

Puesta a punto del equipo de compresión simple e interpretación de ensayos acorde a la normativa vigente

Alumno: MOUHSINE ASMAE
Director: IVAN ALHAMA MANTECA
Codirector: GONZALO GARCÍA ROS

Agradecimientos

Quisiera dar las gracias a mis padres, mis hermanos y mis amigas por estar allí siempre y apoyarme en todo momento.

Al director del trabajo, Iván Alhama Manteca y al codirector, Gonzalo García Ros por darme la oportunidad de realizar este proyecto y, ofrecerme su ayuda y su tiempo para hacer posible este trabajo.

Por último, agradecer a Calixto Rodríguez Muñoz por prestar su ayuda durante los ensayos del laboratorio.

Índice

1

1	Introducción	1
1.1	Resumen.....	1
1.2	Objetivos y metodología	2
2	Fundamentos teóricos.....	3
2.1	Teoría de la resistencia al corte	3
2.2	Envolvente de Rotura.....	6
2.3	Ensayos para determinar la resistencia al corte.....	7
2.4	Resistencia cortante de algunos suelos comunes	14
2.5	Marco normativo.....	15
2.5.1	UNE-EN ISO 17892-7:2019. Ensayo de compresión no confinada. (ISO 17892-7:2017)	15
2.5.2	Otras normas utilizadas para la identificación del suelo:	18
3	Puesta a punto de equipos	19
3.1	Puesta a punto del equipo de compresión simple.....	19
3.2	Comprobaciones en equipos auxiliares (Matest).....	21
4	Preparación de muestras.....	24
4.1	Ensayos previos de identificación	24
4.1.1	Curva granulométrica.....	24
4.2	Ensayos de compresión simple	26
4.2.1	Preparación de las muestras	26
4.2.2	Ejecución del ensayo.....	29
4.2.3	Humedad	32
4.2.4	Densidad relativa de las partículas, Gs.....	34
4.2.5	Densidad aparente del suelo.....	36
4.2.6	Resultados del ensayo	37
5	Interpretación de los ensayos.	42
5.1	Interpretación conjunta de los ensayos de identificación y	42
5.2	Comparación con datos obtenidos de la bibliografía, artículos u otros trabajos.	45
6	Conclusiones y comentarios finales	47
7	Referencias	48
8	Anexo	49

1 Introducción

1.1 Resumen

En el ámbito de la ingeniería civil, conocer las características del terreno para el diseño de estructuras superficiales con la finalidad de evitar problemas de inestabilidad es uno de sus principales objetivos. Uno de los parámetros más importantes para definir las características geotécnicas para el diseño apropiado de obras civiles en el suelo es la resistencia al corte.

Existen numerosos ensayos que nos permite obtener la resistencia al corte, sin embargo, el ensayo de compresión simple constituye uno de los métodos más simples que destaca por su facilidad de aplicación y permite obtener un valor viable de la resistencia a la compresión e indirectamente la resistencia al corte.

En diciembre de 2019, el Departamento de Ingeniería del Terreno adquirió el equipo de compresión simple. Hasta ahora el alumnado tenía acceso a ver el ensayo en visitas técnicas a laboratorio de geotecnia de la empresa Laboratorios Horysu, situada en polígono industrial Cabezo Beaza. La puesta a punto de este ensayo y del procedimiento de realización del ensayo permitirá a la escuela incorporar dicho ensayo en las asignaturas impartidas por el área de Ingeniería del terreno de la Escuelas de Caminos y Minas y de Arquitectura.

El presente trabajo consta de una primera parte, en el que desarrollaremos fundamentos teóricos, como son, el concepto de la resistencia al corte, los distintos ensayos existentes para su determinación y sus características en los suelos más comunes. Para el desarrollo del ensayo de compresión simple se ha hecho uso de la norma UNE-EN ISO 17892-7 que desarrollaremos detalladamente a continuación. Este ensayo es aplicable normalmente a materiales obtenidos de sondeos geotécnicos. Sin embargo, de las cuatro de las muestras adquiridas para la ejecución del ensayo, tres eran de característica granular mientras que, en la única muestra ensayada, se cometió un error para el procesamiento de datos del dispositivo Matest. Por tanto, recurrimos a la elaboración de probetas para el ensayo mediante el ensayo Proctor con la aplicación la norma UNE-EN ISO 103-500-94.

Por otra parte, se procederá a poner en funcionamiento el equipo y la configuración del dispositivo digital para lo toma de datos (Matest). Seguidamente se realizarán diferentes ensayos para la identificación del suelo tratado concluyendo con la interpretación y el análisis conjunto pruebas realizadas.

1.2 Objetivos y metodología

A continuación, se enumeran los objetivos del presente trabajo:

1. Revisión bibliográfica de los conceptos relacionados con la resistencia al corte en condiciones no drenadas y los procedimientos normativos para obtener dichos parámetros en el laboratorio.
2. Poner a punto el equipo de compresión simple y configurar el dispositivo digital para el correcto procesamiento de los datos.
3. Explicar cómo se realiza el ensayo de compresión simple y la determinación de la resistencia a compresión de un suelo preparado en laboratorio mediante ensayo Proctor, variando los valores de contenido de agua.
4. Evaluar las distintas propiedades del suelo, como son, la distribución granulométrica, la densidad relativa o la densidad aparente para una mejor identificación del suelo tratado y poder establecer correlaciones entre parámetros mecánicos.
5. Discusión y análisis de los datos obtenidos del ensayo mediante representaciones gráficas.

2 Fundamentos teóricos

2.1 Teoría de la resistencia al corte

La resistencia de corte de un determinado suelo es la máxima capacidad que ofrece un suelo para soportar el esfuerzo de corte.

Esta resistencia resulta útil para determinar:

- Estabilización de taludes.
- Capacidad de carga admisible de una cimentación.
- Empuje del terreno contra un muro.

La resistencia al corte se representa matemáticamente mediante el criterio Coulomb, el cual parte del análisis de rozamiento o de la fricción entre dos cuerpos. Supongamos el siguiente modelo físico donde un bloque desliza sobre un plano:

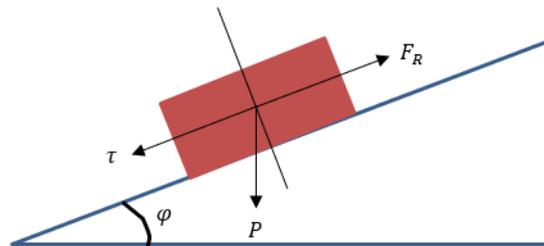


Figura 2.1 Deslizamiento de bloque sobre una superficie.

Donde :

$$F_{R \text{ máx}} = P \cdot \cos \varphi \cdot \mu$$

$$\tau = P \cdot \sin \varphi$$

Como vemos en la Figura 2.1, en un suelo bajo las condiciones de rotura, el esfuerzo cortante deberá superar la fuerza de rozamiento máxima, por tanto:

$$\tau \geq F_{R \text{ máx}} \rightarrow P \cdot \sin \varphi = P \cdot \cos \varphi \cdot \mu \rightarrow \mu = \frac{\sin \varphi}{\cos \varphi} = \tan \varphi$$

Siendo $P \cos \varphi$ considerada como la esfuerzo normal, la resistencia de corte tendría la siguiente expresión:

$$\tau = \sigma \cdot \tan \varphi$$

En caso de que haya cohesión:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi$$

Siendo:

τ : Esfuerzo de la resistencia al corte.

c : Cohesión.

σ : Esfuerzo normal.

φ : Ángulo de fricción o de rozamiento.

Esta ecuación no siempre fue exacta para el diseño correcto de estructuras hasta que, en 1925 Terzaghi anunció el concepto de esfuerzo efectivo. Dado un suelo saturado, este está constituido por un esqueleto de partículas, y poros rellenados de agua como se observa en la Figura 2.2. Al aplicar un esfuerzo sobre un suelo saturado, este es soportado tanto por el esqueleto partículas, como por el agua de los poros. Sin embargo, el agua no es el responsable del esfuerzo cortante, siendo este último, función exclusiva de la fricción que, surge entre las partículas de suelo cuando entran en contacto entre sí. Por tanto, los esfuerzos efectivos son los responsables del comportamiento del suelo.

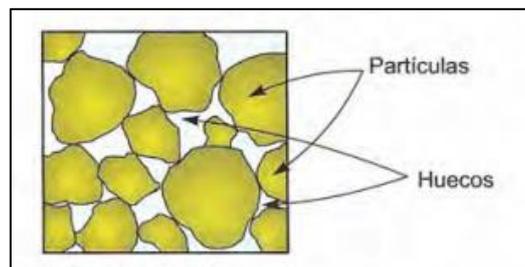


Figura 2. 2 Suelo saturado.

En la práctica, se utiliza esfuerzos totales en casos de estabilidad a corto plazo y presiones efectivas para evaluar la estabilidad a largo plazo.

La ecuación de Coulomb referida a esfuerzo efectivo quedaría de la siguiente manera:

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan \varphi'$$

Donde

c' : Cohesión efectiva.

σ' : Esfuerzo efectivo.

φ' : Ángulo de fricción efectivo.

Es importante ver que, a mayor esfuerzo normal al plano de corte, la resistencia sobre dicho plano se incrementa y por tanto será necesario una mayor fuerza de carga para lograr la falla de suelo. Por otra parte, observamos que la presencia de agua reduce la resistencia del suelo.

Las dos propiedades intrínsecas más importantes a la hora de evaluar la estabilidad de los suelos y que, conforman la ecuación de Coulomb, son la fricción y la cohesión que explicaremos a continuación detalladamente:

Fricción

El ángulo de fricción es la representación matemática del coeficiente de rozamiento:

$$\text{Coeficiente de rozamiento} = \tan \Phi$$

Este último, depende de varios factores que describiremos a continuación:

- Tamaño de grano: a mayor tamaño de grano, mayor es el valor de ϕ .
- Forma de grano: el ángulo de fricción es mayor en suelos compuestos por partículas angulares en comparación con un suelo de partículas redondeadas.
- Distribución de forma de granos: el valor de ϕ de un suelo bien gradado es mayor que el de un suelo uniforme cuyas partículas presentan la misma forma y tamaño.
- Densidad del suelo: para un determinado suelo, al aumentar la densidad relativa, disminuye el índice de poros y por tanto aumentará el valor de ϕ .

En la Tabla 2.1, podemos observar los valores de ϕ' dependiendo del tipo de suelo:

Tabla 2.1 Valores de ϕ para suelos granulares (Berry-Reid, 1993)

Tipo de suelo	ϕ' (Grados)	
	Suelto	Denso
Limo	27-30	30-34
Arena limosa	27-33	30-35
Arena uniforme	28	34
Arena bien gradada	33	45
Grava arenosa	35	50

Cohesión

El otro parámetro intrínseco de la resistencia de corte es la cohesión. Esta se define como la medida de la adherencia entre las partículas de suelo y, la responsable de representar la resistencia de corte producida por la cementación en la expresión de Coulomb. En suelos granulares, normalmente, no existe ninguno tipo de cementación por lo que, éstos suelen presentar un valor de cohesión nula.

Otro término importante para definir, es la cohesión aparente, que, básicamente, en los suelos no saturados, el efecto de adherencia entre las partículas de suelos es generado por el agua en los poros mediante fuerzas capilares. Dicho efecto desaparece con la saturación del suelo.

Básicamente, el material falla por una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante (Braja M. Das, 1993). Los diferentes ensayos para determinar la resistencia de corte, tiene por objetivo determinar el comportamiento del suelo bajo cargas de trabajo y evaluar las fuerzas externas necesarias para causar la falla por corte de un determinado suelo. Una vez determinado los esfuerzos que producen la rotura del suelo, se suele reducir estos últimos para poder movernos en un margen de rango de esfuerzos admisibles.

2.2 Envoltente de Rotura

La ecuación de Coulomb es una aproximación de ecuación de Mohr, ya que este último considera que el esfuerzo cortante es función únicamente del esfuerzo normal, generando una superficie curva.

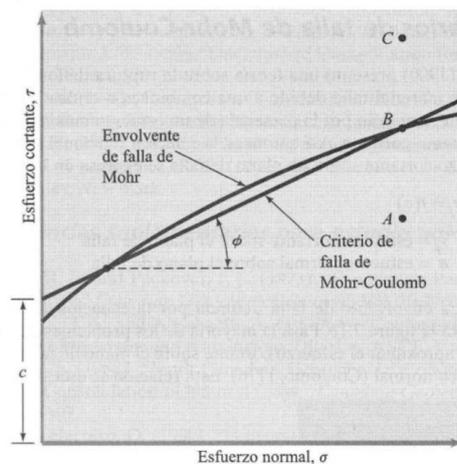


Figura 2.3 Envoltente de falla de Mohr y criterios de falla de Mohr-Coulomb (Braja M. Das, 1993)

La ecuación de Coulomb se puede representar en un diagrama de Mohr en forma de recta y recibe el nombre de envoltente de rotura. Esta línea proporciona para cada tensión normal, su correspondiente tensión tangencial en un determinado plano de rotura. Podemos encontrar tres casos diferentes representados en la Figura 2.3:

- Punto A: Representa un estado tensional en el que no se produce falla por cortante.
- Punto B: Estado tensional en el que ocurre falla a lo largo del plano.
- Punto C: Estado no es posible ya que habría ocurrido la falla.

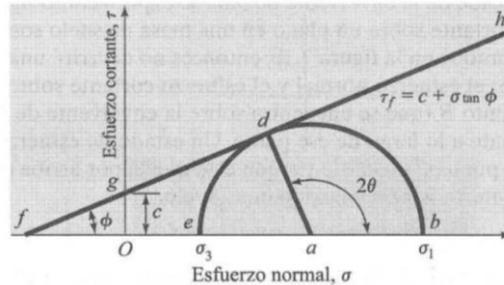


Figura 2.4 Círculo de Mohr y envolvente de falla (Braja M. Das, 1993)

Conociendo los esfuerzos principales de un determinado punto de la masa de suelo como (σ_1 y σ_3), éste puede relacionarse con una condición de falla, en donde un plano determinado de falla se tendrá un esfuerzo normal (σ_n) y un cortante (τ) actuando en un determinado plano como se muestra en la Figura 2.4. Si el círculo de Mohr para unos determinados estados de esfuerzos toca la línea de falla (Punto d), se dice que el suelo alcanza la falla.

2.3 Ensayos para determinar la resistencia al corte.

Existen varios ensayos para determinar la resistencia de corte de un determinado suelo tanto los que se realizan en el laboratorio como los que se llevan a cabo in situ.

Ensayos en laboratorio

Ensayo corte directo

El ensayo corte directo se trata de uno de los ensayos más antiguos y simples de aplicar. Básicamente, consiste en una caja de corte metálica dividida en dos partes, consta también de unas placas porosas con la posibilidad de que el ensayo se realice en condiciones drenadas. Las dimensiones de la caja metálica pueden ser de 60 mm hasta 300 mm dependiendo del tamaño del grano de las partículas que forman el suelo. En la Figura 2.5 podemos observar el equipo de corte directo.

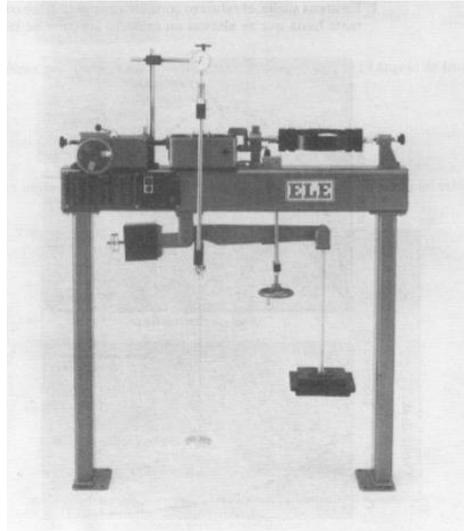


Figura 2.5 Equipo para la prueba de corte directo. (Braja M. Das 1993)

El ensayo, se lleva a cabo mediante la aplicación de una fuerza normal por confinamiento, mientras se induce una falla sobre el plano que separa la parte superior de la parte inferior de la caja metálica como se indica en la Figura 2.6.

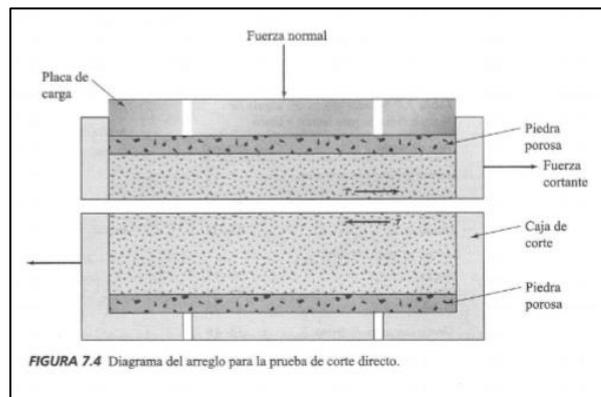


Figura 2.6 Diagrama de prueba de corte directo (Braja M. Das 1993)

Por tanto, obtenemos las siguientes relaciones en el que el esfuerzo normal corresponde al esfuerzo de confinamiento mientras que el esfuerzo tangente está relacionado con la fuerza de corte aplicada para fallar el material

$$\sigma = \sigma' = \frac{N}{A_c} \quad \tau = \frac{T}{A_c}$$

El esfuerzo directo se puede realizar de dos formas diferentes, controlando esfuerzos o, controlando las deformaciones. En el primer caso, se incrementa el esfuerzo aplicando, midiendo el cambio volumétrico producido en la muestra de suelo, siendo este último el que mejor simula las condiciones de campo, mientras que en el segundo caso se realiza un desplazamiento constante de la parte inferior de la caja, midiendo el esfuerzo resultante.

Cabe destacar que este tipo de ensayos resulta muy útil en suelos granulares, como la arena, ya que, debido a la alta permeabilidad de este tipo de suelos, se produce la disipación del exceso de presión de poros generado por la carga, garantizando que la prueba sea drenada. Por lo contrario, esto no sería posible en suelos, como la arcilla, ya que la velocidad de falla debería ser excesivamente baja para que el ensayo sea drenado.

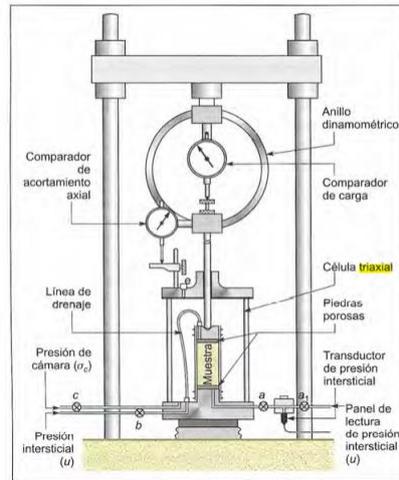
Los ensayos se pueden realizar en diferentes condiciones para simular la velocidad de carga y las condiciones de drenaje:

1. Ensayos no drenados: en este tipo de ensayo no se permiten la salida del agua, la humedad es constante, y no se produce cambio volumétrico.
2. Ensayo consolidado no drenado: ensayo en la que la consolidación inicial produce un cambio de volumen por la salida de agua, dependiendo de la permeabilidad de la muestra, mientras que la falla se produce sin permitir el drenaje.
3. Ensayo drenado: ensayo donde se garantiza el drenaje en todo momento, y en el que se produce cambio en volumen y en la humedad de la muestra.

Ensayo triaxial

El ensayo triaxial es uno de los ensayos que mejor información proporciona sobre la resistencia de suelos. Consiste en una muestra cilíndrica sobre la que se aplican fuerzas de compresión vertical (σ_1), por otra parte, se aplica una presión alrededor de los laterales de la muestra que se transmite a través de un fluido que rodea a esta última (σ_3).

En la Figura 2.7 se presenta un esquema general del ensayo triaxial:



2.7 Esquema de un ensayo triaxial (Vallejo,2002)

Contiene una piedra porosa tanto en la parte superior como la inferior que permite el drenaje de agua contenida en el suelo. Permite medir la presión intersticial a través de un pequeño tubo que está en contacto con la muestra. Realizando varios ensayos con el mismo tipo de suelo se puede obtener la envolvente de Mohr como podemos observar en la Figura 2.8:

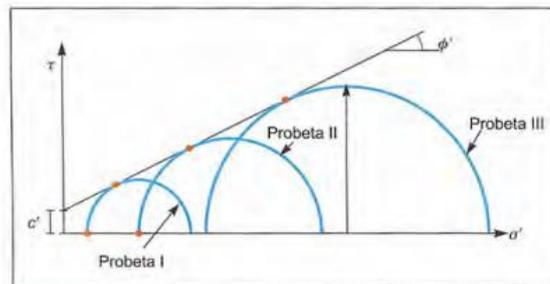


Figura 2.8 Círculo de Mohr en rotura (Vallejo,2002)

Se trata de una herramienta muy versátil para realizar una variedad de ensayos ya que, nos permite modelar las diferentes condiciones de drenaje para distintas trayectorias de esfuerzo para determinar la resistencia al corte. Además, ofrece otras medidas como son la rigidez, deformación de la muestra, características de consolidación o la permeabilidad.

Existen varias formas de realizar el ensayo triaxial que explicaremos a continuación:

- Ensayo Consolidado-Drenado: El ensayo se ejecuta de forma lenta para permitir el drenaje del agua dentro de la muestra. Este tipo de ensayos son los más usados en el análisis de laderas y taludes.

- Ensayo Consolidado-No drenado: Se permite el drenaje durante la aplicación del esfuerzo de confinamiento, pero se impide durante la aplicación del esfuerzo desviador.
- Ensayo No consolidado-No drenado: no se permite el drenaje durante todo el ensayo.

Ensayo de Compresión simple

El ensayo de Compresión simple consiste en aplicar una carga axial sobre una probeta cilíndrica, con una esbeltez de 2:1, hasta que se produzca la falla. Normalmente, este ensayo es característico en suelos cohesivos y se realiza en condiciones no drenadas, por lo que tanto los resultados obtenidos son expresados en términos de esfuerzos totales. Se trata de un método sencillo y económico y nos permite determinar parámetros con una buena aproximación.

Normalmente este ensayo es aplicado a suelos cohesivos como la arcilla, con características de baja permeabilidad garantizando una compresión no drenada durante la aplicación de la carga. En la Tabla 2.2 se muestran los rangos de valores que muestran los distintos tipos de arcillas dependiendo de su consistencia.

Tabla 2.2 Relación de consistencia a compresión simple de arcillas (Terzaghi y Peck, 1955)

Consistencia	q_u (kN/m ²)
Muy blanda	0–25
Blanda	25–50
Media	50–100
Firme	100–200
Muy firme	200–400
Dura	> 400

Debido a la experiencia de numerosos proyectos, se ha comprobado que este ensayo no ofrece resultados correctos de la resistencia de corte, sin embargo, si se realiza una buena interpretación de los resultados, podríamos obtener resultados razonables.

Envolvente en compresión simple

En la Figura 2.9 se representa esfuerzo normal respecto al esfuerzo tangente, consideremos un sistema de esfuerzo sin confinamiento ($\sigma_3=0$).

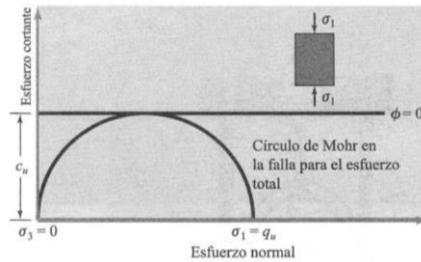


Figura 2.9 Círculo de Mohr en tensiones totales (Braja M. Das, 1993)

La resistencia a la compresión simple se puede considerar como:

$$q_u = \sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_1$$

Adicionalmente, se asume que el valor de la resistencia al cortante es igual a la mitad del valor de la resistencia a la compresión.

$$c_u = \frac{q_u}{2}$$

En la compresión incofinada, la rapidez con la que se aplica la carga, el segundo sumando de la ecuación de Coulomb es nulo, ya que la fricción es 0, dando como resultado una envolvente horizontal. Por tanto, la resistencia de materiales depende fundamentalmente de la cohesión.

Una vez realizado el ensayo de compresión simple, se representa en una gráfica la deformación unitaria en el eje abscisa mientras que, en el eje de ordenadas se representa la tensión vertical aplicada sobre la muestra. La rotura de la probeta se alcanzará cuando la tensión vertical comience a disminuir o cuando la deformación unitaria sea del 15%.

Existen dos tipos de curva esfuerzo deformación, dependiendo del tipo de material que estamos tratando. Si la muestra se comporta de forma frágil, va a formar una falla en un plano específico, sin embargo, si se comportan de forma dúctil, la muestra se va a emboñar y puede resistir mucha carga para mucha deformación.

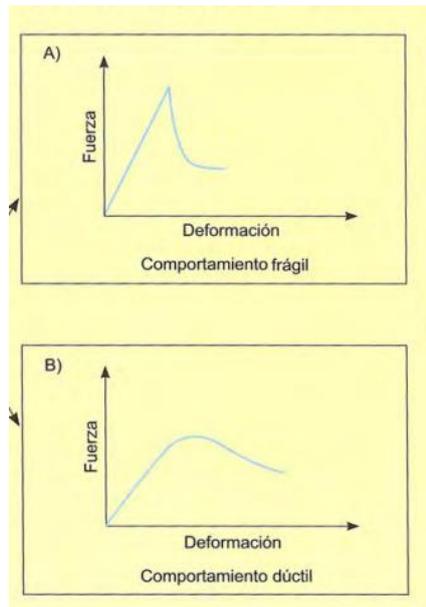


Figura 2.10 Comportamiento frágil y dúctil de la gráfica esfuerzo deformación (Vallejo, 2002)

Como podemos observar en la Figura 2.10 que la primera es una falla más súbita mientras que la segunda es una falla más progresiva.

Respecto al contenido de humedad de la muestra, las muestras con un alto contenido de w , presentan un comportamiento dúctil mientras que las que tienen bajo w presentan una rotura frágil.

Ensayo in situ

Los ensayos in situ tienen la ventaja de evitar la alteración por muestreo, transporte y almacenamiento. Adicionalmente la muestra es de mayor tamaño y más representativa de las condiciones de suelo. Existe una gran variedad de ensayos disponibles para medir la resistencia a la cortante in situ:

- Corte directo in situ.
- Veleta.
- Corte en sondeo.
- Penetración estándar.
- Penetración de cono.
- Presurómetro.

2.4 Resistencia cortante de algunos suelos comunes

La resistencia de corte en los suelos naturales es muy diferente dependiendo del proceso geológico por el que se ha formado el suelo. Analizamos a continuación las características algunos de ellos:

Suelos no cohesivos saturados

Este tipo suelos, se caracterizan por tener una cohesión nula, haciendo que su envolvente de falla pasa por el origen. Por lo que, el principal responsable de la resistencia de corte es la fricción. Para presiones bajas, la envolvente de falla suele ser recta, sin embargo, tiende a curvarse si se aumentan las presiones de confinamiento.

Cuando se aplica una carga sobre una grava o arena, podemos considerar que actúa en condición drenada, debido a que se produce las deformaciones de forma rápida y no se desarrolla presión de poros.

Arcillas normalmente consolidadas

Los suelos no granulares se caracterizan por su baja permeabilidad, por lo que normalmente se presentan en condiciones no drenadas o parcialmente drenadas. En el caso de ensayos no drenados, la carga aplicada sobre estos últimos es asimilada inicialmente por el agua presente en el suelo, como consecuencia, la resistencia de corte no drenado tendrá un valor menor que la resistencia drenada. En el caso de realizar ensayos drenados con arcilla normalmente consolidada, esta presenta una cohesión efectiva nula, haciendo que la envolvente de falla pase por el origen.

Arcillas sobreconsolidadas

Las arcillas sobreconsolidadas presentan una cohesión relativamente alta presentando una línea de falla aproximadamente recta. En el caso de aplicar una carga en condición drenada sobre una arcilla sobreconsolidada, ésta última absorbe agua, produciendo un ablandamiento del material. También cabe destacar que las fisuras u otro tipo de discontinuidades, tienen gran influencia en la resistencia de corte.

Suelos muy sensitivos

La sensibilidad se define como la relación entre la resistencia de un suelo inalterado con la resistencia de un suelo remoldeado con el mismo contenido de humedad. También se conocen con el nombre de arcillas rápidas.

$$S = \frac{c_u(\text{inalterada})}{c_u(\text{remoldeada})}$$

Siendo:

S= Sensitividad de la arcilla.

c_u = Parámetro de resistencia no drenada.

La envolvente de fallas para arcillas sensitivas es diferente con la de los suelos arcillosos saturados, debido a que, una vez iniciada la deformación, la estructura no se deforma tanto, generando así, altas presiones en los poros disminuyendo la resistencia de la envolvente de falla.

En la Figura 2.11 podemos observar la diferencia que existe entre la resistencia a la compresión de una arcilla inalterada en comparación con una arcilla remoldeada.

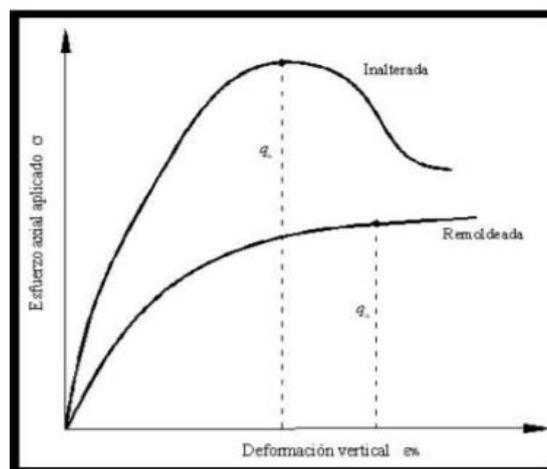


Figura 2.11 Compresión inconfiada en arcilla inalterada y remoldeada. (Das, 1988)

2.5 Marco normativo

2.5.1 UNE-EN ISO 17892-7:2019. Ensayo de compresión no confinada. (ISO 17892-7:2017)

Para llevar a cabo la puesta de punto del aparato de compresión simple, se hace uso de la norma UNE-EN ISO 17892, en el que se explica el desarrollo del ensayo a la compresión no confinada con la con el objetivo de determinar la resistencia de corte no drenado para una probeta homogénea de suelo inalterado, recompactada, o reconstruida bajo cargas de compresión. Cabe destacar que, este método, es solamente válido para suelos cuya permeabilidad sea baja y, tengan un comportamiento suficientemente no drenado durante el ensayo. De este obtenemos dos características muy importantes del material:

- La resistencia de compresión inconfiada que, equivale a la tensión vertical de la rotura del ensayo.
- La resistencia al corte no drenado, que, en este caso, como hemos explicado anteriormente, corresponde a la mitad de la resistencia de compresión no confinada.

En esta norma se hace referencia a otras normas que son las siguientes:

- NORMA UNE-ISO 14688-1. Identificación y descripción.
- NORMA UNE-ISO 17892-1. Determinación de la humedad.
- NORMA UNE-ISO 17892-2. Determinación de la densidad aparente.

Material necesario para la ejecución del ensayo:

- Equipo de compresión simple.
- Balanza con una precisión de 0.01g.
- Equipo para la determinación de la humedad.
- Herramientas de corte y tallado.
- Calibre analógico.

Procedimiento del ensayo:

Antes de comenzar a preparar las muestras se debe de tener en cuenta los siguientes requisitos:

- El diámetro de la probeta debería ser como mínimo de 34 mm de diámetro o 1000 mm² de superficie, además, en ningún momento la probeta debería sobresalir de la superficie de las pletinas de la presa.
- Las dimensiones de la probeta deberían de cumplir una relación de altura y diámetro comprendido entre 1.8 y 2.5.
- El tamaño máximo de las partículas del espécimen no debería sobrepasar 1/6 del diámetro.
- Antes de proceder al ensayo, se debe excepcionar tanto el equipo como la muestra a ensayar, comprobando que estos no presenten daños visibles.

Para llevar a cabo la ejecución del ensayo, comenzamos con la talladura de la probeta, garantizando que la superficie superior e inferior de la probeta sea lo más plana posible y perpendicular a la dirección en la que va a ser aplicada la carga de compresión.

Seguidamente tomamos las medidas de la altura, diámetro y el peso de la probeta, y procedemos a colocarla en el equipo de ensayo de forma que esta última quede de forma ajustada y, tratar de que la pletina superior no ejerza fuerza sobre la misma.

A continuación, se comprime la muestra de forma que la velocidad sea de 1% a 2% la altura de la probeta por minuto. Durante la compresión se registra la carga, el desplazamiento (tanto vertical como horizontal) y el tiempo transcurrido.

Las condiciones de rotura son cuando aparece una tensión pico en el ensayo, y si no se produce este última sería el 15% de la deformación de la probeta.

Tras la rotura de la muestra, se retira de la máquina, tomamos una fotografía realizar y, seguidamente abrimos la muestra por la mitad para comprobar que no existen en el interior partículas que puedan exceder un tamaño mayor que 1/6 del diámetro.

Finalmente, se procede a determinar la humedad y la densidad específica de la muestra cómo se indica en la norma ISO 17892-1 y ISO 17892-2 respectivamente.

Interpretación y resultados:

La deformación vertical se calcula con la siguiente expresión.

$$\varepsilon_V = \frac{\Delta H}{H_i}$$

Siendo:

ε_V : Deformación vertical.

ΔH : Variación de la altura de la probeta durante la compresión.

H_i : Altura inicial de la probeta.

La tensión vertical se calcula con la siguiente formula que, también corresponde a la resistencia de compresión no confinada.

$$\sigma_V = \frac{P}{A_i / (1 - \varepsilon_V)}$$

$$\sigma_V = q_u$$

Siendo:

σ_V : Tensión vertical en la probeta.

P: Carga vertical aplicada sobre la probeta.

A_i : Área transversal inicial de la probeta.

q_u : Resistencia a la compresión no confinada.

Finalmente, la resistencia de corte sin drenaje se calcula con la siguiente fórmula:

$$c_u = 0,5 \times q_u$$

2.5.2 Otras normas utilizadas para la identificación del suelo:

Para este proyecto, también se ha empleado siguientes normas, cuyo desarrollo, explicaremos detalladamente en los siguientes apartados:

- Norma UNE-EN ISO 17892-4:2019. Determinación de la distribución granulométrica.
- Norma UNE-EN ISO-103-500-94. Ensayo de compactación. Proctor normal.
- Norma UNE-EN ISO 17892-1:2015. Determinación de la humedad.
- Norma UNE-EN ISO 17892-3:2018. Determinación de la densidad de partículas.

3 Puesta a punto de equipos

3.1 Puesta a punto del equipo de compresión simple

La máquina de compresión simple consta del siguiente equipamiento:

Bastidores, constituyen las dos columnas laterales que forman un marco rígido donde se sostiene un puente superior regulable en altura por medio de tuercas roscadas. A este puente se encuentra anclado la célula de carga.

Célula de carga, es la responsable de transmitir la carga a la probeta y está conectada mediante un canal al dispositivo de registro digital con el objetivo de transferir datos de carga a este último.

Pletina superior e inferior, cuyo diámetro en ningún momento debería ser inferior al diámetro de la probeta a ensayar. La pletina superior suele ser fija y sujeta a la célula de carga, mientras que la inferior es la encargada de realizar el desplazamiento vertical. Por otro lado, la carrera de la pletina inferior tendría que ser de un valor aproximadamente 30% de la altura de la probeta. Este último valor, es suficiente para realizar este tipo de ensayos ya que, en el caso de no llegar a la rotura de la probeta, la resistencia a la compresión equivale al 15% de la deformación de la muestra ensayada.

Comando de mandos, que consta de varios interruptores como podemos observar en la Figura 3.1, que nos permite encender, poner en marcha o parar el equipo, avanzar de forma rápida. Además, consta de un selector de velocidades que nos permite seleccionar la velocidad con la que se produce la deformación vertical. En este caso, la máxima velocidad que puede alcanzar este equipo es de 9.99999 mm/min (Figura 3.2).



Figura 3.1 Comando de mandos del equipo de compresión simple.



Figura 3.2 Máxima velocidad del equipo de compresión simple.

Para la puesta a punto del equipo de compresión simple lo primero que hemos realizado es colocar dos deformímetros, uno para el desplazamiento lateral de la muestra de 10 mm de carrera y otro para el desplazamiento vertical con una carrera de 25 mm mediante unos imanes anclados a las dos columnas laterales que sostiene el equipo. Estos instrumentos son utilizados para medir la deformación producida por la aplicación de esfuerzos. Debido a la gran sensibilidad que presentan estos últimos, trataremos de deformar los primeros mm de estos últimos, antes de proceder a comprimir la probeta, con el objetivo de trabajar en un rango seguro de valores.

El deformimetro lateral y el vertical, junto al plato de carga superior van conectados a la maquina de registro digital, mediante canales, con el objetivo de almacenar los datos, que serán analizados posteriormente. A continuación, configuramos la maquina de registro digital (Matest) para que el almacenamiento de datos se haga de forma correcta.

Antes de ensayar directamente con una muestra de suelo, utilizaremos una probeta de poliestireno expandido de unos 30 cm aproximadamente de alto, y la tallamos de forma prismática intentando dejar la cara superior e inferior lo más plana posible y perpendicular a la dirección en la que va a ser aplicada la fuerza de compresión. En la Figura 3.1.3 podemos observar cómo quedaría el equipo antes de poner el equipo de compresión antes de iniciar la carga.

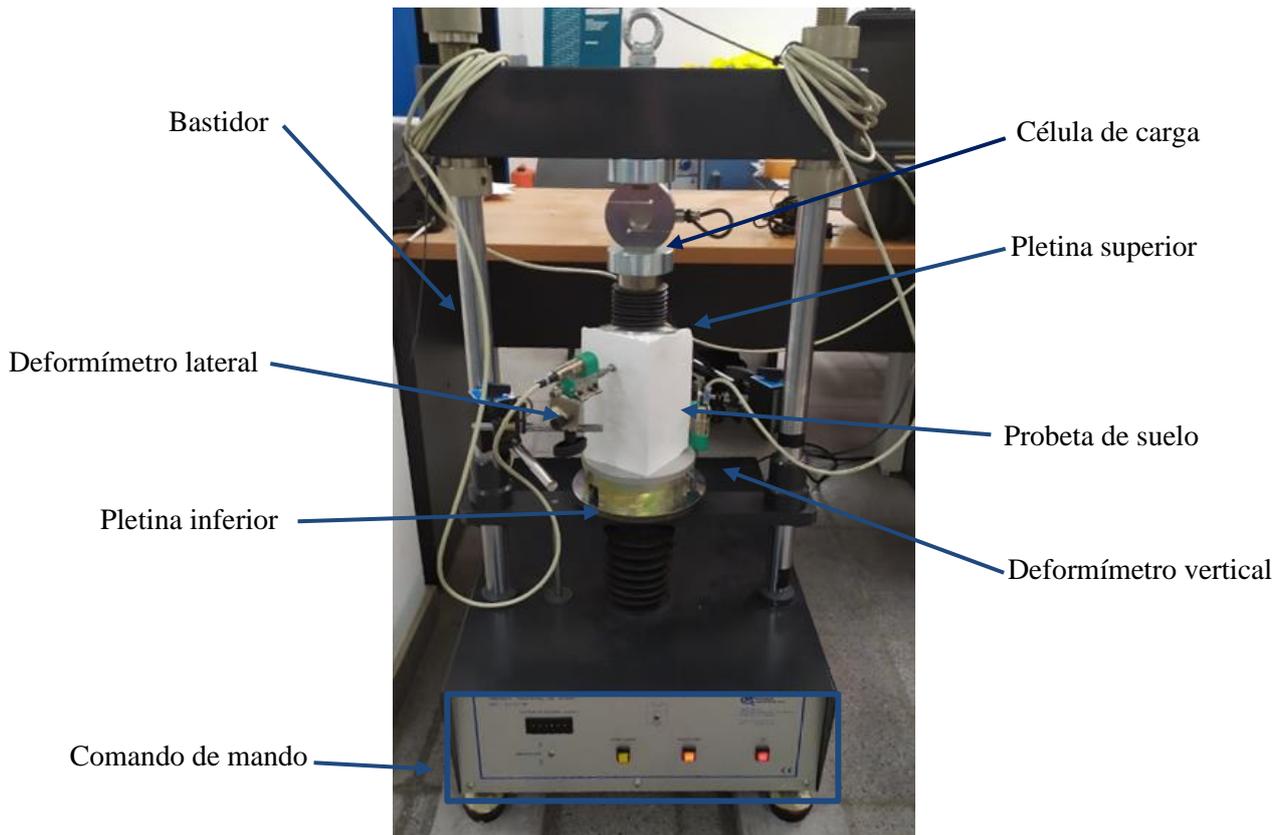


Figura 3.3 Puesta a punto del equipo de compresión simple.

3.2 Comprobaciones en equipos auxiliares (Matest)

Matest consiste en un dispositivo digital que permite realizar pruebas con una alta precisión, como el control de desplazamientos o deformaciones generadas en las muestras de ensayo y las fuerzas aplicadas sobre éstas últimas.

Contiene un sistema de 8 canales para la recogida y procesamiento de datos con software. Además, incluye una pequeña pantalla como podemos observar en la Figura 3.4, que nos permite la visualización gráfica de la carga, desplazamiento o deformación en función del tiempo en el que transcurre el ensayo.



Figura 3.4 Matest.

Antes de proceder al ensayo de compresión, se debe realizar una serie de configuraciones que indicaremos a continuación en el dispositivo para el correcto registro de datos:

1. Designación nombre para nuestro ensayo.
2. Selección de la forma de almacenamiento (Figura 3.5), en nuestro caso los datos se almacenaran en un pendrive.

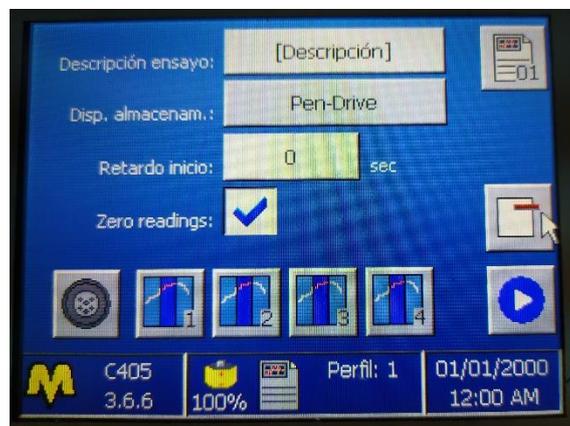


Figura 3.5 Almacenamiento en Matest.

3. Activación de los canales por los que se registrararan los datos (Figura 3.6), en este caso marcamos los canales 5, 6 y 8.
 - CH8: registra la fuerza impuesta por la maquina sobre la probeta (kN).
 - CH5: registra el desplazamiento lateral (mm).
 - CH6: registra el desplazamiento vertical (mm).

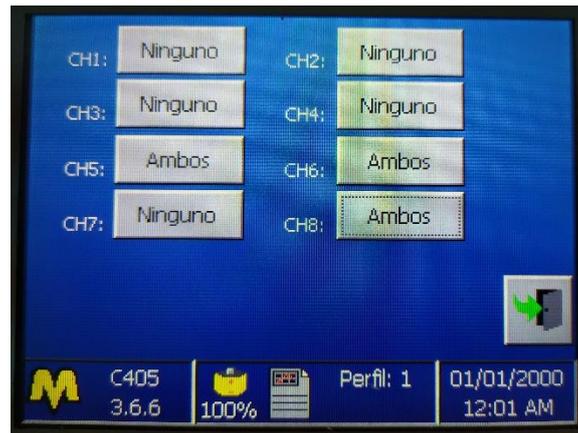


Figura 3.6 Selección de canales en Matest.

4. Selección de la escala de tiempo (Figura 3.7), duración y frecuencia con la que serán registrados los datos. La escala de tiempo adecuada para este ensayo es la lineal.

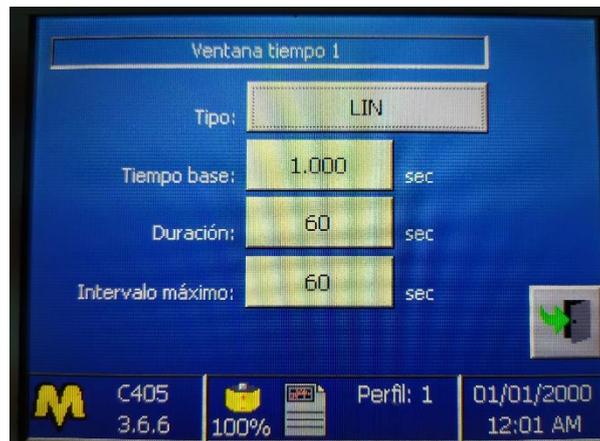


Figura 3.7 Configuración temporal en Matest.

4 Preparación de muestras

4.1 Ensayos previos de identificación

4.1.1 Curva granulométrica

Para realizar este ensayo, utilizaremos la norma UNE-EN ISO 17892-4 cuyo objetivo es objetivo determinar la distribución granulométrica del suelo de las partículas de suelo, siendo ésta una de las características más importante a la hora de clasificar suelos para diferentes ensayos geotécnicos. Se utilizará la técnica del tamizado, que consiste en un proceso que consiste en la separación de las distintas partículas que constituyen un suelo en función del tamaño de estas últimas mediante tamices metálicos de diferentes aperturas.

Lo primero que debemos realizar es pesar un recipiente vacío, a continuación, vertemos aproximadamente 1 kg de la muestra de suelo y determinamos su masa, con la diferencia, obtenemos la masa de suelo a tamizar. Los datos obtenidos se recogen en la Tabla 4.1

Tabla 4.1 Peso de la muestra a tamizar.

Masa recipiente (g)	251,30
Masa recipiente + masa muestra (g)	1215,00
Masa muestra (g)	963,70

Seguidamente, vertemos la masa de suelo en los tamices con diferentes aberturas ordenados de mayor a menor, y lo colocamos en la máquina de tamizado con una potencia de valor 7 durante un tiempo de 23 minutos.



Figura 4.1 Tamizado de la muestra de suelo.

Una vez finalizado el tamizado, pesamos la masa de suelo retenida en cada tamiz y procedemos a realizar los cálculos mostrados en la Tabla 4.2

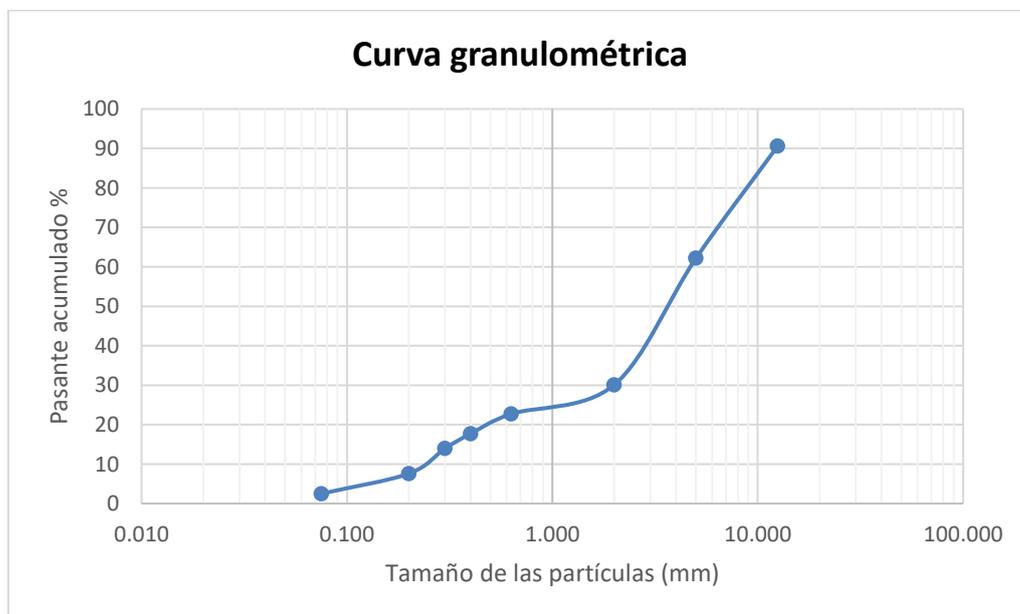
Tabla 4.2 Datos para la curva Granulométrica.

Abertura (mm)	Peso parcial (g)	% Retenido	%Retenido acumulado	% Pasante acumulado
12,5	90,64	9,41	9,41	90,59
5	273,99	28,43	37,84	62,15
2	309,05	32,07	69,91	30,09
0,63	70,95	7,36	77,27	22,72
0,4	48,31	5,01	82,28	17,71
0,3	36,18	3,75	86,04	13,96
0,2	61,23	6,35	92,39	7,60
0,075	49,25	5,11	97,50	2,49
Base	24,01	2,49	99,99	0,01

El peso de la muestra de suelo después del tamizado es de 963.31 g, lo cual nos lleva a cometer un error de 4%.

$$\text{Porcentaje de error (< 5\%)} = 100 - \frac{963.31}{963.7} \cdot 100 = 0.04 \rightarrow 4\%$$

Finalmente, representamos en una gráfica semilogarítmica el tamaño de partículas que constituye la muestra en mm en función del porcentaje de material retenido en cada tamiz obteniendo la Gráfica 4.1.



Gráfica 4.1 Curva granulométrica.

La muestra de suelo contiene un porcentaje de finos de 2.49 %, por tanto, se trata de una suelo granular.

4.2 Ensayos de compresión simple

4.2.1 Preparación de las muestras

En este proyecto se hará uso de la norma UNE-103-500-94 en la que se describe el método para el desarrollo del ensayo de Proctor normal, cuya finalidad es obtener la densidad máxima de un suelo y su correspondiente humedad óptima necesaria para alcanzar dicha densidad.

Aunque este no es el objetivo principal de este proyecto, debido a la imposibilidad de obtener probetas de suelo de sondeos geotécnicos como observamos en la Figura 4.2, se aplicará la metodología que se describe en esta norma para elaborar probetas que serán comprimidas posteriormente.



Figura 4.2 Muestras fallidas de sondeos geotécnicos.

El material necesario para la preparación de las muestras de suelo es el siguiente (Figura 4.3):

- Molde metálico en forma de cilindro de 102 mm de diámetro y una altura de aproximadamente 12,2 mm con su correspondiente collar con el mismo diámetro y 60 mm de altura aproximadamente.
- Una maza metálica manual de 2.5 kg con una caída libre de 305 mm.
- Recipiente para amasar manualmente la muestra de suelo.
- Agua.
- Espátula metálica cuya altura longitud sea superior al diámetro del molde.
- Paño o brocha para limpiar el molde después de compactar el suelo.



Figura 4.3 Material para el ensayo Proctor.

El procedimiento es el siguiente:

En primer lugar, se debe comprobar que la muestra está seca, en caso contrario, antes de proceder al tamizado, ésta debería ser secada al aire libre o mediante una estufa, tratando que la temperatura no sobrepase 60°C y, seguidamente, se desmenuza la muestra con la ayuda de un mazo de goma.

En nuestro caso, el suelo se encuentra seco y desmenuzado, por tanto, lo primero que debemos realizar es tamizar este con un tamiz de 12.5 mm ya que según lo indicado en la norma UNE-EN ISO 17892-7, el máximo tamaño de la probeta no debería exceder 1/6 de diámetro del espécimen. El diámetro de nuestra muestra es de 102 mm, por tanto:

$$\frac{102}{6} = 17 \text{ mm} \rightarrow \text{El tamiz con abertura más próximo a 17mm es 12.5mm}$$

Una vez tamizado, medimos su masa total (Figura 4.4), con la finalidad de determinar el porcentaje de agua que se va a añadir posteriormente.



Figura 4.4 Determinación de la masa para ensayo Proctor.

Descontado el peso del recipiente en el que se va a realizar el amasado, la masa total de suelo es de 14078 g. Para la primera muestra, comenzamos añadiendo una cantidad de 708.1 g de agua que corresponde a 5% de la masa total de suelo. Este valor de humedad irá variando para las muestras posteriores. Amasamos manualmente hasta obtener una mezcla homogénea como se muestra en la Figura 4.5:



Figura 4.5 Amasado de la muestra. Ensayo Proctor

A continuación, tomamos el peso total de molde Proctor, procedemos a verter en este último una porción del material hasta llegar a aproximadamente un tercio de la altura del molde y, con la ayuda de una maza metálica, se compacta el material mediante 26 golpes distribuidos uniformemente, con una altura de caída libre de 305 mm. Este proceso se repite para las siguientes dos capas. Una vez acabada la compactación, extraemos cuidadosamente el collar superior del molde y, con la ayuda de la espátula, enrasamos el molde de forma que la parte superior del molde. Limpiamos los alrededores del molde con la ayuda de un paño o una brocha y tomamos el peso del conjunto como se muestra en la figura 4.6 con el fin de obtener el peso de la probeta a ensayar.



Figura 4.6 Determinación de la masa del molde Proctor.

Abrimos el molde y sacamos la probeta como se muestra en la Figura 4.7 que será comprimida a continuación:

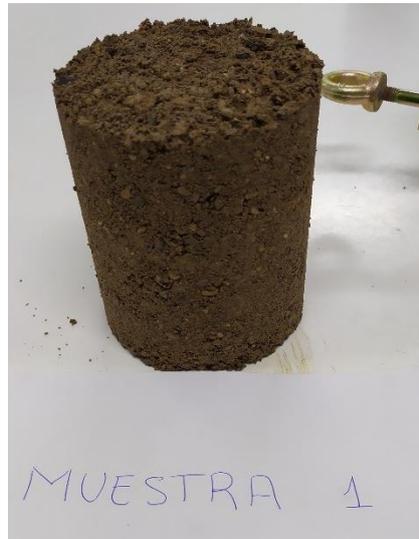


Figura 4.7 Probeta del ensayo Proctor

Para realizar las siguientes 4 muestras, seguimos los mismos pasos descritos anteriormente variando el contenido de humedad y la forma de compactación de la muestra.

4.2.2 Ejecución del ensayo

La muestra se debe manejar de forma cuidadosa con el fin de evitar formar grietas y tratar de que no quede expuesta durante mucho tiempo al aire libre para mantener su humedad original. Colocamos la probeta en la máquina de carga, de forma esta que quede lo mas centrado posible. El plato de carga superior tiene que estar en contacto con la muestra , pero sin llegar a aplicar carga sobre la misma. Situamos el deformimetro que medirá el desplazamiento vertical sobre la pletina infeior de la prensa mientras que el deformimetro lateral, irá colocado de forma que quede perpendicular a la superficie de la muestra como se muestra en la Figura 4.8:



Figura 4.8 Instalación de los Deformímetros.

A continuación, comprobamos que los tres canales están conectados al registrador digital procedemos a configurar el registro de datos:

1. Designamos nombre para nuestro ensayo (Muestra 1).
2. Seleccionamos la forma de almacenamiento, que en este caso los datos se almacenaran en un pendrive.
3. Tiempo en el que el aparato comienza a registrar dato (tiempo 0).
4. Activamos los canales por los que se registrarán los datos, en este caso marcamos los canales 5, 6 y 8.
5. Seleccionamos la escala de tiempo de forma lineal con una duración de 10 min y, tomando registro de datos con una frecuencia de lectura de 1 segundo.

Iniciamos el registrador digital y comprobamos que realmente se está registrando datos mediante la visualización de la gráfica que este último presenta. Finalmente iniciamos el aparato de compresión con una velocidad media de 1.5 mm/min (Figura 4.9).



Figura 4.9 Compresión de la Muestra 1

Para verificar si la maquina de registro esta procesando los datos de desplazamiento y deformación nos ayudamos con la gráfica que ofrece este último.

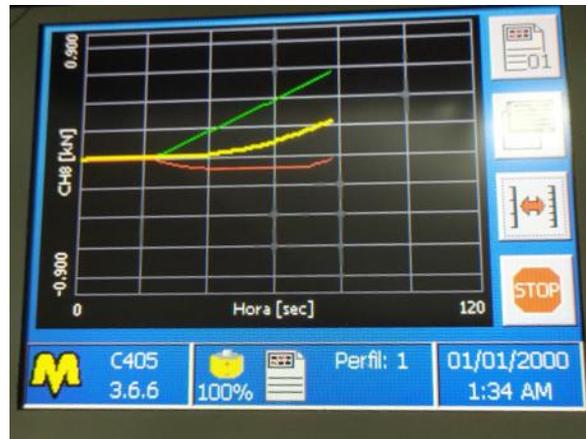


Figura 4.10 Gráfica Matest de la Muestra 1

Como podemos observar en la Figura 4.10 la gráfica presenta tres líneas de distintos colores:

- La línea verde corresponde a la deformación vertical que presenta una línea proporcional a la carga aplicada.
- La línea amarilla corresponde a la carga aplicada.
- La línea roja, corresponde a la deformación lateral la cual, presenta al principio valores negativos, como consecuencia de la incrustación del deformímetro en la muestra.

El ensayo se da por finalizado cuando la probeta alcanza la rotura (Figura 4.11) o cuando la carga aplicada alcanza su máxima resistencia (Figura 4.12)



Figura 4.11 Rotura de la Muestra 1



Figura 4.12 Resistencia máxima de la Muestra 1

Una vez finalizado el ensayo, sacamos la muestra y procedemos a realizar los ensayos de identificación que explicaremos a continuación. Este proceso descrito se repite con cada una de las muestras realizadas por ensayo Proctor.



Figura 4.13 Muestras después del ensayo de compresión (falta la muestra 5)

4.2.3 Humedad

Para la determinación de la humedad utilizamos la norma UNE-EN ISO 17892-1. Esta norma nos permite calcular la humedad de una muestra de suelo mediante el secado de estufa, que consiste en la determinación de la pérdida de masa de un suelo tras ser sacado a una temperatura determinada durante un periodo de tiempo. Ésta masa perdida, corresponde al agua libre que contenía el suelo.

Antes de comenzar con la determinación de la humedad de las muestras, cabe destacar que, el ensayo de humedad debe realizarse inmediatamente después de romper las probetas y evitar que la muestra quede expuesta mucho tiempo al aire libre con la finalidad de no variar su contenido de humedad.

Para realizar este ensayo, es necesario 5 recipientes metálicos resistentes a la corrosión (Figura 4.14), una estufa de desecación y una con una precisión de 0.01g.



Figura 4.14 Recipientes metálicos para la determinación de la humedad.

En primer lugar, tomamos un recipiente metálico, que debería estar limpio y seco y determinamos su masa (M1). A continuación, tomamos una muestra de suelo húmedo, la introducimos en el recipiente y tomamos su peso (M2).

Seguidamente, colocamos el recipiente con la muestra húmeda en una bandeja y lo introducimos en la estufa de desecación a una temperatura constante de 75°C durante un periodo de tiempo de 24 h hasta que el suelo pierda la humedad que contiene. Es fundamental, tener en cuenta que, en el caso de tratar con suelos finos, estos precisan de un mayor tiempo de desecación en comparación con los suelos gruesos

Dejamos que la muestra se enfríe a temperatura ambiente y, finalmente tomamos la masa del recipiente con la muestra del suelo seco (M3) como se muestra en la Figura 4.15.



Figura 4.15 Recipientes metálicos con muestra seca.

Para la obtención de la humedad de cada muestra se suelo, aplicamos la siguiente expresión:

$$w = \frac{M_2 - M_3}{M_3 - M_1}$$

A continuación, se muestra en la Tabla 4.2.3.1 los resultados obtenidos en este ensayo:

Tabla 4.3 Humedades de las muestras.

Muestra	Recipiente	M. recipiente (g)	M. rec + M. suelo húmedo (g)	M. rec + M. suelo seco (g)	w (%)
1	D9	32,25	187,37	180,28	4,79
2	E1	32,95	170,59	161,26	7,27
3	E10	33,35	177,27	168,65	6,37
4	I7	32,87	177,64	168,8	6,50
5	Y10	33,97	194,37	187,01	4,81

4.2.4 Densidad relativa de las partículas, Gs.

En este apartado, utilizaremos la norma UNE-EN ISO 17892-3 tiene como objetivo determinar la densidad de partículas de un suelo mediante el método del picnómetro por desplazamiento de un fluido.

Para realizar este ensayo, necesitamos 2 picnómetros con una capacidad de 100 mm³, una balanza con una precisión de 0.01 g y papel absorbente.



Figura 4.16 Material necesario para Gs.

En primer lugar, determinamos la masa del picnómetro seco y limpio, procedemos a rellenar el picnómetro hasta la marca del enrase con el cuello colocado, para que el agua quede nivelada justamente en la marca de calibración (Figura 4.17). Nos ayudamos con papel absorbente para ajustar el nivel del agua y procedemos a tomar su masa nuevamente.

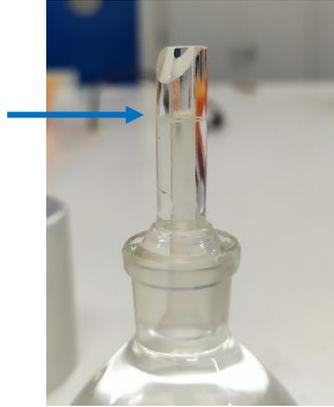


Figura 4.17 Enrase del picnómetro.

A continuación, vaciamos el picnómetro hasta aproximadamente la mitad y tomamos su peso sin colocar el cuello, posteriormente, añadimos la muestra de suelo en el picnómetro y determinamos su masa. Finalmente, lo rellenamos de agua hasta a marca de enrase y medimos su peso (Figura 4.18)



Figura 4.18 Picnómetro con muestra y agua.

Después de obtener todas las medidas de masa para los ambos picnómetros, aplicamos la siguiente expresión para el cálculo de la gravedad específica de las partículas de suelo:

$$G_s = \frac{M_3 - M_2}{(M_3 - M_2) + (M_1 - M_4)}$$

Donde:

M₁: masa de picnómetro lleno de agua hasta el enrase (g)

M₂: masa de picnómetro con aproximadamente la mitad de agua sin el tapón (g)

M₃: masa de picnómetro + masa de muestra

M₄: masa de picnómetro lleno hasta el enrase + masa de muestra (g)

Tabla 4.4 Resultados G_s

	M1 (g)	M2 (g)	M3 (g)	M4 (g)	G _s
Picnómetro 1	170,58	118,39	146,27	187,46	2,53
Picnómetro 2	170	120,98	141,41	182,23	2,49

El valor medio gravedad específica de las partículas de suelo obtenido tiene un valor de 2.51

4.2.5 Densidad aparente del suelo.

La densidad aparente se obtiene con la siguiente relación:

$$\rho_d = \frac{W_s}{V_t}$$

Donde:

ρ_d: Densidad aparente del suelo seco

W_s: Peso de suelo seco en estufa (g)

V_t: Volumen de cilindro conocido (cm³)

Dado que hemos calculado anteriormente las humedades, las masas de las muestras, la densidad aparente de cada muestra se representa en la Tabla 4.5. El volumen es igual para todas las probetas, ya que la compactación se ha realizado en el mismo molde.

Tabla 4.5

Muestra	1	2	3	4	5
w %	4,79	7,27	6,37	6,50	4,81
Masa molde + suelo + agua (g)	6879	6869	6800	6841	6790
Masa molde (g)	4395	4395	4395	4395	4395
Masa suelo + agua (g)	2484	2474	2405	2446	2395
Masa suelo (g)	2370,46	2306,30	2260,95	2296,64	2285,10
Densidad seca	2,38	2,31	2,27	2,30	2,29

4.2.6 Resultados del ensayo

Los resultados de la compresión simple se representan mediante gráfica en el que el eje de abscisa representamos la deformación experimentada por la muestra, en función de la carga aplicada sobre la misma.

MUESTRA 1

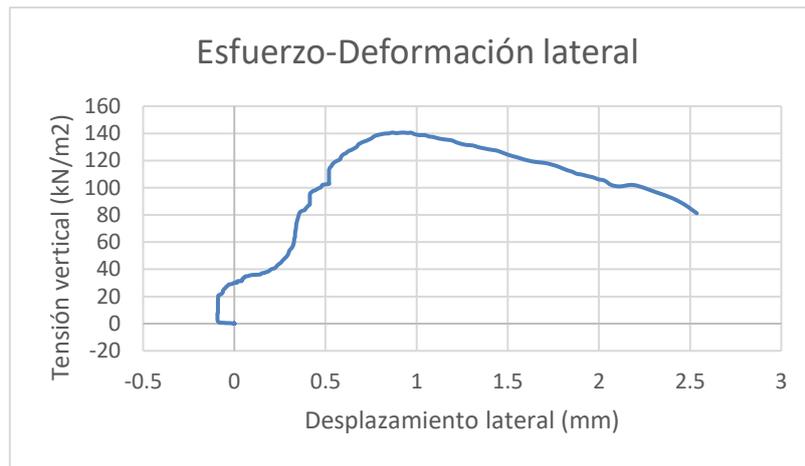
Como podemos observar en la Grafica 4.2, la muestra 1 alcanzó una tensión vertical máxima de 140.57 kN/m², esta tensión vertical corresponde a la resistencia a la compresión.



Gráfica 4.2 Curva esfuerzo-deformación vertical. Muestra 1

Respecto a la deformación lateral, podemos observar como la Gráfica 4.3 tiende a valores negativos al comienzo del ensayo. Éste fenómeno, se debe a la introducción de la punta del deformímetro en la muestra produciéndose un alargamiento de este último.

Esto también los podemos apreciar en las muestras posteriores en la Grafica 4.5, Grafica 4.7, Grafica 4.9, Grafica 4.11 representativas de las muestras 2,3,4 y 5 respectivamente.



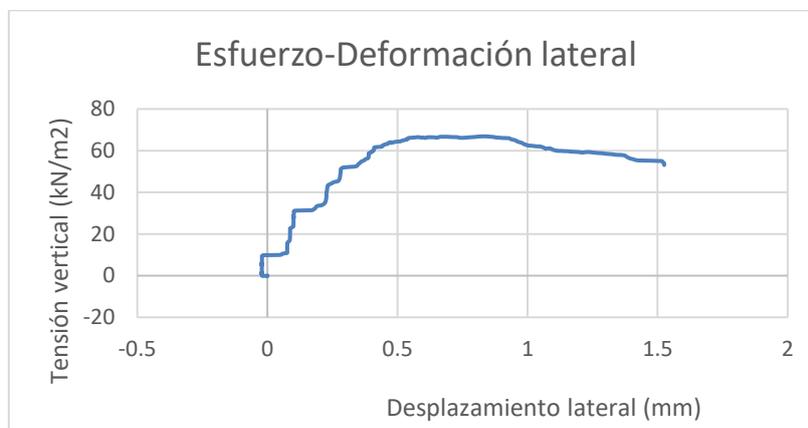
Gráfica 4.3 Curva esfuerzo-deformación lateral. Muestra 1

MUESTRA 2

Para la segunda muestra se alcanzó una resistencia a la compresión de 66.87 kN/m² como podemos observar en la Grafica 4.4.



Gráfica 4.4 Curva esfuerzo-deformación vertical. Muestra 2



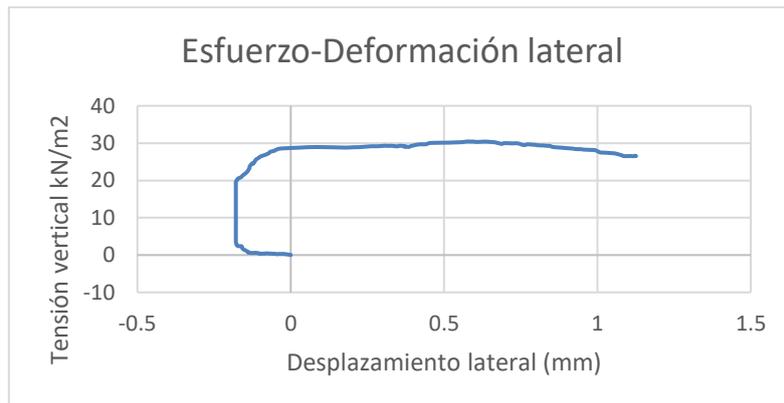
Gráfica 4.5 Curva esfuerzo-deformación lateral. Muestra 2

MUESTRA 3

Para la muestra 3, se obtuvo una resistencia a la compresión de 30.46 kN/m^2 como podemos observar en la Grafica 4.6.



Gráfica 4.6 Curva esfuerzo-deformación vertical. Muestra 3



Gráfica 4.7 Curva esfuerzo-deformación lateral. Muestra 3

MUESTRA 4

Para la muestra 4, se obtuvo una resistencia a la compresión de 30.46 kN/m^2 como podemos observar en la Grafica 4.8.



Gráfica 4.8 Curva esfuerzo-deformación vertical. Muestra 4



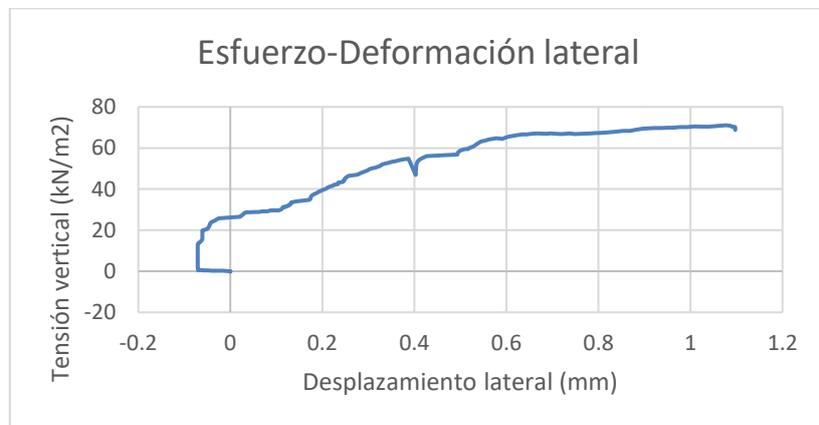
Gráfica 4.9 Curva esfuerzo-deformación lateral. Muestra 4

MUESTRA 5

Finalmente, para la muestra 5, se obtuvo una resistencia a la compresión de 70.84 kN/m² como podemos observar en la Grafica 4.10.



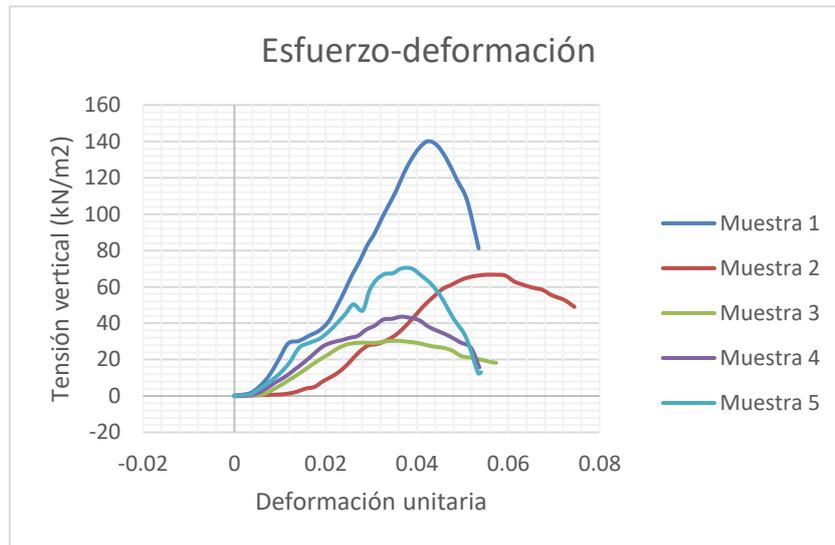
Gráfica 4.10 Curva esfuerzo-deformación vertical. Muestra 5



Gráfica 4.11 Curva esfuerzo-deformación lateral. Muestra 5

5 Interpretación de los ensayos.

5.1 Interpretación conjunta de los ensayos de identificación y



Gráfica 5.1 Curva esfuerzo-deformación del conjunto de muestras.

En la Gráfica 5.1 se muestran todos los ensayos de compresión simple. A primera vista podemos observar que la muestra 1 alcanza la máxima resistencia a la compresión con un valor de 140, 57 kN/m^2 en comparación con otras muestras. Dicha muestra contiene una 4.79% de humedad y una densidad seca de 2.38 g/cm^3 (Tabla 5.1) siendo una de las muestras con menor porcentaje de humedad y mayor densidad seca.

En la segunda muestra podemos observar como la decae la tensión vertical en más de 50% respecto a la primera muestra alcanzado un valor de resistencia a la compresión de 66.87 kN/m^2 . Sin embargo, es una de las muestras que más deformación ha experimentado antes de llegar a la rotura. En este caso, se aumentó el contenido de agua al 7.27% de la masa total del suelo, obteniendo una densidad seca de 2.31 g/cm^3 .

La muestra 3 presenta una de las resistencias más bajas respecto a las demás muestras. Esto se debe principalmente a que a la hora de desmoldar la probeta del molde Proctor, se produjo una grieta vertical a lo largo de la muestra (Figura 5.1), dando lugar a un valor de resistencia máxima 30.46 kN/m^2 . Además, podemos observar en la Gráfica 5.1 que la muestra 3, que esta no alcanza una resistencia pico si no que presenta una tendencia más progresiva. Presenta un contenido de humedad de 6.37% y una densidad seca 2.27 g/cm^3 de algo inferior a la muestra 2.



Figura 5.1 Grieta de la muestra 3

En la a muestra 4 con una humedad de 6.5% y una densidad de 2.3 g/cm³, se alcanzó una resistencia de compresión de 43.84 kN/m².

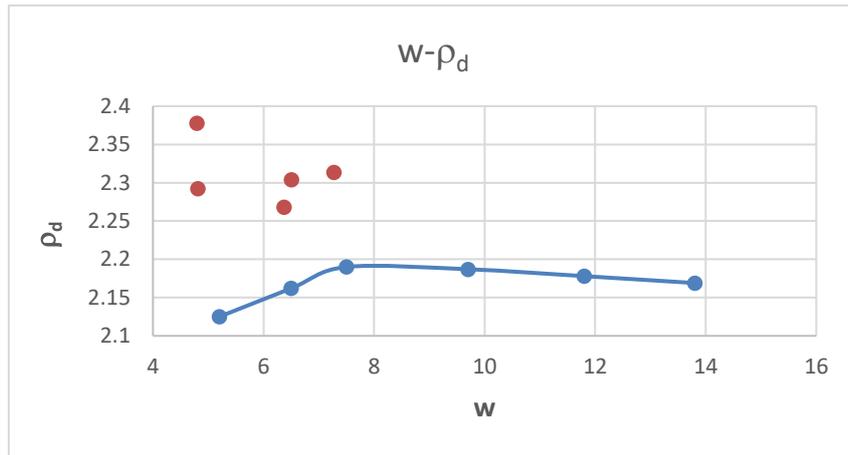
Finalmente, en la muestra 5 se disminuye el contenido de humedad hasta un valor 4.81%, una densidad de 2.29 2.3 g/cm³ obteniendo un valor de resistencia máxima de 70.84 kN/m².

Al observar la curva tensión-deformación de la muestra 5 en la Gráfica 5.1, ésta, presenta una caída de tensión en medio del ensayo. Este fenómeno, se produce por la formación de un plano de falla durante la prueba, sin embargo, dada a la característica granular de del suelo, la fricción entre las partículas hace que el suelo pueda aumente de nuevo la resistencia a la compresión rompiendo seguidamente hasta agotar la resistencia del material.

Tabla 5.1 Resumen de ensayos de identificación.

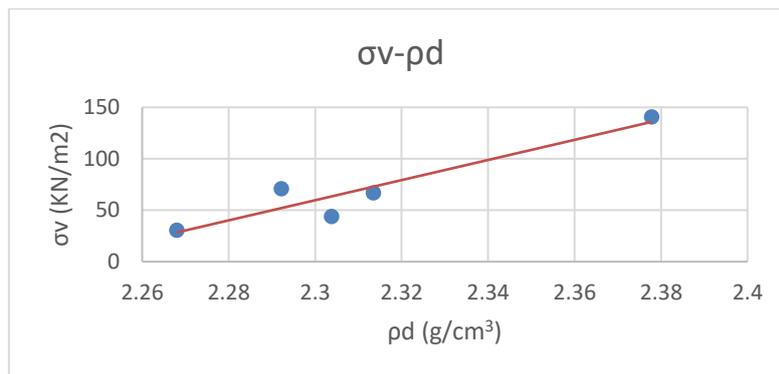
Muestra	1	2	3	4	5
w %	4,79	7,27	6,37	6,50	4,81
Densidad seca (g/cm ³)	2,38	2,31	2,27	2,30	2,29
σ (KN/m ²)	140,57	66,87	30,46	43,84	70,84

Respecto a la relación entre el contenido de humedad y la densidad seca de las distintas muestras, estas quedan por encima de la curva Proctor como observamos en la Figura 5.2. Esto quiere que hemos conseguido obtener unas muestras de altas densidades con poco contenido de agua.

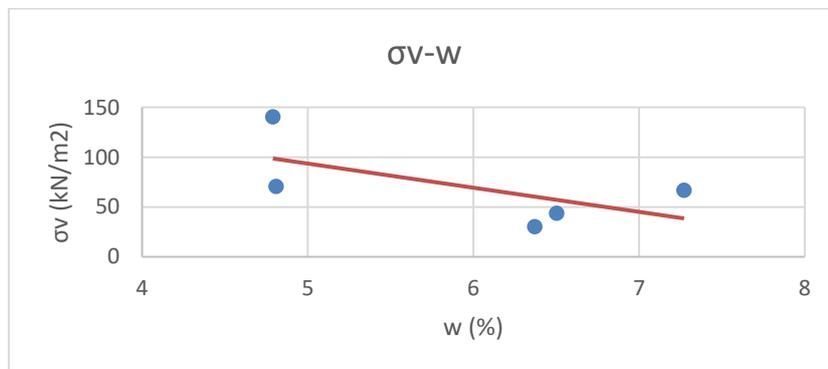


Gráfica 5.2 Curva Proctor de la muestra de suelo.

En la Gráfica 5.3 podemos comprobar aproximadamente, mediante la línea de tendencia trazada, que la resistencia de compresión simple aumenta a medida que lo hace la densidad seca del suelo. Por otro lado, en la Gráfica 5.4 se muestra que, aumentando la humedad de la muestra, conseguimos disminuir la resistencia a la compresión simple.



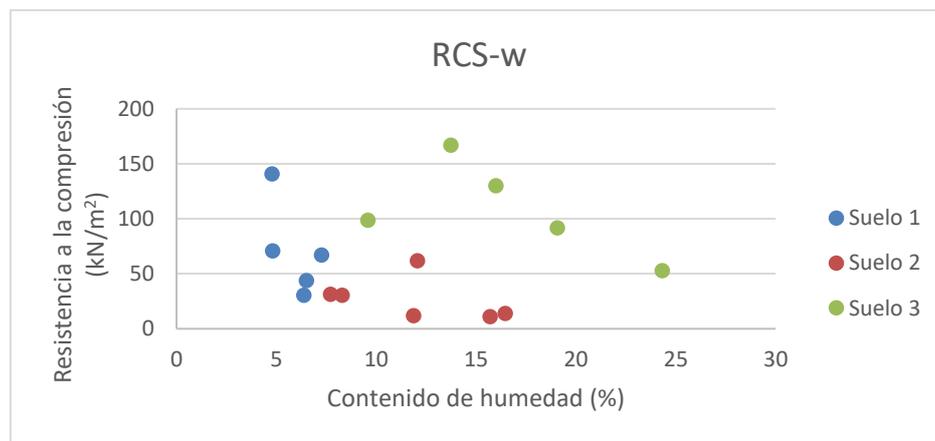
Gráfica 5.3 Relación entre la tensión vertical y la densidad seca.



Gráfica 5.4 Relación entre la tensión vertical y el contenido de humedad.

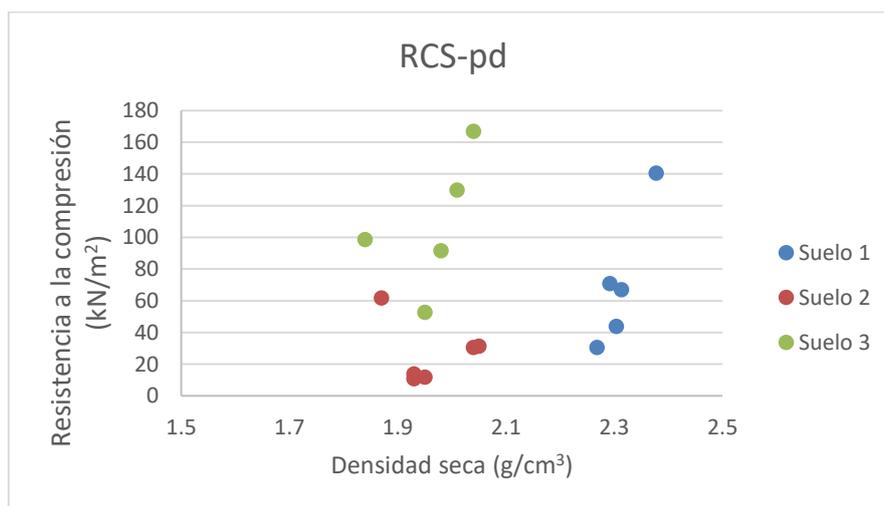
5.2 Comparación con datos obtenidos de la bibliografía, artículos u otros trabajos.

En este apartado compararemos los datos obtenidos de las muestras ensayadas, con los siguientes trabajos. El primero realizado por L. Alvarado y D. Portilla (*Evaluación de la resistencia a compresión simple del material extraído de la mina de Musmus sector Chordeleg, estabilizada con cemento tipo MH.*) y el segundo cuyos autores son A. Villamizar y J. Diaz (*relación entre los parámetros de la resistencia a los esfuerzos obtenidos en los ensayos de corte directo y compresión simple para arenas arcillosas*)



Gráfica 5. 5 relación entre la resistencia a la compresión y el contenido de humedad.

Donde el Suelo 1 es el suelo ensayado en este proyecto, Suelo 2 es un suelo natural y Suelo 3 corresponde a arenas arcillosas.



Gráfica 5.6 Relación entre la resistencia a la compresión y la densidad seca

Donde el Suelo 1 es el suelo ensayado en este proyecto, Suelo 2 es un suelo natural y Suelo 3 corresponde a arenas arcillosas.

Como se puede ver en la Gráfica 5.5 y la Gráfica 5.6, los rangos de valores obtenidos por los ensayos realizados en este proyecto entran en un rango de valores similar al de otros proyectos.

6 Conclusiones y comentarios finales

En este proyecto se han desarrollado los conceptos teóricos relacionados con la resistencia de corte, además de los procedimientos de ensayos de identificación y preparación de muestras que han sido necesarios para la realización de las pruebas de compresión simple.

Por otra parte, se ha realizado una puesta a punto de la mesa de compresión simple, identificando cada una de las partes del equipo y su correspondiente funcionamiento. Se incorporaron dos deformímetros, uno para medir el desplazamiento vertical y otro para el desplazamiento lateral de la probeta de suelo, que se conectaron a un dispositivo digital de registros (Matest) con la finalidad de transmitir los datos de los ensayos realizados (deformaciones y tensiones). Para la calibración y comprobación en el primer ensayo se utilizó una probeta de poliestireno.

En principio este ensayo, se iba a realizar con cuatro muestras inalteradas obtenidas de sondeos geotécnicos. Tres de las muestras resultaron ser de un material granular mientras que, la única muestra ensayada a compresión, no se obtuvo una correcta transmisión de datos. Por tanto, se recurrió a preparar 5 muestras mediante un procedimiento similar al ensayo de Proctor con la ayuda de la norma UNE 103-500-94. Aunque no se ha ceñido exactamente a lo descrito en la norma, hemos podido experimentar variando el contenido de humedad de las muestras y su forma de compactación para establecer una correlación entre la tensión vertical con los contenidos de agua y la densidad seca.

El máximo valor de la resistencia de compresión simple fue alcanzado con la muestra 1, con un valor de 140, 57 kN/m², mientras que el mínimo lo obtuvimos con la muestra 3 con un valor de 30.46 kN/m². La duración del ensayo de compresión simple en ningún momento superó 10 minutos, siendo el ensayo 2 el que más tiempo ha conllevado con una duración de, aproximadamente 7 min. Todas las muestras ensayadas han alcanzado la falla antes de llegar a deformarse 10 mm en sentido vertical. En cuanto a la deformación lateral, se registró valores negativos al comienzo del ensayo debido a la introducción del deformímetro en la muestra.

En el ensayo Proctor se ha trabajado con un rango de porcentaje de humedades entre 4.5% y 7.5% obtenido como valores de densidades secas entre 2.29 g/cm³ y 2.38 g/cm³. Finalmente se consiguió establecer una relación entre estos dos parámetros y la resistencia a la compresión simple. La resistencia a la compresión aumenta al aumentar la densidad seca y disminuye cuando aumentamos el contenido de humedad. Este análisis se ha comparado con los de otros autores donde los valores obtenidos por los ensayos realizados en el presente proyecto, entran en un rango de valores similar al de otros proyectos.

7 Referencias

- GONZÁLEZ DE VALLEJO, Luis Ignacio. Ingeniería Geológica. Mercedes Ferrer Gijón, Luis Ortuño Abad, y Carlos Oteo Mazo. Pearson Educación, Madrid, 2002. ISBN: 84-205-3104-9.
- BRAJA, M. Das. Advanced Soil Mechanics. Third Edition. Taylor & Francis eLibrary, Abingdon, UK, 2007. ISBN 0-203-93584-5.
- TERZAGHI, Karl; PECK, Ralph B. Mecánica de suelos en la ingeniería práctica. Segunda edición. Editorial "EL ATENEO" S.A. Barcelona, 1973. ISBN 84-7021-020-3.
- AENOR, Asociación Española de Normalización y Certificación. Ensayo de compresión no confinada. UNE-EN ISO 17892-7. Madrid, España, 2019.
- AENOR, Asociación Española de Normalización y Certificación. Parte 1: Determinación de la humedad. UNE-EN ISO 17892-1. Madrid, España, 2015.
- AENOR, Asociación Española de Normalización y Certificación. Parte 3: Determinación de la densidad de las partículas. UNE-EN ISO 17892-3. Madrid, España, 2018.
- AENOR, Asociación Española de Normalización y Certificación. Parte 4: Determinación de la distribución granulométrica. UNE-EN ISO 17892-4. Madrid, España, 2019.
-
- AENOR, Asociación Española de Normalización y Certificación. Preparación de muestras para ensayos de suelos. UNE 103-100 Madrid, España, 1995.
- AENOR, Asociación Española de Normalización y Certificación. Ensayo de compactación. Proctor Normal. UNE 103-500-94. Madrid, España, 1994.
- L. Alvarado, D. Portilla, Evaluación de la resistencia a compresión simple del material extraído de la mina de Musmus sector Chordeleg, estabilizada con cemento tipo MH. Ecuador, 2020. Extraído de: <http://dspace.uazuay.edu.ec/handle/datos/10391>
- A. Villamizar, J. Diaz, Relación entre los parámetros de la resistencia a los esfuerzos obtenidos en los ensayos de corte directo y compresión simple para arenas arcillosas. Colombia, 2010.

8 Anexo

Muestra 1

Hora [sec]	CH5: Desplazamiento [mm]	CH6: Desplazamiento [mm]	CH8: Carga [kN]	ϵ	Ac (cm ²)	σ (KN/m ²)
0	0	0	0	0,0000	81,7128	0,0000
10	0	0	0,0017	0,0000	81,7128	0,2080
20	-0,0002	0	0,0012	0,0000	81,7128	0,1469
30	-0,0545	0,181	0,005	0,0015	81,8342	0,6110
40	-0,0894	0,425	0,0129	0,0035	81,9985	1,5732
50	-0,0925	0,676	0,0433	0,0055	82,1681	5,2697
60	-0,0898	0,926	0,0916	0,0076	82,3378	11,1249
70	-0,0885	1,181	0,1633	0,0097	82,5116	19,7912
80	-0,0262	1,439	0,2391	0,0118	82,6881	28,9159
90	0,0134	1,718	0,2503	0,0141	82,8799	30,2003
100	0,0479	1,992	0,2749	0,0163	83,0692	33,0929
110	0,0972	2,258	0,2982	0,0185	83,2537	35,8182
120	0,2186	2,507	0,3394	0,0205	83,4272	40,6822
130	0,2836	2,732	0,4094	0,0224	83,5846	48,9803
140	0,3231	2,941	0,4819	0,0241	83,7313	57,5532
150	0,3336	3,146	0,5585	0,0258	83,8757	66,5866
160	0,3412	3,347	0,6222	0,0274	84,0178	74,0557
170	0,367	3,545	0,696	0,0291	84,1582	82,7013
180	0,4143	3,742	0,7522	0,0307	84,2984	89,2306
190	0,431	3,936	0,8238	0,0323	84,4370	97,5639
200	0,5192	4,13	0,89	0,0339	84,5759	105,2309
210	0,5194	4,327	0,9575	0,0355	84,7175	113,0227
220	0,5833	4,517	1,0353	0,0370	84,8545	122,0088
230	0,6704	4,724	1,1051	0,0387	85,0043	130,0052
240	0,754	4,943	1,1624	0,0405	85,1633	136,4907
250	0,8881	5,174	1,1956	0,0424	85,3317	140,1120
260	1,0658	5,423	1,1777	0,0445	85,5140	137,7202
270	1,3377	5,683	1,113	0,0466	85,7051	129,8639
280	1,6516	5,945	1,022	0,0487	85,8986	118,9775
290	1,9683	6,217	0,9267	0,0510	86,1004	107,6301
300	2,5365	6,528	0,701	0,0535	86,3323	81,1979

Muestra 2

Hora [sec]	CH5: Desplazamiento [mm]	CH6: Desplazamiento [mm]	CH8: Carga [kN]	ϵ	Ac (cm ²)	σ (KN/m ²)
0	0	0	0	0,0000	81,7128	0,0000
10	0	0	-0,0004	0,0000	81,7128	-0,0490
20	-0,0193	0,21	-0,0008	0,0017	81,8537	-0,0977
30	-0,0193	0,474	0,0021	0,0039	82,0315	0,2560
40	-0,0209	0,714	0,0037	0,0059	82,1939	0,4502
50	-0,0213	0,958	0,0054	0,0079	82,3595	0,6557
60	-0,0213	1,202	0,0067	0,0099	82,5259	0,8119
70	-0,0213	1,435	0,0108	0,0118	82,6854	1,3062
80	-0,0213	1,669	0,0192	0,0137	82,8462	2,3175
90	-0,0213	1,903	0,0337	0,0156	83,0076	4,0599
100	-0,0213	2,141	0,0416	0,0175	83,1724	5,0017
110	-0,0208	2,381	0,0687	0,0195	83,3393	8,2434
120	0,076	2,617	0,0908	0,0215	83,5041	10,8737
130	0,0764	2,857	0,1191	0,0234	83,6723	14,2341
140	0,0871	3,091	0,1583	0,0253	83,8369	18,8819
150	0,1002	3,324	0,2016	0,0272	84,0015	23,9996
160	0,1006	3,573	0,2337	0,0293	84,1781	27,7626
170	0,1008	3,831	0,2416	0,0314	84,3619	28,6385
180	0,102	4,103	0,2616	0,0336	84,5566	30,9379
190	0,2167	4,362	0,2915	0,0358	84,7427	34,3982
200	0,2272	4,613	0,334	0,0378	84,9239	39,3293
210	0,2557	4,86	0,3823	0,0398	85,1030	44,9220
220	0,2817	5,097	0,429	0,0418	85,2755	50,3075
230	0,3612	5,334	0,4681	0,0437	85,4488	54,7814
240	0,3936	5,569	0,5048	0,0456	85,6212	58,9573
250	0,4104	5,805	0,5248	0,0476	85,7951	61,1690
260	0,4644	6,04	0,5473	0,0495	85,9690	63,6625
270	0,533	6,267	0,5623	0,0514	86,1376	65,2793
280	0,6015	6,505	0,5714	0,0533	86,3151	66,1993
290	0,6906	6,743	0,5768	0,0553	86,4934	66,6872
300	0,8036	6,99	0,5777	0,0573	86,6791	66,6481
310	0,8911	7,234	0,5756	0,0593	86,8634	66,2650
320	0,9931	7,479	0,5481	0,0613	87,0492	62,9644
330	1,0755	7,73	0,5327	0,0634	87,2404	61,0611
340	1,1745	7,986	0,5202	0,0655	87,4363	59,4947
350	1,3221	8,236	0,511	0,0675	87,6285	58,3144
360	1,4278	8,492	0,4856	0,0696	87,8261	55,2911
370	1,4796	8,814	0,4652	0,0722	88,0760	52,8180
380	0,855	9,086	0,4327	0,0745	88,2881	49,0100

Muestra 3

Hora [sec]	CH5: Desplazamiento [mm]	CH6: Desplazamiento [mm]	CH8: Carga [kN]	ϵ	Ac (cm ²)	σ (KN/m ²)
0	0	0	0	0,0000	81,7128	0,0000
10	-0,0217	0,077	0,0025	0,0006	81,7644	0,3058
20	-0,0744	0,314	0,0037	0,0026	81,9237	0,4516
30	-0,1049	0,554	0,0042	0,0045	82,0856	0,5117
40	-0,1412	0,783	0,0079	0,0064	82,2406	0,9606
50	-0,1784	1,017	0,0275	0,0083	82,3997	3,3374
60	-0,1789	1,26	0,0512	0,0103	82,5656	6,2011
70	-0,1789	1,501	0,0771	0,0123	82,7307	9,3194
80	-0,1789	1,745	0,1037	0,0143	82,8985	12,5093
90	-0,1789	1,986	0,132	0,0163	83,0650	15,8912
100	-0,1792	2,237	0,162	0,0183	83,2391	19,4620
110	-0,1405	2,484	0,1874	0,0204	83,4111	22,4670
120	-0,1062	2,743	0,217	0,0225	83,5923	25,9593
130	-0,0453	2,998	0,237	0,0246	83,7714	28,2913
140	0,2846	3,267	0,2449	0,0268	83,9612	29,1682
150	0,354	3,544	0,2466	0,0290	84,1575	29,3022
160	0,3926	3,809	0,2466	0,0312	84,3462	29,2366
170	0,4802	4,068	0,2545	0,0333	84,5315	30,1071
180	0,613	4,325	0,257	0,0355	84,7161	30,3366
190	0,7204	4,576	0,2541	0,0375	84,8972	29,9303
200	0,8232	4,821	0,2499	0,0395	85,0747	29,3742
210	0,939	5,062	0,242	0,0415	85,2500	28,3871
220	1,0568	5,292	0,2328	0,0434	85,4180	27,2542
230	1,126	5,561	0,2274	0,0456	85,6153	26,5607
240	0,4443	5,805	0,2153	0,0476	85,7951	25,0947
250	0,4306	6,066	0,1887	0,0497	85,9883	21,9449
260	0,432	6,309	0,1816	0,0517	86,1689	21,0749
270	0,432	6,551	0,1741	0,0537	86,3495	20,1622
280	0,4322	6,796	0,1641	0,0557	86,5331	18,9638
281	0,4329	6,82	0,1624	0,0559	86,5512	18,7635
288	0,4371	6,995	0,1579	0,0573	86,6829	18,2158

Muestra 4

Hora [sec]	CH5: Desplazamiento [mm]	CH6: Desplazamiento [mm]	CH8: Carga [kN]	ϵ	Ac (cm ²)	σ (KN/m ²)
0	0	0	0	0,0000	81,7128	0,0000
10	-0,0033	0,024	0,0017	0,0002	81,7289	0,2080
20	-0,0347	0,279	0,005	0,0023	81,9001	0,6105
30	-0,0526	0,55	0,0087	0,0045	82,0829	1,0599
40	-0,0526	0,825	0,0308	0,0068	82,2692	3,7438
50	-0,0511	1,092	0,0608	0,0090	82,4508	7,3741
60	0,0101	1,365	0,0883	0,0112	82,6374	10,6852
70	0,0215	1,629	0,1229	0,0134	82,8187	14,8397
80	0,0318	1,883	0,1566	0,0154	82,9938	18,8689
90	0,0867	2,129	0,1933	0,0175	83,1641	23,2432
100	0,1443	2,366	0,2274	0,0194	83,3289	27,2895
110	0,259	2,601	0,2453	0,0213	83,4929	29,3798
120	0,4051	2,836	0,2553	0,0232	83,6575	30,5173
130	0,5144	3,069	0,2674	0,0252	83,8214	31,9012
140	0,5535	3,301	0,2778	0,0271	83,9852	33,0772
150	0,7258	3,522	0,307	0,0289	84,1419	36,4860
160	0,8502	3,755	0,3265	0,0308	84,3077	38,7272
170	0,9412	3,977	0,3549	0,0326	84,4663	42,0168
180	1,0953	4,215	0,3594	0,0345	84,6370	42,4637
190	1,1757	4,451	0,3698	0,0365	84,8069	43,6049
200	1,3528	4,691	0,3653	0,0385	84,9804	42,9864
210	1,532	4,943	0,3544	0,0405	85,1633	41,6142
220	1,6815	5,188	0,3249	0,0425	85,3420	38,0704
230	1,8109	5,452	0,3045	0,0447	85,5353	35,5993
240	1,9915	5,735	0,2832	0,0470	85,7435	33,0288
250	2,2105	6,029	0,2541	0,0494	85,9608	29,5600
260	2,4159	6,319	0,2287	0,0518	86,1763	26,5386
268	2,7113	6,545	0,1354	0,0536	86,3450	15,6813

Muestra 5

Hora [sec]	CH5: Desplazamiento [mm]	CH6: Desplazamiento [mm]	CH8: Carga [kN]	ϵ	Ac (cm2)	σ (KN/m2)
0	0	0	0	0,0000	81,7128	0,0000
10	-0,0002	0	-0,0004	0,0000	81,7128	-0,0490
20	-0,0479	0,174	0,0029	0,0014	81,8295	0,3544
30	-0,0704	0,421	0,0071	0,0035	81,9958	0,8659
40	-0,0708	0,682	0,0325	0,0056	82,1722	3,9551
50	-0,0708	0,941	0,0637	0,0077	82,3480	7,7355
60	-0,0708	1,209	0,1012	0,0099	82,5307	12,2621
70	-0,0609	1,468	0,1508	0,0120	82,7080	18,2328
80	0,0213	1,732	0,2203	0,0142	82,8896	26,5775
90	0,0809	2	0,2424	0,0164	83,0747	29,1786
100	0,1161	2,263	0,2607	0,0185	83,2572	31,3126
110	0,1739	2,515	0,2945	0,0206	83,4328	35,2979
120	0,2073	2,745	0,3353	0,0225	83,5937	40,1107
130	0,2491	2,965	0,3778	0,0243	83,7482	45,1114
140	0,3157	3,18	0,4227	0,0261	83,8997	50,3816
150	0,4029	3,427	0,3948	0,0281	84,0745	46,9584
160	0,4957	3,611	0,4894	0,0296	84,2052	58,1200
170	0,5614	3,808	0,541	0,0312	84,3455	64,1409
180	0,6677	4,021	0,5668	0,0330	84,4978	67,0787
190	0,8182	4,244	0,5718	0,0348	84,6578	67,5425
200	0,9767	4,461	0,5948	0,0366	84,8141	70,1298
210	1,0975	4,741	0,5956	0,0389	85,0166	70,0569
220	0,5982	5,004	0,5627	0,0410	85,2077	66,0386
230	0,6863	5,262	0,5252	0,0431	85,3961	61,5017
240	0,9254	5,524	0,4661	0,0453	85,5881	54,4585
250	1,3916	5,856	0,3653	0,0480	85,8328	42,5595
260	1,7123	6,19	0,277	0,0507	86,0803	32,1792
270	2,1575	6,514	0,1083	0,0534	86,3218	12,5461
273	2,1579	6,592	0,1125	0,0540	86,3802	13,0238