



UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

DEPARTAMENTO DE CIENCIA E INGENIERÍA DEL  
TERRENO Y DE LOS MATERIALES

**TESIS DOCTORAL**

**ANÁLISIS EXPERIMENTAL EN MODELO  
REDUCIDO DE LA CONSOLIDACIÓN RADIAL  
Y DEFORMACIÓN DE UN SUELO BLANDO  
MEJORADO CON COLUMNAS DE GRAVA**

Autora

ANA ISABEL CIMENTADA HERNÁNDEZ

Directora

ALMUDENA DA COSTA GARCÍA

Santander, Marzo de 2009

# CAPÍTULO 2

## MODELO Y EQUIPO DE ENSAYO

---

En este capítulo se describe el modelo, los materiales y el equipo de laboratorio empleados para el estudio experimental a escala reducida de la consolidación radial alrededor de una columna de grava.

En el primer apartado se exponen los argumentos en los que se basa la elección del modelo de ensayo y se define su geometría así como las condiciones de contorno.

En el siguiente apartado se presentan las propiedades de los materiales seleccionados como material blando arcilloso y grava. Dicha selección se ha realizado atendiendo a diversos criterios de comportamiento y teniendo en cuenta los objetivos que se pretenden alcanzar.

El tercer apartado está dedicado a la exposición de las características del equipo empleado para los ensayos. Esta exposición se inicia con la descripción de la célula edométrica Rowe-Barden original, elemento donde se materializa el modelo de ensayo y se reproducen las condiciones de carga y drenaje adecuadas para el análisis de la consolidación. Además se detallan las modificaciones realizadas a la célula edométrica con el fin de conseguir una instrumentación adecuada para poder disponer de lecturas de presión intersticial y total en distintos puntos.

En el cuarto apartado se presentan los ensayos realizados para la comprobación del correcto funcionamiento de todo el sistema. Se trata de ensayos edométricos realizados con el material arcilloso, y que han servido como contraste para lograr un funcionamiento satisfactorio de todo el equipo diseñado.

## **2.1. DEFINICIÓN Y GEOMETRÍA DEL MODELO**

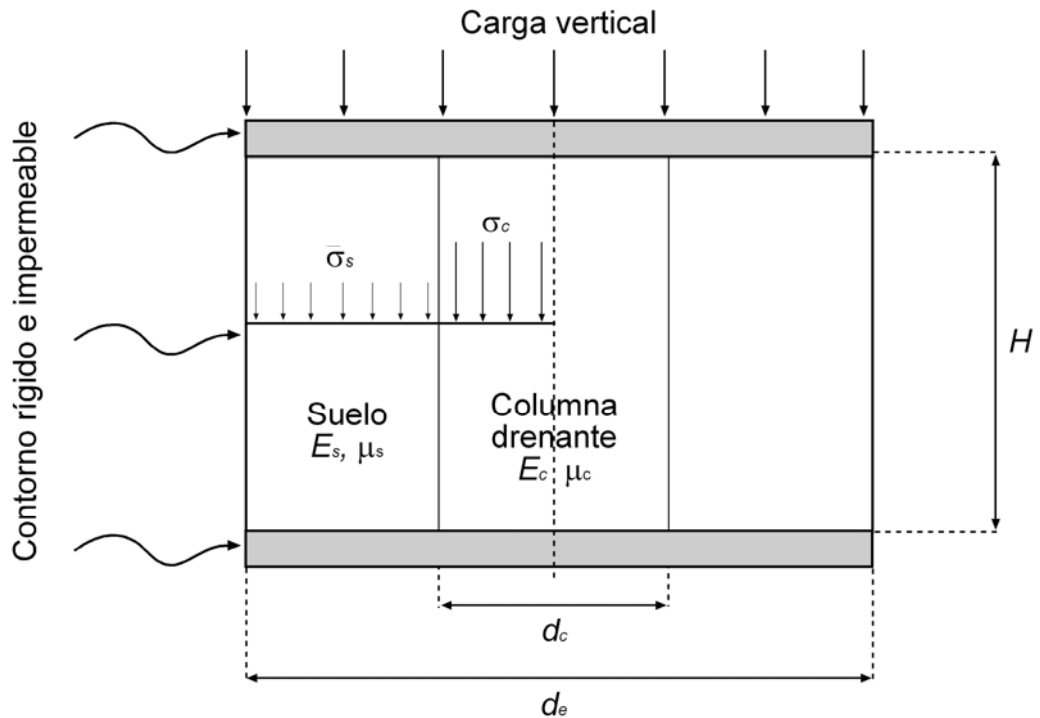
El proceso de consolidación radial que se produce en el suelo blando tratado con columnas de grava se suele analizar mediante el estudio de una celda unitaria equivalente en simetría axial. En el apartado 1.2 se ha descrito el proceso de obtención de dicha celda y se han definido las expresiones que permiten establecer su diámetro exterior (Figura 1.7). La celda unitaria está formada por una columna de grava y su área tributaria de suelo, siendo ésta la porción de terreno que se encuentra alrededor de la columna, sobre la cual ejerce su acción de mejora.

Las condiciones de contorno que deben considerarse en dicha celda son las siguientes (ver Figura 2.1):

- Contorno inferior impermeable y rígido
- Contorno lateral impermeable y rígido
- Contorno superior impermeable
- Drenaje libre a través de la columna de grava central.

La carga aplicada en la superficie puede considerarse rígida o flexible, siendo la más habitual la condición de carga rígida (igual deformación vertical) ya que representa

mejor el comportamiento real en campo (ver apartado 1.1.3). Por ello, al contorno superior se le añade la condición de rígido.

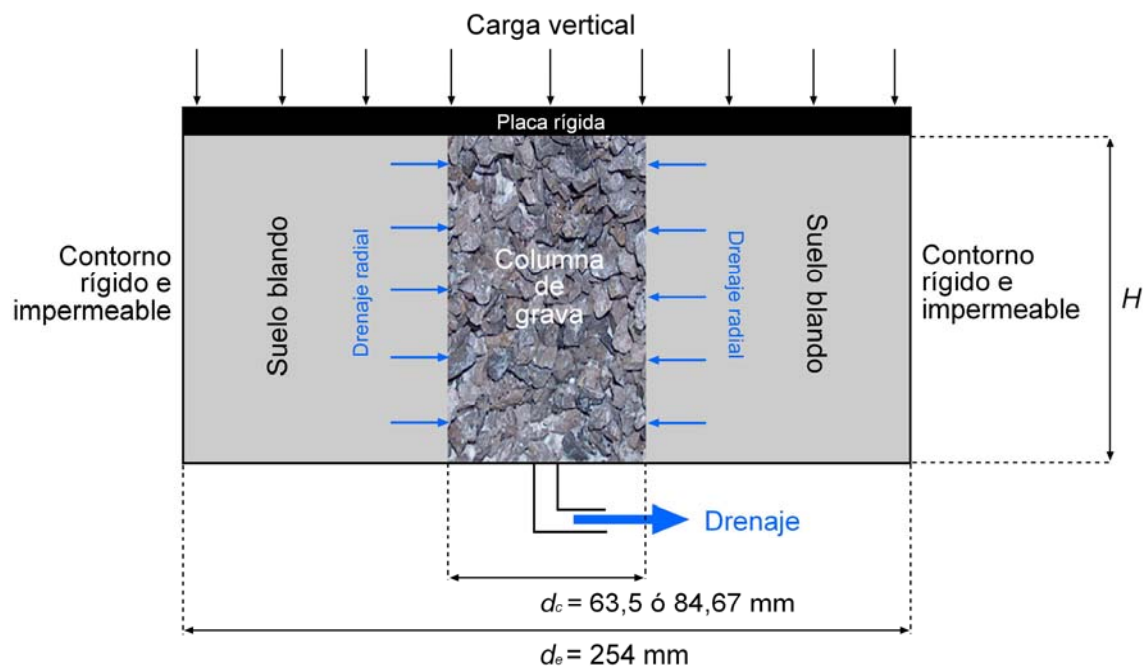


**Figura 2.1. Celda unitaria equivalente**

El comportamiento de la celda descrita, al aplicar sobre su superficie distintos escalones de carga, representa el de una rebanada horizontal representativa de la columna real (no se tiene en cuenta el efecto de la longitud o fenómenos que se puedan dar en la punta de la columna).

Para reproducir las condiciones anteriores, en el presente estudio se emplea una célula edométrica Rowe-Barden cuya tipología original se describe de forma exhaustiva en el apartado 2.3.1. Esta célula presenta una serie de características propicias para representar el modelo de comportamiento deseado. Las paredes laterales son rígidas e impermeables, al igual que su base, salvo una zona central que permite el drenaje hacia el exterior a través de una piedra porosa.

La célula edométrica se rellena con suelo arcilloso blando, colocando en el centro una columna de grava que drena por la citada piedra porosa central (ver Figura 2.2).



**Figura 2.2. Modelo reducido de estudio**

El diámetro de la célula Rowe utilizada es de 254 mm (10 pulgadas), lo que se corresponde con el diámetro del área tributaria de material arcilloso mejorado con la columna ( $d_e$ ) (ver Figura 2.2). Este diámetro establece la escala horizontal aproximada que va a existir entre el modelo y la realidad, y condiciona los valores de diámetro de columna ( $d_c$ ), tamaño de partícula de la grava para la columna, y resto de parámetros edométricos, de forma que se mantenga dicha escala.

Los diámetros usuales que se emplean en la construcción de columnas oscilan entre 0,80 y 1,00 m y la separación entre ellas, directamente relacionada con el diámetro efectivo, se define mediante el denominado coeficiente de sustitución ( $a_r$ ), el cual está a su vez relacionado con la relación entre diámetros ( $N$ ):

$$a_r = \frac{A_c}{A_e} = \left( \frac{d_c}{d_e} \right)^2 = \frac{1}{N^2} \quad (2.1)$$

donde  $A_c$  y  $A_e$  son el área de la columna y de la zona tributaria, respectivamente.

Los valores típicos de este coeficiente son de 5 a 30%. Este rango da lugar a unos valores de relación entre diámetros de entre 1,8 y 4,5.

Para analizar la influencia del diámetro de la columna, se decide realizar los ensayos con dos diámetros distintos, elegidos dentro del rango anterior,  $N = 3$  y  $N = 4$ . Aunque es posible el uso de valores de  $N$  inferiores (diámetros mayores), esto conduce a una mayor proximidad entre el contorno lateral de la columna y el de la célula y por ello fueron descartados. Para estos valores de coeficientes  $N$ , los diámetros de la columna en cada caso resultan de 84,67 mm y 63,5 mm. En términos de área de sustitución, estos valores se corresponden con unos coeficientes de sustitución del 11 y 6 %. Con esto, suponiendo un caso real con columna de 1 m de diámetro, lo que supone un diámetro de área tratada de 3 m para  $N = 3$  y 4 m para  $N = 4$ , la escala horizontal del modelo respecto a la realidad resulta de aproximadamente 1/10 para  $N = 3$  y 1/15 para  $N = 4$ .

## **2.2. MATERIALES**

En este apartado se presentan las características del material arcilloso y granular empleados en los ensayos para representar el suelo blando a tratar y la columna de grava.

Para simular el suelo blando arcilloso se emplea caolín. En su caracterización se ha estudiado principalmente su comportamiento plástico, deformacional y resistente. Para la construcción de la columna se emplea una grava de la cual también se han obtenido sus parámetros resistentes y deformacionales.

### **2.2.1. Material arcilloso. Caolín**

Una de las razones para el empleo de caolín como suelo blando su permeabilidad relativamente alta dentro de los rangos de permeabilidad que poseen las arcillas. Esta característica hace que los distintos procesos de consolidación por los que va a pasar la muestra durante el ensayo no se prolonguen excesivamente. Además, se trata de un material muy bien caracterizado en la bibliografía lo que hace que su uso en investigaciones de laboratorio sea frecuente.

Para la investigación se ha dispuesto de diez caolines diferentes, siendo el primer objetivo la elección del más adecuado. Para ello se han tomado como referencia dos caolines denominados speswhite kaolin y spestone kaolin. El speswhite kaolin ha sido utilizado de manera satisfactoria en muchas investigaciones realizadas en las Universidades de Cambridge y de Oxford (Gue, 1984). Sus propiedades fueron determinadas por Steenfelt et al. (1981) y por Martins (1983). Este tipo de caolín es muy similar al spestone kaolin, empleado en las primeras investigaciones y posteriormente con menor frecuencia debido a su escasez, cuyas características han sido recogidas por Steenfelt et al. (1981).

Para los diez caolines se obtuvieron sus límites de Atterberg según las normas UNE 103 103:1994 y UNE 103 104:1993 (obtención del Límite Líquido mediante la cuchara de Casagrande y obtención del Límite Plástico) y se ha realizado un ensayo edométrico siguiendo la norma UNE 103 405:1994.

Los resultados obtenidos de los límites de Atterberg se resumen en la siguiente tabla.

**Tabla 2.1. Límites de Atterberg de los caolines estudiados**

Nomenclatura			
Caolín	L.L. (%)	L.P. (%)	I.P. (%)
BAR-A	48	33	15
BAR-B	69	42	27
A-521	63	42	21
C-101	74	46	28
C-201	66	43	23
C-301	73	38	35
C-401	68	36	32
F-501	67	39	28
S-501	56	38	18
V-511	58	38	20

Su representación en la carta de Casagrande se muestra en la Figura 2.3, junto con los caolines de referencia.

De los ensayos edométricos se han obtenido los valores de los coeficientes de consolidación vertical ( $c_v$ ) para los distintos escalones de carga dados. Los resultados se muestran en la Figura 2.4, en la cual también se introduce el caolín utilizado por Gue (1984) así como su recta de ajuste.



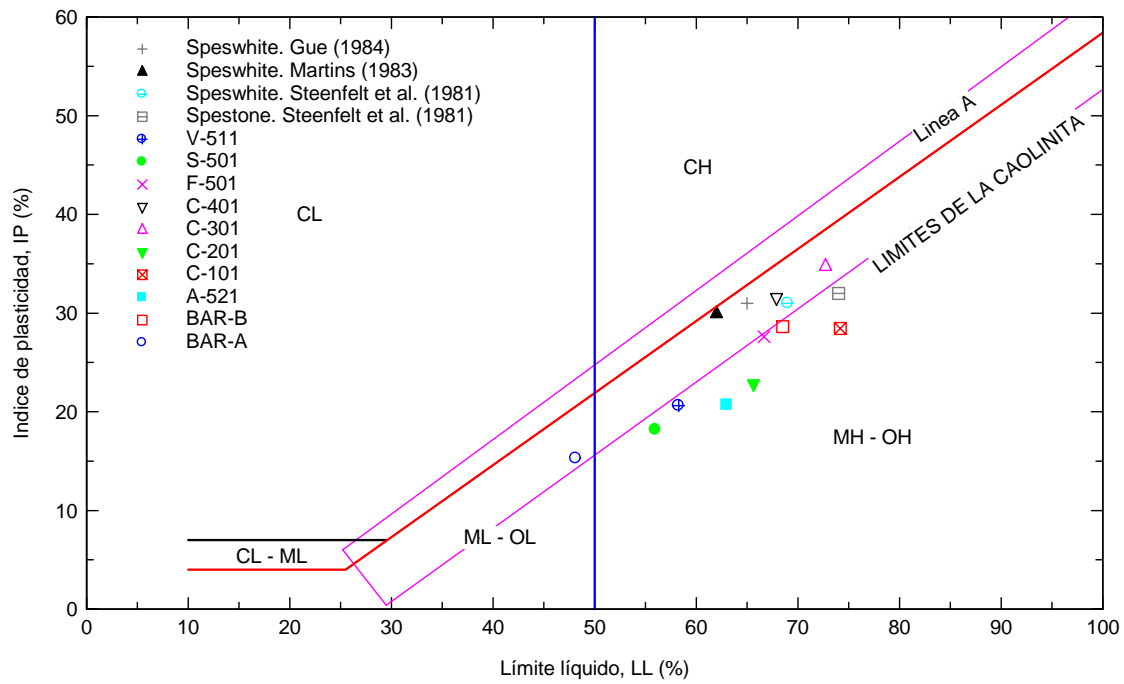


Figura 2.3. Gráfico de Plasticidad de Casagrande. Representación de los caolines estudiados

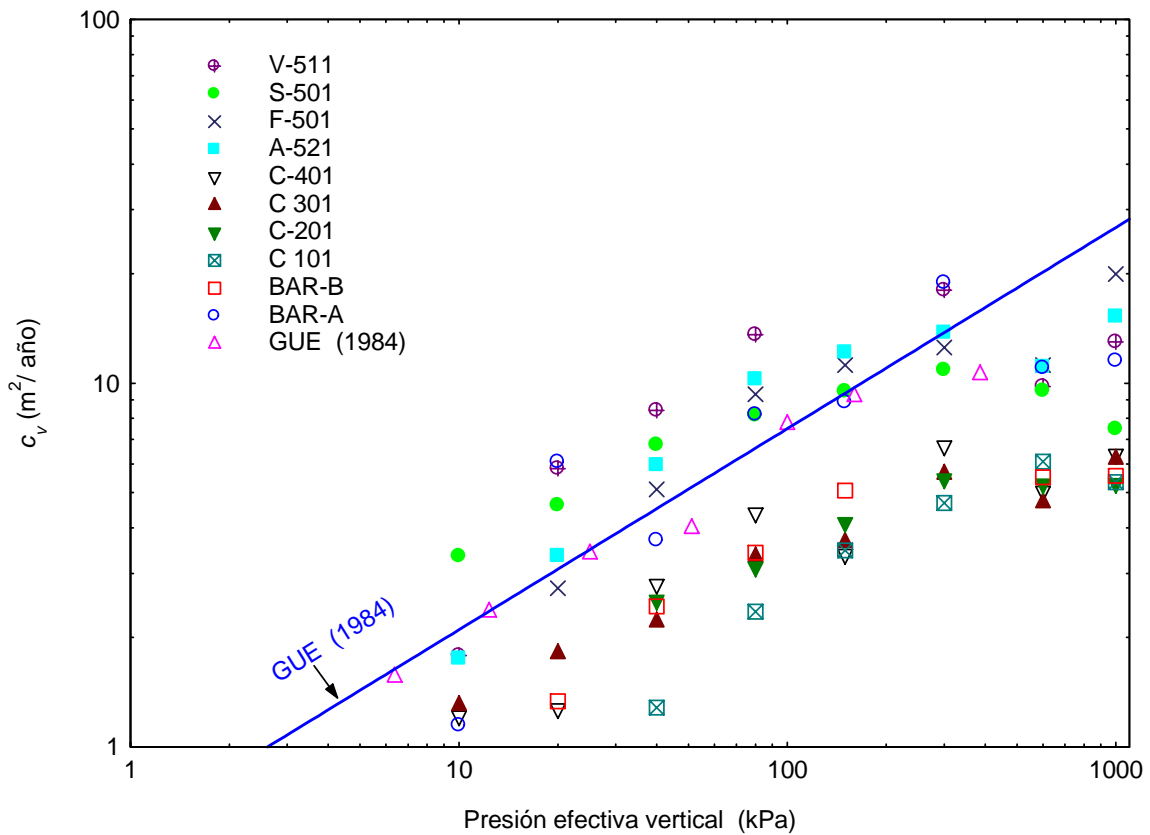
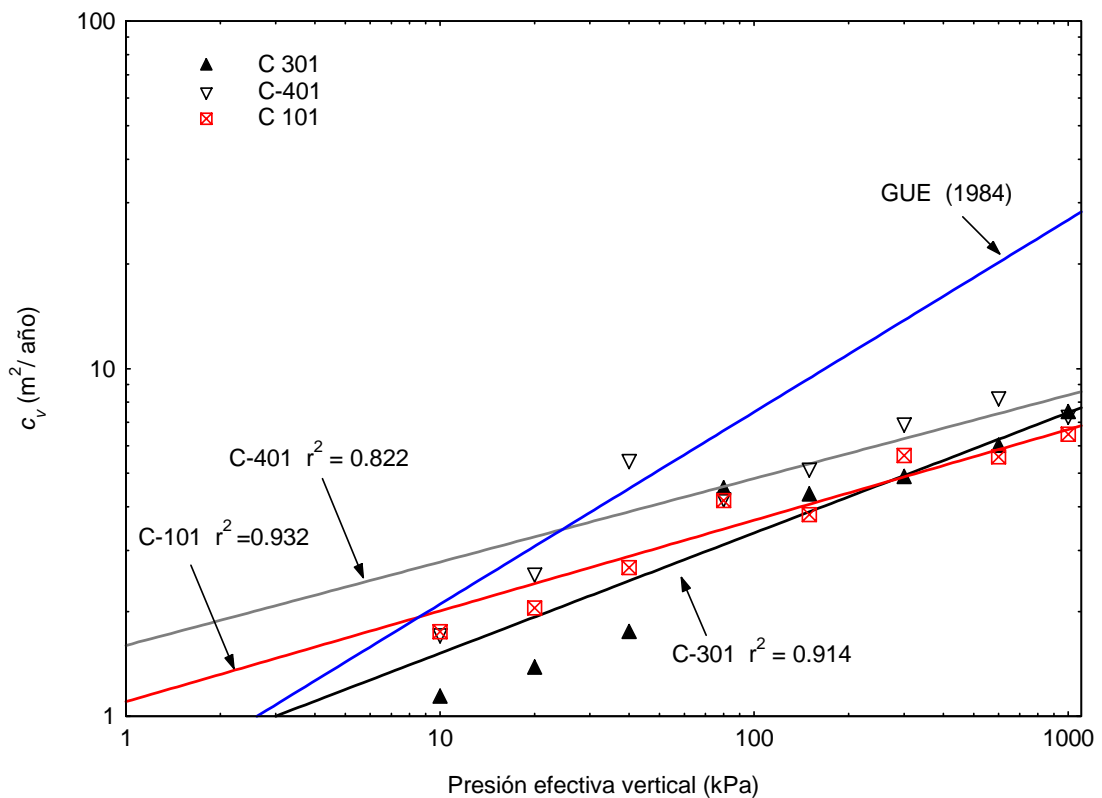


Figura 2.4. Variación de  $c_v$  con la presión de consolidación para los caolines estudiados

Esta primera caracterización da lugar a una primera preselección de los caolines más adecuados. Se han considerado como tales, aquellos que presentan un comportamiento plástico similar al de los de referencia y cuyo valor de coeficiente de consolidación no sea muy bajo, de manera que los procesos de consolidación no se prolonguen demasiado, aunque el proceso tampoco debe ser demasiado rápido, impidiendo un registro a lo largo del tiempo tanto de asentamientos como de disipación de presiones intersticiales. Según esto, los caolines más adecuados resultan el C-101, C-301 y el C-401. Para estos caolines se realizaron nuevos ensayos edométricos para fijar y corroborar los valores de  $c_v$ , obteniéndose los resultados que se presentan en la Figura 2.5.

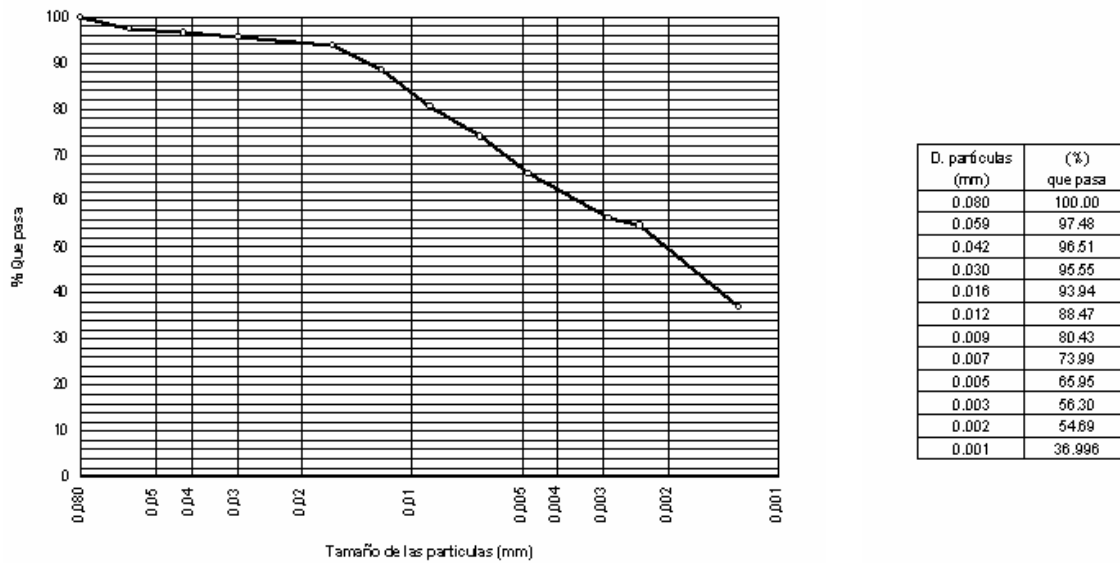


**Figura 2.5. Variación de  $c_v$  con la presión de consolidación para los caolines preseleccionados**

Basándose de nuevo la elección en los mismos criterios en cuanto a valores de  $c_v$  y su variación con la presión vertical, los caolines más adecuados resultan el C-301 y el C-101. Finalmente se decide elegir como más adecuado el C-301.

Una vez seleccionado el caolín, se han llevado a cabo un mayor número de ensayos para su caracterización más completa (análisis granulométrico, límites de Atterberg, peso específico de partículas y humedad higroscópica).

El análisis granulométrico se ha realizado mediante el ensayo del densímetro y según la norma UNE 103 102:1995, la curva granulométrica obtenida para el caolín C-301 se muestra en la Figura 2.6.



**Figura 2.6. Análisis granulométrico del caolín C-301**

En cuanto a los límites de Atterberg, la determinación del límite líquido se ha realizado por medio de dos métodos, el método de la cuchara de Casagrande (norma UNE 103 103:1994) y el método del cono de penetración siguiendo la norma BS 1377:1990.

Los valores obtenidos son:

- L.L. (cuchara de Casagrande) = 73%
- L.L. (cono de penetración) = 67%
- L.P. = 38%
- I.P. = 35%

Se puede observar que los valores del límite líquido según la cuchara de Casagrande y límite líquido según cono de penetración guardan las relaciones establecidas por Moon y White (1985) con respecto a estos dos métodos de ensayo.

El peso específico de partículas se ha obtenido según la norma UNE 103 302:1994 y la humedad higroscópica según la norma UNE 103 300:1993. Todo ello queda resumido en la tabla que se presenta a continuación.

**Tabla 2.2. Propiedades del caolín C-301**

Peso Específico de Partículas (KN/m <sup>3</sup> )	Humedad Higroscópica (%)	Límite Líquido (%)	Límite Plástico (%)	Índice de Plasticidad (%)
26,6	10,08	73	38	35

Del ensayo edométrico realizado en la selección de este caolín se ha obtenido la curva edométrica de la Figura 2.7. De ella se deducen los siguientes valores de índice de compresión ( $C_c$ ) y de entumecimiento ( $C_s$ ):

- Índice de Compresión  $C_c = 0,441$
- Índice de Entumecimiento  $C_s = 0,14$ .

Además, de las curvas de consolidación de los distintos escalones de carga, se han obtenido los valores de  $c_v$  mediante el método de Casagrande y de Taylor. Estos valores se dan en la Tabla 2.3, siendo los obtenidos con el método de Taylor los representados en la Figura 2.5.

Como ejemplo, en la Figura 2.8 y Figura 2.9 se presenta la curva de consolidación del escalón 40-80 kPa en escala logarítmica de tiempos y raíz cuadrada de tiempos respectivamente. El resto de curvas para los demás escalones se incluyen en el Apéndice A.

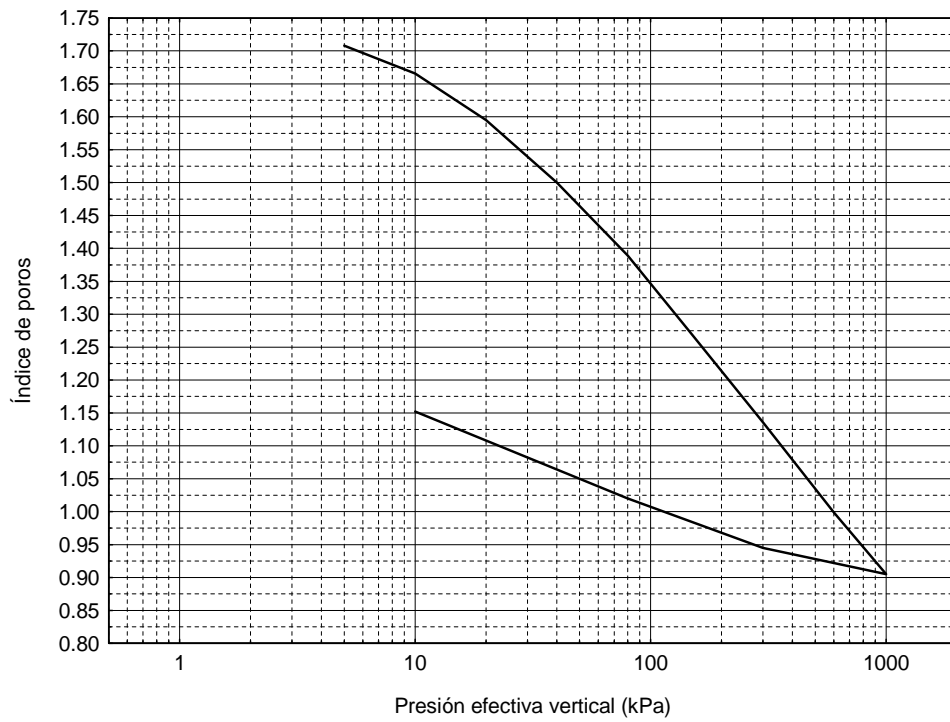


Figura 2.7. Curva edométrica del caolín C-301

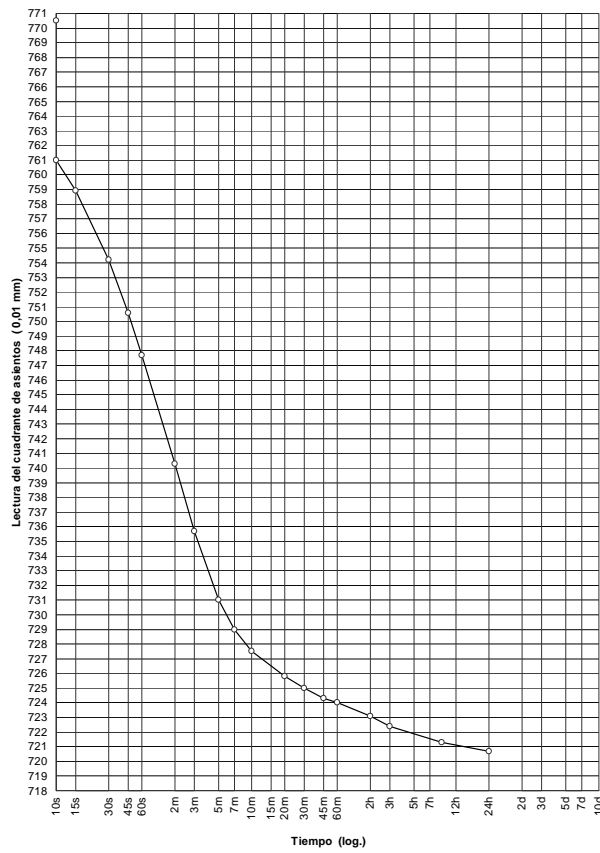
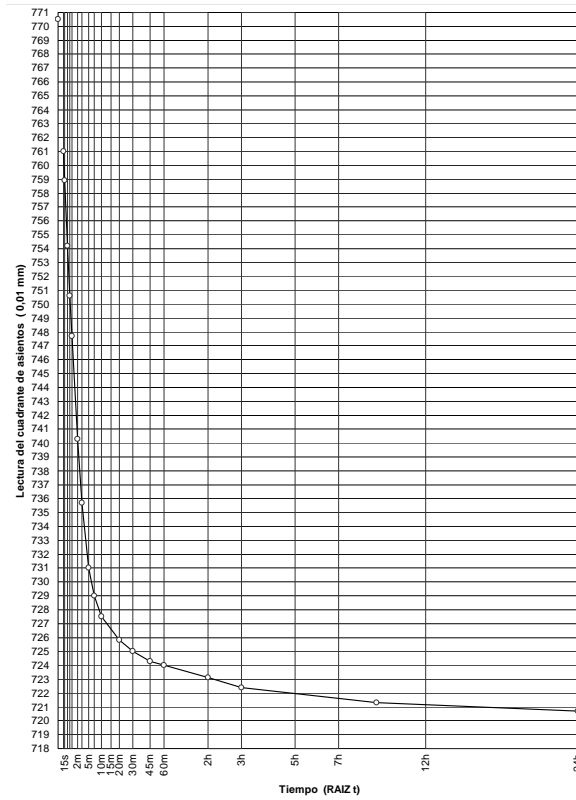


Figura 2.8. Curva de consolidación en escala logarítmica de tiempos. Caolín C-301.  
Escalón de 40 a 80 kPa



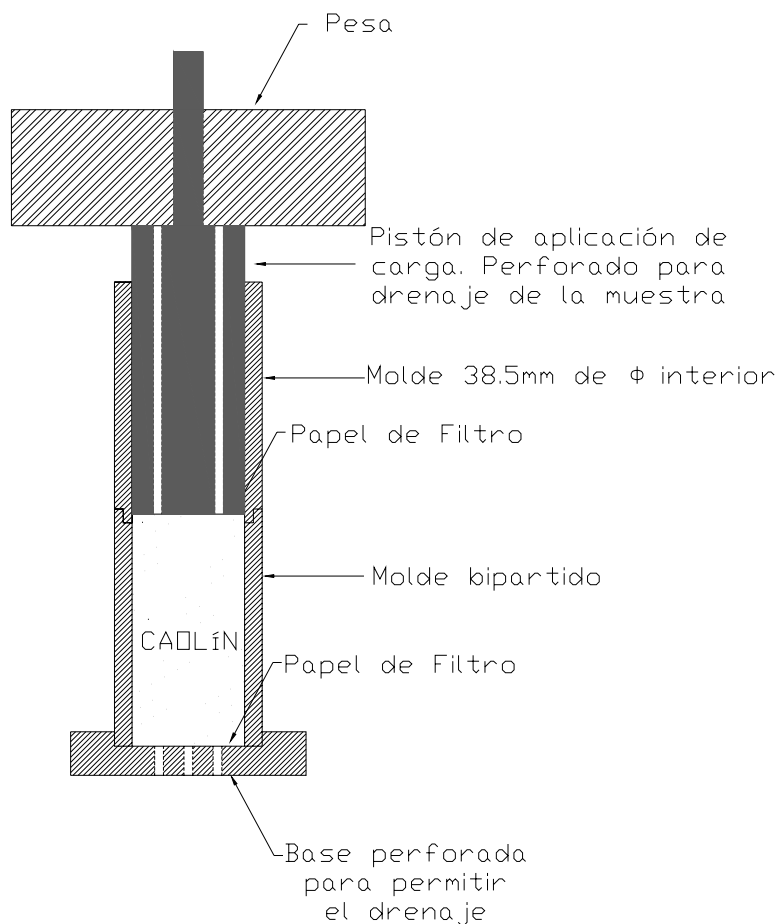
**Figura 2.9. Curva de consolidación en escala de raíz cuadrada de tiempos. Caolín C-301. Escalón de 40 a 80 kPa**

**Tabla 2.3. Valores del coeficiente de consolidación vertical. Caolín C-301**

Escalón de Presión (kPa)	$c_v$ Método de Casagrande ( $\times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{s}$ )	$c_v$ Método de Taylor ( $\times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{s}$ )
5 – 10	2,05	3,62
10 – 20	3,23	4,43
20 – 40	5,11	5,67
40 – 80	8,53	14,65
80 – 150	12,83	14,18
150 – 300	14,89	16,00
300 – 600	14,41	19,69
600 – 1000	16,33	24,36

Para la obtención de los parámetros resistentes del caolín, se han realizado ensayos de Molinete y Compresión Triaxial sin Drenaje, obteniendo los valores de resistencia al corte sin drenaje ( $c_u$ ), ángulo de rozamiento interno ( $\phi$ ) y cohesión ( $c$ ).

La fabricación de las probetas para ambos ensayos se ha realizado con unos moldes (ver Figura 2.10) diseñados por Sánchez (1980), en los cuales se introduce el caolín amasado con una humedad próxima a 1,5 veces su límite líquido. El motivo de esta elevada humedad es el de conseguir una muestra muy homogénea y fluida, evitando así la posible existencia de burbujas de aire en el interior de la probeta. Sobre el material se van colocando los pesos necesarios para la consolidación de la probeta a la presión deseada. Durante esta consolidación, las muestras permanecen sumergidas para evitar el secado de las bases que se encuentran en contacto con el aire por medio de las perforaciones de la base y el pistón. En el Apéndice E se puede ver con detalle el proceso de fabricación de las probetas así como los moldes empleados.



**Figura 2.10. Molde para fabricación de probetas de caolín de 38,5 mm de diámetro**

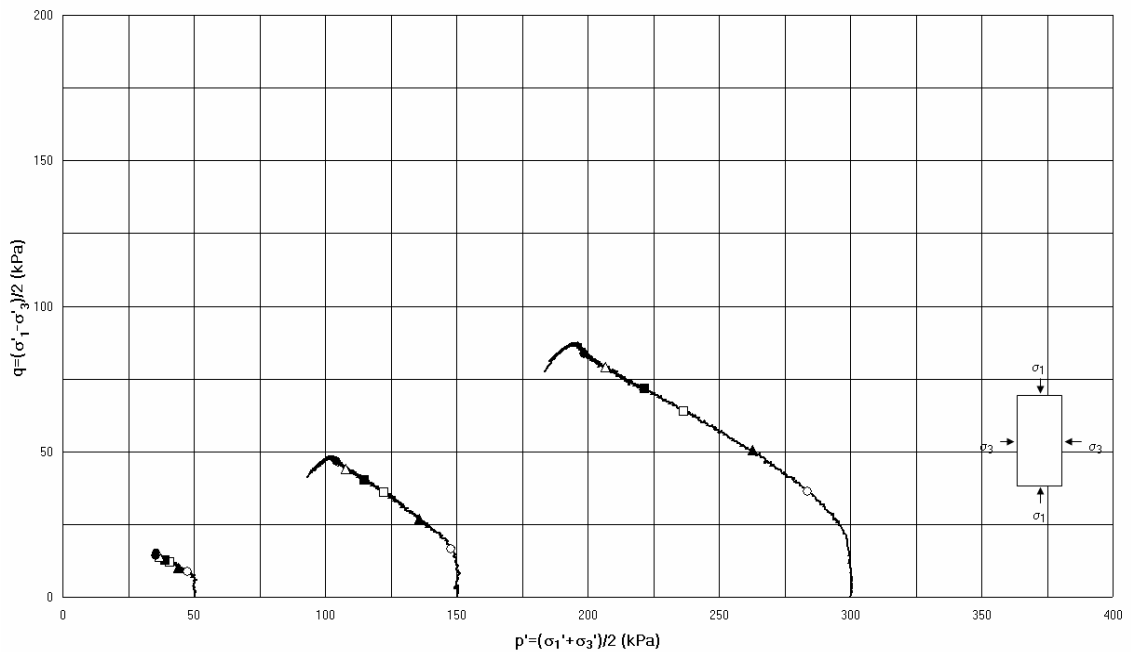
En los moldes, las probetas se consolidan a una presión de 50 kPa o algo superior en algunos casos para facilitar el manejo de la muestra.

Como se puede observar en la Tabla 2.4, los resultados obtenidos en el ensayo de Molinete para la resistencia al corte sin drenaje del caolín, con las probetas consolidadas a una presión de 50 kPa, varían entre un valor mínimo de 9 kPa y un valor máximo de 13,9 kPa.

**Tabla 2.4. Valores de  $c_u$  del caolín C-301 consolidado a 50 kPa (Ensayo Molinete)**

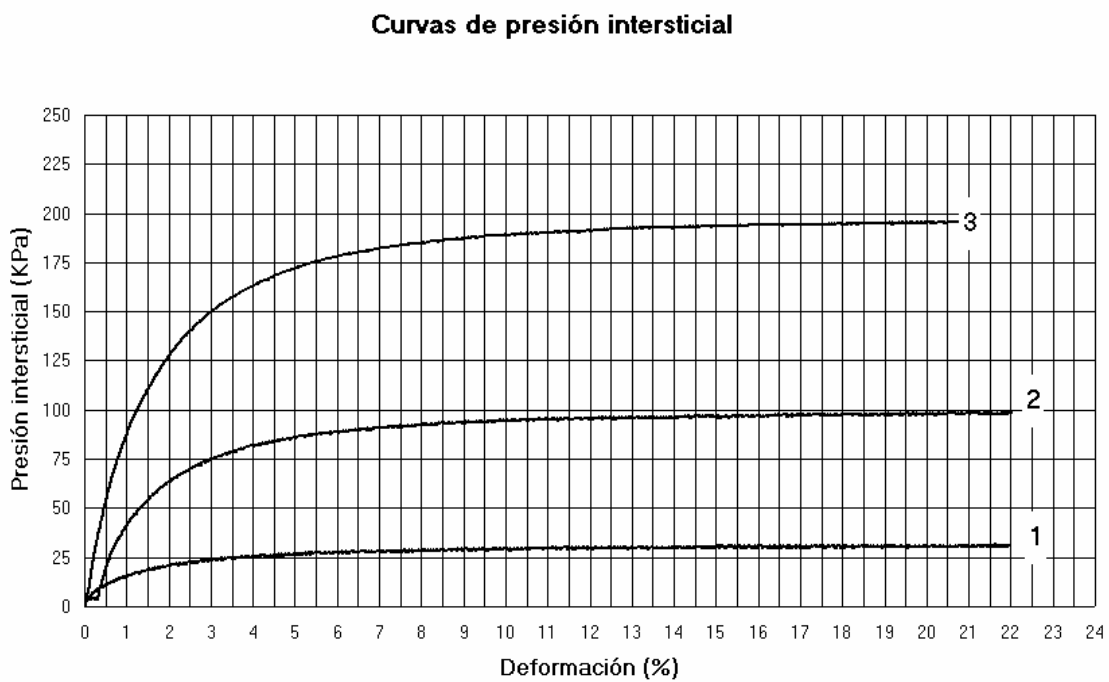
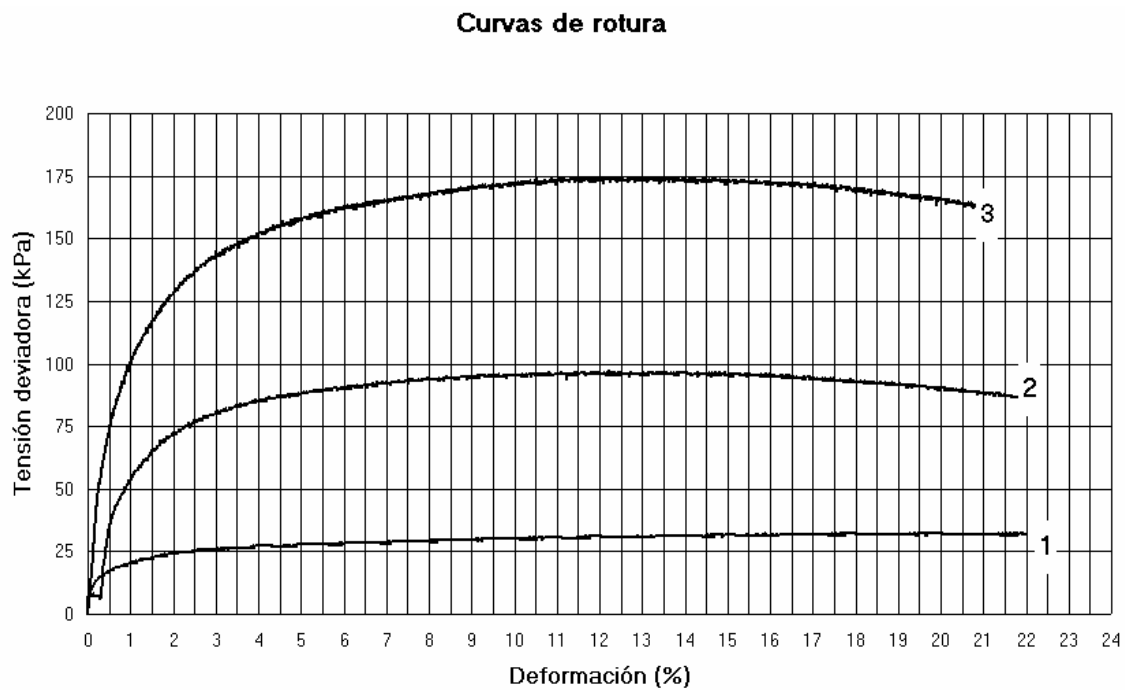
NºProbeta	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$c_u$ (kPa)	12,2	9,8	13,9	11,0	12,8	9,0	12,2	11,0	11,5	11,3

Los resultados obtenidos de los ensayos triaxiales consolidados sin drenaje (C-U) se muestran en la Figura 2.11 y Figura 2.12.



**Figura 2.11. Trayectorias de tensiones en el plano de Lambe (ensayo triaxial C-U, caolín C-301)**





**Figura 2.12. Resultados del ensayo de compresión triaxial C-U (Caolín C-301)**

Mediante ajuste de los resultados al criterio de rotura de Mohr-Coulomb, se obtiene una cohesión nula y un ángulo de rozamiento de 26,5°.

Más adelante, para el análisis e interpretación de los ensayos de laboratorio se precisa conocer la relación de rigideces de la grava y el caolín ( $E_c / E_s$ ) en cada

momento del ensayo, siendo  $E_c$  el módulo de deformación de la columna y  $E_s$  el del suelo.

El módulo de deformación efectivo del caolín ( $E'$ ) se puede obtener a partir del módulo edométrico ( $E_m$ ) y el coeficiente de Poisson ( $\mu$ ) mediante la expresión:

$$E' = E_m \frac{1 - \mu - 2\mu^2}{1 - \mu} \quad (2.2)$$

El coeficiente de Poisson elegido para el caolín es de 0,3, valor razonable para un suelo arcilloso.

El módulo edométrico del caolín se obtiene a partir de los ensayos edométricos realizados. Los valores obtenidos para cada escalón de carga se presentan en la Tabla 2.5.

**Tabla 2.5. Módulos edométrico y efectivo del caolín C-301**

Escalón de carga (kPa)	Módulo edométrico (kPa)	Módulo efectivo (kPa)
5 – 10	323	216
10 – 20	376	251
20 – 40	546	365
40 – 80	901	602
80 – 150	1394	932
150 – 300	2559	1711
300 – 600	4677	3127
600 – 1000	8507	5687

### 2.2.2. Grava

El material elegido para la fabricación de las columnas es un árido calizo de machaqueo con tamaño de partículas entre 4 mm y 5 mm. Este tamaño es

aproximadamente 1/10 (factor de escala horizontal en el ensayo con respecto a la realidad, ver apartado 2.1) de los tamaños de árido empleados en las obras reales (áridos 20-60 mm) y de los aconsejados en bibliografía para este tratamiento de mejora (Barksdale y Bachus, 1983).

Para la obtención de los parámetros resistentes y deformacionales de la grava se han realizado ensayos de compresión triaxial con drenaje (C-D) y ensayos de consolidación anisótropa.

### **Ensayos de compresión triaxial con drenaje**

Como parámetro resistente de la grava se ha obtenido el ángulo de rozamiento ( $\phi$ ) mediante ensayos de compresión triaxial consolidados drenados (C-D). También se ha obtenido de estos ensayos el módulo de deformación ( $E$ ), así como el ángulo de dilatación ( $\psi$ ) y el coeficiente de Poisson ( $\mu$ ).

Habitualmente se realizan ensayos de corte directo para la obtención de dichos parámetros, sin embargo, en este caso no se han llevado a cabo debido a que en el molde convencional de dicho ensayo, de dimensiones 60 x 60 mm, el tamaño máximo de partícula a ensayar es de 2,5 mm según la norma UNE 103 401:1998. En la caja de corte directo de dimensiones 300 x 300 mm no se pudo conseguir la densidad adecuada para el ensayo, por lo que tampoco se pudo emplear.

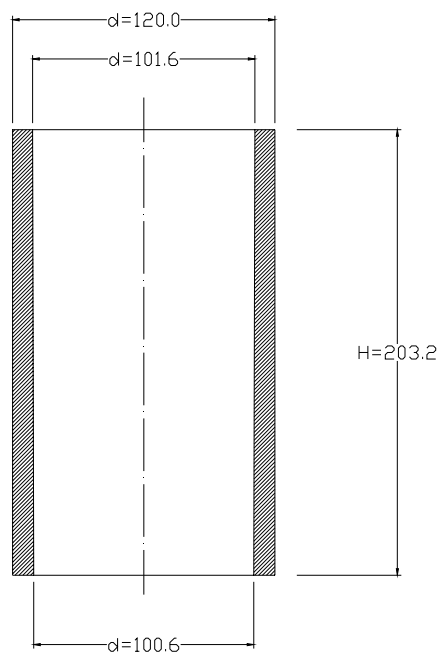
El tamaño de las partículas del árido condicionó las dimensiones de la probeta a ensayar en el aparato triaxial, fabricándose muestras de diámetro  $d = 101,6$  mm (4 pulgadas) y altura  $H = 203,2$  mm (8 pulgadas).

Al tratarse de un material no cohesivo, la fabricación de las probetas no se puede realizar por tallado, por lo que se decidió utilizar un molde para elaborarlas. Dentro del molde, y por tongadas, el material se compacta por medio de vibración y aplicación de peso durante el tiempo necesario hasta obtener una densidad próxima a  $16,7$  kN/m<sup>3</sup>. Este valor se debe a que en obra los valores de densidad que se suelen alcanzar en la columna son aproximadamente de este orden de magnitud. Después de compactado el árido, el molde se llena de agua y todo ello se congela a  $-16^{\circ}\text{C}$ . Transcurridas 24 horas

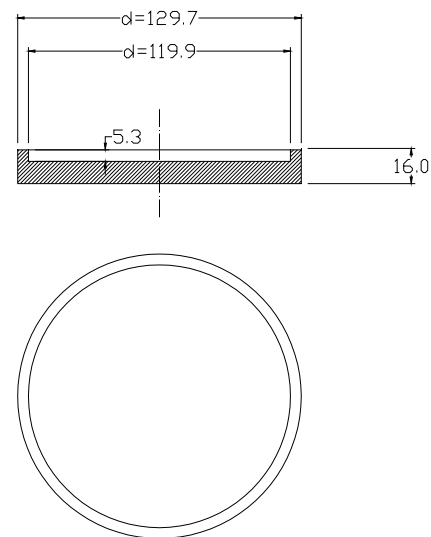
el material ya se encuentra congelado, se extrae la probeta del molde y se coloca según la norma UNE 103 402:1998 en la célula triaxial.

El molde diseñado para la elaboración de probetas (Figura 2.13) está fabricado en nailon y lleva una tapa ajustada en una de sus bases realizada en acero inoxidable. Estos moldes son de forma interior troncocónica, con una diferencia entre diámetros superior e inferior de 1mm, para poder extraer la probeta una vez que ha sido congelada.

Tubo de nailon. Triaxial



Tapa hermética de acero inoxidable



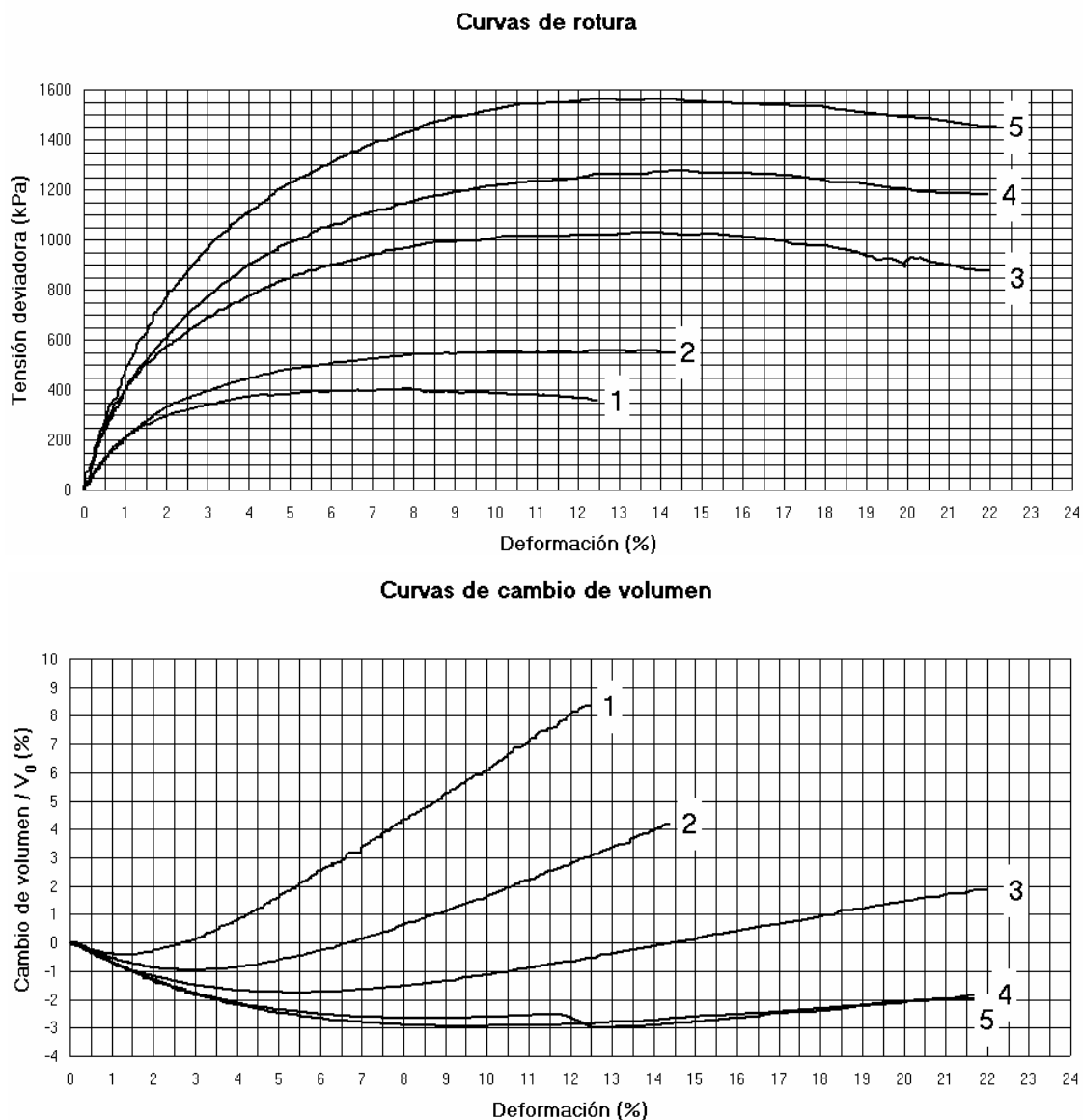
Cotas en mm

**Figura 2.13. Molde para fabricación de probetas de grava para ensayo de compresión triaxial**

Antes de comenzar el ensayo es preciso que transcurra el tiempo necesario para que la muestra se descongele por completo. El resto del ensayo se realiza como un triaxial consolidado drenado convencional: la muestra se satura, se consolida a la presión deseada y por último se aplica el desviador durante el cual se van registrando los datos de cambio de volumen de la muestra, desviador y deformación axial (ver fotos del proceso en el Apéndice E).

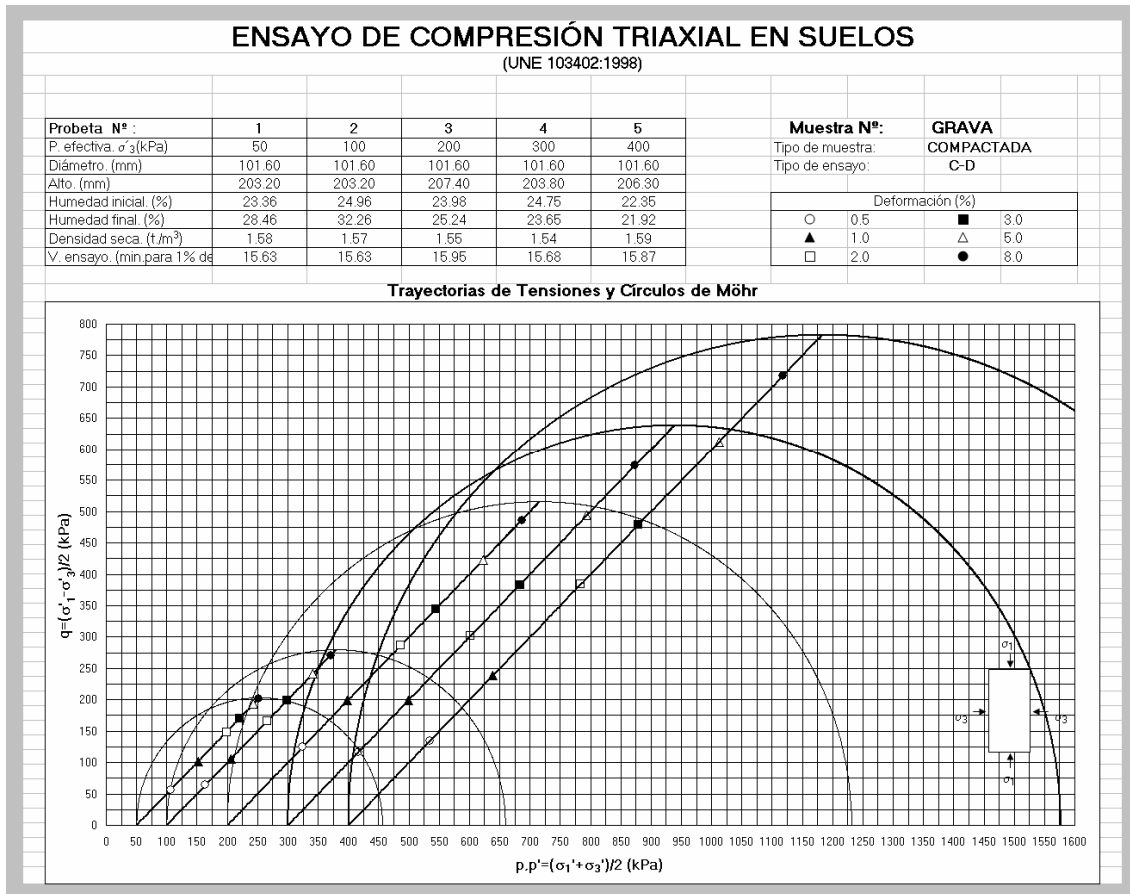
Se han realizado cinco ensayos triaxiales sobre sendas probetas de grava, cuyos valores de presión de confinamiento han sido de 50, 100, 200, 300 y 400 kPa. Los resultados obtenidos se muestran en la Figura 2.14 y Figura 2.15.

En la Figura 2.14 se representan valores de la tensión desviadora ( $D$ ) frente a la deformación axial ( $\varepsilon_a$ ) de la probeta en cada instante (gráfico superior), y la deformación volumétrica ( $\varepsilon_{vol}$ ) producida en la muestra frente a la deformación axial (gráfico inferior). De las curvas tensión desviadora vs. deformación, se obtiene el valor del desviador máximo para cada valor de la presión de confinamiento.



**Figura 2.14. Tensión desviadora y cambio volumétrico de la grava frente a deformación axial en ensayo de compresión triaxial C-D**

En la Figura 2.15 se adjuntan las trayectorias de tensiones totales y efectivas en el plano de Lambe, así como los círculos de Mohr obtenidos en cada ensayo.



**Figura 2.15. Trayectorias en el plano de Lambe (ensayo triaxial C-D en la grava)**

El ángulo de rozamiento interno,  $\phi$ , se estima ajustando los resultados al criterio de Mohr Coulomb, a partir de la expresión:

$$q = c \cos \phi + p' \operatorname{sen} \phi \tag{2.3}$$

donde:

$$q = D_r / 2 \quad : \text{ parámetro de Lambe en rotura}$$

$$D_r \quad : \text{ tensión desviadora de rotura en el ensayo}$$

$$p' = p'_0 + D_r / 2 \quad : \text{ parámetro de Lambe en rotura}$$

$$p'_0 \quad : \text{ presión de célula a la que se realiza el ensayo}$$

$c$  : cohesión

$\phi$  : ángulo de rozamiento interno.

Por tratarse de un material granular, el valor de la cohesión es nulo, por tanto:

$$\phi = \arcsen\left(\frac{q}{p'}\right) \quad (2.4)$$

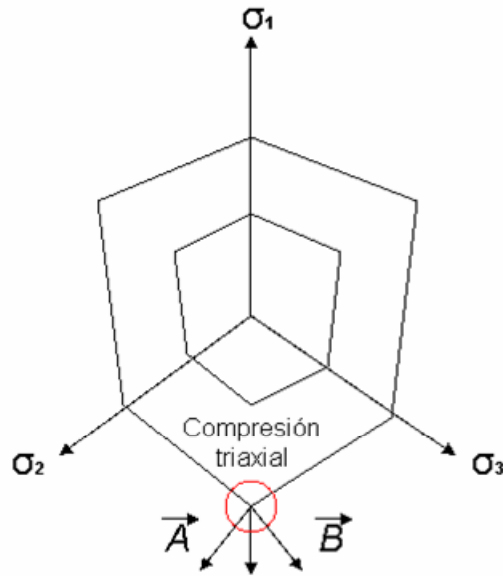
El ángulo de rozamiento medio resulta de  $\phi = 46^\circ$  oscilando entre un valor máximo de  $53^\circ$  para la muestra con menor presión de confinamiento y un valor de  $41^\circ$  para la más confinada (ver Tabla 2.6).

**Tabla 2.6. Parámetros resistentes y deformacionales de la grava**

	Probeta 1	Probeta 2	Probeta 3	Probeta 4	Probeta 5
$p_0'$ (kPa)	50	100	200	300	400
$\phi$ (°)	53	48	46	43	41
$\psi$ (°)	19	13	9	0	0
$E$ (kPa)	22500	25500	46500	52500	67500
$E_{50}$ (kPa)	21421	17500	34000	29022	38171
$\mu$	0.24	0.17	0.13	0.13	0.16

El ángulo de dilatación ( $\psi$ ) se obtiene a partir de la teoría de la plasticidad utilizando el criterio de Mohr-Coulomb.

El ensayo triaxial es un caso situado en una de las aristas de la superficie de plastificación. Representando dicha superficie en un plano  $\pi$ , obtenemos un hexágono irregular (ver Figura 2.16), situándose el ensayo triaxial de compresión en el vértice  $\sigma_2 = \sigma_3$ .



**Figura 2.16. Superficie de plastificación de Mohr-Coulomb. Corte por un plano  $\pi$**

En dicho punto, el vector normal a la superficie puede ser cualquiera comprendido entre los vectores  $\vec{A}$  y  $\vec{B}$  representados en la Figura 2.16. Tomando como vector normal a la superficie el vector intermedio entre ambos se obtiene:

$$\Delta \varepsilon_1^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_1} \quad (2.5)$$

$$\Delta \varepsilon_2^p = \frac{\lambda}{2} \left( \frac{\partial g}{\partial \sigma_2} + \frac{\partial g}{\partial \sigma_3} \right) \quad (2.6)$$

$$\Delta \varepsilon_3^p = \frac{\lambda}{2} \left( \frac{\partial g}{\partial \sigma_3} + \frac{\partial g}{\partial \sigma_2} \right) \quad (2.7)$$

donde:

$\Delta \varepsilon_i^p$  : incremento de la deformación plástica en la dirección principal  $i$

$\lambda$  : factor plástico a determinar

$\sigma_i$  : tensión principal en la dirección  $i$

$g$  : potencial plástico.

El potencial plástico, función de las tensiones principales, es:



$$g = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \operatorname{sen} \psi \quad (2.8)$$

luego, los incrementos de deformación plástica son:

$$\Delta \varepsilon_1^p = \frac{\lambda}{2} (1 - \operatorname{sen} \psi) \quad (2.9)$$

$$\Delta \varepsilon_2^p = \frac{\lambda}{2} \left( -\frac{1}{2} - \frac{\operatorname{sen} \psi}{2} \right) = -\frac{\lambda}{4} (1 + \operatorname{sen} \psi) \quad (2.10)$$

$$\Delta \varepsilon_3^p = -\frac{\lambda}{4} (1 + \operatorname{sen} \psi) \quad (2.11)$$

siendo:

$$\Delta \varepsilon_2^p = \Delta \varepsilon_3^p = \Delta \varepsilon_r^p \quad : \text{ incremento de deformación radial}$$

$$\Delta \varepsilon_1^p = \Delta \varepsilon_a^p \quad : \text{ incremento de deformación axial}$$

$$\psi \quad : \text{ ángulo de dilatación.}$$

La suma de las tres deformaciones plásticas será la deformación plástica volumétrica:

$$\Delta \varepsilon_{vol}^p = \Delta \varepsilon_1^p + \Delta \varepsilon_2^p + \Delta \varepsilon_3^p = -\lambda \operatorname{sen} \psi \quad (2.12)$$

Despejando  $\lambda$  entre las ecuaciones (2.9) y (2.11) se obtiene:

$$\lambda = \Delta \varepsilon_1^p - 2\Delta \varepsilon_3^p = \Delta \varepsilon_a^p - 2\Delta \varepsilon_r^p \quad (2.13)$$

Puesto que:

$$\Delta \varepsilon_{vol}^p = \Delta \varepsilon_1^p + \Delta \varepsilon_2^p + \Delta \varepsilon_3^p = \Delta \varepsilon_a^p + 2\Delta \varepsilon_r^p \quad (2.14)$$

despejando la deformación radial en la ec. (2.14) y sustituyendo en la ec. (2.13) resulta:

$$\lambda = 2\Delta \varepsilon_a^p - \Delta \varepsilon_{vol}^p \quad (2.15)$$

Introduciendo  $\lambda$  en la ecuación (2.14) se llega a la expresión empleada en el cálculo del ángulo de dilatación:

$$\operatorname{sen} \psi = -\frac{\Delta \varepsilon_{vol}^p}{2\Delta \varepsilon_a^p - \Delta \varepsilon_{vol}^p} \quad (2.16)$$

Para las cinco probetas se obtiene por tanto su dilatancia. Los valores obtenidos se encuentran resumidos también en la Tabla 2.6.

Para cada una de las muestras se han obtenido tanto su módulo de deformación tangente ( $E$ , pendiente del tramo inicial elástico) como el módulo de deformación para el 50% del desviador máximo ( $E_{50}$ ) valor del 50% del desviador máximo dividido entre la deformación correspondiente a ese desviador (Tabla 2.6). Si se observan las curvas obtenidas en los ensayos, desde la menos confinada a la de mayor presión de confinamiento, los módulos de deformación aumentan con el valor de  $p_o$ ' (Figura 2.14).

Para completar los resultados obtenidos, del ensayo triaxial C-D de la grava se obtiene el coeficiente de Poisson del material. Para ello se aplica la teoría de la elasticidad a la etapa inicial del ensayo. En este tramo:

$$\varepsilon_a = \Delta D / E \quad (2.17)$$

Por otro lado, la deformación en el sentido radial es:

$$\varepsilon_r = \frac{1}{E} (-\mu \Delta D) \quad (2.18)$$

ya que el único incremento de tensión no nulo es el que se produce en sentido axial. Eliminando el módulo de deformación y el desviador entre las dos ecuaciones resulta:

$$\varepsilon_r = -\mu \varepsilon_a \quad (2.19)$$

Entrando finalmente en la expresión de la deformación volumétrica y sustituyendo cada uno de los términos se obtiene:

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r = \varepsilon_a + 2(-\mu \varepsilon_a) = \varepsilon_a (1 - 2\mu) \quad (2.20)$$

Por tanto, el tramo inicial de la curva de deformación volumétrica frente a deformación axial se puede ajustar a una recta cuya tangente sea  $m = (1 - 2\mu)$  y de este modo se obtiene el valor del coeficiente de Poisson (Tabla 2.6).

### **Ensayos de consolidación anisótropa**

Los valores del módulo de deformación de la grava obtenidos en el apartado anterior a partir de los ensayos triaxiales no representan del todo el comportamiento de la columna en los tratamientos reales, ya que en este caso la trayectoria de tensiones que sigue la grava no se corresponde con una trayectoria triaxial. Esta variación de la rigidez ha sido examinada por varios investigadores. Atkinson et al. (1990) realizan ensayos sobre muestras arcillosas inicialmente consolidadas de forma isótropa en una célula triaxial Bishop & Wesley, con una razón de sobreconsolidación igual a 2. Posteriormente, aplican un camino de tensiones bajo un valor constante de los parámetros de Lambe  $p'$  y  $q'$  respectivamente, siendo estos ensayos de compresión y extensión. En un momento determinado del ensayo, aplican un giro  $\theta$  a la trayectoria seguida igual a  $180^\circ$ ,  $90^\circ$ ,  $-90^\circ$  y  $0^\circ$  ( $\theta = 0^\circ$  supone una continuidad de la trayectoria inicial mientras que  $\theta = 180^\circ$  supone un retorno por la trayectoria recorrida, es decir, descarga).

Los datos observados demuestran los significantes cambios que se producen en la rigidez del material en función de la dirección de la trayectoria tensional, para pequeñas deformaciones. De la Figura 2.17 y Figura 2.18 se concluye que los valores del módulo de deformación transversal ( $G$ ) y volumétrico ( $K$ ) obtenidos son tres veces mayores al dar un giro de  $90^\circ$  a la trayectoria de tensiones, aumentando a cinco veces mayores para un giro de  $180^\circ$ , comparándolos con los obtenidos para una trayectoria sin quiebro ( $\theta = 0^\circ$ ).

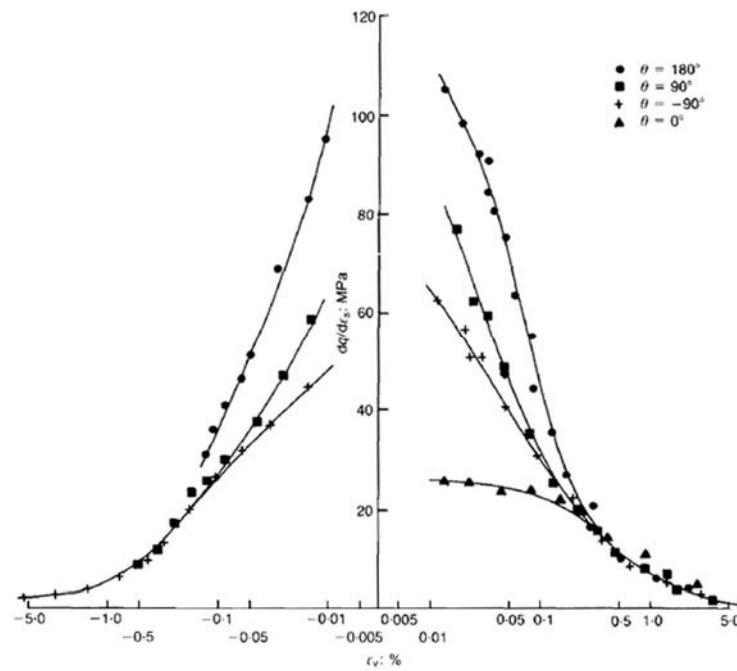


Figura 2.17. Rigidez de una muestra amasada de arcilla de Londres. Ensayos con trayectoria inicial  $p'$  constante (Atkinson et al.,1990)

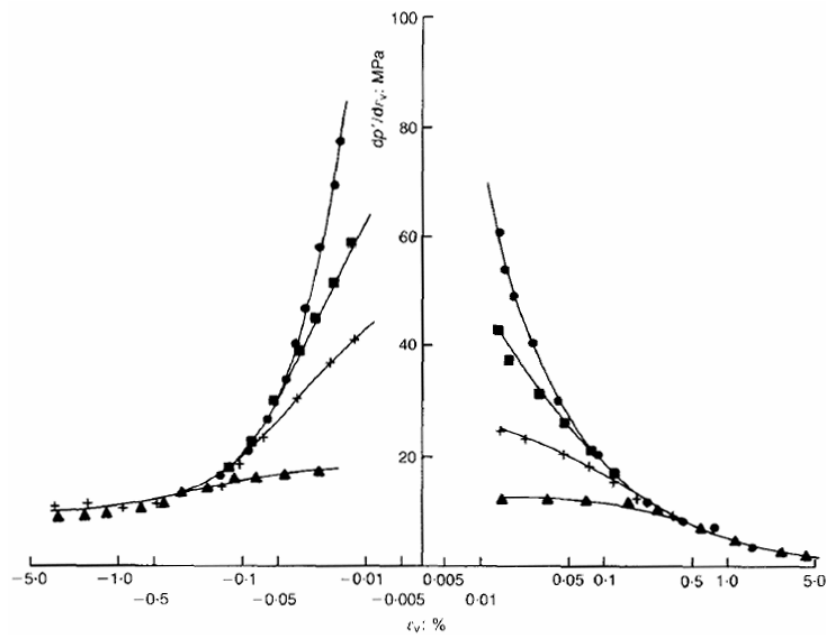


Figura 2.18. Rigidez de una muestra amasada de arcilla de Londres. Ensayos con trayectoria inicial  $q'$  constante (Atkinson et al.,1990)

Conocido este fenómeno, se decide realizar ensayos sobre la grava en los que la trayectoria de tensiones sea más similar a la que ocurre en la realidad, para de ellos obtener los módulos de deformación a los niveles de tensión deseados.

Como primera aproximación, se considera un comportamiento edométrico de la columna realizándose dos ensayos de consolidación anisótropa con una relación de tensiones horizontal y vertical igual al coeficiente de empuje en reposo de la columna,  $K_0$ .

Posteriormente, dado que el comportamiento real no es exactamente edométrico ya que la columna sufre cierta deformación radial, se realizan ensayos de consolidación anisótropa imponiendo valores del coeficiente de empuje distinto del de reposo. A continuación se describen los resultados obtenidos.

### *Ensayos con trayectoria edométrica*

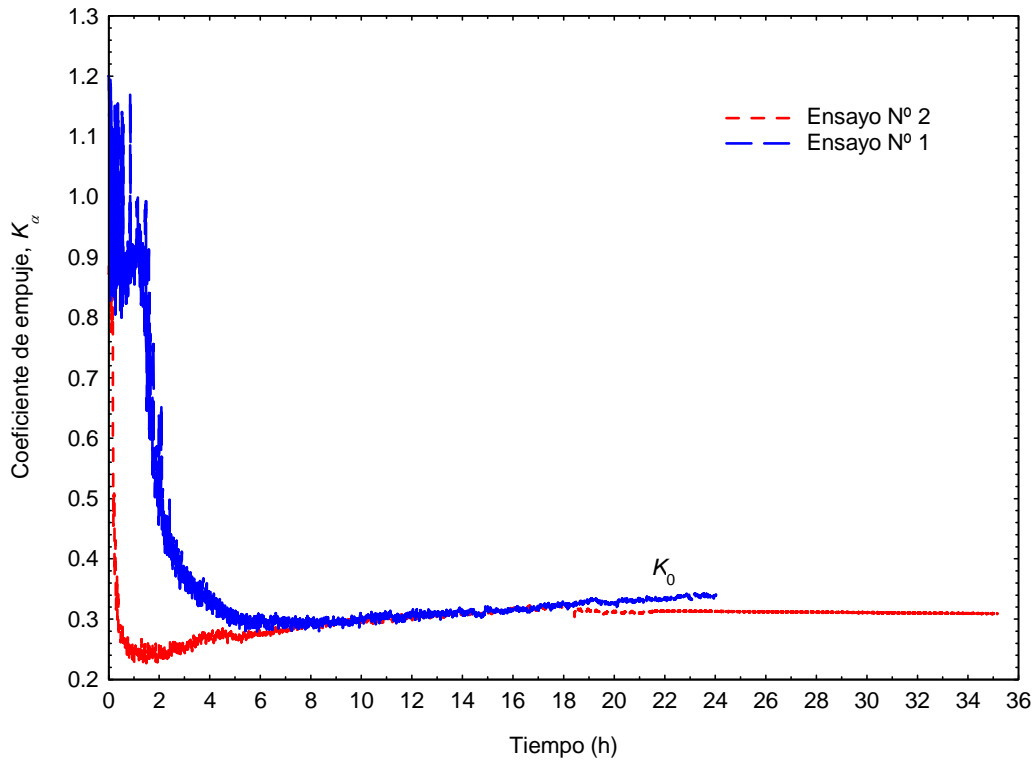
Se trata de ensayos realizados empleando un equipo triaxial con célula Bishop & Wesley que permiten fijar tanto la trayectoria de tensiones como de deformaciones durante la aplicación de la carga a la muestra. Bishop & Wesley (1975) y Menzies (1988) realizan una descripción detallada de las características y funcionamiento de estos equipos triaxiales.

Como condición durante los ensayos se impone que la deformación volumétrica sea igual a la deformación vertical, es decir, deformación radial nula. Con ello se establece una trayectoria edométrica en la que la relación entre las tensiones horizontal y vertical es el coeficiente de empuje en reposo  $K_0$ .

Las probetas de grava utilizadas para el ensayo son de sección circular, con un diámetro de 50 mm y una altura de 100 mm, cumpliendo la relación  $H/d = 2$  de los ensayos triaxiales. Para la construcción de las probetas se sigue el mismo procedimiento utilizado para los ensayos triaxiales drenados presentados anteriormente. Se fabrican moldes de nailon, con las dimensiones apropiadas a este caso, donde se compacta y congela la probeta de material granular.

La consolidación de la muestra se realiza imponiendo una deformación radial nula de la probeta en todo momento y registrando los valores de las diferentes tensiones. La presión de célula y la fuerza axial sobre la probeta se regula mediante motores paso a paso que introducen o extraen agua en el sistema y están controlados mediante un programa de ordenador. Inicialmente se realiza una consolidación isótropa a una presión de 30 kPa, necesaria para dotar a la muestra de un ligero confinamiento en la célula

triaxial evitando que la probeta de material granular se desmorone al descongelarse. A continuación la consolidación anisótropa tiene lugar produciéndose una transición desde un valor del coeficiente de empuje igual a la unidad, correspondiente al estado de consolidación isótropa, hasta alcanzar el equilibrio para el valor de  $K_0$  de la grava (Figura 2.19).

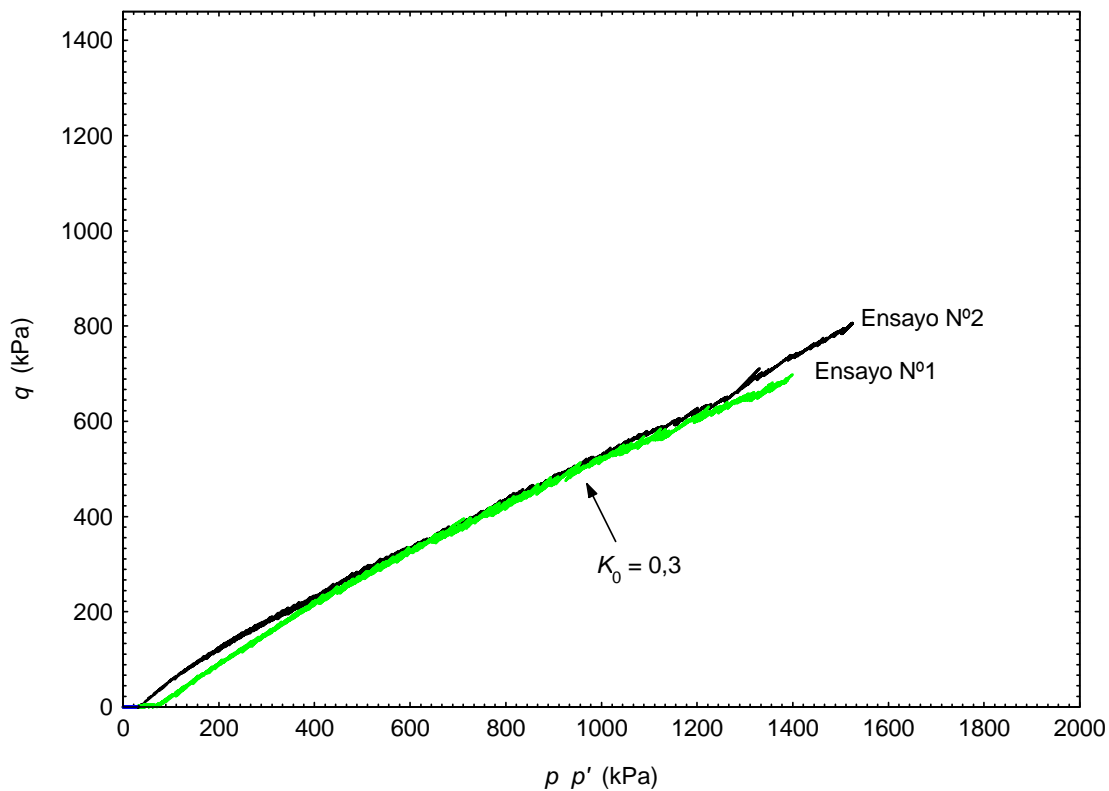


**Figura 2.19. Valores del coeficiente de empuje de la grava durante el ensayo de consolidación anisótropa con trayectoria edométrica**

En la Figura 2.20 se representan las trayectorias en el plano de Lambe de los ensayos realizados. Es sabido que la pendiente de la trayectoria edométrica en el plano de Lambe está relacionada con el coeficiente de empuje en reposo  $K_0$  mediante la siguiente expresión:

$$q = \frac{1 - K_0}{1 + K_0} p \quad (2.21)$$

Con ello, el valor de  $K_0$  obtenido en ambos ensayos es de 0,30. Este método de obtención de  $K_0$  elimina la fricción lateral de la muestra con la pared lateral de la célula edométrica que tiene lugar en el caso de emplear ensayos edométricos convencionales.



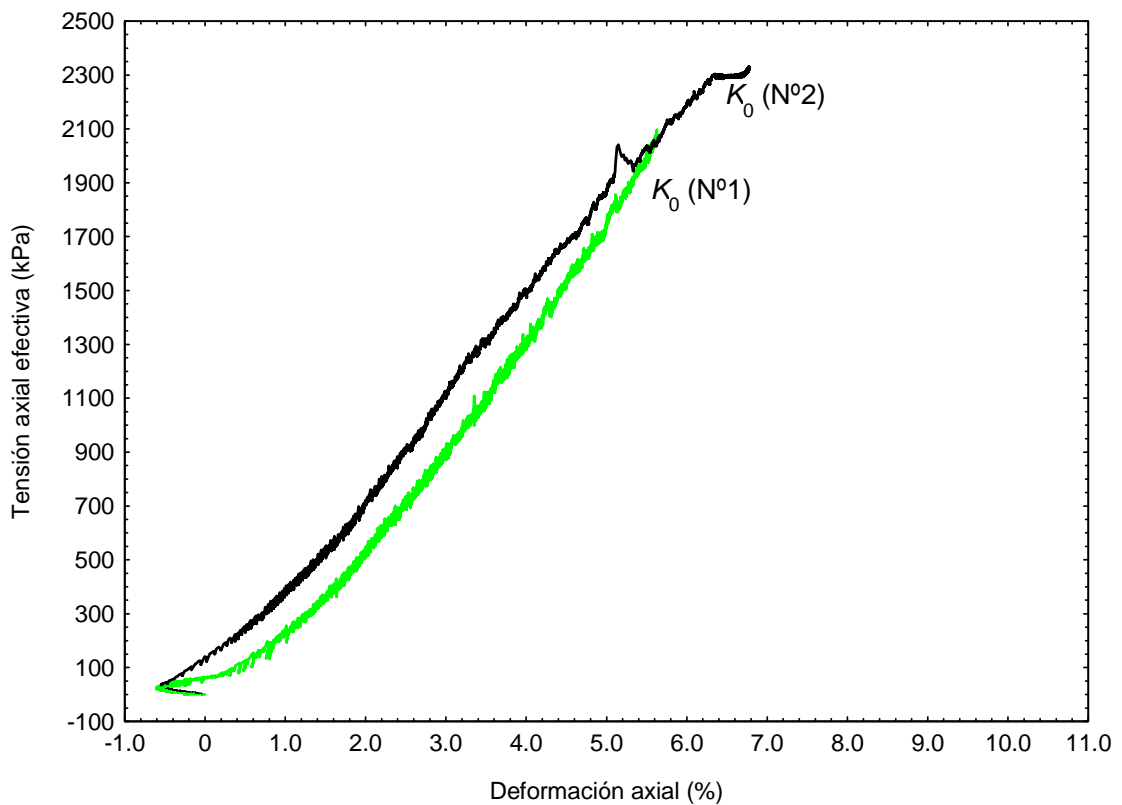
**Figura 2.20. Resultado de los ensayos con trayectoria edométrica sobre la grava en el plano de Lambe**

Como comprobación, se puede comparar el valor obtenido con la expresión de Jaky (1944) que relaciona  $K_0$  con el ángulo de rozamiento,  $\phi$ , para suelos normalmente consolidados:

$$K_0 = 1 - \text{sen}(\phi) \quad (2.22)$$

En este caso, el valor de  $K_0$  obtenido según la expresión 2.22 es 0,28, lo que valida los resultados obtenidos anteriormente.

En la Figura 2.21 se presentan las curvas de tensión axial efectiva frente a la deformación axial obtenidas en ambos ensayos.



**Figura 2.21. Tensión axial efectiva vs. deformación axial en ensayos con trayectoria edométrica en la grava**

Como se verá en el Capítulo 3, el rango del nivel de tensiones al que se encuentra sometida la columna en los ensayos realizados se corresponde con la zona lineal de las curvas anteriores, por lo que se ha obtenido el valor del módulo a partir de la pendiente de los tramos rectos resultando un valor de  $E_{k_0} = 39200$  kPa. Este valor no es exactamente el módulo de Young de la grava ( $E$ ) ya que se ha obtenido con la condición de confinamiento lateral. Como se verá con detalle en el siguiente apartado, la relación entre ambos módulos viene dada por la ec. (2.30), resultando un valor de  $E = 35000$  kPa.

### Ensayos con trayectorias con distintos valores de coeficiente de empuje

Como ya se ha comentado el comportamiento real de la columna no es el edométrico, ya que durante la consolidación tiene lugar una cierta deformación radial. Por ello el valor del módulo de la grava dado en el apartado anterior es sólo una



aproximación, para posteriormente realizar ensayos con trayectorias imponiendo distintos valores de coeficiente de empuje ( $K_\alpha = \Delta\sigma'_r / \Delta\sigma'_a$ )

Los ensayos se han realizado en el mismo equipo triaxial que los de trayectoria edométrica. Constan de tres fases distintas de carga (Figura 2.22). En primer lugar, al igual que en el caso anterior, se realiza una ligera consolidación isótropa de la muestra a una presión de 30 kPa (tramo OA) para dotarla de una cierta compacidad y evitar que la probeta de material granular se desmorone una vez descongelada. Durante la segunda fase (tramo AB) se aplica un desviador a la muestra permitiendo su drenaje, recorriendo en el plano de Lambe una trayectoria en tensiones totales y efectivas a  $45^\circ$ . El final de esta fase se produce cuando se alcanza el estado tensional correspondiente al punto donde se intersectan esta trayectoria y la correspondiente a la  $K_\alpha$  elegida para el ensayo. A partir de este punto, el ensayo en sí consiste en aplicar una trayectoria de tensiones manteniendo  $K_\alpha$  constante y permitiendo en todo momento el drenaje de la probeta (tramo BC).

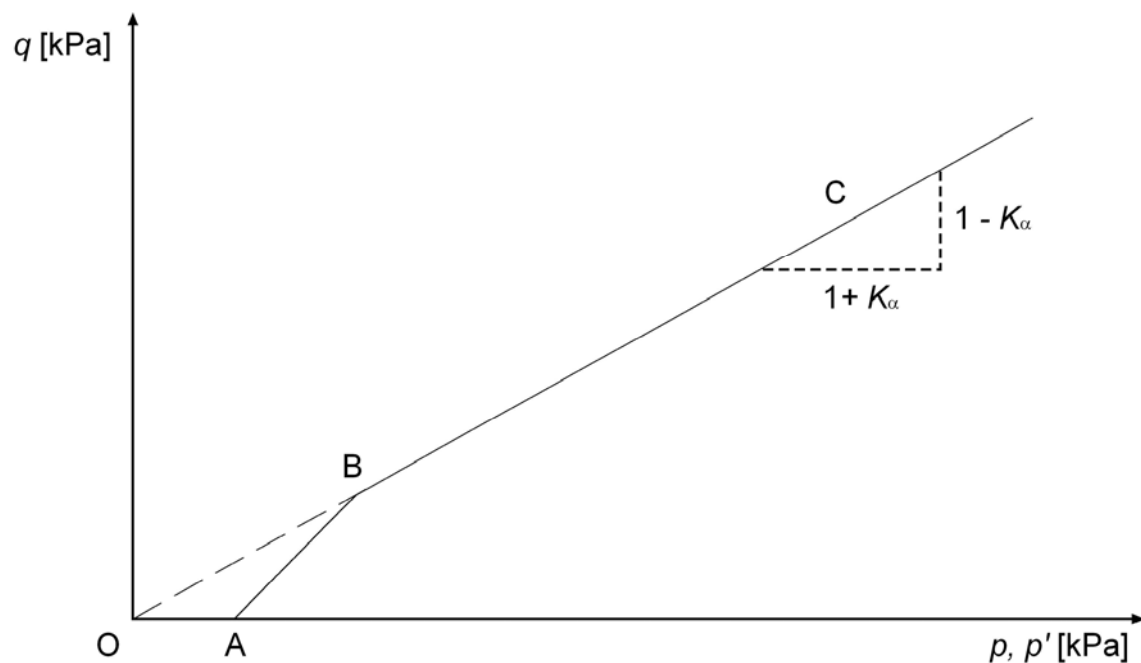


Figura 2.22. Esquema de la trayectoria tensional en el plano de Lambe de los ensayos con coeficiente de empuje constante

Los valores de  $K_\alpha$  elegidos están limitados por el valor correspondiente a la línea de rotura (situación de empuje activo,  $K_a$ ), debiéndose tomar valores superiores al correspondiente a esta condición. Este valor límite inferior se obtiene igualando la pendiente de la línea de rotura (ec. 2.23) a la de la trayectoria de un ensayo con  $K_\alpha$  constante (ec. 2.24).

$$q = p \cdot \text{sen}\phi \quad (2.23)$$

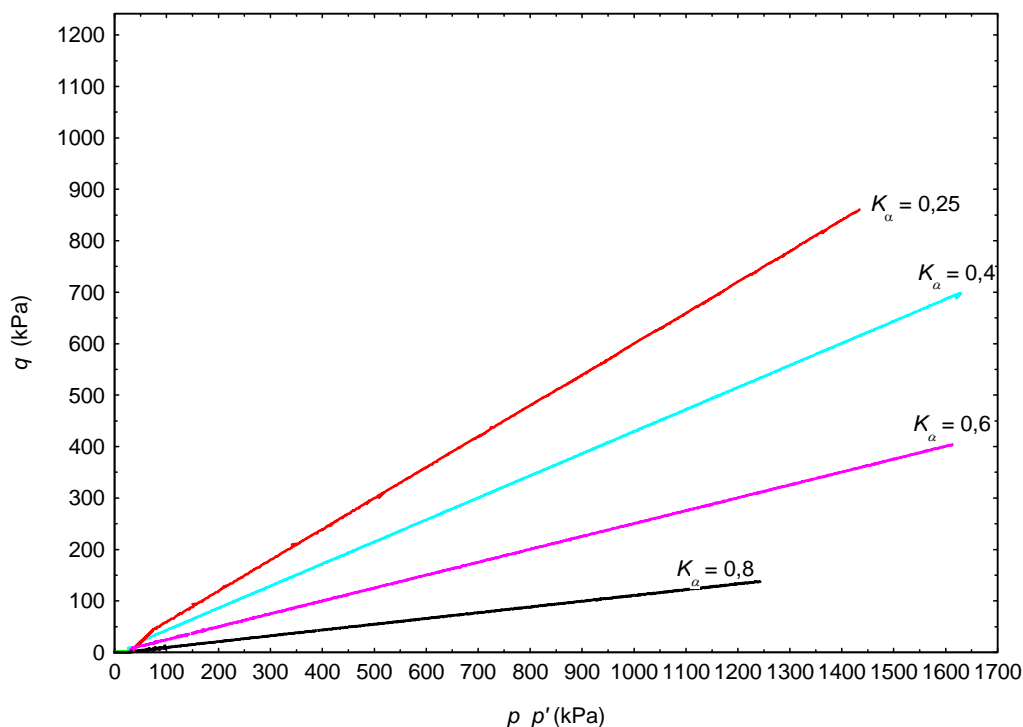
$$q = \frac{1 - K_\alpha}{1 + K_\alpha} p \quad (2.24)$$

resultando:

$$K_\alpha = K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} \quad (2.25)$$

Para el valor medio de  $\phi$  obtenido ( $46^\circ$ ), resulta un coeficiente de empuje activo de la grava de 0,16, valor correspondiente al mínimo  $K_\alpha$  a considerar. Se decide no ensayar valores inferiores a 0,25, alejando así la trayectoria de la zona de rotura. Los valores elegidos son  $K_\alpha = 0,25, 0,40, 0,60$  y  $0,80$ , abarcando con ellos el abanico de direcciones entre la línea de rotura y la horizontal ( $K_\alpha = 1$  consolidación isótropa).

Las trayectorias en el plano de Lambe obtenidas en los distintos ensayos se muestran en la Figura 2.23.



**Figura 2.23. Trayectoria tensional en el plano de Lambe de los ensayos con coeficiente de empuje constante en la grava**

Las condiciones de tensión y deformación de la muestra durante la etapa de  $K_\alpha$  constante difieren de las existentes en el ensayo de compresión triaxial convencional en que el incremento de la tensión principal menor (tensión radial) no es nulo ( $\Delta\sigma'_3 \neq 0$ ). Las direcciones principales se mantienen. La dirección principal mayor (1) coincide con la dirección axial de la muestra y las direcciones principales menores (2 y 3), iguales entre sí, con la dirección radial. Las deformaciones en ambas direcciones tienen la siguiente expresión:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_a = \frac{1}{E} [\Delta\sigma'_1 - \mu(\Delta\sigma'_2 + \Delta\sigma'_3)] = \frac{1}{E} [\Delta\sigma'_a - 2\mu\Delta\sigma'_r] \quad (2.26)$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = \varepsilon_r = \frac{1}{E} [\Delta\sigma'_r (1 - \mu) - \mu\Delta\sigma'_a] \quad (2.27)$$

Puesto que la relación entre el incremento de tensión efectiva radial y axial es conocida:

$$K_\alpha = \Delta\sigma'_r / \Delta\sigma'_a \quad (2.28)$$

despejando  $\Delta\sigma'_r$  en la ec. 2.28 y sustituyendo en la ec. 2.26, se llega a la siguiente relación entre la deformación axial de la muestra y el incremento de tensión axial aplicado:

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta\sigma'_a}{E_k} \quad (2.29)$$

donde:

$$E_k = \frac{E}{1 - 2\mu K_\alpha} \quad (2.30)$$

Este último factor es el módulo de deformación en función de la dirección de la trayectoria tensional, a partir del cual se obtiene el módulo de la grava ( $E$ ).

Para una consolidación isótropa ( $K_\alpha = 1$ ) se llega a la relación ya conocida:

$$E_k = \frac{E}{1 - 2\mu} \quad (2.31)$$

Para la situación de confinamiento lateral o situación edométrica, la deformación radial es nula. Igualando a cero la ec. 2.27 se obtiene el siguiente valor de  $K_\alpha$ :

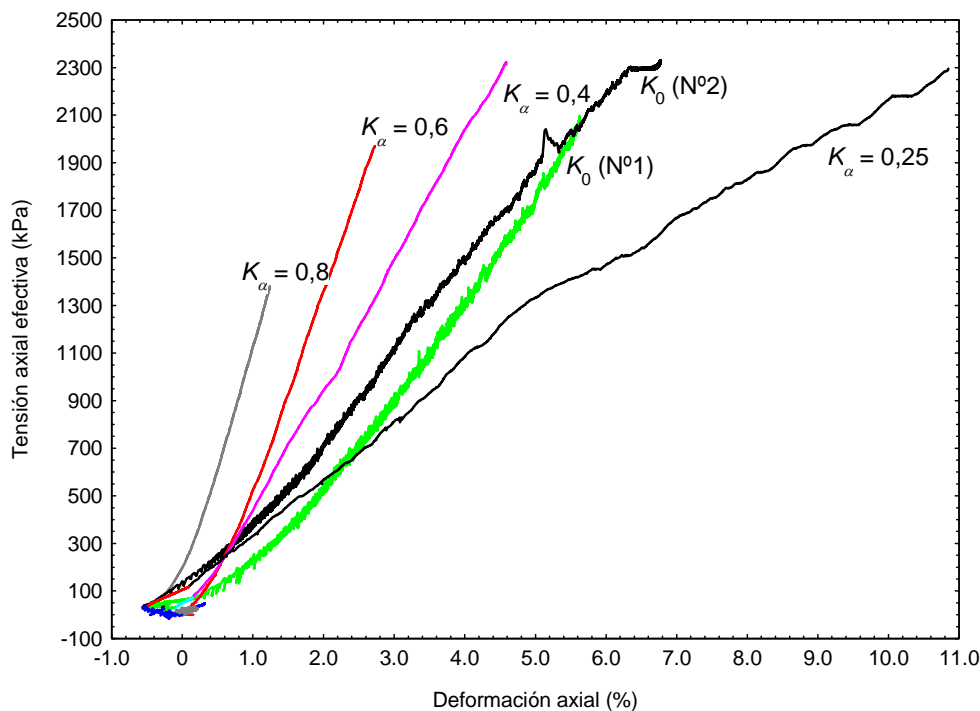
$$K_\alpha = \frac{\mu}{1 - \mu} = K_0 \quad (2.32)$$

Introduciendo este valor en la ec. 2.30, el valor del módulo de deformación resulta:

$$E_{k_0} = \frac{E(1 - \mu)}{1 - \mu - 2\mu^2} \quad (2.33)$$

expresión que coincide con el valor del módulo edométrico conocido (ec. 2.2).

A partir de la representación de la tensión axial efectiva,  $\sigma'_a$ , frente a la deformación axial,  $\varepsilon_a$ , (Figura 2.24) se evalúa el valor de  $E_k$  y  $E$  (se incluyen los resultados correspondientes a los ensayos con  $K_0$ ). Los valores obtenidos se dan en la Tabla 2.7.



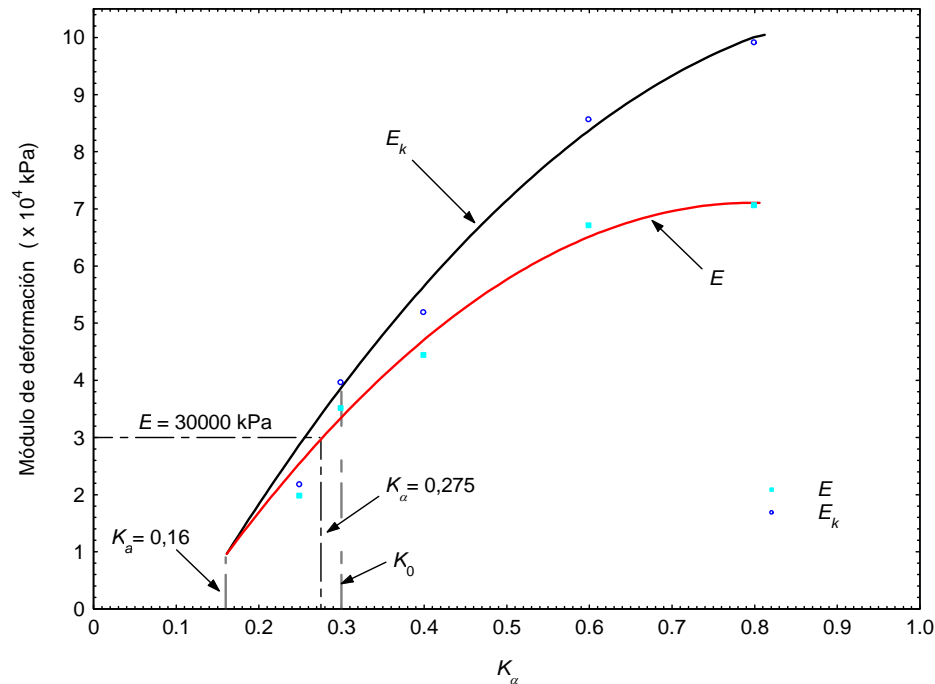
**Figura 2.24. Tensión axial efectiva vs. deformación axial en ensayos en la grava con coeficiente de empuje constante**

**Tabla 2.7. Módulos de deformación de la grava**

Coeficiente de empuje					
$K_\alpha$	0,25	0,3 ( $K_0$ )	0,4	0,6	0,8
$E_k$ (kPa)	21650	39200	51750	85500	99000
$E$ (kPa)	19700	35000	44300	67000	70500

En la Figura 2.25 se presentan gráficamente los resultados de la Tabla 2.7. En la representación se observa cómo los valores obtenidos siguen una tendencia clara según las diferentes curvas representadas. Para el ensayo de menor coeficiente de empuje ( $K_\alpha=0,25$ ) los módulos resultantes se alejan de la pauta marcada por el resto, siendo inferiores a los que cabría esperar si siguieran el mismo comportamiento. Este valor del coeficiente de empuje se encuentra próximo al activo lo que supone que el ensayo se haya desarrollado cerca de la rotura de la muestra, encontrándose en una situación inestable. Esto se corrobora en la Figura 2.24 donde la curva tensión axial efectiva vs.

deformación axial difiere en su forma del resto. Extrapolando los valores obtenidos para  $K_a$  mayor de 0,25, se tiene unos valores aproximados  $E_k = 29000$  kPa y de  $E = 26000$  kPa, para  $K_a = 0,25$ .



**Figura 2.25. Variación del módulo de deformación con el coeficiente de empuje**

En los ensayos con columna que se presentan en el Capítulo 3, la tensión radial efectiva en la interfaz columna-suelo es desconocida y varía a medida que transcurre el proceso de consolidación. El valor exacto de la relación entre la tensión efectiva radial y vertical en la columna ( $K_\alpha$ ) se desconoce, pero es posible acotarlo en un intervalo relativamente pequeño. Este valor se encuentra entre el coeficiente de empuje al reposo, que correspondería a la situación de confinamiento de la columna, y por tanto deformación radial nula, y el coeficiente de empuje activo de la columna ( $K_a$ ), situación en la que se produciría su plastificación. Por tanto, el valor del módulo a considerar para la interpretación de dichos ensayos será un valor en ese rango. Considerando las curvas de tendencia de la variación del módulo en función del valor del coeficiente de empuje (Figura 2.25), se adopta un valor del módulo de Young de la columna de 30000 kPa, que corresponde a un valor  $K_\alpha = 0.275$ , alejado de la situación inestable y coherente con la realidad del ensayo. Este valor se considera constante independientemente del

nivel de tensiones en la columna, dado el comportamiento lineal entre la tensión axial efectiva y la deformación axial en los ensayos (Figura 2.24).

## 2.3. DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO DISEÑADO

Como ya se ha comentado al describir el modelo de ensayo (ver apartado 2.1), para la presente investigación se emplea una célula edométrica Rowe-Barden de 254 mm de diámetro. Puesto que el estudio de la consolidación radial exige tomar datos de asientos, presiones intersticiales y totales en distintos puntos a lo largo de los distintos escalones de carga aplicados en el ensayo, es necesario disponer una instrumentación adecuada con transductores que permitan leer dichos valores. Para ello, se realizan una serie de modificaciones de la tipología original de la célula Rowe que permiten la colocación de dicha instrumentación.

### 2.3.1. Descripción de la célula edométrica Rowe-Barden

La célula Rowe-Barden fue desarrollada en la Universidad de Manchester para el estudio de la consolidación en suelos. En el mercado existen modelos de distintos diámetros pero todos ellos de idénticas características. Su tipología original se muestra en la Figura 2.26.

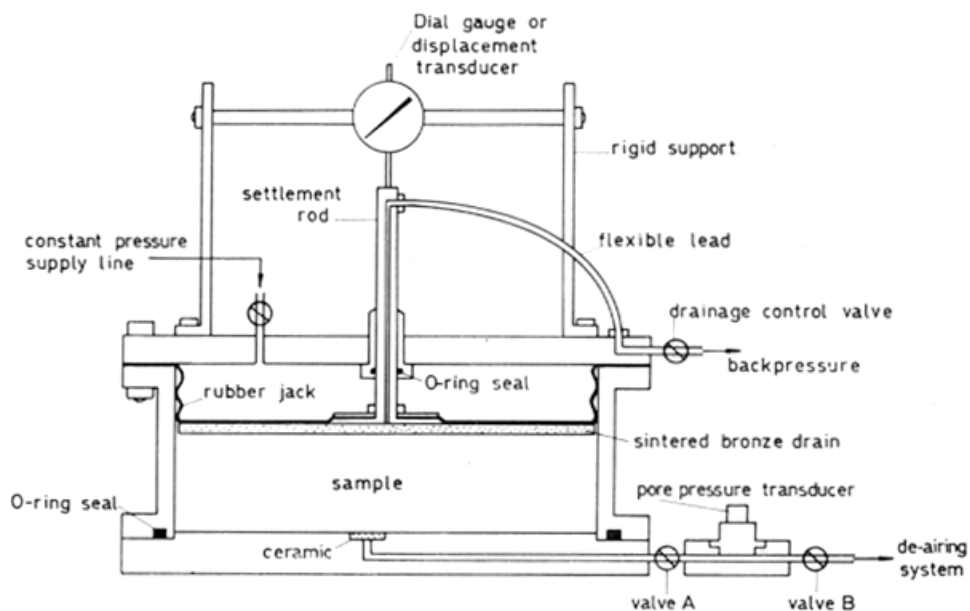


Figura 2.26. Célula edométrica (Rowe y Barden, 1966)

La aplicación de la carga sobre la muestra se puede realizar en condiciones de carga flexible (tensión uniforme) o carga rígida (asiento uniforme). Para el caso de carga flexible, la presión se aplica mediante agua introducida a la presión deseada, en



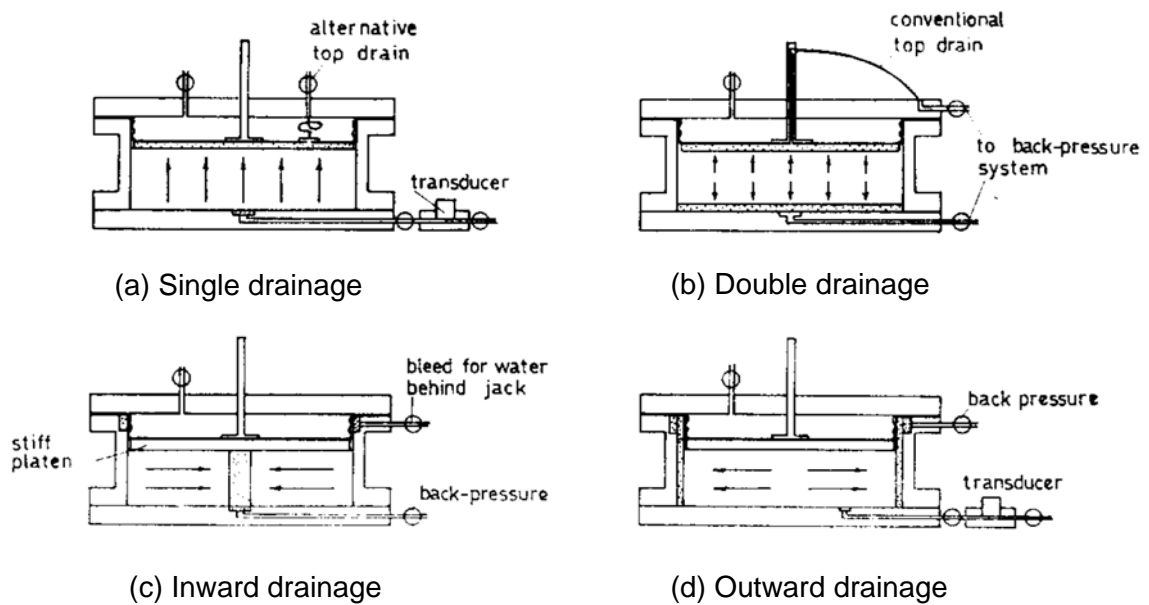
una membrana de goma colocada en la superficie. Para la aplicación de carga rígida se coloca una placa rígida entre la citada membrana y la superficie de la muestra, resultando así un asiento uniforme en toda ella.

El asiento vertical se mide en el centro de la muestra mediante un eje pasante a través de la tapa y la membrana, que acompaña en el movimiento a la muestra.

Las paredes laterales de la célula son rígidas e impermeables. La fricción lateral entre éstas y la membrana de goma fue evaluada por Rowe y Barden (1966). Para unas dimensiones de la muestra de 254 mm de diámetro (10 pulgadas) y 63,5 mm de altura (2,5 pulgadas), el efecto combinado de esta fricción y la existente entre las paredes laterales de la célula y la muestra a ensayar resultó ser inferior al 3%, siendo mayor la parte correspondiente al rozamiento entre la muestra y la célula. Este término puede ser minimizado aplicando una fina capa de silicona en las paredes de la célula y, en caso de ser utilizada, en la placa rígida superior. Otra mejora es mantener un valor mínimo de la relación altura/diámetro ( $H/D$ ) de la muestra puesto que, existe una fuerte dependencia entre ambos términos, como se ha podido analizar y medir en varias investigaciones en laboratorio (Berre y Iversen, 1972, Sivrikaya y Togrol, 2006).

La norma British Standard (BS) especifica una relación  $H/d$  entre  $1/3$  y  $1/4$ . La norma ASTM 2435-03 exige un valor mínimo de  $H/d$  de  $1/2,5$ , con unas dimensiones mínimas de 50 mm de diámetro y 12,5 mm de altura. En estas condiciones, los efectos de fricción lateral entre muestra y pared lateral de la célula pueden considerarse despreciables.

La célula Rowe permite un control de las condiciones de drenaje de la muestra. Éste puede ser vertical, con una o dos caras de drenaje, o radial, con flujo central o hacia el borde exterior (ver Figura 2.27). Además permite la separación total del proceso de aplicación de la carga y comienzo del drenaje de la muestra, algo imposible en un edómetro convencional, donde el drenaje comienza antes de que las presiones intersticiales se estabilicen. Esto se consigue por medio de un sistema de llaves que se mantienen cerradas o abiertas según se precise.



**Figura 2.27. Drenaje y medida de presiones intersticiales en la célula Rowe-Barden (Rowe y Barden, 1966)**

En la base de la célula hay dos piedras porosas de 38 mm de diámetro cada una, una de ellas situada en el centro y otra desplazada una distancia que varía en función del diámetro de la célula Rowe. Concretamente, en la célula empleada su situación es a un radio de 65 mm. Estas piedras porosas permiten la medida de presiones intersticiales en esos puntos.

### **2.3.2. Diseño de la instrumentación. Modificación de la célula edométrica Rowe**

En el apartado 2.3.1 se ha mencionado la limitada instrumentación que presenta la célula Rowe original para los fines perseguidos en esta investigación. Ésta permite tan sólo la toma de datos de asiento de la muestra en su centro y de presiones intersticiales en el centro de la célula y a un radio de 65 mm. Teniendo en cuenta que el proceso de consolidación alrededor de una columna supone unos valores de presión intersticial en cada momento diferentes a lo largo de un radio, así como un reparto de tensiones entre el suelo (con valores distintos también a lo largo de un radio) y la columna, que además varía a lo largo del proceso de consolidación, resulta necesario disponer una nueva instrumentación en la célula original. Con ella se pretende conocer

los perfiles de presión intersticial durante la consolidación, así como la parte de la carga total aplicada que se lleva la columna y el suelo.

En primer lugar, es necesario establecer los puntos en los que se desea tomar medidas durante el ensayo, y por tanto en los que se han de colocar sensores de medida.

Para fijar los puntos de medida de presión intersticial se ha empleado la solución teórica de la consolidación radial de Barron-Hansbo (Barron, 1948 y Hansbo, 1981) descrita en el apartado 1.2.1. Con esta teoría se ha analizado el proceso de consolidación de los dos casos a estudiar que se han definido en el apartado 2.1 (geometría correspondiente a  $N = 3$  y a  $N = 4$ ). Dicha solución, establecida para el caso de drenes, considera las siguientes hipótesis:

1. Existencia de un asiento uniforme en toda la muestra o lo que es lo mismo la aplicación de una carga rígida
2. No se considera la permeabilidad del dren
3. No se tiene en cuenta la zona de remoldeo alrededor del elemento drenante producida por la excavación y colocación de la columna.

Esta solución se considera suficiente para diseñar la instrumentación necesaria.

Con ella, se obtienen las curvas de disipación de presión intersticial en un radio a lo largo del tiempo para cada caso dadas en la Figura 2.28 ( $N = 3$ ) y en la Figura 2.29 ( $N=4$ ), siendo  $\Delta u$  el incremento de presión intersticial,  $\Delta u_0$  el incremento de presión intersticial medio dado inicialmente (igual a la carga vertical aplicada) y  $T_h$  el factor de tiempo.

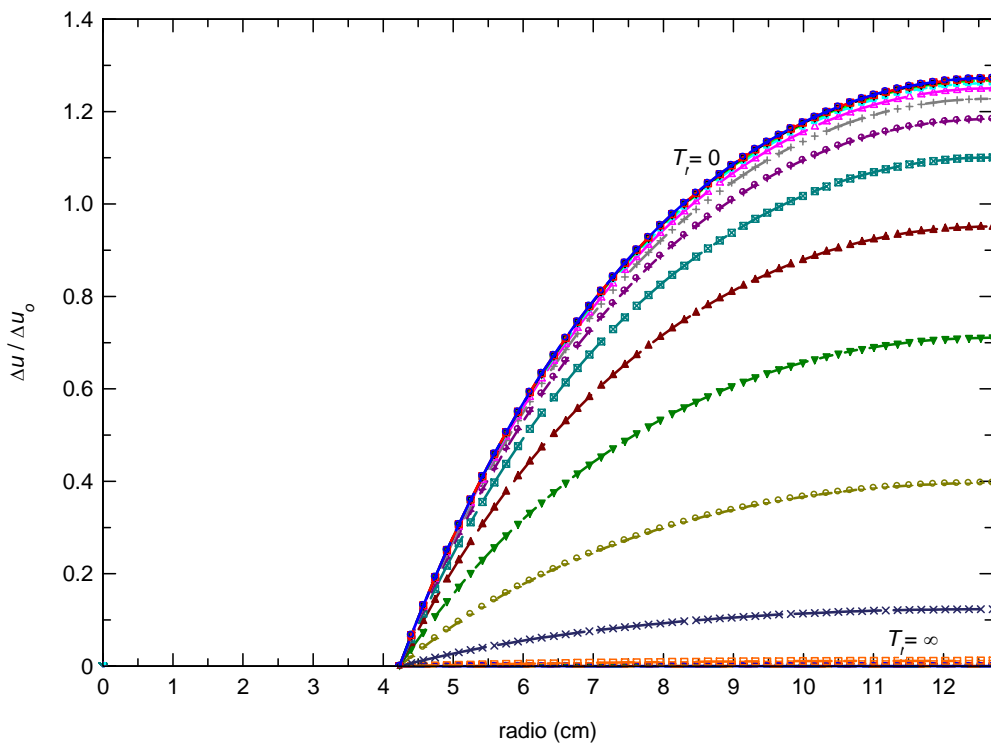


Figura 2.28. Disipación de presiones intersticiales en un radio según solución teórica de Barron-Hansbo. Caso  $N=3$

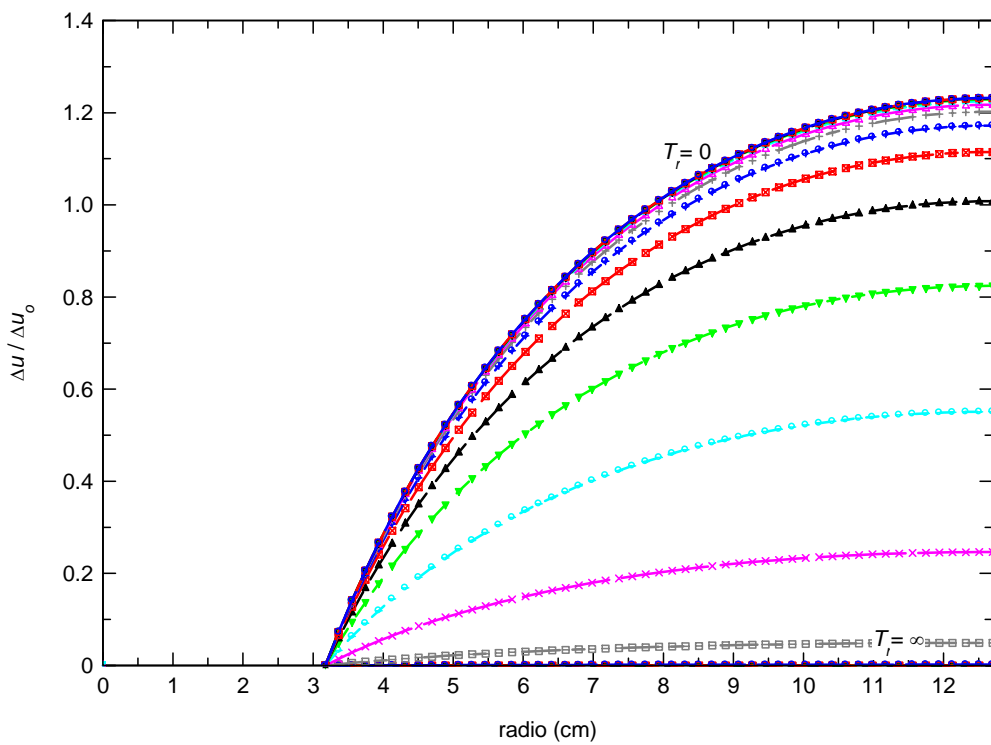


Figura 2.29. Disipación de presiones intersticiales en un radio según solución teórica de Barron-Hansbo. Caso  $N=4$

Basándose en las curvas anteriores, se han colocado transductores de medida de presiones intersticiales a distintas distancias del centro de la muestra. En concreto se han elegido aquellas en las para cualquier tiempo del proceso de consolidación se cumple que el  $\Delta u$  es un 20, 30, 40, 60, 80 y 100% del valor máximo que se produce de  $\Delta u$ , el cual tiene lugar en la pared lateral de la célula (el aplicar estos porcentajes a las curvas de cada  $T_h$  da lugar a los mismos puntos como debe de ocurrir por la forma de la ecuación de la consolidación radial).

Con los valores en estos puntos se puede considerar que la curva en el ensayo se podrá definir de forma suficientemente precisa.

La tensión total se plantea medirse en puntos coincidentes con puntos de medida de presiones intersticiales, para así conocer la tensión efectiva. En concreto se han adoptado los correspondientes a los siguientes porcentajes:

- para  $N = 3$             20, 60, 80 y 100%
- para  $N = 4$             30, 60, 80 y 100%

Además se medirá la tensión total en la columna, para así disponer de datos sobre el reparto de carga entre el suelo y la columna. Para ello se disponen dos transductores situados diametralmente opuestos y a una distancia del centro de 22,5 mm (como se puede ver quedan incluidos bajo la columna en los dos casos de diámetro de columna a estudiar).

Los sensores para medida de presiones intersticiales y tensiones totales verticales se disponen en la base de la célula.

La instrumentación se completa con la colocación de dos transductores de tensión total colocados en la pared lateral de la célula (a una altura de 3 cm con respecto a la base y diametralmente opuestos) para medir tensiones horizontales, y la colocación de un LVDT para registro de los valores de asientos durante el ensayo.

Aplicando los porcentajes anteriores y todo lo comentado a cada uno de los tamaños de columna considerados ( $N = 3$  y  $N = 4$ ) se obtiene los siguientes puntos de medida:

- para  $N=3$ :

presiones intersticiales en radios,  $r = 49, 53, 58, 69, 84,5$  y  $115\text{mm}$

presiones totales en la base en  $r = 22,5$  mm (columna),  $49, 58, 69$  y  $115\text{mm}$  (suelo)

presión total en dos puntos de los laterales a una altura  $h = 3$  cm

- para  $N=4$ :

presiones intersticiales en  $r = 37, 41, 46, 58, 76$  y  $115\text{mm}$

presiones totales en la base en  $r = 22,5$  mm (columna),  $41, 58, 76$  y  $115\text{mm}$  (suelo)

presión total en dos puntos de los laterales en  $h = 3$  cm

Una vez obtenidos los radios a los cuales se han de colocar los transductores de medida, estos se distribuyen por toda la base ya que es imposible físicamente su colocación en un único radio (en una única sección). Dada la simetría axial existente, las condiciones de presión son iguales para todos los puntos que se encuentran en una misma distancia del centro del dren, siendo dicha presión sólo función del tiempo.

Todo lo anterior lleva a la necesidad de fabricar una nueva base para la célula Rowe donde se va a disponer toda la instrumentación. La base se ha diseñado en acero inoxidable, con las mismas dimensiones de radio exterior y espesor originales. También se han respetado el modo de unión de la base al resto de la célula por medio de tornillos y la ubicación de una junta tórica en la base.

En la Figura 2.30 y Figura 2.31 se presenta el plano de la base junto con cortes aclaratorios del diseño, ya que parte de las actuaciones realizadas en la célula son internas.

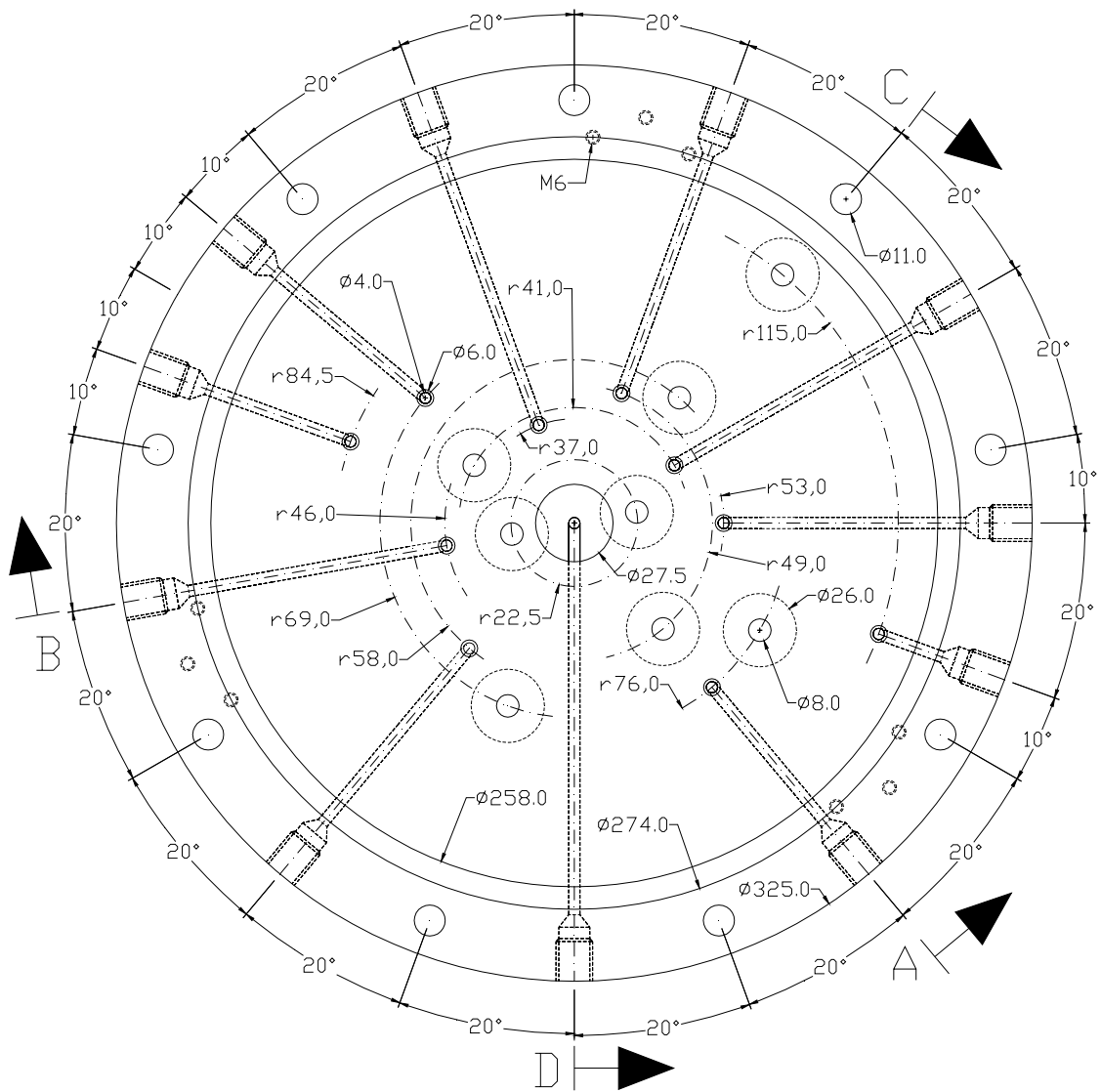
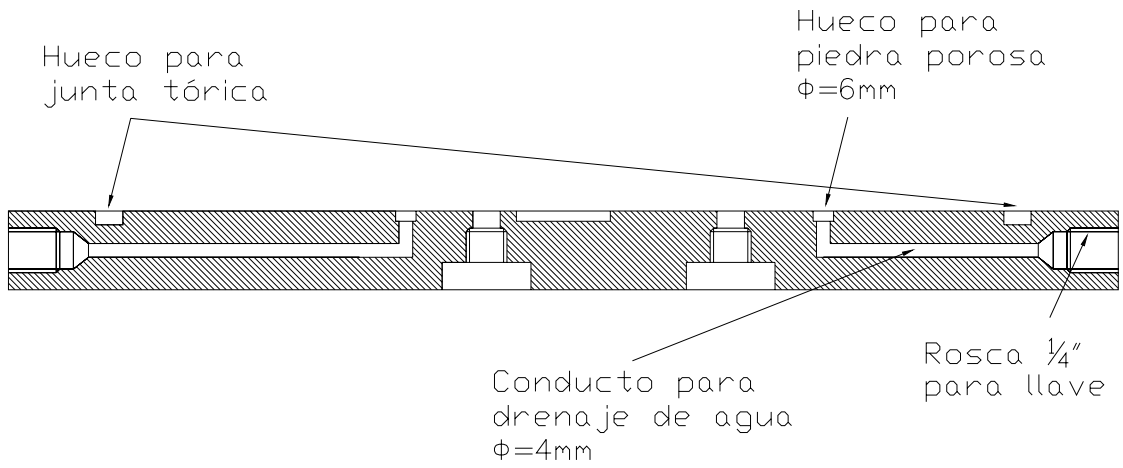
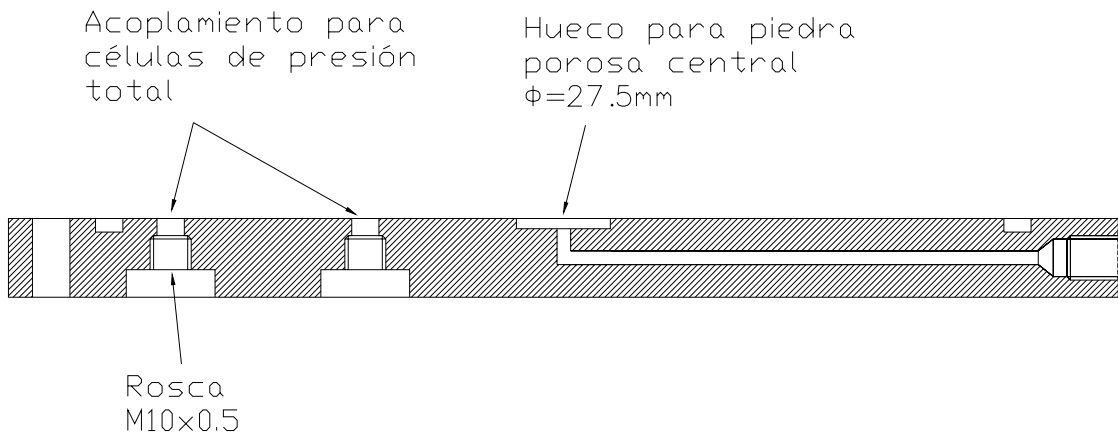


Figura 2.30. Planta de la instrumentación instalada en la base de la célula Rowe

corte A-B



corte C-D



**Figura 2.31. Detalles de la instrumentación instalada en la base de la célula Rowe**



### 2.3.3. Sensores de medida y sistema de toma de datos

A continuación se detallan las características de los distintos sensores que se emplean, así como la forma de colocación y adaptación a la célula. También se describe el sistema de toma de datos.

#### Sensores de medida

Para la medida de tensiones totales verticales se emplean transductores de presión XPM10-50G-HA-LC1 (medida de tensión en la columna) y XPM10-10G-LC1 (medida de tensión en el caolín) de QBM Quality by Measurements, S.L. cuyas características se adjuntan en el Apéndice B.

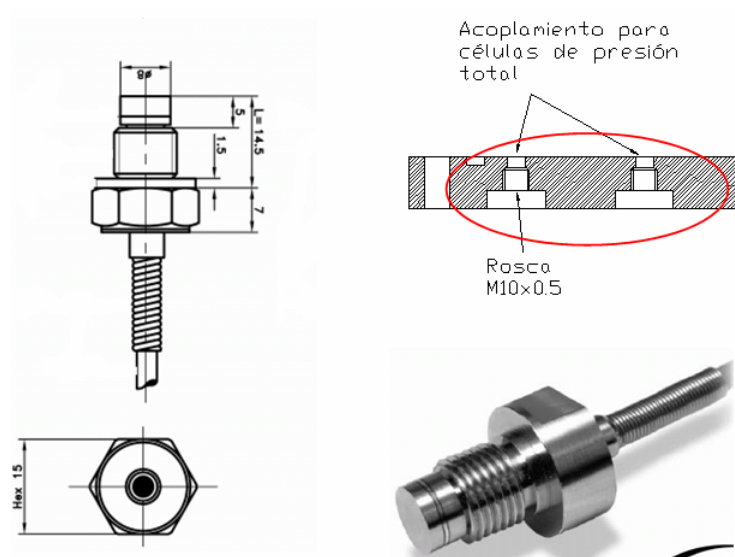
La diferencia entre ambos modelos es principalmente el fondo de escala, que ha de ser mayor en los colocados en la columna que en el caolín. El reparto de carga entre la columna y el suelo se estima mediante el denominado factor de concentración de tensiones ( $SCF = \text{tensión media en la columna} / \text{tensión media en el suelo}$ ). De estudios experimentales realizados se sabe que este factor, para valores habituales de la relación de módulos de rigidez columna-suelo, se encuentra en el rango de 3 a 10. Empleando un valor del factor de concentración de tensiones de 5, y para una carga máxima aplicada de 1000 kPa, se han estimado los valores máximos de tensión que va ser necesario medir en la columna y en el suelo, resultando que para la columna el fondo de escala necesario es de 50 bares aproximadamente, y para el suelo de 10 bares.

Además de esta diferencia, los sensores utilizados para medida en la columna tienen la opción HA (High accuracy) para mejorar la precisión de la medida. En términos generales, la precisión de un transductor es la suma de los errores de No Linealidad + Histéresis + Repetibilidad. La opción HA mejora la suma de los errores de No Linealidad + Histéresis, mejorando así la precisión en el caso del transductor con mayor fondo de escala. De esta manera las mínimas lecturas de presión fiables son:

**Tabla 2.8. Características de los transductores de medida de tensión total**

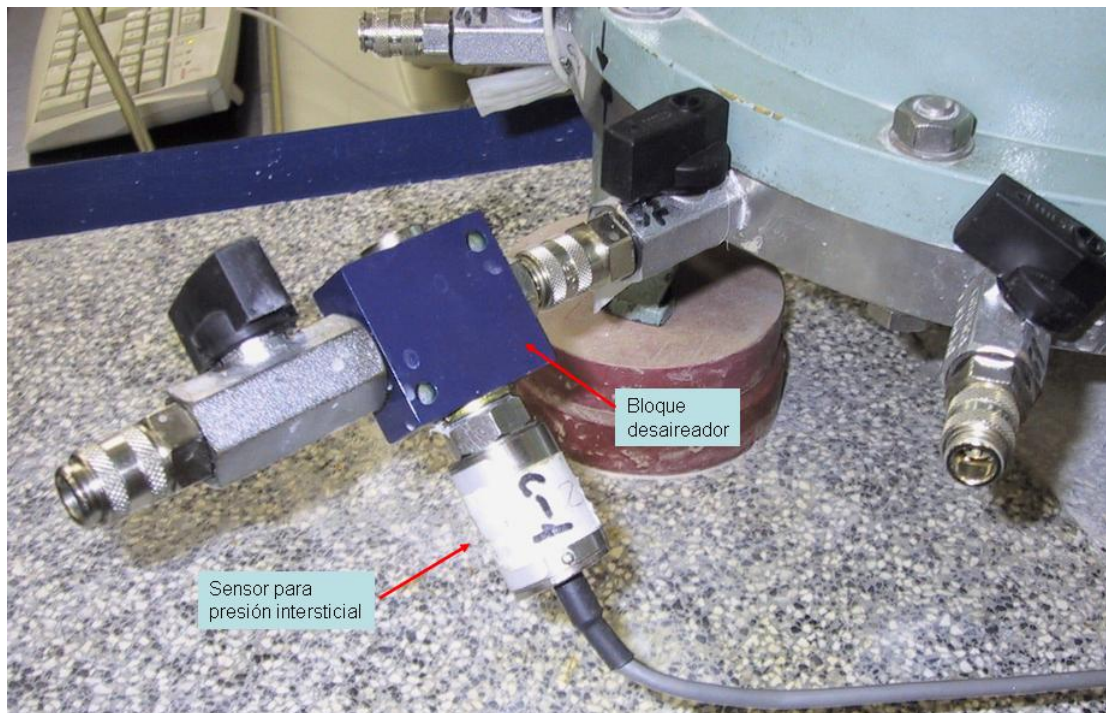
	XPM10-50G-HA-LC1	XPM10-10G-LC1
Fondo de escala (F.E.)	50 bares	10 bares
No linealidad	$\pm 0,25\%$ F.E	$\pm 0,25\%$ F.E
Histéresis	$\pm 0,25\%$ F.E	$\pm 0,25\%$ F.E
Repetibilidad	$\pm 0,2\%$ F.E	$\pm 0,2\%$ F.E
Lectura mínima fiable	0,225 bares	0,07 bares
Salida en mV	0,45 mV	0,7 mV

Estos transductores se colocan en la base de la célula en las ubicaciones definidas en la planta (Figura 2.30). Para la colocación se realiza un hueco a medida donde se acopla el transductor de manera que el conjunto quede hermético y no existan pérdidas de agua (Figura 2.32). Aunque el sensor se coloca roscado en el acoplamiento, se disponen además unas juntas de goma para asegurar la hermeticidad. De este modo, la superficie del sensor se sitúa al mismo nivel que el de la base, midiendo entonces las presiones aplicadas en ese punto.



**Figura 2.32. Detalle del sensor de medida de tensión total y su acoplamiento en la base de la célula**

Para la medida de presiones intersticiales se emplean sistemas de medida compuestos por un bloque desaireador y un sensor de presión intersticial WF17060 de Wykeham Farrance (ver Figura 2.33).



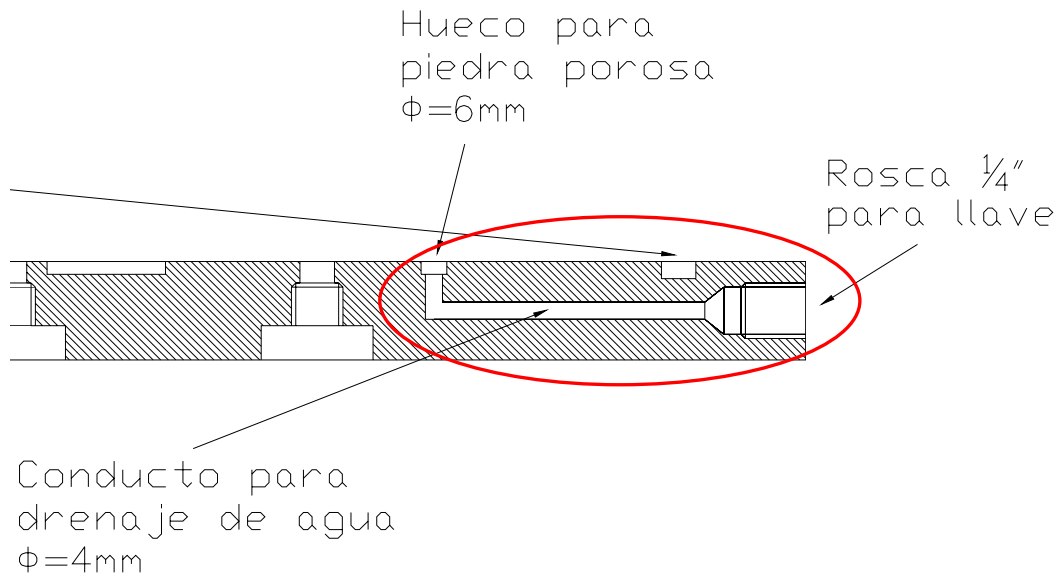
**Figura 2.33. Sistema de medida de presión intersticial**

La precisión de medida de estos sensores se muestra en la Tabla 2.9 y sus características se adjuntan en el Apéndice B.

**Tabla 2.9 Características de los transductores de medida de presión intersticial**

	Transductor WF 17060
Fondo de Escala	10 bares
Precisión	0,001 bares
Lectura mínima fiable	0,001 bares
Salida en mV	0,01 mV

Para poder realizar las medidas de presión de agua se efectúan unos conductos de 4 mm de diámetro que conectan los puntos de la base de la célula en los que se desea medir la presión con el borde exterior de la base (ver Figura 2.34).



**Figura 2.34. Puntos de medida de presiones intersticiales. Detalle del sistema de medida**

En el extremo del conducto correspondiente a la base de la célula (contacto con el suelo), se coloca una piedra porosa de 6 mm de diámetro, encajada en un hueco realizado a medida. La finalidad de la piedra es permitir el paso al conducto del agua pero no del caolín. Debido a la finura de las partículas del caolín, se ha realizado una prueba para asegurar que el poro de la piedra sea lo suficientemente pequeño para que el material no la atraviese, evitando así que el conducto se obture.

En el otro extremo (borde lateral de la base), el conducto se acondiciona para colocar una llave con la que se pueda abrir o cerrar el drenaje. A continuación de esa llave va colocado el desaireador (que permite purgar el conducto eliminando el posible aire retenido) y el sensor que mide la presión de agua.

Finalmente, para la medida de tensiones totales laterales se emplean dos transductores de presión total XPM10-10G-LC1 (iguales que los de medida de tensión total en el caolín) situados en la pared lateral de la célula, diametralmente opuestos. Estos sensores miden la tensión total horizontal ejercida sobre el contorno impermeable. Para su colocación se efectúan dos acoplamientos similares a los realizados en la base.

Además de todos los transductores de tensión descritos, se coloca un LVDT que acompaña el movimiento de la superficie de la muestra para conocer cómo se va produciendo el asiento a lo largo del tiempo. Únicamente se emplea un LVDT debido a la condición de carga aplicada rígida, lo que implica un asiento de todos los puntos de la superficie uniforme. El modo de medir ese asiento es el que se especifica en la célula original (ver apartado 2.3.1).

El resultado final de la célula con la nueva instrumentación se muestra en el Apéndice E.

### **Sistema de toma de datos**

Durante la ejecución de cada ensayo es preciso tomar lecturas de cada uno de los transductores instalados en la célula. Para ello se emplean dos dataloggers de la marca DATATAKER, modelo DT800 de 12 canales analógicos cada uno de ellos, cuyas características se muestran en el Apéndice B. El empleo de 2 unidades se debe a que es necesario tomar lecturas en un total de 17 transductores en cada ensayo según la instrumentación diseñada que se resume a continuación:

- 4 sensores de presión total en el caolín
- 2 sensores de presión total en la columna de grava
- 2 sensores de presión total en la pared lateral
- 6 sensores de presión intersticial en la base
- 1 sensor de presión que mide la presión aplicada a la muestra
- 1 sensor de presión que mide la presión de cola en el ensayo
- 1 LVDT para medida del asiento.

Cada uno de los transductores colocados son puentes de Wheastone completos que necesitan un canal completo del DT800 para ser conectado a él y poder recoger sus lecturas (ver Figura 2.35).

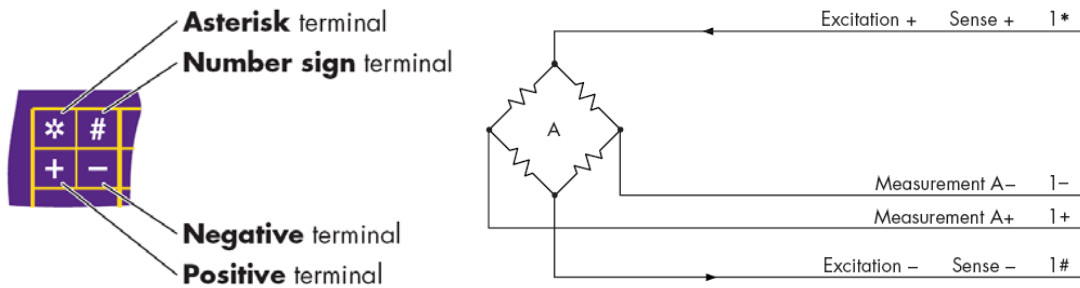


Figura 2.35. Canal del DT800 y esquema de conexión de un puente de Wheatstone

En la Figura 2.36 se presenta una fotografía del conjunto de todos los elementos que constituyen un ensayo (PC, dataloggers y célula Rowe).

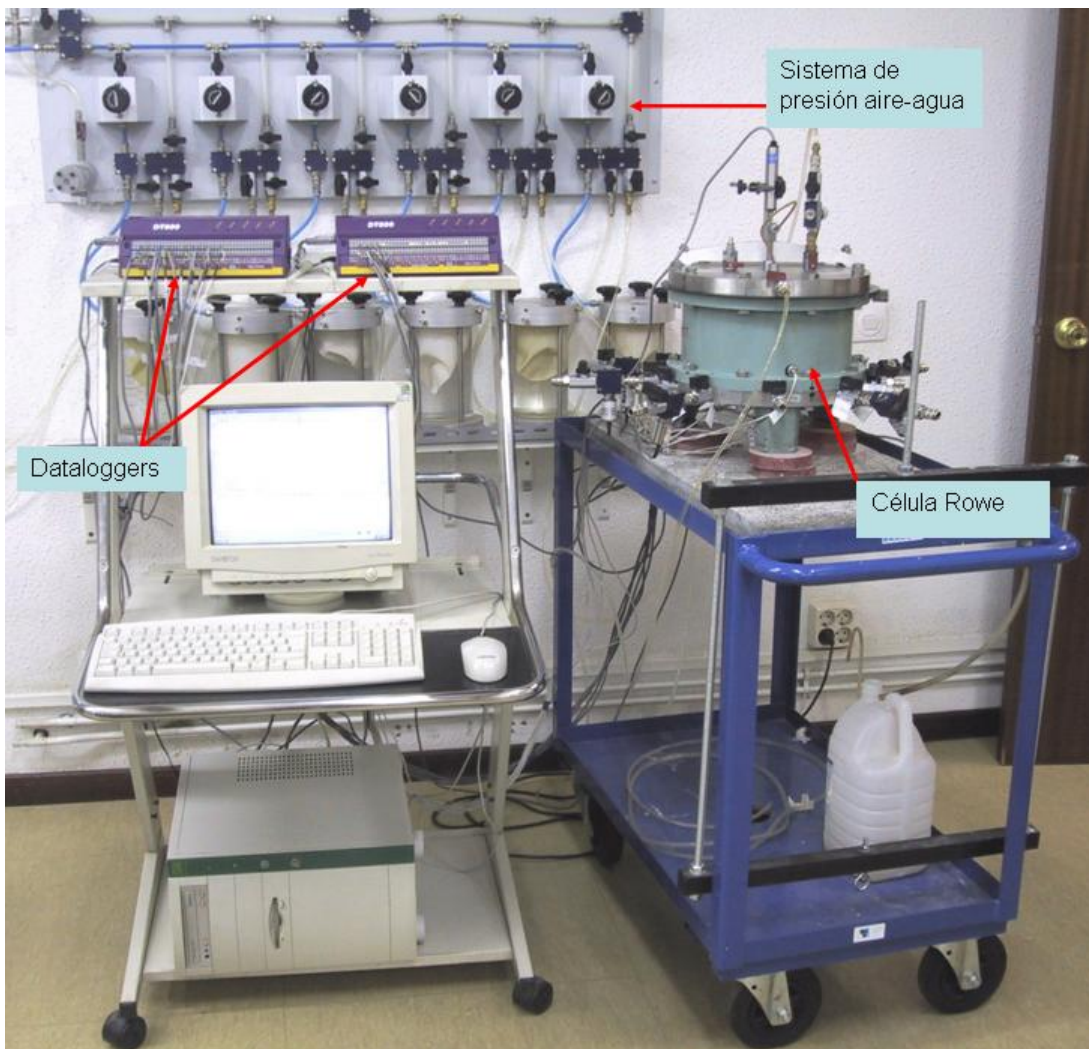


Figura 2.36. Elementos que constituyen el ensayo

Los datalogger vienen acompañados de un software denominado DeLogger que permite programarlos, enviar órdenes, realizar cualquier tipo de cambios en las acciones que se lleven a cabo, observar en el ordenador los datos tomados y su tendencia en tiempo real, operar con los datos obtenidos, etc. En definitiva, es el elemento para controlar los datalogger y por tanto la toma de datos del ensayo.

Los dataloggers toman la lectura de cada uno de los sensores conectados a ellos en partes por millón (ppm), siendo:

$$Lectura (ppm) = \left( \frac{V_{out}}{V_{ex}} \right) 10^6 \quad (2.34)$$

donde:

$V_{out}$  : Voltaje de salida del puente de Wheastone

$V_{ex}$  : Voltaje de excitación del puente de Wheastone

En los ensayos realizados los puentes de Wheastone se alimentan con un voltaje de 10000 mV, valor que viene especificado en las características de los transductores empleados. Por tanto, el voltaje de salida en mV resulta:

$$V_{out} = \frac{V_{ex}}{10^6} ppm = \frac{10^4}{10^6} ppm = \frac{ppm}{100} \quad (2.35)$$

La correlación entre las ppm leídas por el datalogger y las unidades de lectura deseadas para cada transductor (centésimas de mm para el LVDT y Kp/cm<sup>2</sup> para los transductores de presión) se establece mediante el calibrado del sistema.

Todos los sensores conectados a los dataloggers tienen un comportamiento lineal, por lo que el calibrado se realiza mediante ajuste a una recta:

$$y = a_0 + a_1 x \quad (2.36)$$

donde:

$y \equiv$  unidad de lectura deseada (Kp/cm<sup>2</sup> ó mm)

$x \equiv$  ppm.



Para definir los coeficientes  $a_0$  y  $a_1$  para los sensores de presión, se realiza el calibrado empleando un manómetro, tomando lecturas de los sensores a presiones de 0, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 y 10 Kp/cm<sup>2</sup> (tanto en carga como en descarga). El proceso realizado consiste en llenar la célula con agua y aplicarle los valores de las presiones indicadas anteriormente. Durante un tiempo de aproximadamente 5 minutos se mantiene constante la presión y se toman lecturas de todos los sensores de presión mediante los dataloggers. De este modo, se establece la relación entre la presión dada y las ppm leídas por el datalogger para cada uno de los sensores. De todas las lecturas tomadas en ppm para cada presión (durante los minutos indicados), se toma el valor medio como medida para dicha presión, y se obtiene la recta que relaciona este valor con el de las unidades deseadas.

Para el calibrado del LVDT se emplean calas o bloques de calibrado. Se toman lecturas durante 5 minutos colocando cada vez calas de distintos tamaños para calibrar con varios desplazamientos del LVDT. Para la representación de la recta de ajuste se acepta como desplazamiento nulo la posición inicial del LVDT sin calas. Este valor no es relevante puesto que para el registro de asientos se parte de una lectura inicial como cero en cada ensayo, registrando las variaciones con respecto a dicha lectura inicial (asiento). Al igual que para los sensores de presión, la media de todas las lecturas tomadas en ppm es la medida en centésimas de mm correspondiente al desplazamiento dado.

A partir de los resultados obtenidos se representan los puntos ppm-presión y ppm-centésimas de mm y se ajustan a una recta obteniéndose así las constantes  $a_0$  y  $a_1$  para cada uno de los sensores.

En el Apéndice B se incluyen las rectas de calibración de todos los transductores junto con una tabla que recoge los valores de  $a_0$  y  $a_1$  introducidos en el programa que controla a los dataloggers.

Para la investigación es necesario tomar datos de todos los sensores a lo largo del tiempo. Las variaciones de las distintas tensiones son mayores en los primeros instantes de aplicación de la carga, reduciéndose esa variación con el paso del tiempo. Para tener un registro adecuado de datos se programa una captura variable en el tiempo. La toma de datos se programa del siguiente modo:



- |                                |                      |
|--------------------------------|----------------------|
| - de 0 a 10 minutos            | lecturas cada 0,5s.  |
| - de 10 a 15 minutos           | lecturas cada 1s.    |
| - de 15 a 17 minutos           | lecturas cada 15s.   |
| - de 17 a 20 minutos           | lecturas cada 30s.   |
| - de 20 a 30 minutos           | lecturas cada 1min.  |
| - de 30 min. a final de ensayo | lecturas cada 5 min. |

En el Apéndice B se presentan los códigos desarrollados para la toma de datos de los programas.

## 2.4. ENSAYOS DE CALIBRADO DEL SISTEMA

Una vez instalada la instrumentación diseñada para la célula Rowe y preparado el sistema de lectura y toma de datos, se realizan una serie de ensayos edométricos, unos únicamente con caolín y otros también con columna de grava, para comprobar el funcionamiento del sistema y del proceso de ensayo. Cada uno de estos ensayos ha servido para plantear mejoras en el sistema y comprobar su validez, hasta obtener un funcionamiento adecuado.

En el primer ensayo edométrico realizado se observan problemas en las lecturas de las presiones intersticiales al término del proceso de consolidación, cuando éstas se aproximan a cero. Esto puede deberse a la existencia de algunas burbujas de aire en los conductos de medida de presiones intersticiales. Para evitar el problema se plantea la posibilidad de aplicar una presión de cola en los ensayos, tanto edométricos como con columna de grava, y evitar así la lectura de presiones intersticiales nulas. En el siguiente ensayo se comprueba que la medida es eficaz.

En este segundo ensayo se observa que la tensión vertical leída en la base de la muestra es bastante menor que la tensión aplicada en superficie. Uno de los motivos por los que puede no transmitirse completamente a la base inferior la tensión aplicada puede ser la existencia de una elevada fricción lateral en la célula. Para minimizar lo máximo posible dicha fricción lateral se decide impregnar toda la pared lateral de la célula con una fina capa de vaselina, teniendo cuidado de dejar libres de vaselina los sensores de medida de tensión total horizontal, por si esto afectara a las lecturas de tensiones laterales. En los siguientes ensayos edométricos, con el uso de la vaselina se produce una mejora de la transferencia de la carga aplicada, dando lugar a valores satisfactorios.

Una vez comprobado el correcto funcionamiento del sistema para ensayos edométricos, se llevan a cabo ensayos con columna. La primera necesidad para estos ensayos es la de sustituir la placa porosa que se coloca en la superficie de la muestra por otra placa rígida impermeable que evite el drenaje vertical. Se diseña una placa de igual diámetro y del mismo peso que la porosa, de forma que la tensión aplicada en superficie no varíe con el uso de una u otra. Se realiza de acero inoxidable, y su espesor para que el peso de ambas sea el mismo resulta de 17 mm.

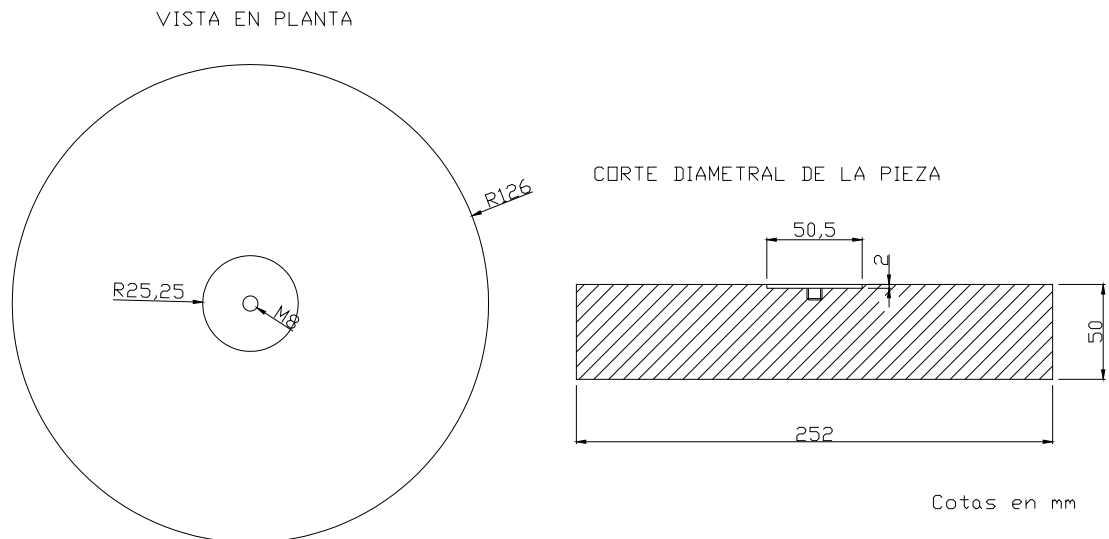
En los primeros ensayos con columna se observa de nuevo un problema en la transferencia de la carga aplicada. Se descarta la fricción lateral puesto que, tras los ensayos edométricos, se llega a un funcionamiento satisfactorio en ese sentido. El único cambio entre ambos ensayos es la placa rígida colocada en superficie y ahí se localiza el fallo de transmisión de carga. Para que la tensión aplicada a través de la válvula de entrada se transmita íntegramente a la muestra, la superficie de contacto entre la placa rígida situada sobre la muestra y la membrana ha de ser la misma. Para escalones de carga elevados la muestra tiene una altura de pastilla significativamente menor que la inicial debido al alto asiento que se produce en suelos blandos como el empleado. La placa acompaña en todo momento a la muestra, y la membrana, debido al sistema de funcionamiento de la célula Rowe original (ver Figura 2.26) se debe estirar demasiado para mantener el contacto con la placa. La diferencia de espesores entre la placa porosa y la impermeable (8,4 mm), aumenta el estiramiento necesario para una misma altura de pastilla, si la placa utilizada en superficie es la impermeable. Debido a la forma y a la rigidez que posee la membrana (ver Figura 2.37), existe una posición a partir de la cual un estiramiento de la misma conlleva una disminución del área de contacto con la placa y por tanto una pérdida de transmisión de la tensión.



**Figura 2.37. Membrana de la célula Rowe**

Para eliminar el problema se diseña una placa rígida con un espesor mayor al de la existente de manera que la membrana se encuentre lo más encogida posible durante el ensayo. Puesto que se conoce el comportamiento edométrico del caolín y la altura inicial de la muestra, se calcula el máximo espesor posible para la placa impermeable.

Este valor resulta igual a 50 mm, notablemente superior a los 17 mm de la primera placa fabricada.



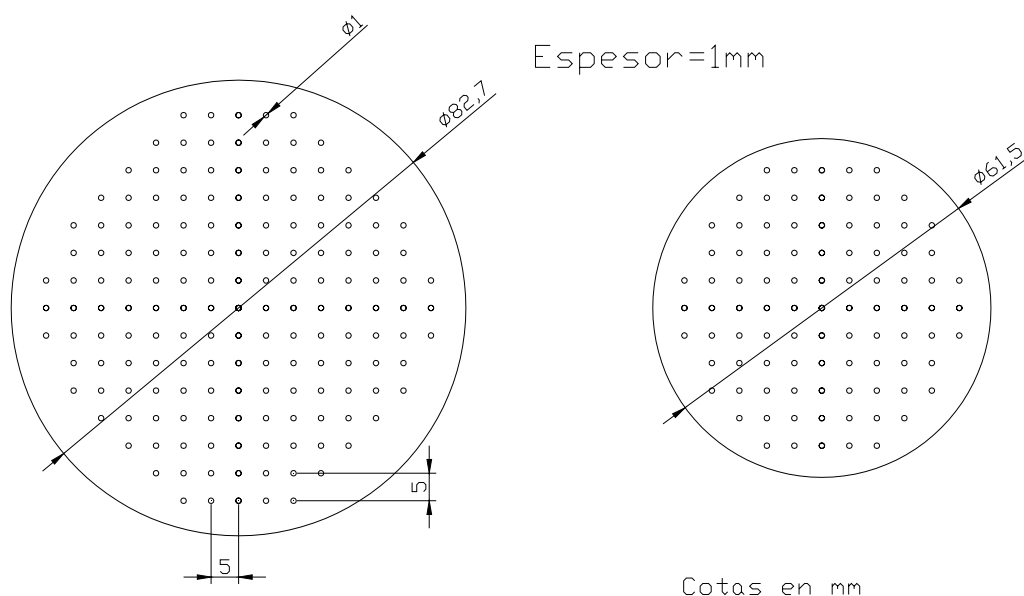
**Figura 2.38. Placa rígida superior de aluminio**

Esta placa se emplea en el ensayo a partir del momento de instalación de la columna de grava. De esta manera se evita: el drenaje hacia la superficie por su condición de impermeabilidad, y dado su espesor, el estiramiento excesivo de la membrana y el correspondiente problema de aplicación de la carga deseada.

Debido a que resulta un espesor importante, la placa se realiza de aluminio para que el peso, y por tanto la tensión que ejerce sobre la muestra, sea despreciable con respecto a los escalones de carga aplicados. Se comprueba en sucesivos ensayos que el sistema de aplicación y transmisión de carga presenta un funcionamiento apropiado.

Por último, durante la realización de un ensayo con caolín y columna de grava, se observa que las medidas de las tensiones totales verticales bajo la columna son muy dispares, siendo una de ellas anormalmente elevada. Esto puede deberse a la existencia de alguna partícula de grava que se apoya sobre el sensor de medida únicamente en un punto de contacto, ejerciendo una fuerza puntual superior a la tensión media existente bajo la columna. Como primera medida correctora se decide colocar una fina capa de arena (3-4 mm de espesor) bajo la columna para evitar la incidencia directa de las partículas de grava y conseguir un reparto más uniforme de las tensiones y la mejora de las lecturas en los transductores.

Tras realizar pruebas posteriores, esta medida parece no ser suficiente, y se diseñan unas chapas de acero inoxidable (una para cada geometría de ensayo, ver Figura 2.39) para colocar sobre la cama de arena y bajo la columna, de manera que evite el contacto directo de la grava con los sensores.



**Figura 2.39. Placas para reparto de carga bajo la columna**

Estas chapas se perforan en toda su superficie para permitir el drenaje de la columna a través de la piedra porosa central situada en la base. A pesar de su pequeño espesor presentan rigidez suficiente para repartir y transmitir la carga de la columna a la arena, y de ésta a los sensores de medida.

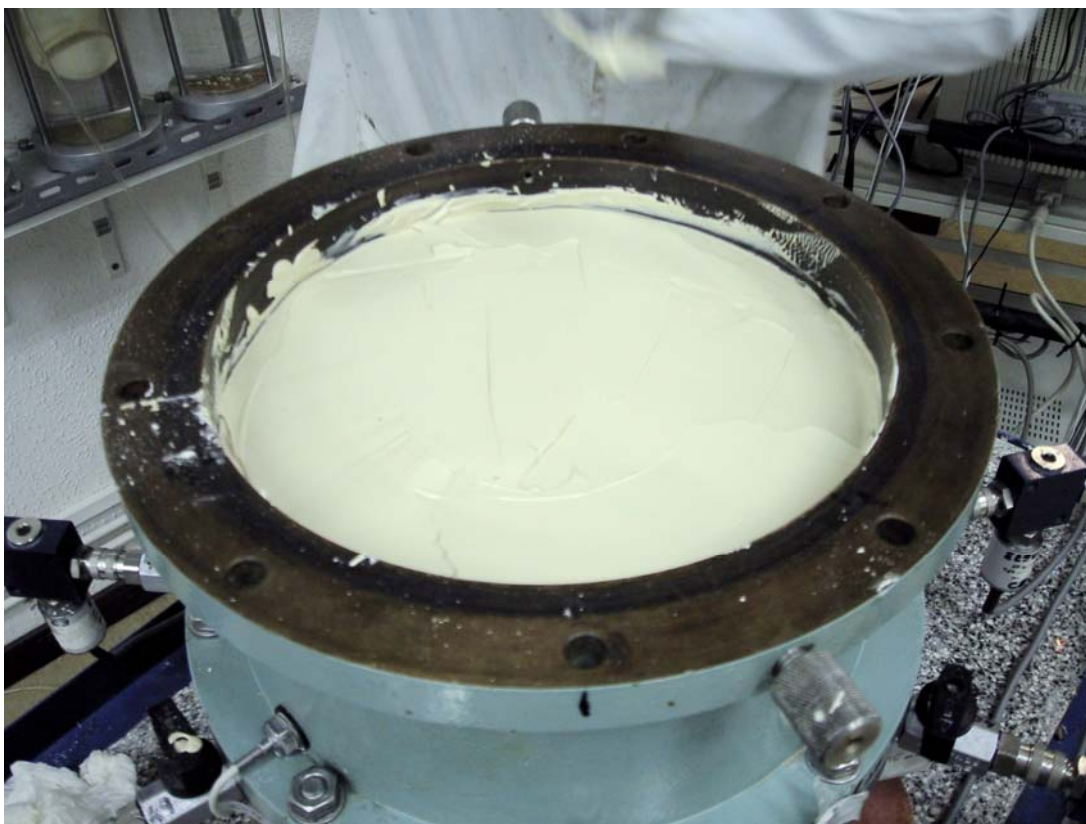
Con todas las mejoras descritas en los párrafos anteriores se considera que el funcionamiento del equipo de ensayo es correcto y se realiza un ensayo edométrico definitivo para comprobarlo, el cual se presenta a continuación.

### 2.4.1. Preparación de la muestra y el equipo

Antes de la colocación del caolín dentro de la célula, se realizan una serie de actuaciones para el correcto funcionamiento del sistema. Las paredes laterales se impregnan de una fina capa de silicona para reducir la fricción entre las paredes y la muestra. Se saturan todos los conductos de medida de presiones intersticiales para

eliminar el aire que se haya podido introducir durante el periodo de inactividad de la célula. Para ello, se hace circular agua a pequeña presión durante al menos 5 minutos. Una vez transcurrido ese tiempo y comprobado que no se produce la salida de burbujas de aire del conducto, se cierra la válvula exterior para mantenerlo saturado. Dentro de la célula se mantiene un pequeño nivel de agua para evitar que se pueda introducir aire por la piedra porosa situada en el otro extremo del conducto. Esta acción se repite para la saturación de la piedra porosa central de drenaje de la columna hacia el exterior.

La preparación de la muestra a ensayar se realiza amasando el caolín a una humedad de 1,5 veces su límite líquido (L.L.= 73%, ver apartado 2.2.1) para conseguir su completa saturación. El amasado se realiza enérgicamente durante un tiempo aproximado de 30 minutos para obtener una mezcla uniforme. Seguidamente se deja reposar en cámara húmeda al menos 24 horas para conseguir su homogeneización. Transcurrido este tiempo se reamasa durante 10 minutos aproximadamente y se coloca en la célula, evitando en lo posible la formación de burbujas de aire en el interior. La célula se llena hasta alcanzar una altura de probeta de 110 mm (ver Figura 2.40).

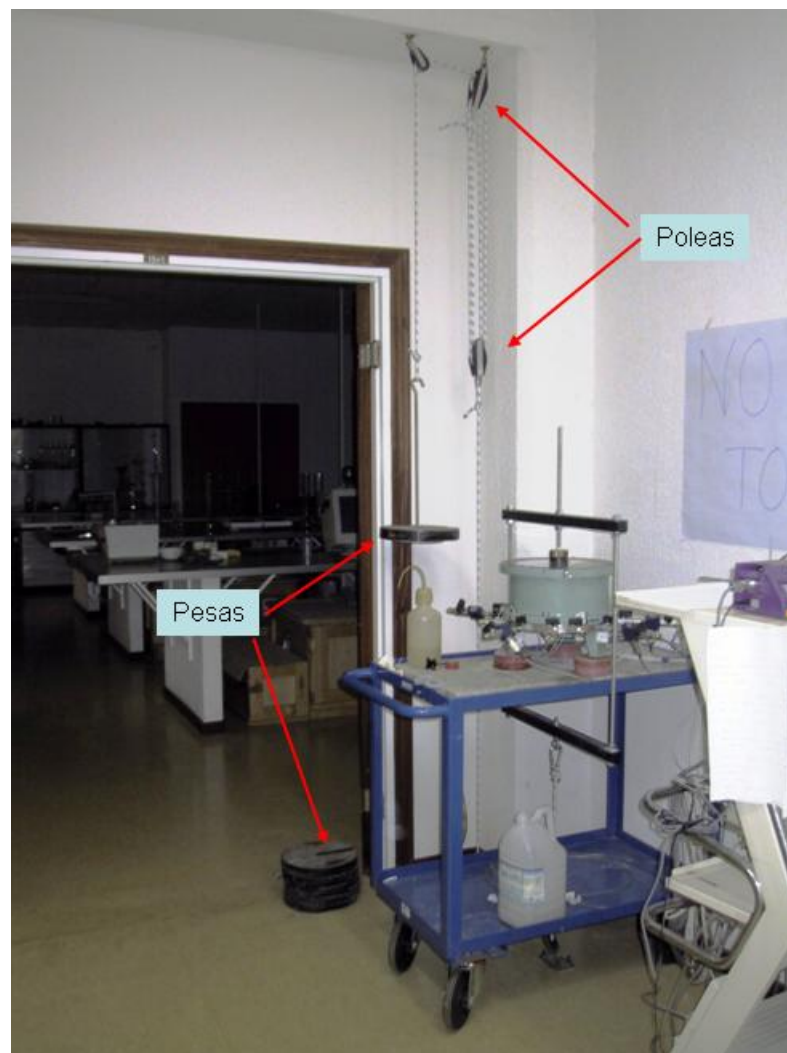


**Figura 2.40. Muestra de caolín en la célula edométrica Rowe**

### **2.4.2. Proceso de consolidación**

Antes de comenzar el ensayo, bien sea un ensayo edométrico o un ensayo con columna de grava, se realiza una consolidación inicial de la muestra a 100 kPa. En la superficie del caolín se coloca un papel de filtro del mismo diámetro que la muestra, y sobre él, se sitúa la placa rígida con la piedra porosa interior descrita en el apartado 2.4.1. De este modo, el drenaje durante el proceso de consolidación se produce según la dirección vertical y únicamente por la cara superior, ya que en la base se encuentra toda la instrumentación, y se establece, por tanto, como plano medio impermeable donde se realizan las medidas. Esta placa porosa se satura previamente manteniéndola durante al menos diez minutos en un recipiente con agua hirviendo, comprobando en todo momento que el volumen de agua la cubre por completo. Para su colocación sobre la muestra, el borde lateral se impregna con silicona minimizando su rozamiento con la pared interior de la célula.

Los escalones iniciales de carga (hasta 50 kPa) se aplican de manera similar a un edómetro convencional, por medio de un sistema de poleas y pesas diseñado que, mediante un pistón aplica la carga sobre la muestra (ver Figura 2.41). La razón para el uso de este sistema y no el hidráulico, empleado para los escalones de carga siguientes, es que, dada la elevada humedad de la muestra (necesaria para evitar burbujas de aire en su colocación), el drenaje que se produce, y por tanto el asiento en los primeros escalones de carga, es bastante importante, por lo que el volumen de agua que se debería introducir en la célula para mantener la presión es superior al que suministran los sistemas hidráulicos disponibles en el laboratorio. Con este sistema se consolida la muestra a una presión de 50 kPa, llegando a dicho valor en pequeños escalones. El control en tiempo real de las lecturas de presiones intersticiales en la base de la muestra permite conocer el final del proceso de consolidación.



**Figura 2.41. Sistema de poleas y pesas para aplicación de la carga inicial**

Una vez terminada la consolidación en este sistema, se traslada la muestra al sistema de presión aire-agua para aplicación de la carga de forma hidráulica (ver Figura 2.42), aumentando la presión de consolidación a 100 kPa. En este sistema se aplica una presión de cola de 300 kPa para evitar los problemas relacionados con la posible presencia de burbujas de aire.

Al igual que en la consolidación anterior, el final de la disipación de presiones intersticiales se conoce a partir de su registro en tiempo real por el sistema de toma de datos.



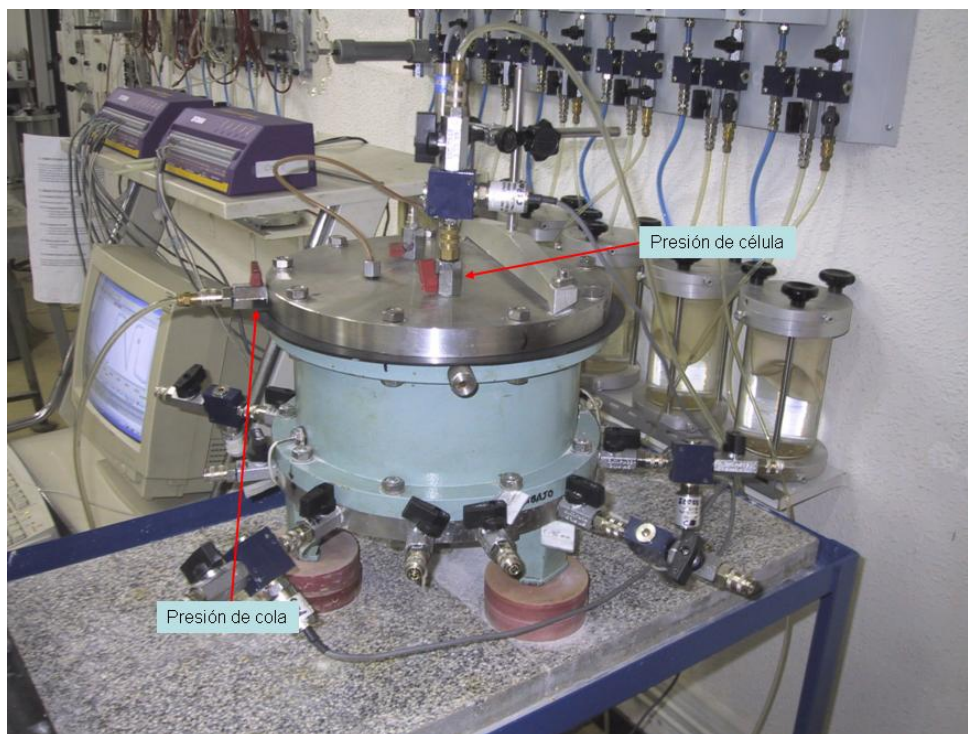


Figura 2.42. Sistema de presión aire comprimido-agua

### 2.4.3. Resultados

Para comprobar el funcionamiento del sistema diseñado una vez realizadas todas las mejoras, se ha realizado un ensayo edométrico con el caolín. La sencillez de este tipo de ensayo, así como el buen conocimiento de los resultados que caben esperar según la teoría existente, lo hacen adecuado para el contraste del correcto funcionamiento del modelo.

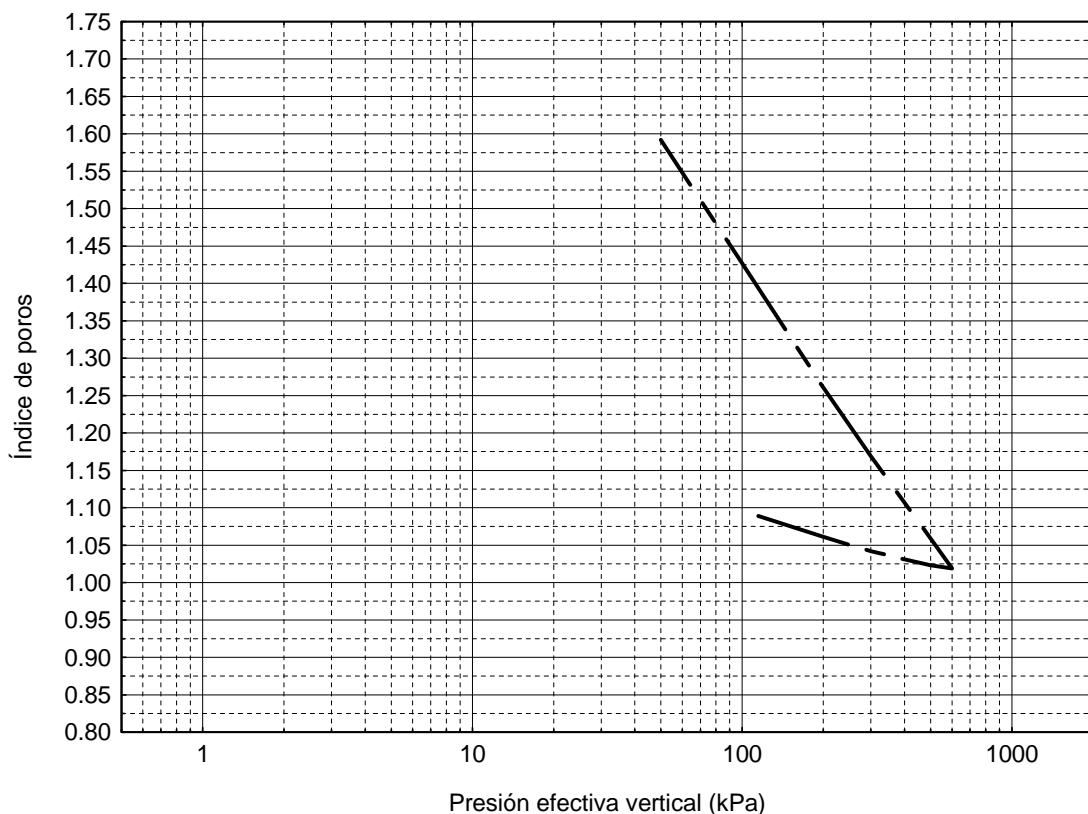
A diferencia de un edómetro convencional, gracias a la instrumentación instalada, se dispone de datos de tensión en el terreno y de presiones intersticiales en el plano inferior de la célula (plano impermeable). Además, se cuenta con valores de las tensiones horizontales lo que permite estimar valores del coeficiente de empuje en reposo,  $K_0$ .

El ensayo edométrico se ha realizado hasta llegar a una presión de consolidación de 600 kPa, incrementando en escalones de 100 kPa (salvo el escalón inicial de 50 kPa hasta 100 kPa). Inicialmente la carga se aplica con el drenaje cerrado, hasta que las presiones intersticiales alcanzan el incremento de tensión aplicado. Aunque la aplicación de la carga se supone instantánea, se precisa de un tiempo para alcanzar

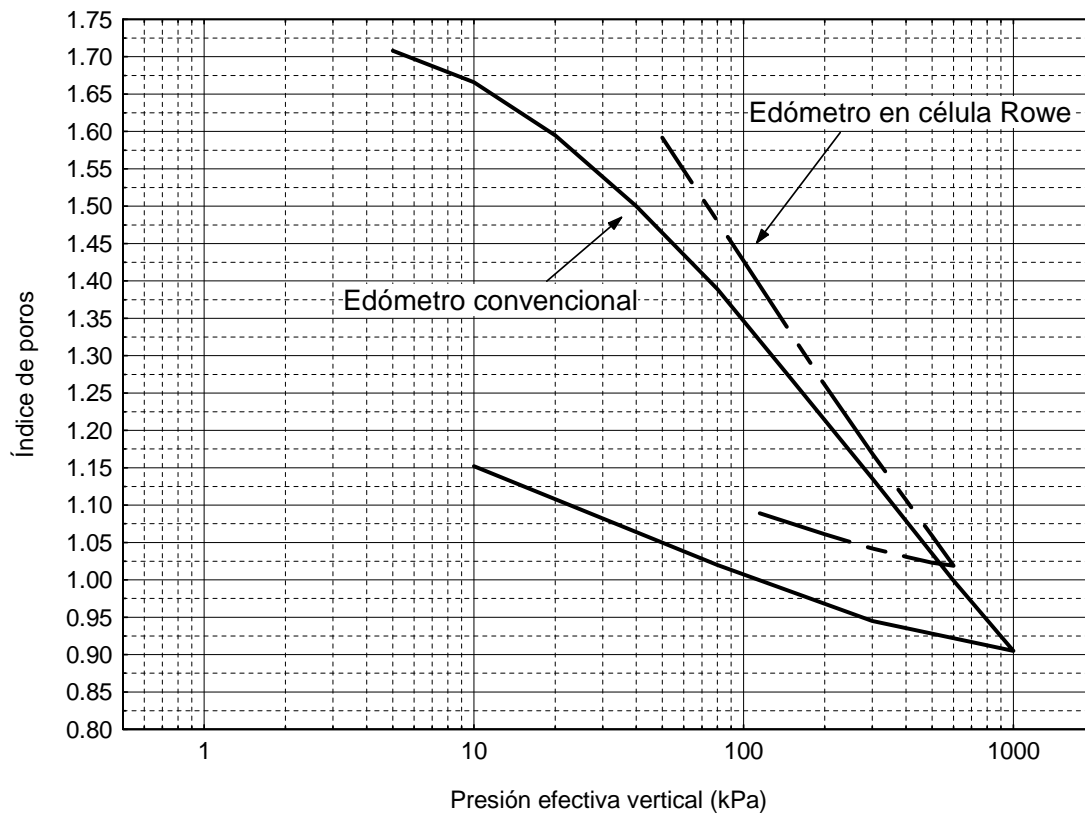
dicho incremento. A partir de ese instante se abre el drenaje y comienza la disipación de las presiones intersticiales. El escalón se mantiene durante 24 h desde el inicio del proceso de consolidación, considerándose que en ese tiempo la consolidación correspondiente al escalón de carga ha finalizado.

La descarga se ha realizado también en escalones de 100 kPa hasta la descarga total de la muestra. Al comienzo de cada escalón se lanza el programa de toma de datos para la lectura sincronizada de todos los sensores colocados. Al final del ensayo se mide

En la Figura 2.43 se muestra la curva edométrica del caolín C-301 obtenida, realizándose una comparación de ésta con la obtenida en el ensayo edométrico convencional (Figura 2.44).



**Figura 2.43. Curva edométrica del caolín C-301 obtenida en el ensayo en célula Rowe**



**Figura 2.44. Comparación de las curvas edométricas del caolín C-301 en edómetro convencional y célula Rowe**

Los valores del índice de compresión ( $C_c$ ) y de entumecimiento ( $C_s$ ) obtenidos a partir de ambas curvas edométricas se comparan en la Tabla 2.10.

**Tabla 2.10. Valores de  $C_c$  y  $C_s$  del caolín (ensayo convencional y célula Rowe)**

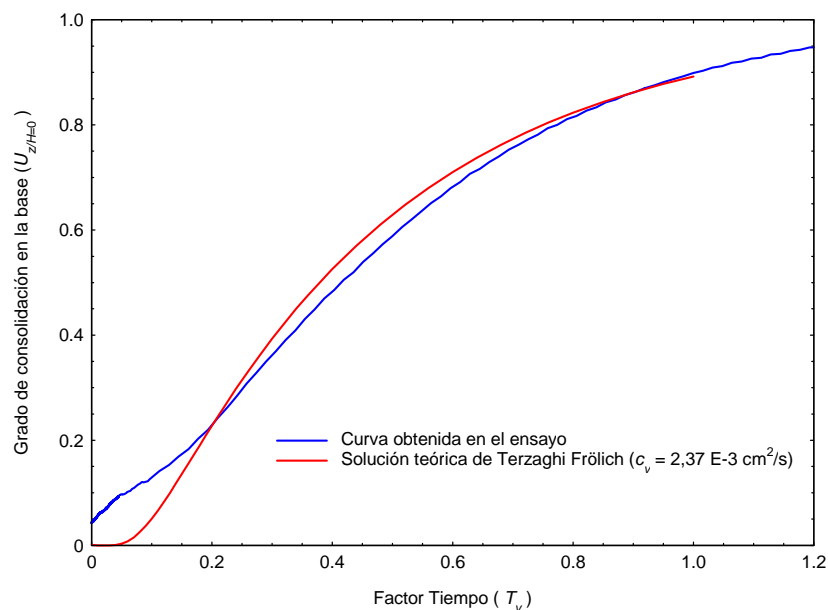
	Edómetro en célula Rowe	Edómetro convencional
$C_c$	0,532	0,441
$C_s$	0,1	0,105

Las curvas de consolidación obtenidas en cada uno de los escalones de carga realizados se muestran en el Apéndice C. Los coeficientes de consolidación vertical calculados utilizando el método de Casagrande se muestran en la Tabla 2.11.

**Tabla 2.11. Comparación de valores de  $c_v$  del caolín (ensayo convencional y célula Rowe)**

Escalón (kPa)	$c_v$ ( $\times 10^{-3}$ cm <sup>2</sup> /s)	
	Edómetro en célula Rowe	Edómetro convencional
50 – 100	2,37	1,47
100 – 200	2,69	1,42
200 – 300	2,55	1,60
300 – 400	2,06	1,97
400 – 500	1,91	1,97
500 – 600	2,24	1,97

Además, se presentan también las curvas grado de consolidación en la base (contorno impermeable) ( $U_{z/h=0}$ ) frente al factor tiempo ( $T_v$ ) en cada escalón, comparando cada una de ellas con la solución teórica de Terzaghi Frölich. Para ello se ha tomado el valor medio de las medidas de presión intersticial en todos los puntos. En la Figura 2.45 se presenta la gráfica correspondiente al escalón de 50 a 100 kPa.

**Figura 2.45. Grado de consolidación en el plano impermeable vs. factor de tiempo. Escalón 50–100 kPa del ensayo edométrico con caolín en la célula Rowe**

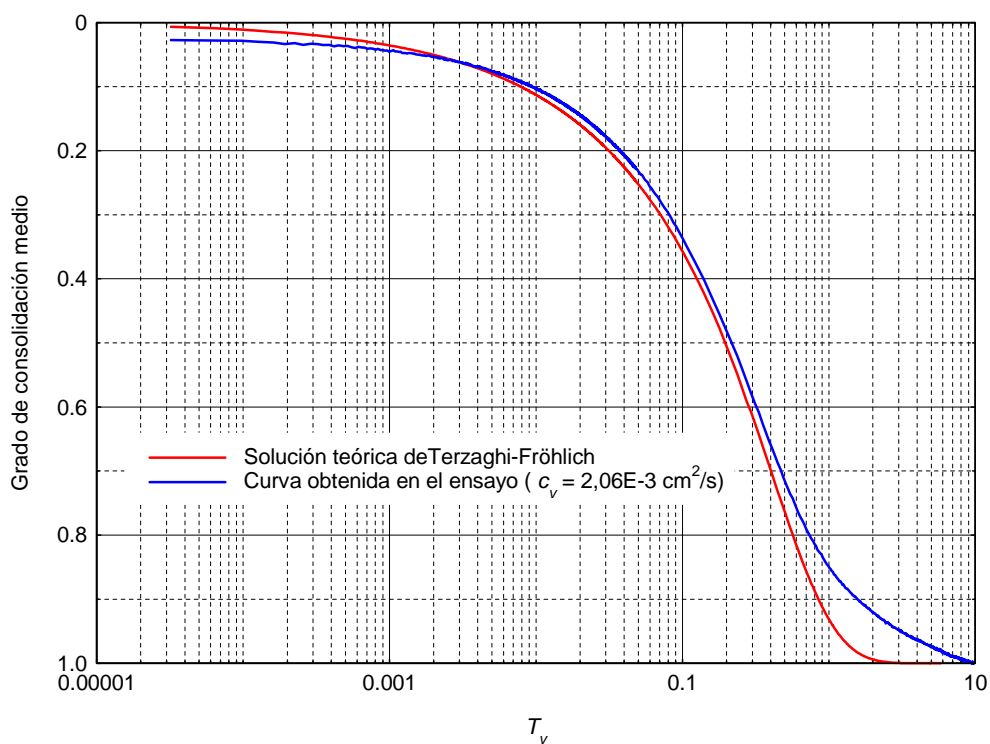
Se puede observar una diferencia entre las curvas del ensayo y las teóricas que pueden ser achacables a procesos que ocurren en el ensayo en los primeros instantes de cada escalón y que no se ajustan a la teoría. Este tipo de desajustes se producen siempre en los ensayos de laboratorio y a ellos se deben las correcciones que existen de las curvas de consolidación (correcciones de Casagrande y Taylor).

En la Figura 2.46 y Figura 2.47 se representan respectivamente grado de consolidación medio de la muestra, y grado de consolidación en un punto de la base, para el escalón de carga de 300 a 400 kPa.

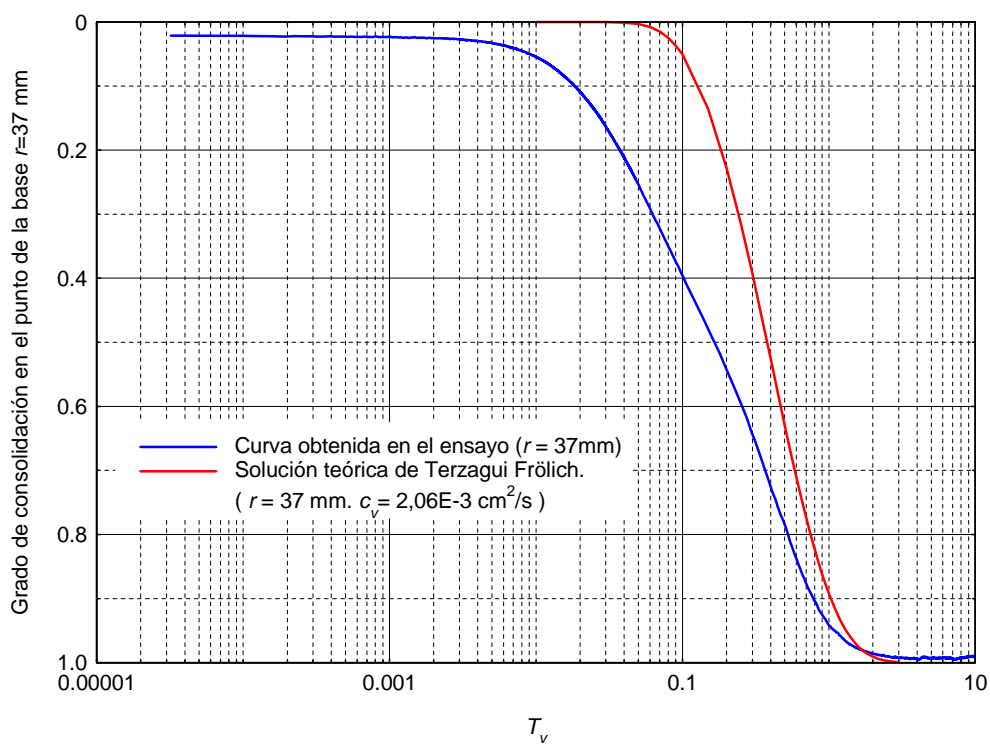
Comparando ambas figuras, se puede observar que, para un tiempo  $t = 50000s$  ( $T_v = 3,21$ ) en la Figura 2.47 la disipación de presiones intersticiales en el punto ha terminado (grado de consolidación en ese punto igual a 1.0) mientras que el asiento de la muestra continúa (ver Figura 2.46). Según la teoría de la consolidación, en ese momento la consolidación primaria, la cual se debe al fenómeno de disipación de presiones intersticiales, ha finalizado, siendo achacable al fenómeno de la consolidación secundaria el asiento que se produce hasta el final del escalón.

Estos fenómenos de consolidación secundaria eran del todo esperables ya que, al igual que sucede en un ensayo edométrico convencional, existe una reducción de la escala geométrica pero no del valor de las cargas aplicadas, con respecto a la realidad. Esto hace que los gradientes aplicados al suelo en los ensayos sean muy superiores a los existentes en el campo, y de ahí los fenómenos de consolidación secundaria que se producen.

La evolución de las presiones intersticiales y tensiones totales medidas durante cada escalón de carga aplicado se presentan en el Apéndice C.



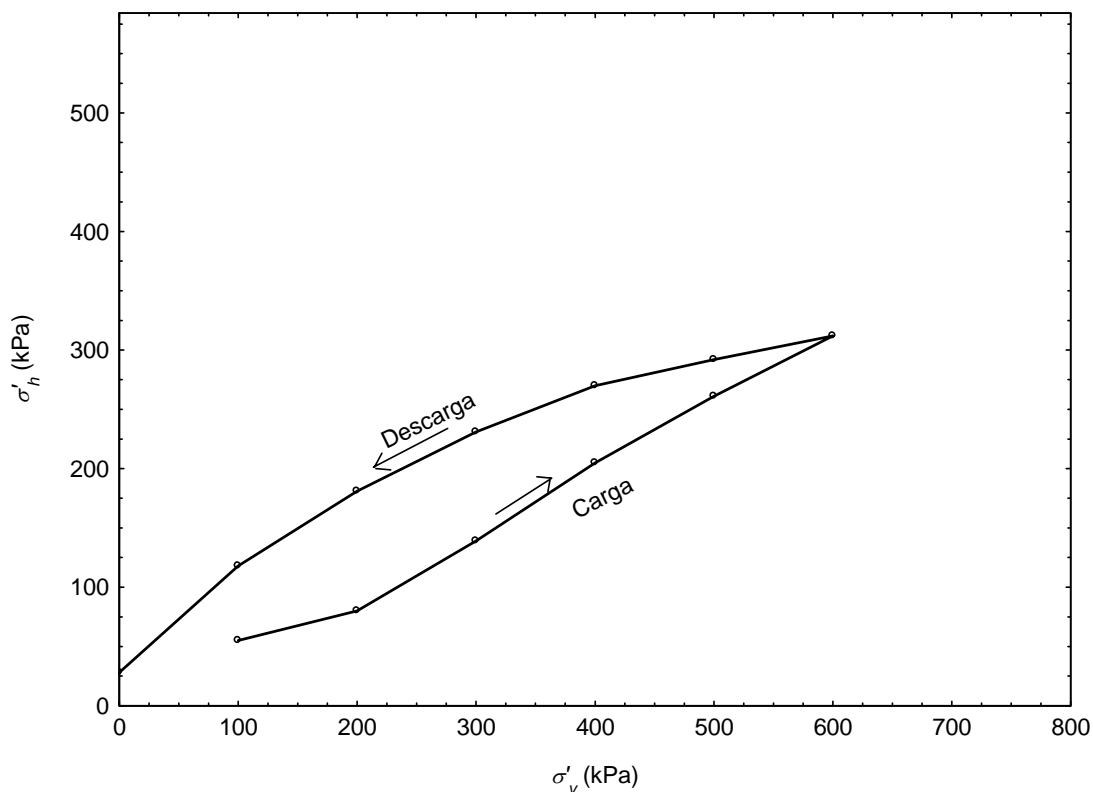
**Figura 2.46. Grado de consolidación medio vs. factor de tiempo. Escalón 300 – 400 kPa del ensayo edométrico con caolín en la célula Rowe**



**Figura 2.47. Grado de consolidación en un punto de la base vs. factor de tiempo. Escalón 300 – 400 kPa del ensayo edométrico con caolín en la célula Rowe**

De las lecturas realizadas en las células de tensión total colocadas en los laterales de la célula, se tienen datos de las tensiones horizontales que permiten obtener el valor del coeficiente de empuje en reposo del suelo, ( $K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v$ ).

En la Figura 2.48 se muestran las parejas de valores ( $\sigma'_v, \sigma'_h$ ) correspondientes al final de cada escalón de carga y descarga.



**Figura 2.48. Tensión horizontal efectiva vs. tensión vertical efectiva al final de cada escalón en el ensayo edométrico con caolín en célula Rowe**

La curva presenta el mismo aspecto que las obtenidas por Dyvik et al (1985) en ensayos realizados con cuatro tipos de arcillas noruegas.

Al ser la muestra ensayada una muestra amasada, el suelo está inicialmente normalmente consolidado, y se mantiene así durante los seis escalones de carga (razón de sobreconsolidación,  $RSC$ , igual a 1). Durante la descarga el suelo va quedando sobreconsolidado a distintas razones de sobreconsolidación ( $RSC = 1, 1,2, 1,5, 2, 3, 6$ ; correspondientes a los escalones de descarga de 600, 500, 400, 300, 200 y 100 kPa).

Según lo anterior, se pueden calcular seis valores de  $K_0$  correspondientes a la muestra normalmente consolidada ( $K_{0NC}$ ), y cinco valores cada uno de ellos correspondiente a las razones de sobreconsolidación indicadas anteriormente. En la Tabla 2.12 se incluyen los valores obtenidos. Se decide tomar 0,52 como valor de  $K_{0NC}$  para posibles cálculos.

**Tabla 2.12. Valores de  $K_0$  obtenidos en el ensayo edométrico en célula Rowe al final de cada escalón**

Escalón de tensión (kPa)	$RSC$	$\sigma'_h$ (kPa)	$K_0$
50 – 100	1	55	0,55
100 – 200	1	80	0,40
200 – 300	1	139	0,46
300 – 400	1	205	0,51
400 – 500	1	261	0,52
500 – 600	1	312	0,52
600 – 500	1,2	292	0,58
500 – 400	1,5	270	0,67
400 – 300	2	231	0,77
300 – 200	3	181	0,90
200 – 100	6	118	1,18

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos, se decide considerar un valor de  $K_0$  representativo, para emplear en cálculos posteriores, de 0,52.

Aplicando la relación obtenida por Jaky (1944) entre  $K_0$  y el ángulo de rozamiento,  $\phi$ , para suelos normalmente consolidados (ec. 2.22) al caolín C-301, para el valor del ángulo de rozamiento interno estimado en el apartado 2.2.1 ( $\phi = 26,5^\circ$ ), se



obtiene un valor de  $K_{0NC} = 0,55$ . Se puede observar como los valores obtenidos del ensayo para  $RSC = 1$  son coherentes con el valor anterior.

Otra forma de estimar el valor de  $K_0$  de un suelo arcilloso normalmente consolidado es mediante su relación con el índice de plasticidad expresado en tanto por uno (Massarsch, 1979), según la siguiente expresión:

$$K_0 = 0,44 + 0,42 \cdot IP \quad (2.37)$$

El índice de plasticidad de este caolín es 35% (ver apartado 2.2.1) obteniéndose por tanto, según la expresión anterior, un valor de  $K_0$  de 0,59. Este valor resulta algo superior al estimado con la fórmula de Jaky y a los obtenidos en el ensayo.

En la Figura 2.49 se encuentran representados los valores de  $K_0$  para las distintas  $RSC$ . La curva obtenida se puede ajustar a una del tipo de la propuesta por Schmidt (1966):

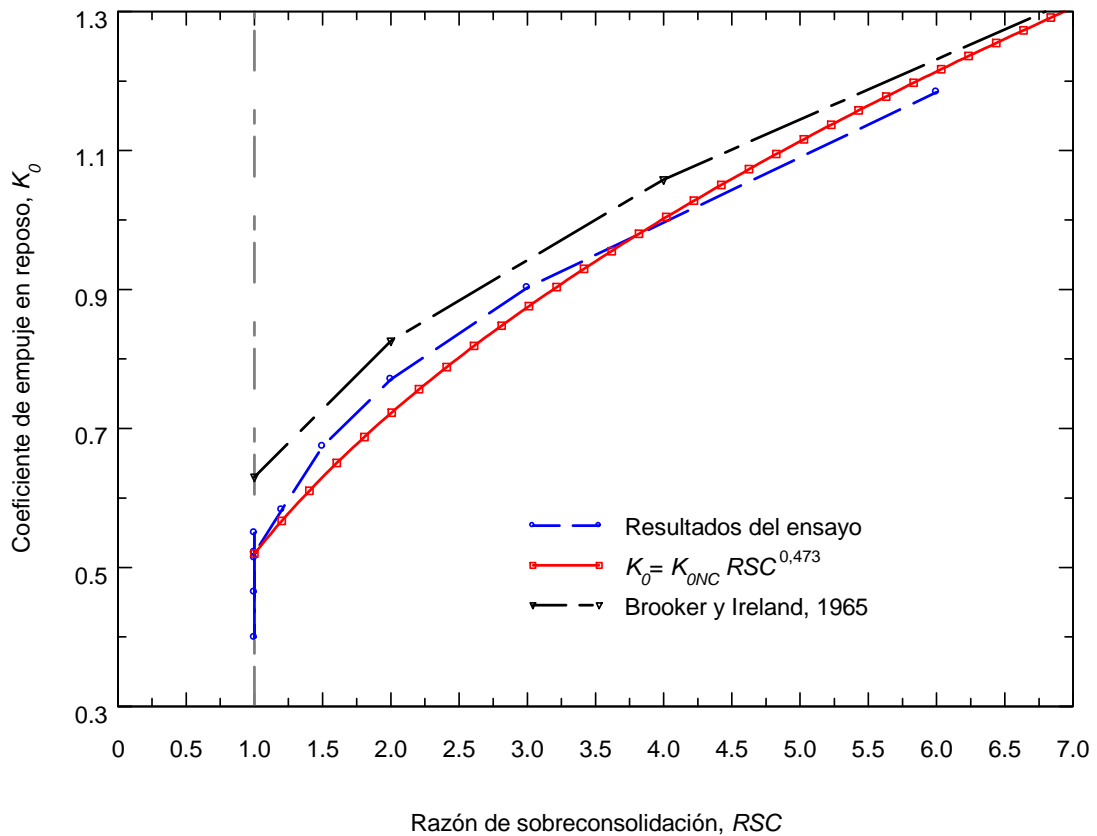
$$K_0 = K_{0NC} \cdot (RSC)^\alpha \quad (2.38)$$

donde  $\alpha$  es un exponente que varía entre 0,25 y 0,60, con un valor medio de 0,41.

Del ajuste de los resultados se obtiene un coeficiente  $\alpha$  de 0,473, valor que se encuentra en el rango anterior, y bastante cercano al valor medio.

También se pueden comparar los resultados obtenidos con la relación propuesta por Brooker y Ireland (1965). Estos autores proponen una relación entre  $K_0$  y el índice de plasticidad para distintos valores de la razón de sobreconsolidación. En la Figura 2.49 se representa esta relación para el valor del índice de plasticidad del caolín ( $IP=35\%$ ).

Los valores obtenidos en el ensayo se ajustan razonablemente a los propuestos por los citados autores.



**Figura 2.49.  $K_0$  vs.  $RSC$  del ensayo edométrico con caolín en célula Rowe**

Finalmente, se ha evaluado la fricción entre célula y suelo para comprobar que es lo suficientemente pequeña como para despreciarse. Para ello, dicha fricción se evalúa a partir de la relación entre la tensión aplicada en la superficie de la muestra ( $\sigma_{aplicada}$ ) y las medidas de tensiones totales de los transductores instalados en la base de la célula ( $\sigma_{base}$ ), comparando este cociente con estimaciones teóricas.

Imponiendo el equilibrio de fuerzas en una rebanada horizontal de espesor  $dz$  a una profundidad  $z$ , e integrando a lo largo de toda la altura de la muestra, se llega a la siguiente relación:

$$\frac{\sigma_{base}}{\sigma_{aplicada}} = e^{\frac{-2K_0 \tan(\delta)H}{r}} \quad (2.39)$$

donde  $\delta$  es el ángulo de fricción entre el suelo y la célula, y  $r$  y  $H$  el radio y la altura de la muestra.

En el ensayo la tensión vertical aplicada en superficie es conocida en cada escalón. Considerando la tensión vertical en la base como el valor medio de las tensiones leídas por cada uno de los sensores instalados en ella, el valor de la relación entre  $\sigma_{base}$  y  $\sigma_{aplicada}$  en el ensayo resulta de 0,947. Para este valor, el ángulo de fricción entre la muestra y la pared lateral de la célula se estima a partir de la ec. (2.39). Tomando un valor del coeficiente de empuje en reposo del caolín de 0,52, y considerando  $H$  como la altura media de la probeta durante el ensayo, se obtiene un valor  $\delta = 6^\circ$ . Este valor del rozamiento lateral entre el suelo y la célula confirma que la fricción lateral existente en el ensayo puede considerarse despreciable.

Como ya se ha comentado en el apartado 2.3.1, dadas las características geométricas existentes (relación diámetro/altura de pastilla mayor de 2.5), se cumplen las especificaciones de las normas British Standard y ASTM D 435-03 con relación a la fricción lateral.

Tras comparar los resultados obtenidos en el ensayo edométrico en célula Rowe con las mejoras derivadas de los ensayos previos y en edómetro convencional, se considera que el funcionamiento del equipo de ensayo es adecuado.