figuras 5.16 y 5.17.

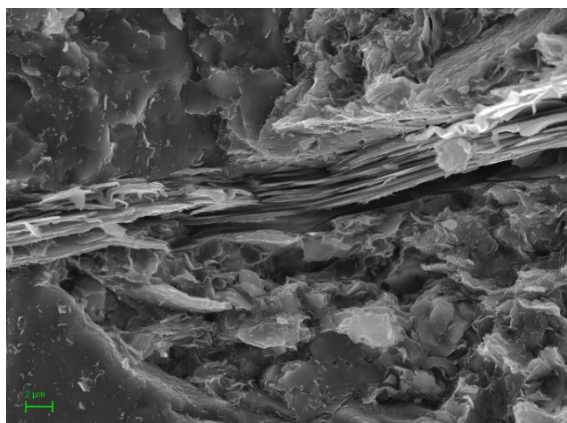


Figura 5.16: Imagen de SEM de la M4 (Unidad 2), paralela al plano de estratificación. Puede observarse la orientación de la matriz arcillosa debida a la consolidación (4.000 aumentos).

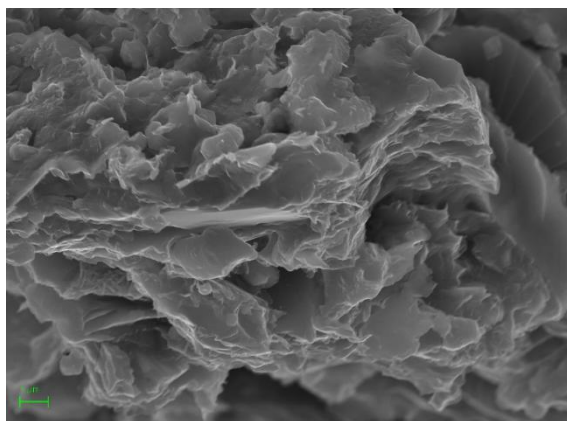


Fig 5.17: Imagen de SEM de la M3 (Unidad 3), paralela al plano de estratificación. Aunque menor que en Unidad 2, puede observarse claramente la orientación de la matriz arcillosa debida a la consolidación (15.000 aumentos).

El fenómeno mecánico que más podríamos destacar de estas muestras, por tanto, es el de su rigidez, a pesar de ser suelos sin grava y ricos en limos y arcillas. Tal rigidez podríamos atribuirla, por una parte, a aspectos puramente compositivos como son el relativamente bajo contenido de filosilicatos y fases expansibles y el elevado contenido de calcita (especialmente en la muestra M3), que ha podido provocar una cementación de la matriz fina del suelo. Por otra parte, la rigidez de la muestra también puede atribuirse a la sobreconsolidación de las margas. En este sentido, las margas de las unidades estudiadas presentan el comportamiento típico que González de Vallejo et al. (2002) atribuye a las margas sobreconsolidadas de la Depresión del Guadalquivir, cuyo comportamiento, además, se modula en función de las microvariaciones litológicas en la columna estratigráfica (i.e. paquetes de areniscas intercalados).

Como resumen final, podríamos indicar que las unidades estudiadas no presentan valores extremos de comportamiento mecánico ni a nivel de resistencia a la rotura (como se comentó en el apartado 5.2), ni a nivel de su compresibilidad o expansividad, a pesar de ser suelos finos, debido a la presencia de minerales no arcillosos (como calcita o cuarzo) y al historial mecánico de los mismos (sobreconsolidación). No se trataría, por tanto, de suelos especialmente problemáticos desde el punto de vista geotécnico.

6. CONCLUSIONES.

Partiendo de que el porcentaje de gruesos es despreciable en todas las unidades, existe una diferencia importante en el contenido de finos entre las unidades 1 y 3, siendo poco significativa entre la 1 y la 2.

Las unidades 1 y 2 están compuestas de mucha arcilla y limos (más de un 90%), mientras que la 3 se compone de bastante menos, un 62,8% concretamente.

Todas las unidades poseen un porcentaje de humedad higroscópica de entre el 6-7% habiendo diferencias más significativas en la humedad natural 1 y 3 respecto a la unidad 2.

Las unidades 1 y 2 son de alta plasticidad puesto que su límite líquido es mayor de 50. Por el contrario, la unidad 3 tiene un valor ligeramente inferior al 50%, por lo que tendría una plasticidad intermedia.

Como hemos visto en la figura 5.1, la unidad uno es una arcilla inorgánica de elevada plasticidad con un comportamiento mecánico de malo a aceptable y con capacidad de drenaje casi impermeable. La unidad 2 corresponde a limos inorgánicos, arenas finas o limos con mica o diatomeas, limos elásticos, con un comportamiento mecánico malo y una capacidad de drenaje aceptable a mala. Por último, en la unidad 3 nos encontramos con unas arenas finas limosas o arcillosas con un comportamiento malo a aceptable y con una capacidad de drenaje aceptable a mala.

La presión de hinchamiento indica una expansividad de grado bajo a medio para las tres muestras analizadas.

La presión de hinchamiento obtenida en el ensayo de consolidación presenta diferencias respecto a la determinada en el ensayo de presión de hinchamiento. Esta circunstancia se debe a que las distintas probetas obtenidas en cada Unidad Geotécnica no son completamente homogéneas, existiendo pequeñas diferencias en el contenido en arcilla. Es por ello, que un único ensayo de expansividad puede no ser representativo, siendo necesario un estudio estadístico con mayor número de muestras para cada Unidad. No obstante, a efectos prácticos, las diferencias obtenidas no son significativas desde el punto de vista del comportamiento geotécnico.

La presión de hinchamiento da lugar a valores que indican un rango en la expansividad medio-bajo.

Podemos ver que las tres muestras presentan notables grados de sobreconsolidación y que la muestra más compresible por debajo de la presión de preconsolidación es la

muestra M1 y la menos compresible la muestra M3. Si las presiones aplicadas sobre el terreno superan a la presión de preconsolidación, la muestra más compresible con diferencia es la M3 ($C_c = 0.236$). En cuanto al coeficiente de consolidación C_v cabe decir que la muestra M4 es la que presenta el mayor valor y que, por tanto, la consolidación primaria se efectuará en menor tiempo respecto a las muestras M1 y M3 que tienen valores del mismo orden de magnitud.

Si comparamos los resultados de la cohesión sin drenaje determinada a partir del ensayo de compresión simple con los valores de cohesión efectiva del corte directo se comprueba que estos últimos son mayores o iguales. Este resultado no es lo esperado ya que la cohesión sin drenaje es mayor que la cohesión efectiva lo cual indica que los valores obtenidos no son fiables y que se debería plantear obtener los valores de cohesión sin drenaje a partir del corte directo rápido (UU, sin consolidar y sin drenar).

Los valores reales deben ser mayores a los obtenidos y comparativamente se deben obtener diferencias en las distintas unidades.

Existen considerables diferencias en relación a la cohesión efectiva entre las distintas unidades diferenciadas y esto tiene su expresión en el comportamiento geotécnico.

Destacamos que la unidad 2 presenta el valor más alto de cohesión tanto de pico como residual en relación a las otras dos unidades lo cual explica su estabilidad en campo. Esta condición justifica la ausencia de procesos erosivos o deslizamientos del terreno en esta unidad y su capacidad para soportar taludes de desmonte de notable inclinación y altura.

Respecto a la unidad 1 y 3 podemos decir que al tener la unidad 3 menor cohesión que la unidad 1 cabe esperar una mayor susceptibilidad al deslizamiento, sin embargo, en el campo este proceso no se observa de forma generalizada debido a la presencia de numerosas intercalaciones de areniscas que aseguran su estabilidad a largo plazo.

Sin embargo, la unidad 1, al presentar mayor plasticidad y expansividad se altera con mayor rapidez, lo que explica su facilidad al deslizamiento.

La composición estimada mediante DRX indica que las tres unidades son relativamente homogéneas desde el punto de vista mineralógico, destacando el contenido moderado-bajo tanto de filosilicatos totales como de fases expansivas (esmeclitas puras o interestratificadas). Esto explica que los valores moderados de plasticidad, expansividad y compresibilidad que muestran estos suelos, a pesar de ser claramente de grano fino. Por último, el historial de esfuerzos de estos materiales, inferido a partir de su moderado-alto

valor de OCR (cercano a 10 en M4 y M3), junto con los aspectos compositivos comentados, nos hacen prever un comportamiento geomecánico no demasiado problemático para suelos de esta granulometría.

7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Azcarate J.E. et. al., 1977. Mapa Geologico de España nº 905.
- Bell, F.G. & Muad, R.R. (1995). Expansive clays and construction, especially of low-rise structures: a viewpoint from Natal, South Africa. *Environ Eng Geosci* 1 (1), pp. 41– 59.
- Bin Shi, Hongtao Jiang, Zhibin Liu , H.Y. Fang , 2002. Engineering geological characteristics of expansive soils in China.
- Bouch, J.E.. 2006. SEM Petrography of samples of the London Clay of southern England. British Geological Survey Internal Report IR/05/126. 42 PP.
- Carpena, R., Moya, F., Mellado, I., Colomo, C., Bédmar, P., Gil, D., Calero, J., Pérez, A., Fernández, T., Sánchez, M., Tovar, J. 2017. Análisis de riesgos asociados a las infraestructuras viarias de la Diputación Provincial de Jaén, IX Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, Santander, pp. 335-346.
- C. O. Una¹, O. Igwe ¹, R. Maduka¹, A. Brooks¹, R. Ajodo¹, E. J. Adepehin¹, E. Okwoli², 2015. Integrating geotechnical and geophysical techniques in assessing frequent building collapse in Akpugo, Nkanu West L.G.A., Enugu State, Nigeria.
- Dexter. A.R., 1988. Advances in characterization of soil structure. *Soil Till. Res.* 11, 199 – 238.
- F. J. Anderson, 2006. North Dakota Geological Survey, 600 East Boulevard Avenue, Bismarck, ND 58505-0840, USA.E. Kalkan, M. S. Bayraktutan, 2008. Geotechnical evaluation of Turkish clay deposits: a case study in Northern Turkey.
- Grabowska-Olzevska, 1984. Atlas of the microstructure of clay soils.
- Holtz WG, Kovacs WD (1981). An introduction to geotechnical engineering. Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs.
- Jiménez-Salas, J.A., de Justo-Albañés., 1975. Geotecnia y Cimientos I (2ª Ed.). Rueda, Madrid.
- Kalkan, Ekrem, 2011. Impact of wetting–drying cycles on swelling behavior of clayey soils modified by silica fume.

- Karathanasis, A.D., 2002. Mineral equilibria in environmental soil systems. In: Dixon, J.B., Schulze, D.G. (Eds.), Soil Mineralogy with Environmental Application. Soil Science Society of America, Inc., Madison, WI, pp. 109-149.
- Lamas, F., Irigaray, C., Chacón, J., 2002. Geotechnical characterization of carbonate marls for the construction of impermeable dam cores. Engineering Geology 66, 283-294.
- Lanson, B. 1997. Decomposition of experimental X-ray diffraction profile (profile fitting): a convenient way to study clay minerals. Clays & Clay Minerals (45), pp 132 – 146.
- Mahmut Mutlutürk, Emre Balcıoğlu, 2015. Geo-Engineering Properties and Swelling Potential of Quaternary Lacustrine Clays in North of Burdur, Turkey.
- Maki Ito, Shahid Azam, 2009. Engineering characteristics of a glacio-lacustrine clay deposit in a semi-arid climate.
- Maquarie, O., Malet, J.P., Remaître, A., Locat, J., Klotz, S., Guillon, J., 2003. Instability conditions of marly hillslopes: toward landsliding or gullyng? The case of the Barcelonnette Basing, South East France. Engineering Geology 70, 109-130.
- Martín-García, J.M., Delgado, G., Sánchez-Marañón, M., Párraga, J.F. & Delgado, R. 1997. Nature of dioctahedral micas in Spanish red soils. Clay Minerals, 32, 107–121.
- Martínez del Olmo W, Martín Sánchez D. 2019. Surcos erosivos, sistemas de turbiditas y episodios climáticos en el Tortoniense y Messiniense de la Cuenca del Guadalquivir (SO de España). Revista de la Sociedad Geológica de España 32:97–112.
- Mehdi Momeni, Ali Shafiee, Mojtaba Heidari, Mohammad Kazem Jafari, Mohammad Reza MahdaviFar, 2012. Evaluation of soil collapse potential in regional scale.
- Mitchell, J.K. & Soga, K. (2005). Fundamentals of soil behaviour, 3rd edn. Wiley, New York.
- Norma española UNE 103-102, análisis granulométrico de suelos finos por sedimentación.
- Norma española UNE 103 101, análisis granulométrico de suelos por tamizado.
- Norma española UNE 103 103 determinación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de Casagrande.

- Norma española UNE 103 104, determinación del límite plástico de un suelo.
- Norma española UNE 103 401, determinación de los parámetros resistentes de una muestra de suelo en la caja de corte directo.
- Norma española UNE 103 405, ensayo de consolidación unidimensional de un suelo en edómetro.
- Norma española UNE 103 602, ensayo para calcular la presión de hinchamiento de un suelo en edómetro.
- Norma española UNE 103 100, preparación de la muestra para ensayos de suelo.
- Plaza et. al., 2009. Caracterización geotécnica del deslizamiento de Villacarrillo.
- Plaza Félix, Iván, 2017. Implicación de las interacciones interfaciales en la estructura y cohesión del suelo. Tesina del Máster de Ingeniería Geológica aplicada a la obra civil.
- Roldán García F.J. et, al., 1992 y nº 905, Azcarate J.E. et. al., 1977. Mapa Geológico de España hoja nº 927.
- Roldán García F.J. et, al., 1992. Mapa Geológico de España hoja nº 927.
- Sánchez-Gómez, M., Peláez, J.A., García-Tortosa, F.J., Pérez-Valera, F., Sanz de Galdeano, C., 2014. La serie sísmica de Torreperogil (Jaén, Cuenca del Guadalquivir oriental): evidencias de deformación tectónica en el área epicentral. Rev. la Soc. Geol. España 27, 301–318.
- Shahid Azam, Imran Shah , Mavinakere E. Raghunandan, Maki Ito, 2013. Study on swelling properties of an expansive soil deposit in Saskatchewan, Canada.
- Terzaghi, K, Peck, B., 1948. Soil Mechanics in Engineering Practice (1ª Ed.). Wharton Press.
- Terzaghi, K, Peck, B., Mesri, G., 1996. Soil Mechanics in Engineering Practice (3ª Ed.). John Willey & Sons, Inc.
- Velde, B. & Barré. P. 2010. Soil, Plants and Clay Minerals. Springer-Verlag. Berlin.
- Vera et. al., 2004. LIBRO: Constitución Geológica de España.
- Vera, 2004. Geología de España. Sociedad geológica de España e Instituto geológico y minero de España. Madrid.
- R.N. Young y B.P. Warkentin, 1975. Soil properties and behaviour.

- Urbaitis, D., Lekstutyte, I. & Gribulis, D. (2016). Overconsolidation Ratio Determination of Cohesive Soil. Faculty of Natural Sciences, Department of Hydrogeology and Engineering Geology, Vilnius University, Vilnius, Lithuania.
- Whittig L.D. & Allardice W.R. (1986). X-ray diffraction techniques, pp. 331-359. In: A Klute (ed.). Methods of soil analysis: Physical and Mineralogical Methods. 2nd ed. Madison, Wisconsin, American Society of Agronomy. Agronomy Series No. 9, part 1.

ANEXOS

Anexo 1. Granulometría y Límites de Atterberg.

Unidad 1

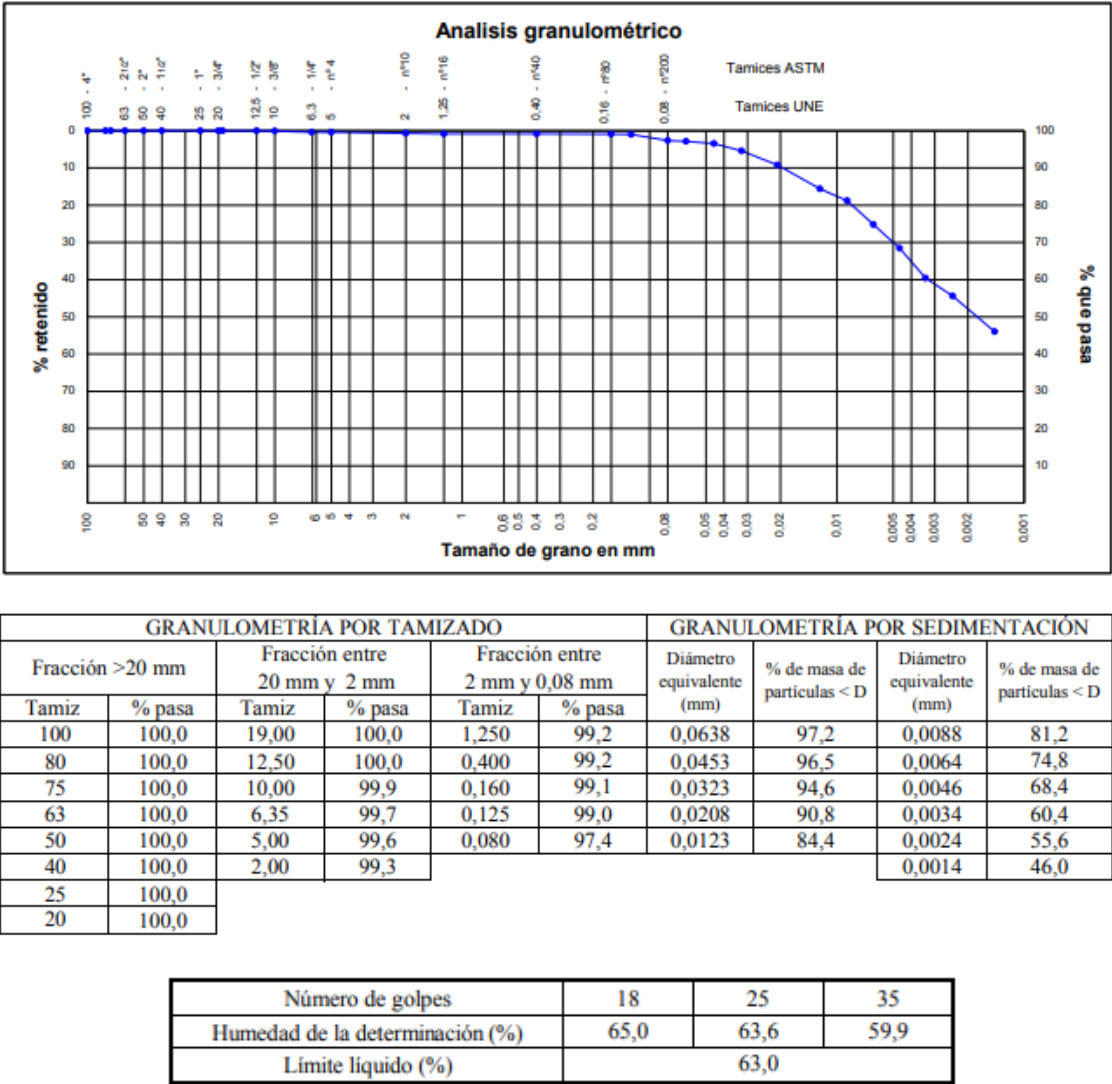


Fig A.1.1.

Grafico del límite liquido por método gráfico

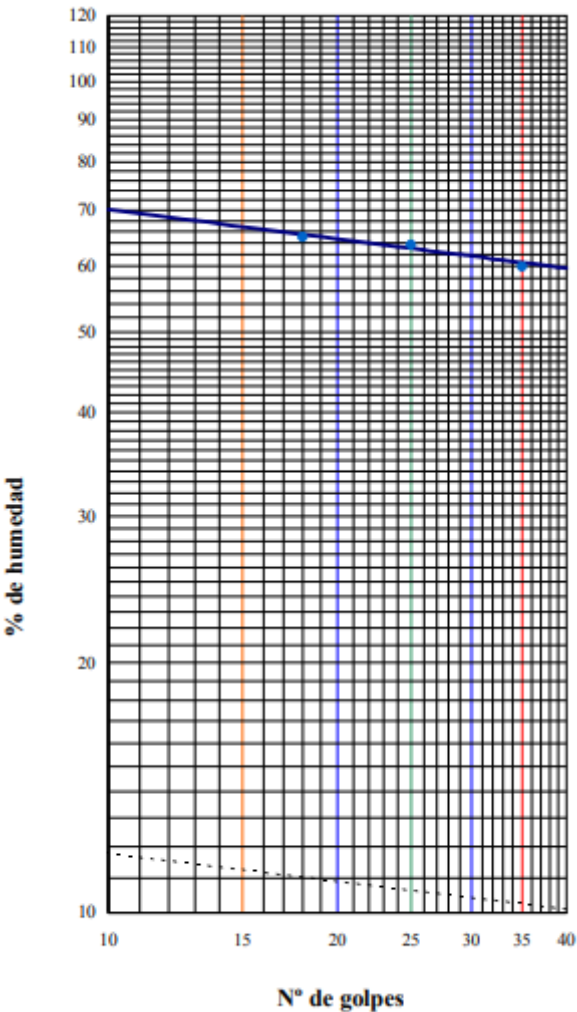


Fig A.1.2.

Carta de plasticidad de Casagrande

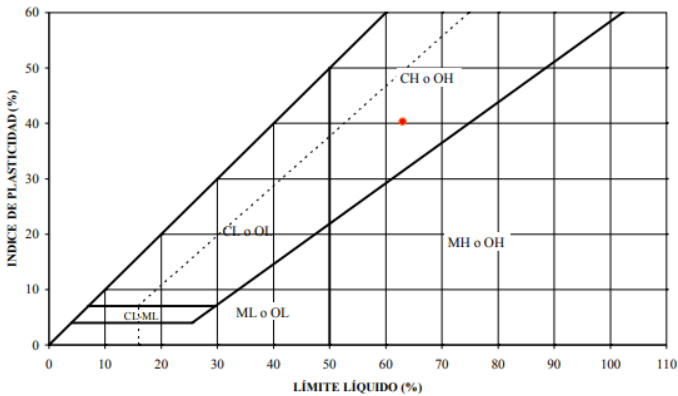
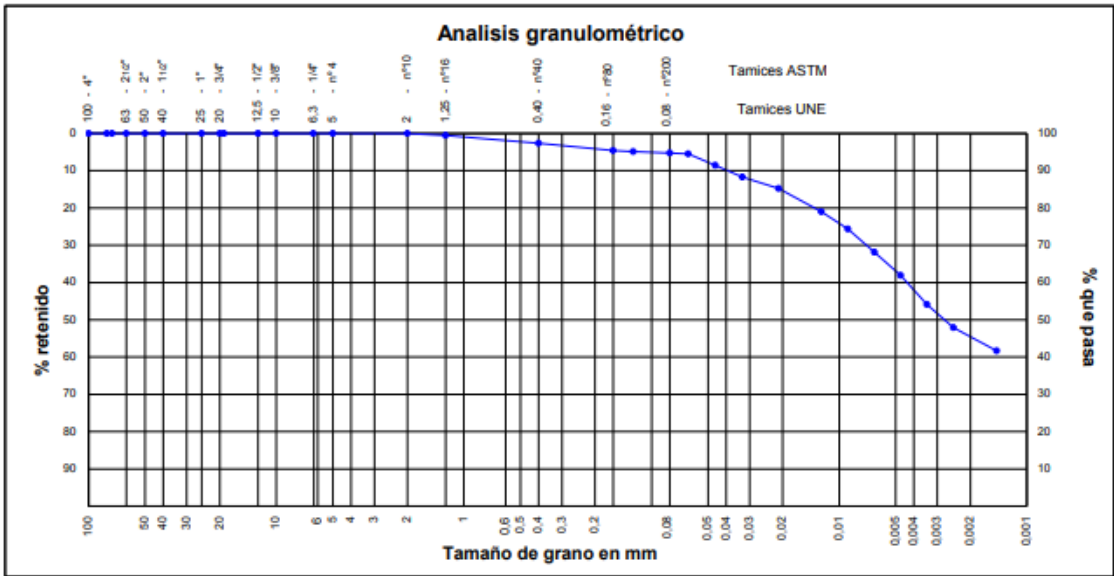


Fig A.1.3.

Unidad2



GRANULOMETRÍA POR TAMIZADO						GRANULOMETRÍA POR SEDIMENTACIÓN			
Fracción >20 mm		Fracción entre 20 mm y 2 mm		Fracción entre 2 mm y 0,08 mm		Diámetro equivalente (mm)	% de masa de partículas < D	Diámetro equivalente (mm)	% de masa de partículas < D
Tamiz	% pasa	Tamiz	% pasa	Tamiz	% pasa				
100	100,0	19,00	100,0	1,250	99,5	0,0638	94,6	0,0090	74,3
80	100,0	12,50	100,0	0,400	97,4	0,0458	91,4	0,0065	68,1
75	100,0	10,00	100,0	0,160	95,4	0,0328	88,3	0,0047	61,9
63	100,0	6,35	100,0	0,125	95,2	0,0210	85,2	0,0034	54,1
50	100,0	5,00	100,0	0,080	94,8	0,0125	79,0	0,0025	47,9
40	100,0	2,00	100,0					0,0015	41,7
25	100,0								
20	100,0								

Número de golpes	16	25	35
Humedad de la determinación (%)	70,9	69,1	62,7
Límite líquido (%)	67,6		

Fig A.1.4.

Grafico del límite liquido por método gráfico

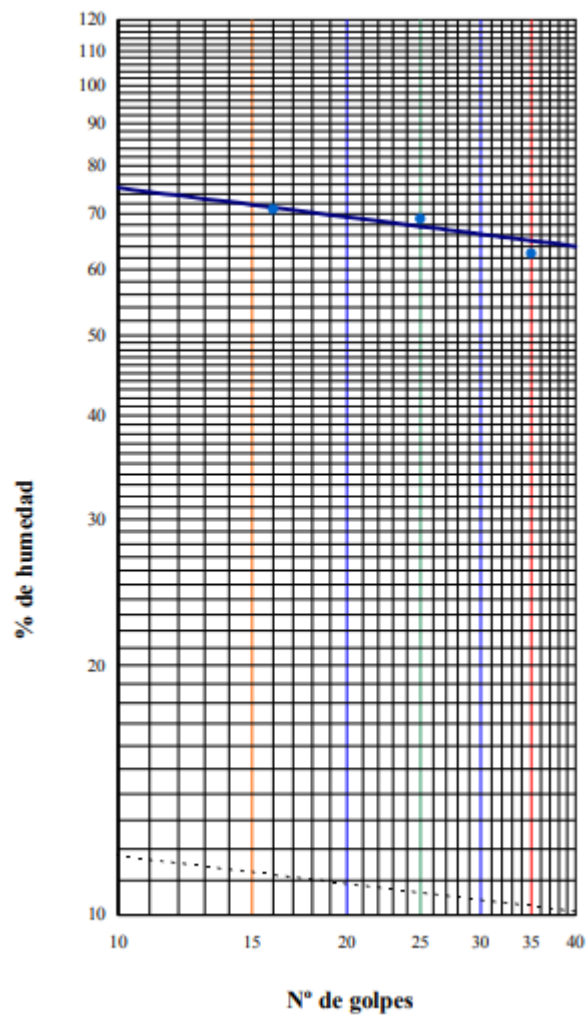


Fig A.1.5.

Carta de plasticidad de Casagrande

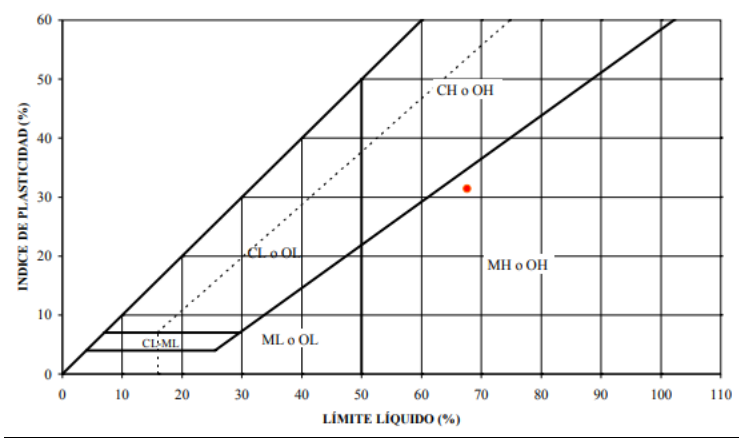
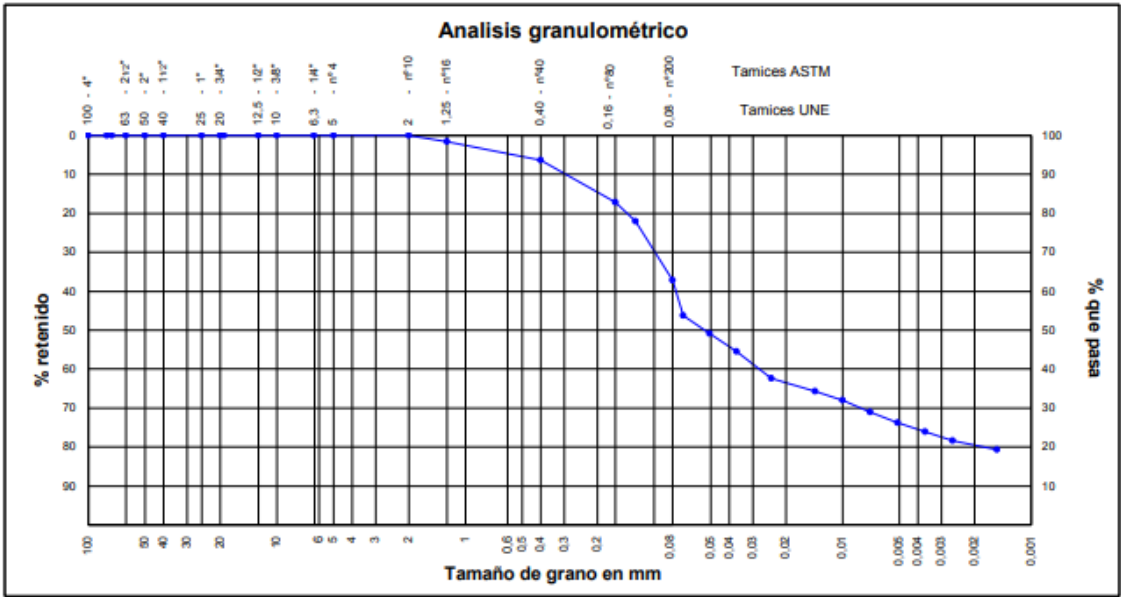


Fig A.1.6.

Unidad 3



GRANULOMETRÍA POR TAMIZADO					GRANULOMETRÍA POR SEDIMENTACIÓN			
Fracción >20 mm		Fracción entre 20 mm y 2 mm		Fracción entre 2 mm y 0,08 mm	Diámetro equivalente (mm)	% de masa de partículas < D	Diámetro equivalente (mm)	% de masa de partículas < D
Tamiz	% pasa	Tamiz	% pasa	Tamiz				
100	100,0	19,00	100,0	1,250	0,0699	53,8	0,0100	31,9
80	100,0	12,50	100,0	0,400	0,0506	49,2	0,0072	28,9
75	100,0	10,00	100,0	0,160	0,0366	44,6	0,0051	26,2
63	100,0	6,35	100,0	0,125	0,0239	37,7	0,0037	23,9
50	100,0	5,00	100,0	0,080	0,0140	34,2	0,0026	21,6
40	100,0	2,00	100,0				0,0015	19,3
25	100,0							
20	100,0							

Número de golpes	15	25	35
Humedad de la determinación (%)	49,4	47,9	45,9
Límite líquido (%)	47,5		

Fig A.1.7.

Grafico del límite liquido por método gráfico

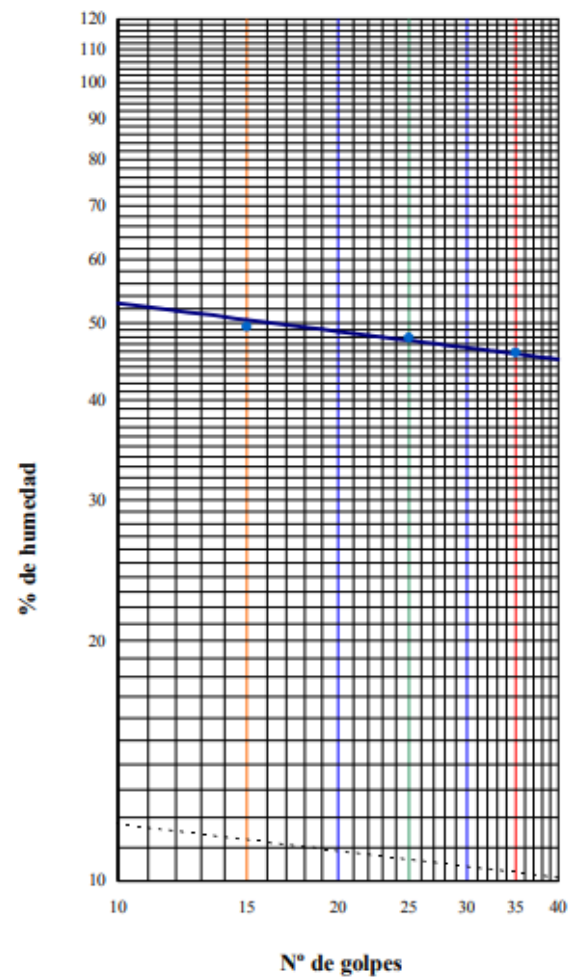


Fig A.1.8.

Carta de plasticidad de Casagrande

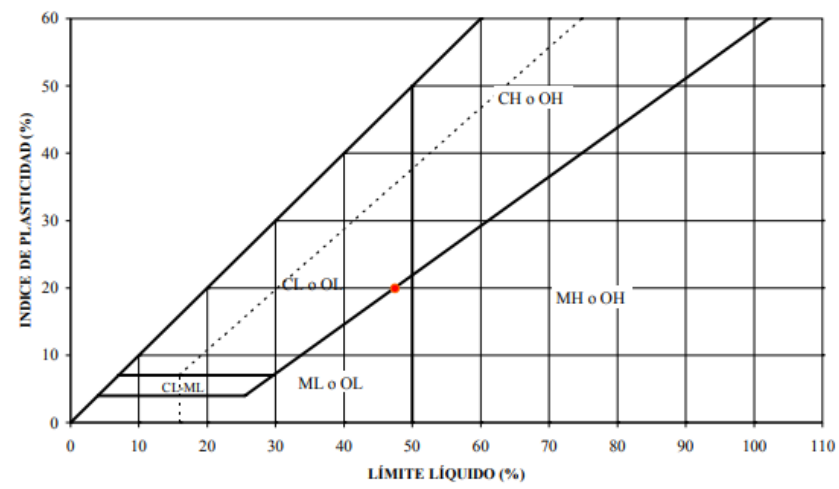
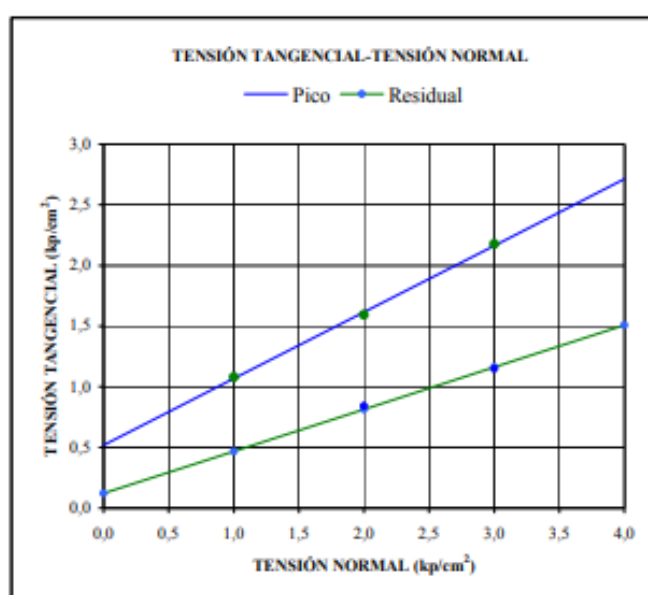


Fig A.1.9.

Anexo 2. Corte Directo.

Unidad 1

PARÁMETROS DE LA MUESTRA	PROBETA-1		PROBETA-2		PROBETA-3	
	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
Altura (mm)	24,0	23,2	24,3	23,0	23,9	22,3
Volumen (cm ³)	47,11	45,60	47,70	45,17	46,92	43,77
Densidad húmeda (gr/cm ³)	1,804	1,903	1,824	1,863	1,854	1,981
Densidad seca (gr/cm ³)	1,411	1,458	1,408	1,487	1,421	1,523
Humedad (%)	27,88	30,60	29,56	25,33	30,52	30,13
Grado de saturación (%)	87,63	103,55	92,45	89,82	97,44	113,22
Índice de huecos (%)	0,81	0,76	0,82	0,72	0,80	0,68
Dr partículas solidas	2,56		2,56		2,56	

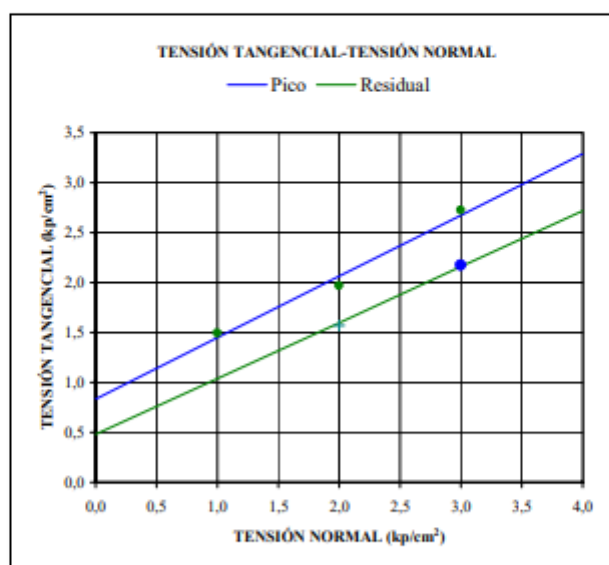


PARÁMETROS RESISTENTES		Pico	Residual
Ángulo de rozamiento interno		28,75°	19,10°
Cohesión	kp/cm ²	0,52	0,12
	kPa	50,90	12,00

Fig A.2.1.

Unidad 2

PARÁMETROS DE LA MUESTRA	PROBETA-1		PROBETA-2		PROBETA-3	
	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
Altura (mm)	24,0	23,1	23,2	22,3	24,2	23,2
Volumen (cm ³)	47,12	45,28	45,55	43,80	47,52	45,49
Densidad húmeda (gr/cm ³)	1,634	1,825	1,800	1,777	1,620	1,711
Densidad seca (gr/cm ³)	1,478	1,538	1,229	1,278	1,101	1,150
Humedad (%)	10,56	18,65	46,53	39,07	47,13	48,76
Grado de saturación (%)	36,93	71,85	109,90	99,68	91,11	101,87
Índice de huecos (%)	0,73	0,66	1,08	1,00	1,32	1,23
Dr partículas solidas	2,56		2,56		2,56	

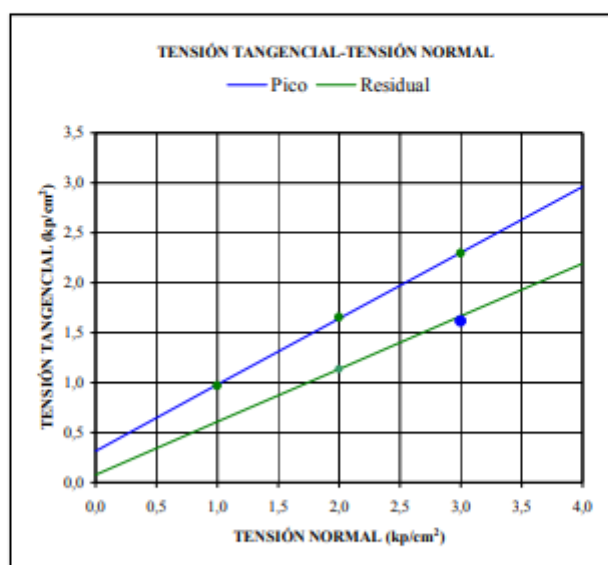


PARÁMETROS RESISTENTES		Pico	Residual
Ángulo de rozamiento interno		31,53°	29,25°
Cohesión	kp/cm ²	0,83	0,48
	kPa	81,81	46,89

Fig A.2.2.

Unidad 3

PARÁMETROS DE LA MUESTRA	PROBETA-1		PROBETA-2		PROBETA-3	
	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
Altura (mm)	24,0	29,3	24,0	28,1	24,1	28,0
Volumen (cm ³)	47,12	57,49	47,12	55,20	47,32	54,88
Densidad húmeda (gr/cm ³)	1,528	1,221	1,422	1,432	1,479	1,315
Densidad seca (gr/cm ³)	1,328	1,089	1,258	1,074	1,257	1,084
Humedad (%)	15,05	12,14	13,01	33,31	17,69	21,30
Grado de saturación (%)	41,71	23,05	32,30	61,81	43,85	40,14
Índice de huecos (%)	0,92	1,34	1,03	1,37	1,03	1,35
Dr partículas solidas	2,55		2,55		2,55	



PARÁMETROS RESISTENTES		Pico	Residual
Ángulo de rozamiento interno		33,49°	27,91°
Cohesión	kp/cm ²	0,32	0,08
	kPa	31,05	7,47

Fig A.2.3.

Anexo 3. Compresión simple.

Unidad 1

PARÁMETROS DE LA MUESTRA				PARÁMETROS RESISTENTES		
Diámetro (cm)	5,8	Densidad húmeda (gr/cm ³)	1,92	Resistencia a compresión	Kp/cm ²	0,85
Lado N (cm)	-	Densidad seca (gr/cm ³)	1,54		KPa	83,20
Lado M (cm)	-	Humedad de la probeta (%)	24,12	Deformación en rotura	%	2,37
Altura (cm)	11,20	Humedad en la rotura (%)	26,05		mm	2,66
Tipo de suelo	CH			Ángulo de rotura (grados)		69,0
Estado	INALTERADO			Consistencia SE-C del CTE		Medio

Cohesión sin drenaje	Kp/cm ²	0,42
	KPa	41,60
E (M. secante)	Kp/cm ²	35,72
	KPa	3503,34

Fig A.3.1.

Unidad 2

PARÁMETROS DE LA MUESTRA				PARÁMETROS RESISTENTES		
Diámetro (cm)	5,9	Densidad húmeda (gr/cm³)	1,58	Resistencia a compresión	Kp/cm²	0,70
Lado N (cm)	-	Densidad seca (gr/cm³)	1,18		KPa	69,06
Lado M (cm)	-	Humedad de la probeta (%)	33,54	Deformación en rotura	%	2,25
Altura (cm)	11,84	Humedad en la rotura (%)	35,23		mm	2,66
Tipo de suelo	MH			Ángulo de rotura (grados)		66,0
Estado	INALTERADO			Consistencia SE-C del CTE		Medio

Cohesión sin drenaje	Kp/cm²	0,35
	KPa	34,53
E (M. secante)	Kp/cm²	31,35
	KPa	3074,03

Fig A.3.2.

Unidad 3

PARÁMETROS DE LA MUESTRA				PARÁMETROS RESISTENTES		
Diámetro (cm)	5,78	Densidad húmeda (gr/cm ³)	1,69	Resistencia a compresión	Kp/cm ²	0,93
Lado N (cm)	-	Densidad seca (gr/cm ³)	1,41		KPa	91,29
Lado M (cm)	-	Humedad de la probeta (%)	19,23	Deformación en rotura	%	2,70
Altura (cm)	11,50	Humedad en la rotura (%)	16,99		mm	3,10
Tipo de suelo	ML arenosa			Ángulo de rotura (grados)		90,0
Estado	INALTERADO			Consistencia SE-C del CTE		Medio

Cohesión sin drenaje	Kp/cm ²	0,47
	KPa	45,64
E (M. secante)	Kp/cm ²	34,50
	KPa	3383,17

Fig A.3.3.

Anexo 4. Edómetro.

Unidad 1

CARACTERÍSTICAS DE LA MUESTRA		
Estado	Inicial	Final
Densidad húmeda (gr/cm^3)	1,89	2,02
Densidad seca (gr/cm^3)	1,47	1,56
Humedad (%)	28,12	29,34
Grado de saturación (%)	97,39	116,99
Índice de huecos (e)	0,74	0,64
Altura de sólidos (H)	11,50	11,50
Densidad relativa de las partículas (gr/cm^3)	2,561	

PARÁMETROS	
Presión de hinchamiento (kp/cm^2)	0,31
Presión de colapso (kp/cm^2)	-
Presión inicial (kp/cm^2)	0,63
Presión de preconsolidación (kp/cm^2)	2,95
Razón de sobreconsolidación (OCR)	4,70
Índice de recompresión (Cr)	0,061
Índice de compresión (Cc)	0,178
Índice de entumecimiento (Cs)	0,057

Fig A.4.1.

Carga (kp/cm^2)	$H_{\text{probeta}}(\text{mm})$	$H_{\text{sólido}}(\text{mm})$	Deformación unitaria	Cambio de espesor	Índice de huecos antes de la carga	Cambio del índice de huecos	Índice de huecos
0,31	20,00	11,50	0,000	0,000	0,740	0,000	0,740
0,51	19,93	11,50	0,003	-0,068	0,740	0,006	0,734
1,02	19,77	11,50	0,012	-0,231	0,734	0,020	0,719
2,04	19,51	11,50	0,025	-0,490	0,719	0,043	0,697
4,07	19,12	11,50	0,044	-0,881	0,697	0,077	0,663
8,15	18,57	11,50	0,072	-1,431	0,663	0,124	0,615
16,30	17,90	11,50	0,105	-2,100	0,615	0,183	0,557

Descarga (kp/cm^2)	$H_{\text{probeta}}(\text{mm})$	$H_{\text{sólido}}(\text{mm})$	Deformación unitaria	Cambio de espesor	Índice de huecos antes de la descarga	Cambio del índice de huecos	Índice de huecos
2,04	18,49	11,50	0,076	0,585	0,557	-0,051	0,608
0,51	18,88	11,50	0,056	0,980	0,608	-0,085	0,642

Fig A.4.2.

Carga (kp/cm ²)	e	Cc (cm ² /kp)	Cv (cm ² /s) (Taylor)	a _v (cm ² /kp)	k (cm/s) (Taylor)
0,51	0,734	0,0274	0,0031276	0,030	5,3538E-08
1,02	0,719	0,0471	0,0029209	0,028	4,7287E-08
2,04	0,697	0,0748	0,0026106	0,022	3,4024E-08
4,07	0,663	0,1130	0,0021767	0,017	2,1851E-08
8,15	0,615	0,1589	0,0019191	0,012	1,3952E-08
16,30	0,557	0,1933	0,0014029	0,007	6,4344E-09

Fig A.4.3.

Unidad 2

CARACTERÍSTICAS DE LA MUESTRA		
Estado	Inicial	Final
Densidad húmeda (gr/cm ³)	1,75	1,87
Densidad seca (gr/cm ³)	1,34	1,39
Humedad (%)	30,52	34,41
Grado de saturación (%)	85,47	104,70
Índice de huecos (e)	0,91	0,84
Altura de sólidos (H)	10,45	10,45
Densidad relativa de las partículas (gr/cm ³)	2,561	

PARÁMETROS	
Presión de hinchamiento (kp/cm ²)	0,41
Presión de colapso (kp/cm ²)	-
Presión inicial (kp/cm ²)	0,44
Presión de preconsolidación (kp/cm ²)	4,38
Razón de sobreconsolidación (OCR)	9,93
Índice de recompresión (Cr)	0,052
Índice de compresión (Cc)	0,146
Índice de entumecimiento (Cs)	0,052

Fig A.4.4.

Carga (kp/cm ²)	H _{probeta} (mm)	H _{sólido} (mm)	Deformación unitaria	Cambio de espesor	Índice de huecos antes de la carga	Cambio del índice de huecos	Índice de huecos
0,44	20,00	10,45	0,000	0,000	0,915	0,000	0,915
0,76	19,92	10,45	0,004	-0,080	0,915	0,008	0,907
1,53	19,77	10,45	0,012	-0,232	0,907	0,022	0,892
3,06	19,53	10,45	0,024	-0,471	0,892	0,045	0,869
6,11	19,22	10,45	0,039	-0,780	0,869	0,075	0,840
12,22	18,83	10,45	0,059	-1,175	0,840	0,112	0,802
24,45	18,32	10,45	0,084	-1,682	0,802	0,161	0,754

Descarga (kp/cm ²)	H _{probeta} (mm)	H _{sólido} (mm)	Deformación unitaria	Cambio de espesor	Índice de huecos antes de la descarga	Cambio del índice de huecos	Índice de huecos
3,06	18,82	10,45	0,059	0,502	0,754	-0,048	0,802
0,51	19,24	10,45	0,038	0,921	0,802	-0,088	0,842

Fig A.4.5.

Carga (kp/cm ²)	e	Cc (cm ² /kp)	Cv (cm ² /s) (Taylor)	a _v (cm ² /kp)	k (cm/s) (Taylor)
0,76	0,907	0,0320	0,0078145	0,024	9,688E-08
1,53	0,892	0,0483	0,0049406	0,019	4,9728E-08
3,06	0,869	0,0760	0,0026612	0,015	2,1316E-08
6,11	0,840	0,0983	0,0019061	0,010	1,0028E-08
12,22	0,802	0,1256	0,0016949	0,006	5,8192E-09
24,45	0,754	0,1612	0,0019323	0,004	4,3754E-09

Fig A.4.6.

Unidad 3

CARACTERÍSTICAS DE LA MUESTRA		
Estado	Inicial	Final
Densidad húmeda (gr/cm ³)	1,91	2,11
Densidad seca (gr/cm ³)	1,59	1,75
Humedad (%)	20,40	20,10
Grado de saturación (%)	85,51	111,80
Índice de huecos (e)	0,61	0,46
Altura de sólidos (H)	12,41	12,41
Densidad relativa de las partículas (gr/cm ³)	2,561	

PARÁMETROS	
Presión de hinchamiento (kp/cm ²)	0,46
Presión de colapso (kp/cm ²)	-
Presión inicial (kp/cm ²)	0,47
Presión de preconsolidación (kp/cm ²)	4,20
Razón de sobreconsolidación (OCR)	8,86
Índice de recompresión (Cr)	0,036
Índice de compresión (Cc)	0,236
Índice de entumecimiento (Cs)	0,039

Fig A.4.7.

Carga (kp/cm ²)	H _{probeta} (mm)	H _{sólido} (mm)	Deformación unitaria	Cambio de espesor	Índice de huecos antes de la carga	Cambio del índice de huecos	Índice de huecos
0,46	20,00	12,41	0,000	0,000	0,611	0,000	0,611
0,76	19,96	12,41	0,002	-0,045	0,611	0,004	0,608
1,53	19,86	12,41	0,007	-0,142	0,608	0,011	0,600
3,06	19,66	12,41	0,017	-0,340	0,600	0,027	0,584
6,11	19,09	12,41	0,045	-0,908	0,584	0,073	0,538
12,22	18,19	12,41	0,090	-1,809	0,538	0,146	0,465
24,45	17,32	12,41	0,134	-2,678	0,465	0,216	0,395

Descarga (kp/cm ²)	H _{probeta} (mm)	H _{sólido} (mm)	Deformación unitaria	Cambio de espesor	Índice de huecos antes de la descarga	Cambio del índice de huecos	Índice de huecos
3,06	17,67	12,41	0,116	0,350	0,395	-0,028	0,424
0,51	18,13	12,41	0,094	0,808	0,424	-0,065	0,460

Fig A.4.8.

Carga (kp/cm ²)	e	Cc (cm ² /kp)	Cv (cm ² /s) (Taylor)	a _v (cm ² /kp)	k (cm/s) (Taylor)
0,76	0,608	0,0165	0,0040420	0,012	2,9989E-08
1,53	0,600	0,0260	0,0028957	0,010	1,8515E-08
3,06	0,584	0,0530	0,0017775	0,010	1,1717E-08
6,11	0,538	0,1520	0,0010729	0,015	1,0445E-08
12,22	0,465	0,2411	0,0009355	0,012	7,5816E-09
24,45	0,395	0,2325	0,0010146	0,006	4,1644E-09

Fig A.4.9.