

DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DEL MODELO DE ESTADO CRÍTICO CAM CLAY PARA LOS SUELOS DE MADRID

DETERMINATION OF CAM CLAY CRITICAL STATE MODEL PARAMETERS FOR MADRID SOILS

LUIS MEDINA RODRÍGUEZ. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
 Área de Ingeniería del Terreno. ETS Ingenieros de Caminos (La Coruña). medina@iccp.udc.es
 MANUEL MELIS MAYNAR. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, M.Sc, MBA
 Catedrático de Ingeniería del Terreno. Director General Infraestructuras. Consejería Obras Públicas.
 Comunidad de Madrid. Presidente, Metro de Madrid. melismaynar@terra.es

RESUMEN: Obtener en laboratorio los parámetros de un suelo para un determinado modelo constitutivo no es, en general, ni caro ni difícil, y es una labor cuyos beneficios pueden sobrepasar holgadamente los costos acarreados, desde los puntos de vista meramente económico y de calidad de los resultados. Se presentan aquí los resultados de una campaña de ensayos llevada a cabo en la Universidad de La Coruña cuyo objetivo era la obtención de los parámetros del modelo de Estado Crítico Cam clay para los suelos de Madrid. También se han analizado los resultados de un gran número de ensayos de laboratorio realizados anteriormente con estos suelos. Por otra parte, se han contrastado las estimaciones dadas por varias correlaciones empíricas con los datos experimentales. Se han seleccionado las que más se adecuan a los suelos de Madrid, recomendando su empleo cuando no se disponga de determinaciones experimentales directas de los parámetros del modelo Cam clay, pero se tengan los resultados de otros ensayos, tales como el índice de plasticidad, el ángulo de rozamiento interno, el índice de compresión, la humedad natural, etc.

PALABRAS CLAVE: MODELO CONSTITUTIVO, CAM CLAY, ENSAYOS DE LABORATORIO, CORRELACIONES EMPÍRICAS

ABSTRACT: The determination of soil parameters in the laboratory for specific constitutive models is neither expensive nor difficult. The economic benefits of these tasks more than justify the costs incurred, and the accuracy of the results will generally improve. This article presents the results from several laboratory tests carried out at the University of La Coruña (Spain), with the aim of obtaining the parameters of the Madrid soils for the Cam clay Critical State model. Results from past laboratory tests on these soils are also analysed. Predictions from several empirical relations have also been compared with experimental results, and the most appropriate ones for Madrid soils have been selected. These can be employed when no direct experimental evaluations of Cam clay model parameters are available and when in possession of results from other simpler tests, such as the plasticity index, angle of friction, compression index, water content, etc.

KEYWORDS: CONSTITUTIVE MODEL, CAM CLAY, LABORATORY TESTS, EMPIRICAL RELATIONS

1. INTRODUCCIÓN

En la actualidad, los profesionales encargados de diseñar, calcular o construir obras en las que la geotecnia juega un papel importante se encuentran aparentemente amparados por potentísimas herramientas de cálculo. En efecto, es bien sabido que la calidad de los resultados que nos propor-

cionan los programas comerciales de cálculo no puede ser mayor que la calidad de los parámetros de que dispongamos. Y en general, a la hora de calcular, se dispone de escasos datos y no siempre de la calidad que se desearía.

Además, en España hay una indudable inercia a no emplear cualquier otro modelo constitutivo que sea distinto del Mohr-Coulomb. Una inercia que se debe, en parte, al respe-

to que se tiene hacia otros modelos más sofisticados y, fundamentalmente, a la casi inexistencia de datos para los parámetros que requieren.

Obtener en laboratorio los parámetros de un suelo para un determinado modelo constitutivo no es, en general, ni caro ni difícil, y desde luego, es una labor cuyos beneficios pueden sobrepasar holgadamente los costos acarreados, desde los puntos de vista meramente económico y de calidad de los resultados.

En España es necesario hacer más ensayos y con muestras de más calidad, así se podrán emplear modelos constitutivos más ajustados al comportamiento real del suelo y nuestras obras serán más económicas, seguras y duraderas.

Recientemente se ha finalizado un Convenio de colaboración entre la Fundación Universidad de La Coruña y la UTE formada por las empresas consultoras Gestión de Técnica y Proyectos, S.A. y Euroestudios S.A. cuyo objetivo era la obtención de los parámetros del modelo de Estado Crítico Cam clay para los suelos de Madrid.

Se comenzó por recopilar las principales expresiones empíricas que relacionan parámetros del modelo Cam clay con otros parámetros del suelo más conocidos o más sencillos de determinar. Estas expresiones proporcionan una primera aproximación a los valores que se pretende obtener.

La parte más importante del trabajo es la campaña de ensayos de laboratorio que se han llevado a cabo expresamente para determinar los parámetros del modelo para las principales formaciones geotécnicas de Madrid. Los ensayos se han realizado en el Laboratorio de Ingeniería del Terreno de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de La Coruña. Las probetas empleadas se han tallado a partir de muestras bloque inalteradas, extraídas de distintos tajos durante las obras para la ampliación del Metro.

Los valores de los parámetros que se han inferido de los ensayos de laboratorio se han comparado con los obtenidos a partir de las expresiones empíricas, para comprobar la validez de éstas en los suelos de Madrid, o si fuera necesario, modificarlas y proponer unas nuevas que se adecuen mejor a estos suelos.

Finalmente, también se han analizado los resultados de un gran número de ensayos de laboratorio realizados durante los periodos de diseño y construcción de las recientemente terminadas ampliaciones del Metro de Madrid. Esta fuente supone una valiosa y voluminosa cantidad de datos que nunca se ha empleado con la finalidad con la que aquí se ha utilizado.

2. MODELOS DE ESTADO CRÍTICO. MODELO CAM CLAY MODIFICADO

A la hora de trabajar con cualquier material, es necesario, o al menos interesante, conocer el comportamiento del mismo; al hablar de un suelo, nos interesa conocer su compor-

tamiento tenso-deformacional y su comportamiento mecánico. El primero viene determinado por la relación entre las tensiones que actúan sobre el suelo y las deformaciones que en él se producen, mientras el segundo estará caracterizado por los estados admisibles y no admisibles del mismo, relacionados directamente con el estado natural o inicial del suelo. Estos dos comportamientos están íntimamente ligados entre sí y quedan totalmente determinados al definir la frontera elástica, que separa las zonas de comportamiento elástico del suelo de las de comportamiento plástico.

Sin embargo, definir la frontera elástica de un suelo no es un procedimiento trivial y es necesario recurrir a herramientas más sencillas, que nos permitan caracterizar el comportamiento del suelo. Estas herramientas se llaman *Modelos de Comportamiento* y su finalidad es la de definir el mayor número de comportamientos posible, de forma sencilla.

Por lo expresado anteriormente, el suelo no es un material elástico, si no que presenta un comportamiento elástico en unas condiciones y un comportamiento plástico en otras, lo que hace necesario trabajar con modelos elasto-plásticos, también llamados *Modelos de Estado Crítico*. Estos modelos relacionan tensiones y deformaciones del suelo, tanto en el interior de la frontera elástica (comportamiento elástico, lineal o no) como sobre ella (comportamiento plástico); es decir, definen el comportamiento dual del suelo.

Se han desarrollado numerosas teorías para el cálculo y predicción de las deformaciones plásticas en los suelos, siendo una de las más importantes la desarrollada en la Universidad de Cambridge en los años 60 (Schofield y Wroth, en 1968, describieron el denominado Cam clay Original, y Roscoe y Burland, también en 1968, el llamado Cam clay Modificado). Esta teoría fue desarrollada para suelos normalmente consolidados y ligeramente sobreconsolidados, y en la práctica sólo debería aplicarse a ellos, aunque no siempre sea así. Existen otras teorías que, basándose en la de Cam clay, consiguen un mejor ajuste de los datos experimentales, pero lo hacen a costa de un desarrollo matemático bastante más complejo.

Una de las hipótesis básicas en el modelo Cam clay es considerar que la superficie de fluencia coincide con el potencial plástico, lo cual implica una regla de flujo asociada y la aceptación del criterio de normalidad (el incremento de deformación plástica es normal, en todo punto, a la curva de fluencia). Además, se asume la hipótesis de rigidización isotropa, es decir, que las sucesivas superficies de fluencia, que aparecen al aumentar las cargas sobre la muestra, son homotéticas.

Las superficies de fluencia son elípticas (Figura 1), centradas en el eje p' , cuya intersección con la recta de estados críticos se produce en el máximo de dicha superficie (punto en el que la pendiente de la tangente es nula y, por tanto, presenta un estado de elasto-plasticidad perfecta ($dp'_0 = 0$)).

A la derecha de dicho punto, se produce un comportamiento contractivo, es decir, pérdida de volumen y endureci-

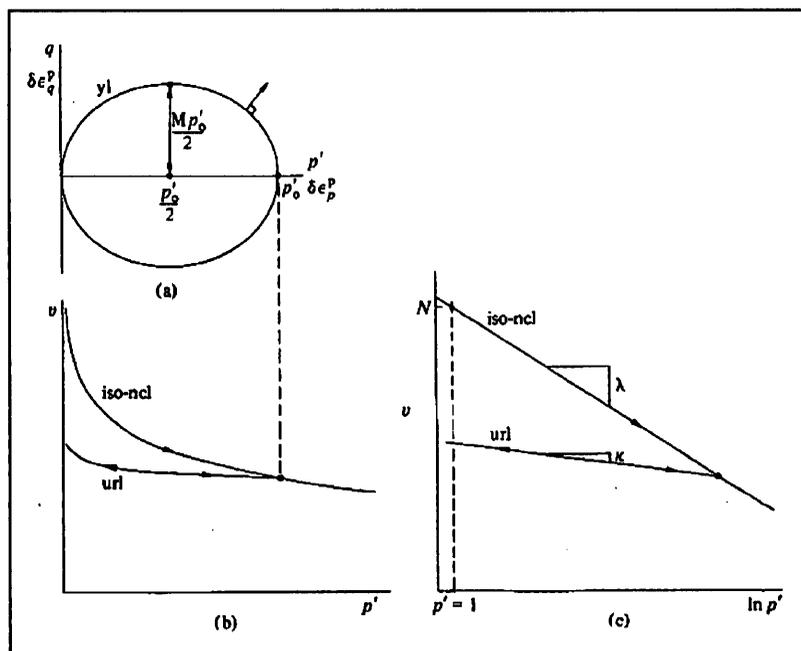


Figura 1: (a) Superficie de fluencia elíptica del modelo Cam clay en el espacio $p' - q$. (b) y (c) línea de consolidación noval y líneas de descarga-recarga en los espacios $v - p'$ y $v - \ln p'$.

miento ($dp'_0 > 0$), mientras a la izquierda se produce un comportamiento dilatante, es decir, aumento de volumen y reblandecimiento ($dp'_0 < 0$).

Es decir, se obtiene un modelo sencillo y bastante representativo del comportamiento real de determinados suelos, y que, aunque no permite predecir un comportamiento exacto, sí define el comportamiento dual contracción-dilatancia del terreno.

La expresión que relaciona el volumen específico, v , y la tensión esférica efectiva p'_0 (Figura 1) durante una compresión isotrópica del suelo es la ecuación [1] y la expresión general de las líneas de descarga-recarga es la [2]:

$$v = N - \lambda \cdot \ln(p') \quad [1]$$

$$v = v_k - \kappa \cdot \ln(p') \quad [2]$$

Donde λ es la pendiente de la rama noval de carga, κ es la pendiente de las ramas de descarga-recarga, y N es una constante del suelo que localiza la rama noval en el plano $\ln p' - v$ (Figura 1).

La línea de descarga-recarga que corresponde a una determinada superficie de fluencia de tamaño p'_0 es:

$$v = N - \lambda \cdot \ln(p') + \kappa \cdot \ln \frac{p'_0}{p'} \quad [3]$$

λ está directamente relacionada con el parámetro C_c (pendiente de la curva de compresión noval en el espacio $e - \log \sigma'_v$, obtenida de un ensayo edométrico) mediante la expresión:

$$\lambda = C_c / \ln(10) \quad [4]$$

Por el contrario, la relación de con los resultados obtenidos del ensayo edométrico se trata únicamente de una aproximación pues los datos experimentales muestran que en la curva de descarga-recarga de un ensayo edométrico el parámetro K_0 no es constante. En consecuencia:

$$\kappa \approx C_s / \ln(10) \quad [5]$$

La relación tensión-deformación elástica se puede expresar en forma matricial:

$$\begin{bmatrix} \delta \epsilon_p^e \\ \delta \epsilon_q^e \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \kappa / v \cdot p' & 0 \\ 0 & 1/3 \cdot G \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} \quad [6]$$

$\delta \epsilon_p^e$ y $\delta \epsilon_q^e$ son, respectivamente, los incrementos de deformación elástica volumétrica y de corte.

La relación tensión-deformación plástica en forma matricial tiene la siguiente forma:

$$\begin{bmatrix} \delta \epsilon_p^p \\ \delta \epsilon_q^p \end{bmatrix} = \frac{(\lambda - \kappa)}{v \cdot p' (M^2 + \eta^2)} \cdot \begin{bmatrix} (M^2 - \eta^2) & 2 \cdot \eta \\ 2 \cdot \eta & 4 \cdot \eta^2 / (M^2 - \eta^2) \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} \quad [7]$$

$\delta \epsilon_p^p$ y $\delta \epsilon_q^p$ son, respectivamente, los incrementos de deformación plástica volumétrica y de corte $\eta = q / p'$.

Se define el estado crítico como aquella combinación de tensiones en la que la deformación de corte plástica progresa indefinidamente sin cambios en la tensión efectiva ni en el volumen.

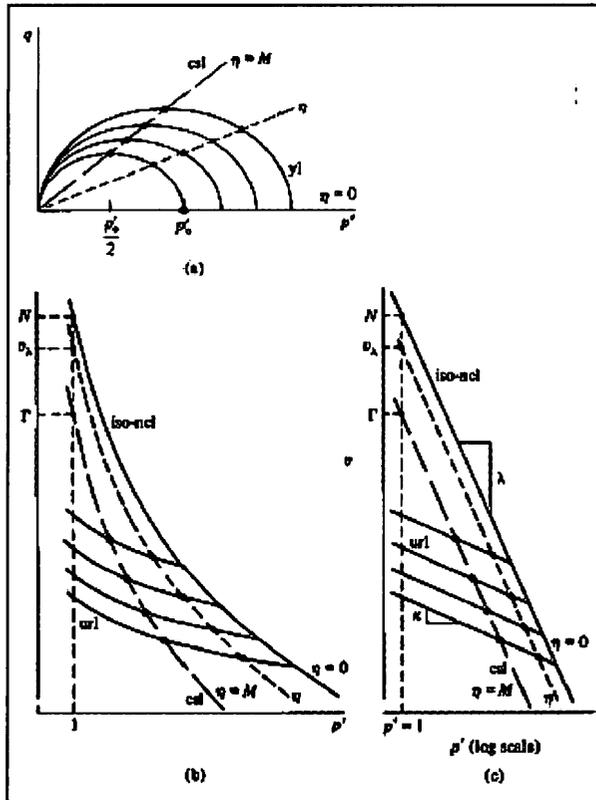
$$\frac{\partial p'}{\partial \epsilon_q} = \frac{\partial q}{\partial \epsilon_q} = \frac{\partial v}{\partial \epsilon_q} = 0 \quad [8]$$

El estado crítico se alcanza cuando se estén produciendo deformaciones plásticas y el ratio de las tensiones efectivas sea:

$$\frac{q_{cs}}{p'_{cs}} = \eta_{cs} = M \quad [9]$$

Cada superficie de fluencia está asociada con un línea de descarga-recarga (url) en el espacio $p' - v$ (Figura 2), que interseca a la línea noval (iso-ncl) en $p' = p'_0$.

Figura 2. Línea de estados críticos e intersección de la línea $q/p' = \eta$ y la superficie de fluencia en los planos $p' - q$ y $v - p'$.



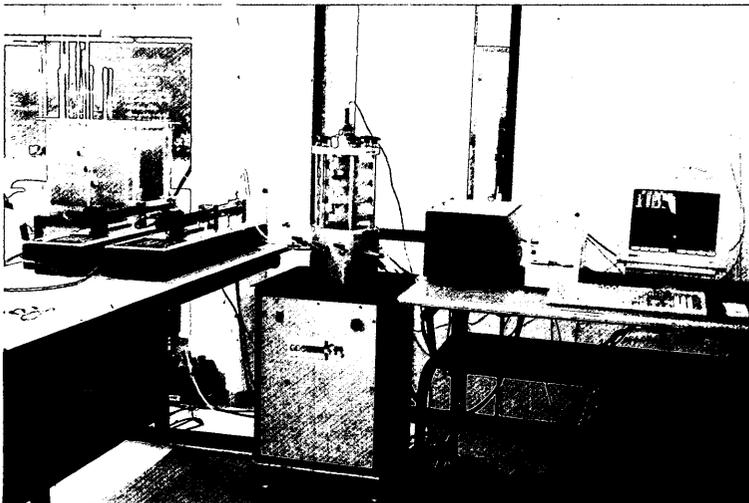
Para una tensión esférica $p' = p'_{cs} = p'_0 / 2$, el volumen específico se obtiene:

$$v_{cs} = N - \lambda \cdot \ln(2 \cdot p'_{cs}) + \kappa \cdot \ln(2) \quad [10]$$

O bien

$$v_{cs} = N - (\lambda - \kappa) \cdot \ln(2) - \lambda \cdot \ln(p'_{cs}) \quad [11]$$

Figura 3. Equipo triaxial dinámico GDS.



Cada estado crítico definido por una combinación de p'_{cs} y q'_{cs} en el plano $p' - q$ está asociado a una combinación de p'_{cs} y v_{cs} en el espacio $p' - v$. La línea que une los estados críticos tiene las expresiones [10] y [11] que pueden reescribirse como:

$$v_{cs} = \Gamma - \lambda \cdot \ln(p'_{cs}) \quad [12]$$

Donde:

$$\Gamma = N - (\lambda - \kappa) \cdot \ln(2) \quad [13]$$

La constante Γ es el volumen específico correspondiente a una tensión esférica $p'_{cs} = 1$. Su valor, al igual que el de N , depende de las unidades de la tensión.

La línea de estados críticos se representa en la Figura 2 y queda definida por las expresiones [9] y [12], y únicamente son estados críticos aquellas combinaciones de p'_{cs} , q_{cs} y v_{cs} que satisfacen simultáneamente ambas condiciones.

La línea de estados críticos en el espacio (p', q, v) es una línea, cuya proyección en el plano $p' - q$ responde a la expresión [9] y cuya proyección en el plano $p' - v$ es la curva de la expresión [12].

3. EQUIPO EXPERIMENTAL

3.1. EQUIPO TRIAXIAL DINÁMICO

El equipo empleado en la realización de los ensayos es un triaxial dinámico de la casa GDS (Figura 3). El equipo está inspirado en el clásico triaxial de Bishop y Wesley, con la diferencia de que en este caso movimientos y fuerzas se generan mediante un tornillo sin fin conectado a un motor eléctrico.

El equipo triaxial GDS empleado dispone de tres controladores digitales de la misma casa, dos idénticos encargados de generar las presiones de cámara y de cola, respectivamente, y el tercero encargado de generar una presión de aire, en el caso de realizar ensayos con muestras no saturadas.

El sistema, en su totalidad, está controlado por un PC compatible, en el que se ha instalado un software que permite escoger el tipo de ensayo a realizar y los parámetros del mismo, así como elegir las trayectorias de tensiones a seguir y los datos a almacenar, entre otras cosas.

3.2. EQUIPO EDOMÉTRICO

El equipo utilizado es un edómetro de la casa Enel Hydro (Figura 4), que permite realizar ensayos de consolidación con medida de las presiones radiales, lo que posibilita obtener la variación del coeficiente de empuje al reposo (K_0) con la tensión vertical aplicada sobre la probeta. El princi-

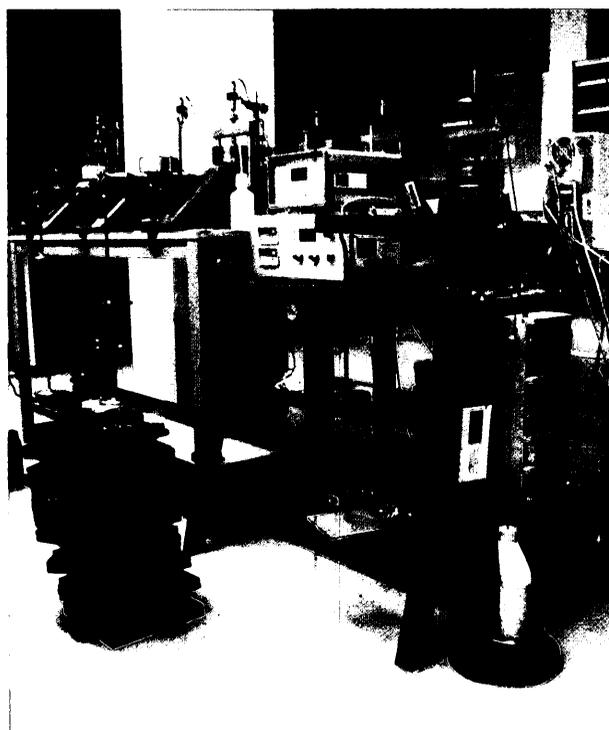


Figura 4. Equipo edométrico con medida de la tensión radial.

pio de dicho equipo es el mismo que el de los equipos edométricos clásicos, siendo la única diferencia entre ambos el diseño del anillo de consolidación K_0 . Éste está compuesto de dos partes que, al unirse, forman una cámara intermedia que se rellena de aceite. Por medio de una bomba se le aplica a dicho aceite la presión necesaria para impedir que existan deformaciones radiales del suelo (condiciones edométricas). De esta forma, se mide la presión horizontal que ejerce el suelo para cada una de las tensiones verticales aplicadas a la probeta a lo largo del ensayo.

4. RESULTADOS

4.1. DESCRIPCIÓN Y CLASIFICACIÓN DE LAS MUESTRAS

Para la realización del trabajo se ha dispuesto de cinco muestras bloque inalteradas, extraídas de diversos lugares como pozos, accesos, etc. correspondientes a la ampliaciones del Metro, y que fueron transportadas de la forma más cuidadosa posible al laboratorio de La Coruña. La procedencia y denominación de dichas muestras es la siguiente:

- Muestra M1 extraída durante la excavación de un pozo en la ampliación de la Línea 8 (tramo Mar de Cristal–Nuevos Ministerios). Se obtuvo a la altura del P.K. 4+825, correspondiente a la localización del anillo 28-A.
- Muestra 29: extraída en el término de Getafe, sector III (contrato 4 de Metrosur), P.K. 5+171, en la localización del anillo 93.
- Muestra 32: extraída también en Getafe, sector III), en el acceso al vestíbulo izquierdo.
- Muestra 35: procede del término de Fuenlabrada (contrato 4 de Metrosur), entre las estaciones F2 y F3, en el pozo de ventilación y bombeo.
- Muestra 38: también procede de Fuenlabrada (contrato 4 de Metrosur), calle Italia, entre las estaciones F3 y F4, en el pozo de ventilación.

De estos bloques se han tallado probetas, tanto para la realización de ensayos edométricos como para ensayos triaxiales, y se han realizado ensayos de clasificación (humedad natural, granulometría, límites de Atterberg y peso específico de las partículas sólidas). La Tabla 1 muestra los resultados de los ensayos de identificación.

TABLA 1: ENSAYOS DE IDENTIFICACIÓN. CLASIFICACIÓN DE LAS MUESTRAS SEGÚN EL SISTEMA UNIFICADO DE CASAGRANDE, EL SISTEMA DE LA A.A.S.H.T.O Y LAS DENOMINACIONES EMPLEADAS HABITUALMENTE PARA LOS SUELOS DE MADRID

	M1		29		32		35		38	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
γ_s (kN/m ³)	26.2	26.0	26.0	26.1	26.0	26.3	26.1	26.1	26.2	26.4
Pasa Tamiz 0.08 UNE (%)	56.3	52.1	59.5	54.2	38.9	29.7	89.4	74.5	32.2	31.2
Pasa Tamiz 5 UNE (%)	100	100	100	100	99.4	100	100	100	99.4	100
Límite Líquido	31.0	29.3	33.0	34.0	35.1	33.0	100.0	99.3	28.5	27.7
Límite Plástico	23.1	23.7	24.0	25.1	28.7	28.0	36.8	37.2	20.6	20.6
Índice de Plasticidad	7.9	5.6	9.0	8.9	6.4	5.0	63.2	62.1	7.9	7.1

Clasificación

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos	ML	ML	SM	CH	SC
Sistema de la AASHTO	A-4(2)	A-4(3)	A-2-4(0)	A-7-5(59)	A-2-4(0)
Denominación habitual de los suelos de Madrid	Tosco Arenoso	Tosco Arenoso	Arena	Peñuela Tosquiza	Arena Tosquiza

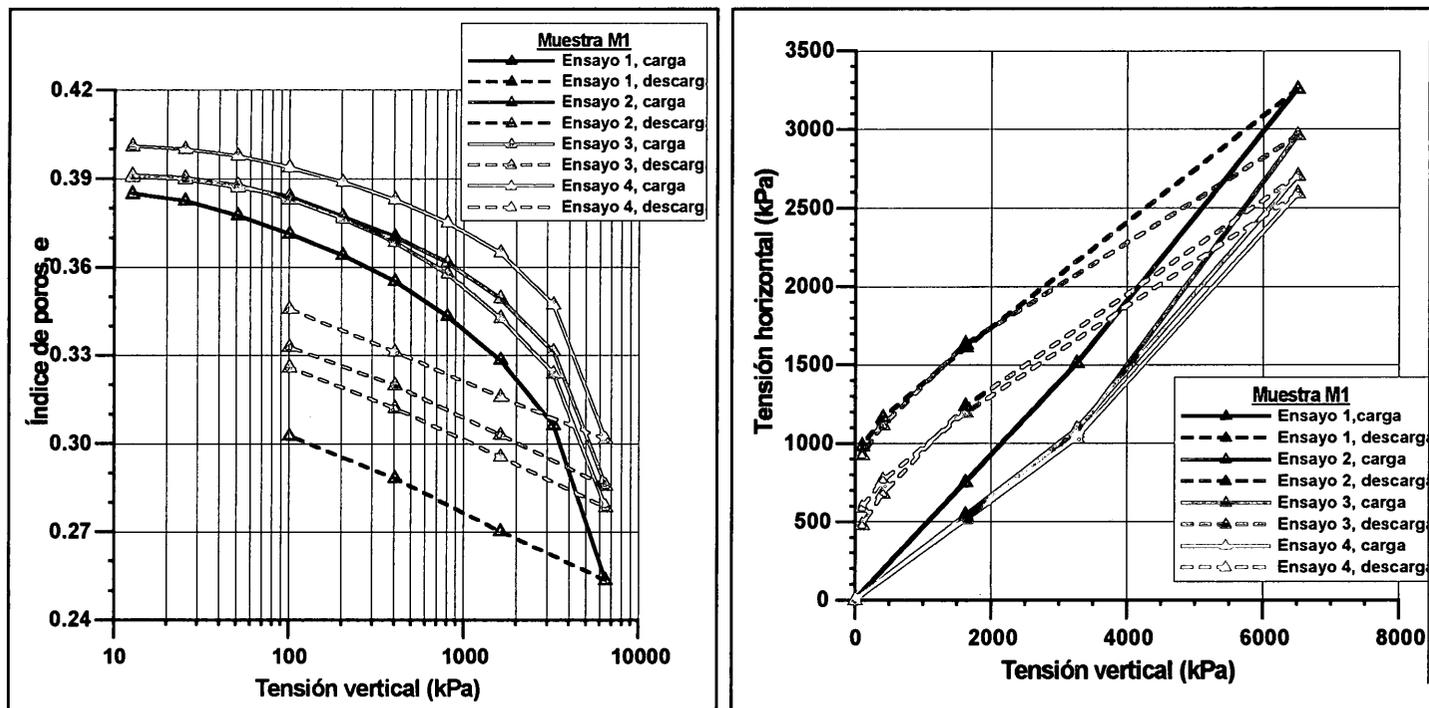


Figura 5. Curvas edométricas correspondientes a la muestra M1. A la derecha, Figura 6. Relación entre tensiones verticales y horizontales para la muestra M1.

4.2. ENSAYOS EDMÉTRICOS

Para comprobar la repetitividad de los resultados obtenidos con el edómetro de control de tensión radial, se han llevado a cabo cuatro ensayos edométricos con la muestra M1. En todas las muestras se ha efectuado una trayectoria compuesta por una rama de carga, haciendo variar la tensión vertical desde 15 kPa hasta 6500 kPa, seguida de una rama de descarga, en la que la tensión vertical se disminuía hasta 100 kPa.

Se decidió llegar hasta esta tensión tan elevada para poder determinar las pendientes de las rectas de consolidación noval, porque es bien conocido el importante grado de sobreconsolidación que tienen los suelos de Madrid.

Los resultados de los ensayos edométricos realizados con la muestra M1 se han representado en las Figuras 5 a 8.

Mediante el empleo de la construcción de Casagrande con las curvas de la Figura 5 se deduce que las presiones de preconsolidación, s_v^{\max} , están en todos los casos próximas a 2800 kPa. Este dato tiene una enorme importancia por dos motivos:

1. Las muestras han soportado en algún momento de su historia geológica un espesor de estratos de unos 160 metros, teniendo en cuenta el peso específico natural aproximado de estos suelos. Esto implicaría una erosión de unos 130 metros para llegar a la cota actual del terreno.
2. Como es muy probable que el suelo correspondiente a todo el casco urbano de Madrid y su periferia presente una preconsolidación del mismo orden que la comentada, en los ensayos edométricos que se realicen con muestras procedentes de esta zona debería sobrepasarse ampliamente

una tensión vertical de 2800 kPa. Además, como en la curva edométrica se representa el eje de abscisas en escala logarítmica, para tener un tramo de recta de consolidación noval suficientemente largo como para determinar C_C con precisión, sería idóneo llegar a presiones de 6000 a 8000 kPa, como se ha hecho en el trabajo que se está describiendo.

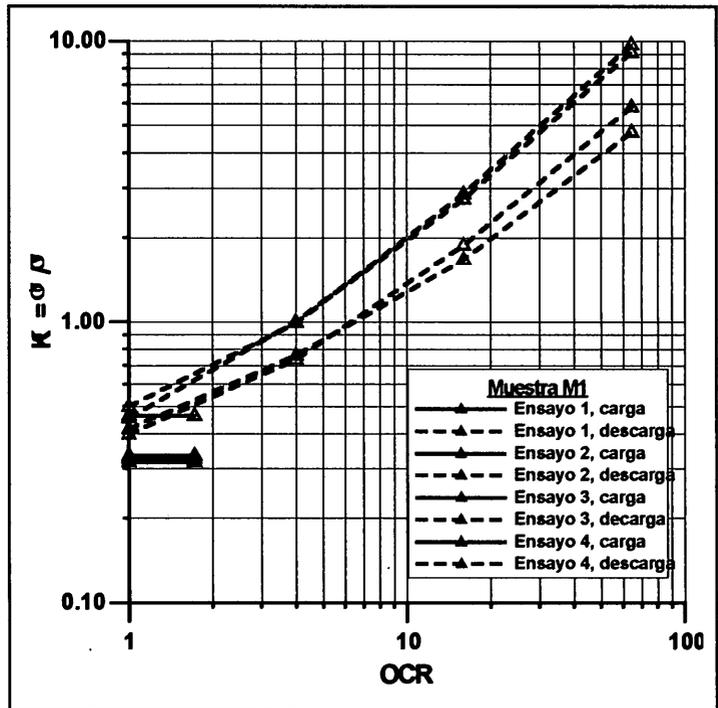
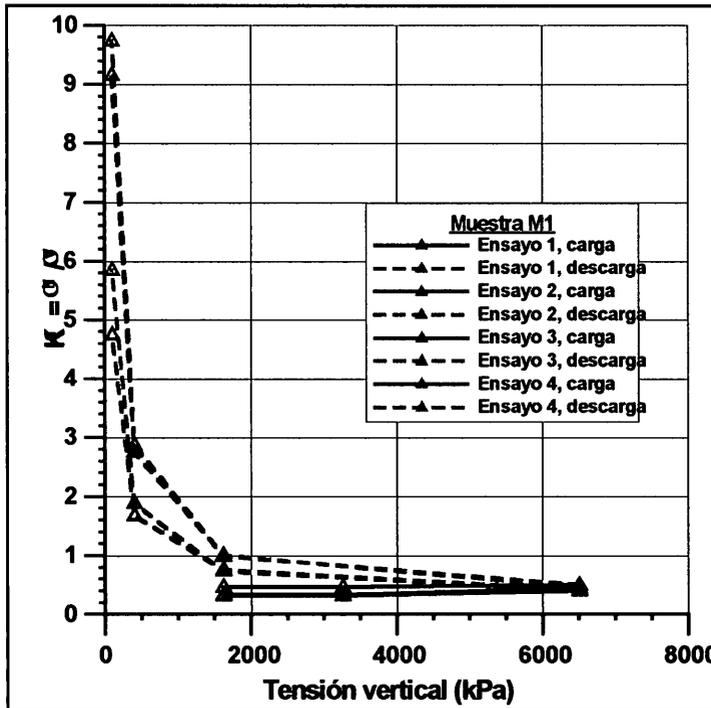
En los ensayos edométricos en los que no se alcance, al menos, una tensión vertical de 4000 kPa, los valores que se obtengan para la pendiente de la recta de consolidación noval serán incorrectos e inferiores a los reales.

En las Figuras 6 y 7 se representan las relaciones entre tensiones verticales y horizontales, y entre tensiones verticales y K_0 , respectivamente, para las probetas de la muestra M1.

Las curvas de la Figura 8 presentan gran interés. De ellas pueden deducirse la constante de empuje al reposo para condiciones normalmente consolidadas, K_{0nc} , y la relación entre el grado de sobreconsolidación, OCR , y K_0 . Los tramos de trazo discontinuo representan, aproximadamente, las trayectorias de carga y descarga del suelo *in situ*. Los tramos de trazo continuo representan las trayectorias de tensiones seguidas por las probetas, durante la carga, hasta que llegan a estar normalmente consolidadas ($OCR = 1$).

Las curvas de la Figura 5, junto con el valor de K_{0nc} , se han utilizado también para estimar el parámetro N del modelo Cam clay. N es el volumen específico del suelo en la rama de compresión noval cuando la presión esférica efectiva es $p' = 1$ kPa.

Como se verá posteriormente, a partir de los ensayos de compresión isotrópica en el triaxial, es imposible determinar la



recta de compresión noval de los suelos, por lo que no se puede obtener el parámetro N con estos ensayos. Sin embargo, se sabe que las pendientes de las rectas de compresión noval en ensayos de consolidación unidimensional e isotrópica, C_C y λ , respectivamente, son iguales, por lo que es posible determinar N a partir de ensayos edométricos. La única precaución a tener en cuenta es representar la recta de consolidación noval con un eje de abscisas igual al logaritmo neperiano de la tensión esférica efectiva, $\ln(p')$, en lugar de la habitual tensión vertical efectiva.

En la Figura 9 se muestra la obtención de N , para la muestra M1, partiendo del tramo recto correspondiente a la consolidación noval. Recuerdese que N es un volumen unitario; es decir:

$$N = 1 + e$$

Como ha podido comprobarse en las anteriores figuras, los resultados obtenidos a partir de las cuatro probetas ensayadas son muy similares, por lo que, para cada una de las otras cuatro muestras disponibles sólo se han realizado dos ensayos. Los resultados de los ensayos edométricos se recogen en la Tabla 2.

Figura 7. Relación entre tensiones verticales y la constante de empuje al reposo, K_0 , para la muestra M1. A la derecha, Figura 8. Relación entre el grado de sobreconsolidación, OCR, y la constante de empuje al reposo, K_0 , para la muestra M1.

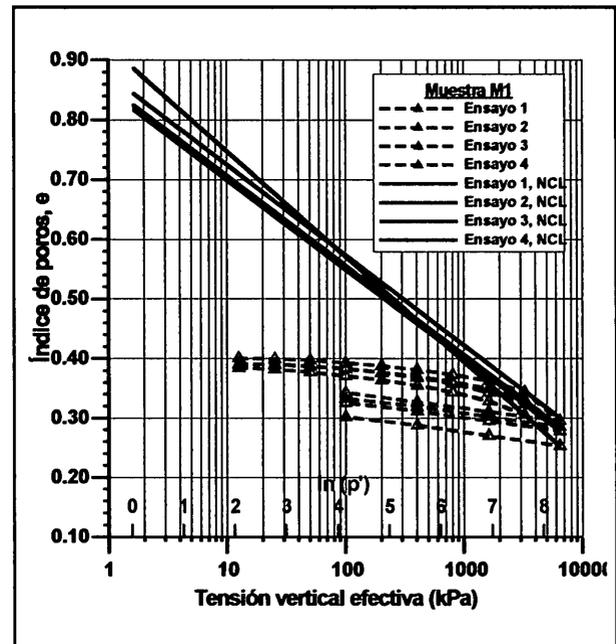


Figura 9. Determinación de N para la muestra M1.

TABLA 2: VALORES DE LA PRESION DE PRECONSOLIDACION, σ'_{pmax} , λ , K_{0nc} Y N OBTENIDOS A PARTIR DE ENSAYOS EDMÉTRICOS.

	Muestra M1	Muestra 29	Muestra 32	Muestra 35	Muestra 38
σ'_{pmax} (kPa)	2800	2200	2200	2200	1700
λ	0.0684	0.0705	0.0629	0.1884	0.0612
K_{0nc}	0.442	0.417	0.513	0.527	0.317
N	1.843	1.921	1.888	3.354	1.778

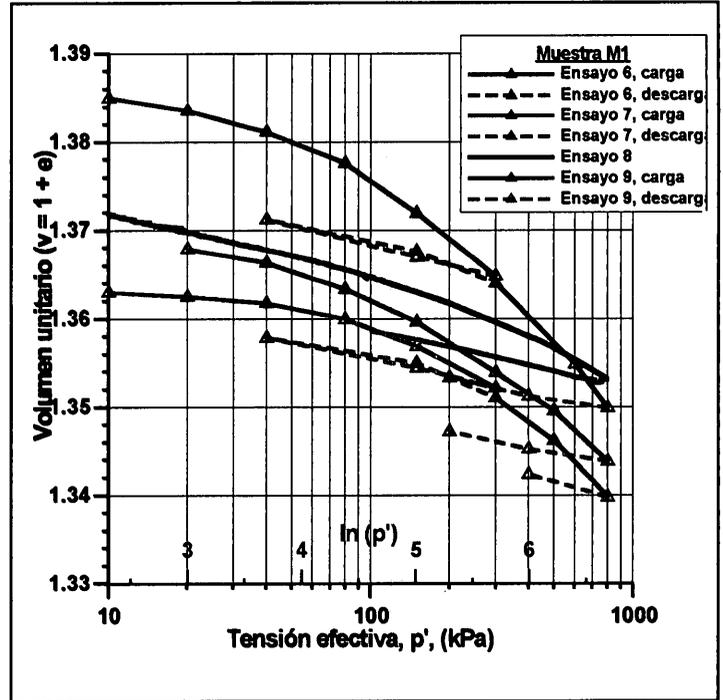
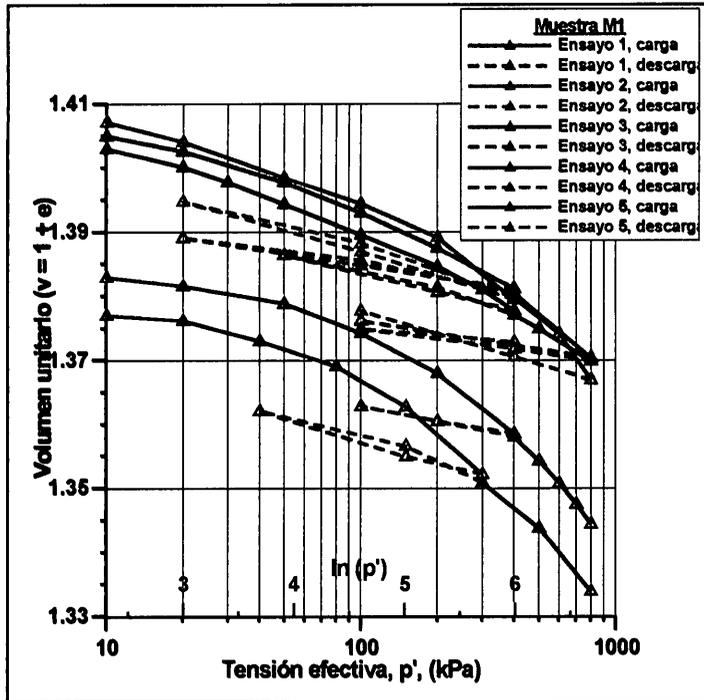


Figura 10a. Curvas de consolidación isotrópica correspondientes a la muestra M1. A la derecha, Figura 10b. Curvas de consolidación isotrópica correspondientes a la muestra M1.

4.3. ENSAYOS TRIAXIALES

En todas las muestras se ha efectuado una consolidación isotrópica, consistente en una rama de carga y otra de descarga. En prácticamente todos los casos se ha aplicado posteriormente una trayectoria de recarga y una segunda descarga. Se ha hecho variar la tensión de confinamiento efectiva, σ'_3 , desde 10 kPa hasta un valor máximo, generalmente, de 800 kPa.

Las trayectorias de carga y descarga han consistido, en la mayor parte de los casos, en escalones de incremento o disminución, respectivamente, de la presión de cámara, manteniendo constante durante todo el ensayo la presión de cola. Se controlaba la curva de variación volumétrica frente al tiempo para determinar cuándo la consolidación correspondiente a cada escalón podía considerarse finalizada. A partir de las variaciones volumétricas de cada escalón puede determinarse la curva de consolidación isotrópica, de forma semejante a como se opera con la curva edométrica. En estos ensayos, con el fin de acelerar las consolidaciones, se ha aplicado la presión de cola en las dos bases de la probeta.

También se han efectuado ensayos consistentes en hacer variar la presión de cámara de forma continua, manteniendo constante la de cola. Como en cada registro del archivo de adquisición se dispone de la lectura de las presiones de cola y cámara y la variación de volumen, puede representarse la curva de consolidación isotrópica. Este tipo de ensayo ahorra una enorme cantidad de trabajo de procesamiento de datos, al generarse un único archivo. En estos en-

sayos, con el fin de acelerar las consolidaciones, también se aplicaba la presión de cola en las dos bases de la probeta o se utilizaban drenes verticales en la superficie lateral de la misma.

En ensayos triaxiales no puede alcanzarse una elevada presión efectiva porque, como es bien sabido, ésta es la resultante de la diferencia entre la presión de cámara y la de cola. Si esta diferencia es muy grande la membrana se puede perforar. En todos los ensayos realizados para este trabajo se han empleado dos membranas, para reducir precisamente este riesgo. Sin embargo, aun con dos membranas, es muy arriesgado pasar de 800 kPa de presión efectiva.

Otro problema práctico que limita la presión de confinamiento efectiva reside en la máxima presión que puede soportar la cámara del equipo triaxial. Para saturar las probetas se ha necesitado una presión de cola de 700 kPa; como la máxima presión de cámara que aconseja el fabricante del equipo es de 1.700 kPa, únicamente se podrían aplicar 1.000 kPa de tensión efectiva para evitar posibles problemas, y peligros, con el equipo.

En definitiva, la máxima presión efectiva a la que se ha llegado en los ensayos de compresión isotrópica en triaxial, como ya se ha comentado, ha sido de 800 kPa. Desgraciadamente, esto ha impedido una determinación directa de la pendiente de la recta de consolidación noval, λ , porque ya se ha visto que las presiones de preconsolidación de las muestras disponibles son superiores a 1.700 kPa (que equivalen a una tensión esférica de unos 1.140 kPa, suponiendo una constante de empuje al reposo de 0.5)

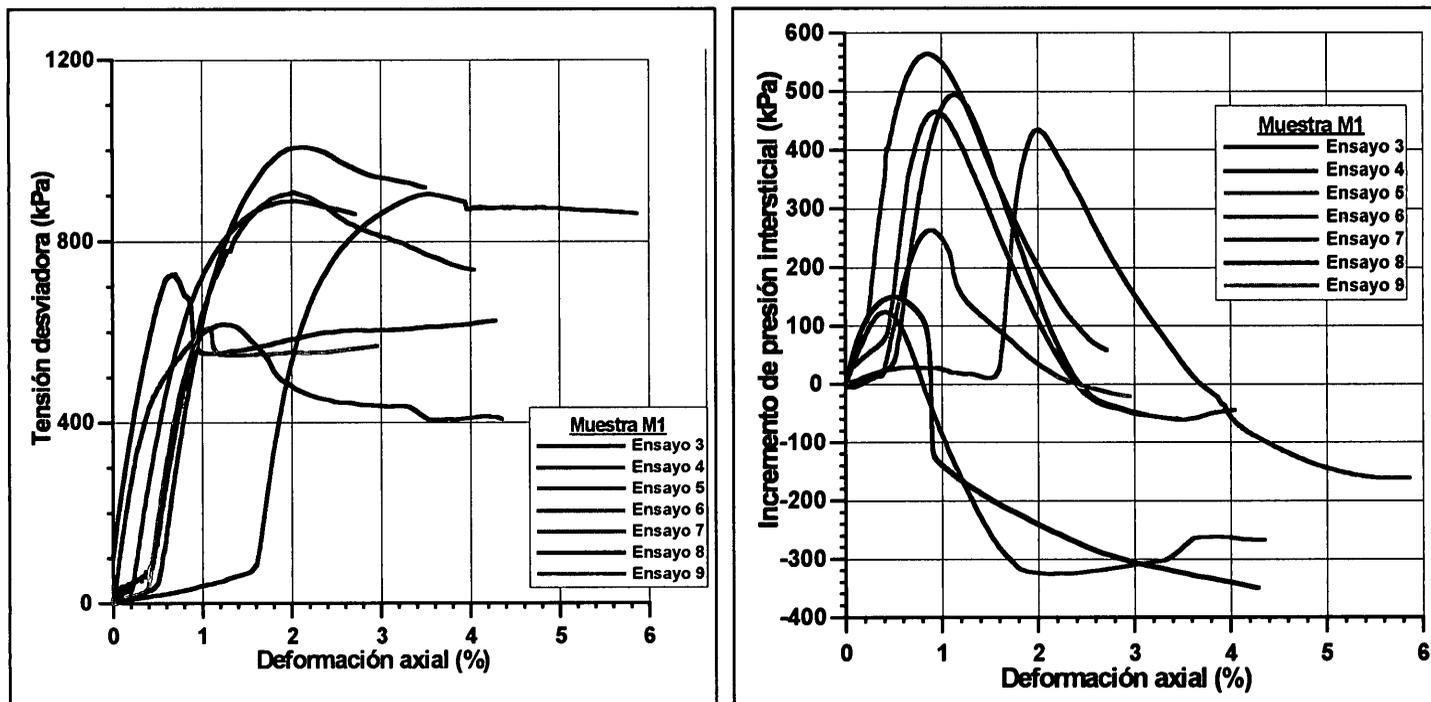


Figura 11. Curvas de rotura para la muestra M1. A la derecha, Figura 12. Curvas de variación del exceso de presión de poro para la muestra M1.

Para comprobar la repetitividad de los resultados obtenidos con el triaxial, se han llevado a cabo nueve ensayos edométricos con la muestra M1.

Las trayectorias de carga y descarga han consistido en escalones de incremento o disminución, respectivamente, de la presión de cámara, manteniendo constante durante todo el ensayo la presión de cola.

A partir del ensayo 3, una vez terminada la consolidación isotrópica se ha procedido también a la rotura a compresión de la probeta, de forma no drenada y partiendo de distintas presiones de confinamiento efectivas. De esta forma, también se podían obtener puntos en el diagrama $p' - q'$ con los que determinar la pendiente de la recta de Estados Críticos, M .

Los resultados de los ensayos de compresión isotrópica realizados con la muestra M1 se han representado en las Figuras 10 a 13. Como puede verse, no se alcanza la presión de preconsolidación en ninguna de las curvas, por lo que no es posible la correcta determinación de λ a partir de estos ensayos.

En las Figuras 11 y 12 se han representado las curvas de rotura y las de exceso de presión de poro correspondientes a la muestra M1 (ensayos del 3 al 9, que han sido en los que se ha realizado la fase de compresión axial hasta rotura). La carga se aplicó en condiciones no drenadas, con la válvula de presión de cola cerrada, en todos los casos.

En ambas figuras se aprecia nítidamente que el comportamiento de todas las probetas corresponde al de un suelo sobreconsolidado, especialmente las probetas correspondientes a los ensayos 7 y 8, que se rompieron tras consoli-

dar con una tensión efectiva de 200 kPa. Las curvas tensión desviadora-deformación de estas probetas (Figura 11) muestran un pico de resistencia máxima muy acusado, seguido de un descenso y una estabilización en la tensión residual. En la Figura 10 se aprecia su comportamiento claramente dilatante, con la generación de excesos de presión de poro negativos muy importantes.

Las probetas 3, 4, 5 y 6 se rompieron con la máxima tensión de confinamiento efectiva alcanzada en la consolidación isotrópica (800 kPa), pese a lo cual también presentan un comportamiento claramente sobreconsolidado. Esto es una señal inequívoca de que la presión de preconsolidación de estos suelos es muy superior a los 800 kPa.

En la Figura 13 se muestran las trayectorias de tensiones efectivas de los ensayos de rotura realizados con la muestra M1. Se han empleado los parámetros de Cambridge, $p' - q'$, para la representación:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2 \cdot \sigma'_3}{3}; \text{ tensión esférica} \quad [14]$$

$$q' = \sigma'_1 - \sigma'_3; \text{ tensión desviadora} \quad [15]$$

Puede comprobarse de nuevo el comportamiento claramente dilatante de todas las probetas, especialmente las de los ensayos 7 y 8.

En la Figura 13 también se ha añadido la recta de Estados Críticos que mejor se ajusta a los datos disponibles. La dispersión que presentan los puntos finales de las trayectorias con respecto a la recta de ajuste se debe, casi con toda

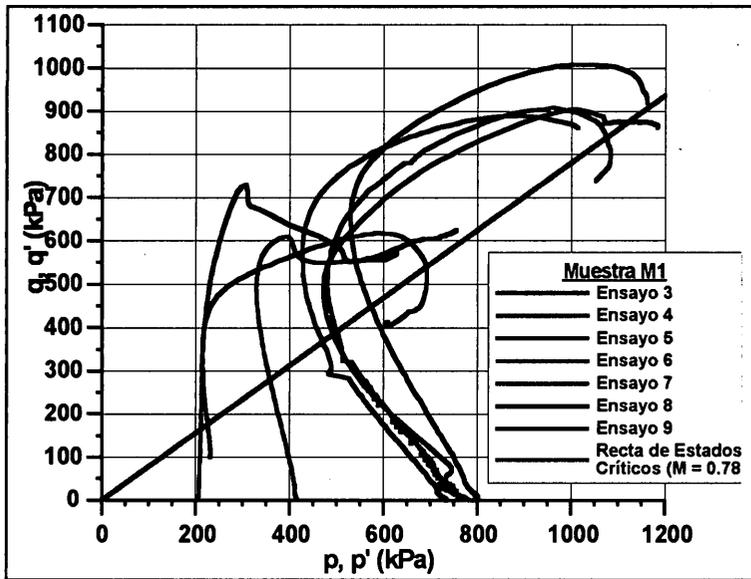


Figura 13. Trayectorias de tensiones efectivas en el espacio de parámetros de Cambridge, $p' - q'$, para la muestra M1.

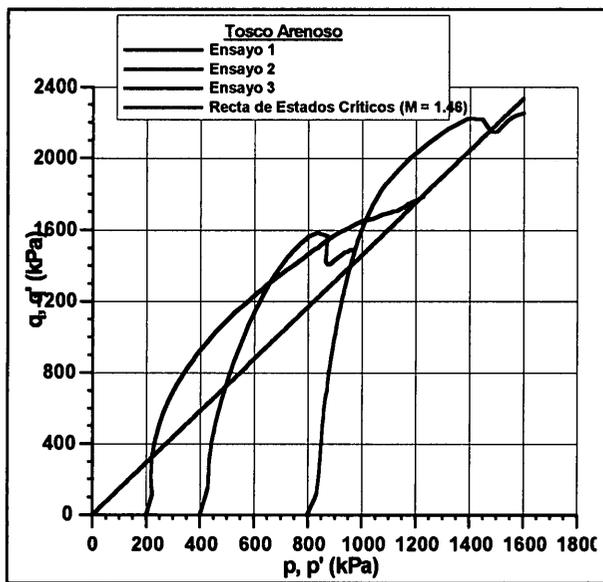


Figura 14. Trayectorias de tensiones efectivas en el espacio de parámetros de Cambridge, $p' - q'$ para un Tosco Arenoso (Medina, 2000).

seguridad, a que las deformaciones axiales en rotura no fueron suficientes para alcanzar el Estado Crítico. Aún así, el ajuste es bastante satisfactorio.

Hay que advertir que el valor obtenido para M , pendiente de la recta de Estados Críticos, es muy bajo. Con el resto de los ensayos realizados ha ocurrido algo semejante. En los siguientes apartados se obtendrán valores para el parámetro M , a partir de ensayos anteriores a este trabajo y de correlaciones empíricas, en torno a 1.3 para este tipo de suelo.

Para un suelo con muy parecida granulometría, humedad natural y límites de Atterberg, Medina (2000) obtuvo las trayectorias de tensiones efectivas que se reflejan en la Figura 14.

Como se comprobará en posteriores apartados, el resultado $M = 1.46$ está en mayor consonancia con los valores que se obtienen para este tipo de suelo.

No se ha encontrado una explicación razonable a estos valores tan bajos obtenidos. Desgraciadamente, los valores para el parámetro M a partir de los ensayos triaxiales llevados a cabo en este trabajo no pueden ser incluidos en la tabla final de valores recomendados para los parámetros del modelo Cam clay.

Una vez analizadas las tendencias generales de comportamiento de los suelos tosquizos de Madrid, gracias a los nueve ensayos triaxiales que se han llevado a cabo con la muestra M1, para cada una de las otras cuatro muestras disponibles sólo se han realizado dos ensayos.

En la Tabla 3 se muestran los resultados de los ensayos llevados a cabo en el triaxial.

4.4. ANÁLISIS DE DATOS ANTERIORES AL ESTUDIO

Los ensayos que se describen a continuación, tanto triaxiales como edométricos, han sido proporcionados por diversas empresas consultoras (GEOCISA, GEOTEYCO, EUROCONSULT, AEPO) y por la Unidad de Seguimiento de Auscultación, USA, que la Comunidad de Madrid creó específicamente para las obras de ampliación del Metro de Madrid. Todos ellos han sido realizados durante el proyecto y la construcción de dicha Ampliación. Para el estudio llevado a cabo, han sido utilizados para la obtención de algunos parámetros correspondientes al modelo de Estado Crítico Cam clay modificado, como son M (pendiente de la recta de estados críticos en el espacio $p' - q'$) o λ y κ (pendientes de las ramas de carga noval y de descarga-recarga, respectivamente, en el espacio $v - \ln p'$).

El análisis se divide en dos partes, la primera considera los datos procedentes de los ensayos edométricos y la segunda los que aportan los ensayos triaxiales.

4.4.1. Ensayos edométricos

Se han analizado las curvas de consolidación de 29 ensayos edométricos realizados por GEOCISA (Geotecnia y Cimientos, S.A.), sobre muestras de arena tosquiza, tosco arenoso, tosco, peñuelas y rellenos de arena. Algunas de es-

TABLA 3: VALORES DE κ OBTENIDOS A PARTIR DE ENSAYOS DE CONSOLIDACIÓN ISOTRÓPICA EN EL TRIAXIAL

	Muestra M1	Muestra 29	Muestra 32	Muestra 35	Muestra 38
κ	0.0034	0.0071	0.0052	0.0093	0.0042

TABLA 4: VALORES MEDIOS DE λ Y κ PARA DISTINTOS SUELOS, OBTENIDOS A PARTIR DE ENSAYOS EDMÉTRICOS

	Arena Tosquiza	Tosco Arenoso	Tosco	Peñuela	Rellenos de arena
C_C	0.0576	0.0334	0.0541	0.0732	0.0617
C_S	0.0117	0.0094	0.0145	0.0209	0.0062
λ	0.0250	0.0145	0.0235	0.0318	0.0268
κ	0.0051	0.0041	0.0063	0.0091	0.0027

tas muestras se tallaron a partir de muestras bloque inalteradas y el resto proceden de sondeos, extraídas con tomuestras partido.

A partir de los resultados de estos ensayos pueden deducirse, para cada tipo de suelo, los valores medios de λ y κ , tal y como se muestra en la Tabla 4.

Los valores de λ son muy inferiores a los que se han presentado en el apartado 4.2. La causa es que las máximas presiones verticales empleadas en los ensayos que acaban de exponerse no sobrepasaron los 2000 kPa, valor inferior a las presiones de preconsolidación.

4.4.2. Ensayos triaxiales

Se han analizado los resultados de 54 ensayos triaxiales realizados por AEPO, GEOTEYCO-SERGEYCO y EUROCONSULT, sobre muestras de arena de miga, arena tosquiza,

za, tosco arenoso y tosco. Todas las muestras se tallaron a partir de muestras bloque inalteradas.

En la Figura 15 se representan los resultados de estos ensayos. Se trata, para cada tipo de suelo, de los puntos finales de las trayectorias de tensiones efectivas correspondientes a las probetas ensayadas. La representación se ha llevado a cabo en el espacio de parámetros de Cambridge $p' - q'$.

Se han añadido las rectas de ajuste que pasan por el origen de coordenadas, con el fin de determinar la pendiente de la recta de Estados Críticos, M , correspondiente a cada suelo.

Es muy importante hacer notar que en las curvas de rotura disponibles en pocas ocasiones se llega realmente al Estado Crítico, ya que éste exige deformaciones axiales más elevadas (Wood, 1990) que las que se han aplicado en estos ensayos. Este hecho posiblemente sea la principal causa de la dispersión que presentan los resultados de la Figura 15.

En conclusión, a partir de los 54 ensayos triaxiales analizados, que fueron realizados con muestras bloque inalteradas, se deduce que los valores que pueden adoptarse para el parámetro M del modelo Cam clay son los que refleja la Tabla 5.

TABLA 5: VALORES DEL PARÁMETRO M PARA DISTINTOS SUELOS, OBTENIDOS A PARTIR DE ENSAYOS TRIAXIALES SOBRE MUESTRAS BLOQUE INALTERADAS

	Arena de miga	Arena Tosquiza	Tosco Arenoso	Tosco
M	1.227	1.340	1.369	1.303

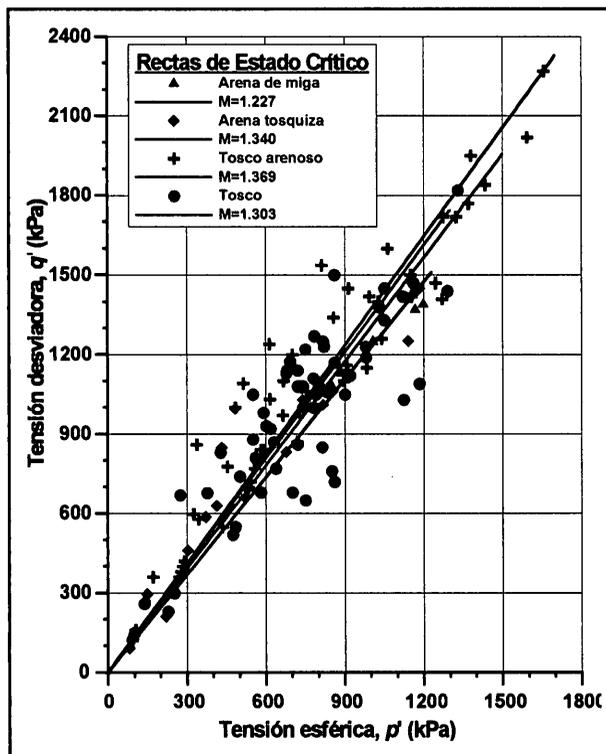


Figura 15. Puntos finales de las trayectorias $p' - q'$ correspondientes a diversos ensayos triaxiales y rectas de ajuste para los distintos suelos.

4.5. DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS A PARTIR DE CORRELACIONES EMPÍRICAS

4.5.1. Determinación de M

Si se consideran los valores recomendados por Rodríguez Ortiz (2000) para el ángulo de rozamiento interno de los distintos suelos de Madrid, a partir de la expresión [16] se obtienen para M los resultados que aparecen en la Tabla 6. Los mencionados valores se basan en los numerosos ensayos triaxiales que se han realizado en Madrid en las últimas décadas, en los buenos resultados que aportan en la práctica profesional y, además, han sido contrastados satisfactoriamente en diversos tramos de Metro.

$$M = \frac{6 \cdot \text{sen}\varphi'}{3 - \text{sen}\varphi'} \quad [16]$$

Existe también la posibilidad de relacionar M con el índice de plasticidad del suelo a partir de la expresión [17] de Mitchell (1976):

TABLA 6: VALORES DEL PARÁMETRO M PARA DISTINTOS SUELOS, OBTENIDOS A PARTIR DE LOS ÁNGULOS DE ROZAMIENTO INTERNO Y DE LOS ÍNDICES DE PLASTICIDAD MEDIOS RECOMENDADOS POR RODRÍGUEZ ORTIZ (2000)

	Arena de miga	Arena Tosquiza	Tosco Arenoso	Tosco	Peñuela
φ'	35.0	33.0	32.5	30.0	28.0
IP	13.8	17.8	17.8	23.8	36.9
M [3]	1.418	1.331	1.309	1.200	1.113
M [4]	1.340	1.265	1.265	1.183	1.057

$$\text{sen } \varphi' = 0.35 - 0.1 \cdot \ln\left(\frac{IP}{100}\right) \quad [17]$$

Para la cual también se han considerado los valores medios recogidos en Rodríguez Ortiz (2000) para el índice de plasticidad. Los valores de M obtenidos a partir de esta última expresión están incluidos también en la Tabla 6.

4.5.2. Determinación de λ

Las 16 fórmulas empíricas enumeradas a en el cuadro A se utilizan para la determinación del parámetro λ partiendo de otros más conocidos o sencillos de obtener, como la humedad natural, el índice de poros, el índice de compresión, etc. Los resultados calculados con ellas se han comparado con los valores de λ que para las cinco muestras analizadas se han obtenido con los ensayos edométricos.

Donde LL es el límite líquido, IP es el índice de plasticidad, w_n es la humedad natural, e_0 es el índice de poros inicial y G_s es la densidad de las partículas sólidas. c_l y c_p son, respectivamente, las resistencias al corte no drenadas en el límite líquido y el límite plástico.

El error medio cometido con las expresiones (1), (5), (10), (13) y (14) ha resultado inferior al 30%, por lo que puede decirse que son adecuadas para el empleo en estos suelos y podrían emplearse si no se dispone de datos experimentales para obtener λ directamente. Más recomendables

CUADRO A

(1)	$C_c = 0.007 \cdot (LL-7)$	Arcillas remoldeadas	(Azzouz <i>et al.</i> , 1976)
(2)	$C_c = 0.208 \cdot e_0 + 0.0083$	Arcillas (Chicago)	"
(3)	$C_c = 17.66 \cdot 10^{-5} \cdot w_n^2 + 5.93 \cdot 10^{-3} \cdot w_n - 1.35 \cdot 10^{-1}$	Arcillas (Chicago)	"
(4)	$C_c = 1.15(e_0 - 0.35)$	Arcillas	"
(5)	$C_c = 0.30(e_0 - 0.27)$	Suelos inorgánicos cohesivos	"
(6)	$C_c = 0.156 \cdot e_0 + 0.0107$	Arcillas	"
(7)	$C_c = 0.01 \cdot w_n$	Arcillas (Chicago)	"
(8)	$C_c = 0.007 \cdot (LL-10)$	Arcillas	(Skempton, 1944)
(9)	$C_c = 0.009 \cdot (LL-10)$	Arcillas de baja y media sensibilidad	(Terzaghi y Peck, 1967)
(10)	$C_c = 0.0046 \cdot (LL-9)$	Arcillas terciarias (São Paulo, Brasil)	(Cozzolino, 1961)
(11)	$C_c = 0.0186 \cdot (LL-30)$	Arcillas marinas (Santos, Brasil)	(Cozzolino, 1961)
(12)	$C_c = 0.013 \cdot (LL-18)$	Suelos de saprofitas y lateritas	(Ortigao, 1995)
(13)	$C_c = \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{\gamma_w}{\gamma_d} \right]^{12/5}$	Todos los suelos	(Ortigao, 1995)
(14)	$\lambda = \frac{1}{100} \cdot \frac{IP \cdot G_s}{\ln(C_p/C_l)} \approx \frac{1}{100} \cdot \frac{IP \cdot G_s}{\ln(100)} = \frac{IP \cdot G_s}{460}$	Todos los suelos	(Wood, 1990)
(15)	$C_c = 0.141 \cdot G_s^{1.2} \cdot \left(\frac{1+e_0}{G_s} \right)^{2.38}$	Todos los suelos	(Rendon y Herrero, 1983)
(16)	$\lambda = 0.00421 \cdot (LL-16.4)$	Todos los suelos	(Jimenez Salas, 1975)

TABLA 7: ESTIMACION DEL PARAMETRO λ PARA LOS SUELOS DE MADRID, A PARTIR DE DIVERSAS CORRELACIONES EMPÍRICAS

TIPO DE SUELO	Arena de miga	Arena Tosquiza y Tosco Arenoso	Tosco	Peñuela
Valor Medio	0.0581	0.0701	0.0863	0.1502

aún son las fórmulas (6), (7) y (8), cuyos errores son inferiores al 20%.

La Tabla 7 recoge las estimaciones obtenidas para λ a partir de los valores medios de los distintos parámetros aportados por Rodríguez Ortiz (2000). Sólo se han tenido en cuenta las expresiones que en la validación anterior han arrojado errores inferiores al 30% con respecto a los resultados de laboratorio.

4.5.3. Determinación de κ

Se han estudiado las siguientes expresiones empíricas:

- (1) $\kappa \approx C_s / \ln(10)$ (aproximación propuesta por varios autores)
- (2) $C_s = 0.15 \cdot C_c$ (Ortigao, 1995)
- (3) $C_s = 0.075 \cdot C_c$ (Carter y Bentley, 1991)
- (4) $C_s = 0.25 \cdot C_c$ Para Arenas Tosquizas y Toscos arenosos (De la Fuente y Oteo, 1986)

Se han contrastado los valores obtenidos a partir de estas expresiones con los determinados en el laboratorio para los 5 suelos estudiados.

Únicamente con la expresión (3) se cometen errores admisibles, por lo que es la única que se ha empleado para elaborar la Tabla 8, que recoge las estimaciones obtenidas de κ para distintos suelos de Madrid. Se ha partido de los valores de C_c de la Tabla 4, que son los únicos datos disponibles sobre ensayos edométricos.

Sin embargo, respecto a las fórmulas anteriores hay dos aspectos que destacar:

- 1. La estimación del parámetro κ a partir de la relación (1), es únicamente aproximada, debido a que K_0 no permanece constante durante las fases de descarga, como se vio al describir los resultados de los ensayos edométricos.

TABLA 8: ESTIMACIÓN DEL PARÁMETRO κ PARA LOS SUELOS DE MADRID, A PARTIR DE CORRELACIONES EMPÍRICAS

TIPO DE SUELO	Arena Tosquiza	Tosco Arenoso	Tosco	Peñuela	Rellenos de arena
Valor Medio	0.0019	0.0011	0.0018	0.0024	0.0020

2. Las otras tres expresiones emplean el coeficiente de compresión, C_c , que, como se ha visto en el punto 4.4.1, se ha medido en ensayos en los que no se ha llegado a la presión de preconsolidación, por lo que no representan la pendiente de la recta de consolidación noval.

En definitiva, no se está en condiciones de proponer expresiones empíricas para la pendiente de la rama de descarga-recarga en ensayos de compresión isotrópica, κ , al no disponer de datos experimentales con los que contrastarlas. Los resultados de la Tabla 8, por tanto, deberían ser utilizados con mucha cautela mientras no se vean respaldados por mayor trabajo experimental

4.5.4. Determinación de N

Antes obtener el valor del parámetro N , es interesante comenzar por determinar otro parámetro: Γ , que representa el volumen específico de la recta de Estados Críticos (en el espacio $v - \ln p'$) correspondiente a una presión esférica efectiva $p' = 1$ kPa. Su utilidad radica en que permite localizar dicha recta. Se puede establecer una relación de Γ con el límite líquido y el índice de plasticidad (Wood, 1990):

$$\Gamma = 1 + \frac{G_s}{100} \cdot (LL + 0.3 \cdot IP) \quad [18]$$

N es el volumen específico del suelo en la rama de compresión noval cuando la presión esférica efectiva es $p' = 1$ kPa. Se relaciona con el parámetro Γ mediante la ecuación [13]:

$$N = \Gamma + (\lambda - \kappa) \cdot \ln(2)$$

A partir de los datos aportados por Rodríguez Ortiz (2000) para el límite líquido y el índice de plasticidad, de las expresiones [13] y [18] y de las Tablas 7 y 8 puede deducirse el valor de N para cada uno de los suelos de Madrid, que son los que se muestran en la Tabla 9. Se ha supuesto una densidad de las partículas sólidas igual a 2.7 g/cm³.

Aunque se ha comentado anteriormente que los valores de κ que aparecen en la Tabla 8 no son del todo recomendables, a la hora de estimar N por medio de las expresiones arriba enumeradas, este hecho no es aquí de gran relevancia porque su pequeño valor, a efectos prácticos, hace casi despreciable el sumando en el que aparece frente a los otros dos. Por el mismo motivo se ha supuesto un valor de κ para las arenas de miga, a partir del resto de datos de la tabla, ya que no hay ensayos edométricos disponibles de este material.

TABLA 9: ESTIMACIÓN DEL PARÁMETRO N PARA DISTINTOS SUELOS, OBTENIDOS A PARTIR DE LAS TABLAS 7 Y 8 Y DE VALORES MEDIOS DEL ÍNDICE DE PLASTICIDAD RECOGIDOS POR RODRÍGUEZ ORTIZ (2000)

	Arena de miga	Arena Tosquiza	Tosco Arenoso	Tosco	Peñuela
λ	0.0522	0.0694	0.0694	0.0850	0.1478
κ	0.0012	0.0019	0.0011	0.0018	0.0024
IP	13.8	17.8	17.8	23.8	36.9
N	2.006	2.152	2.152	2.441	3.081

TABLA 10: ESTIMACIÓN DEL PARÁMETRO N PARA LAS CINCO MUESTRAS ESTUDIADAS, A PARTIR DE CORRELACIONES EMPÍRICAS

	M1	29	32	35	38
λ	0.0684	0.0705	0.0629	0.1707	0.0612
κ	0.0034	0.0071	0.0052	0.0093	0.0042
IP	9.1	11.9	9.4	59.5	8.6
N	1.795	1.896	1.804	3.799	1.777

Finalmente, en la Tabla 10 se muestran los valores de N obtenidos para las cinco muestra analizadas en el presente trabajo. Puede comprobarse que son muy parecidos a los determinados a partir de los ensayos edométricos (Tabla 2), lo que certifica la idoneidad de las anteriores expresiones empíricas para los suelos de Madrid.

En definitiva, las previsiones dadas por las fórmulas empíricas son aceptables a efectos prácticos, si no se dispone de la posibilidad de estimar N directamente a partir de ensayos de compresión, isotrópica o en edómetro. También pueden utilizarse los valores medios del parámetro N que aparecen en la Tabla 9 para los distintos suelos de Madrid, si no se dispone de ningún otro dato experimental, o para estimaciones previas.

4.5.5. Determinación de K_0

En este apartado se establecen relaciones entre el grado de sobreconsolidación, OCR, y la constante de empuje al reposo, K_0 , para las muestras analizadas. Para determinar dichas relaciones se ha partido de las curvas OCR - K_0 y de los valores de la constante de empuje al reposo en condiciones normalmente consolidadas deducidos de los ensayos edométricos. Se han seleccionado las siguientes expresiones empíricas (Figura 16):

1-Alpan (1967)

$$K_0 = K_{0nc} \cdot OCR^{ff} \quad [19]$$

Donde ff es un parámetro que depende del suelo. Esta expresión representa una recta cuando los ejes x e y están

en escala logarítmica, siendo K_{0nc} la ordenada en el origen y ff la pendiente.

Para suelos arcillosos, Alpan recomienda utilizar la siguiente fórmula para obtener ff :

$$ff = 0.54 \cdot 10^{-\frac{IP}{281}} \quad [20]$$

Siendo IP el índice de plasticidad.

A partir de los datos aportados por Rodríguez Ortiz (2000), el índice de plasticidad medio para los toscos arenosos es de 17.8. Sustituyendo este valor en [20], y teniendo en cuenta los datos de la Tabla 2 se obtiene, finalmente:

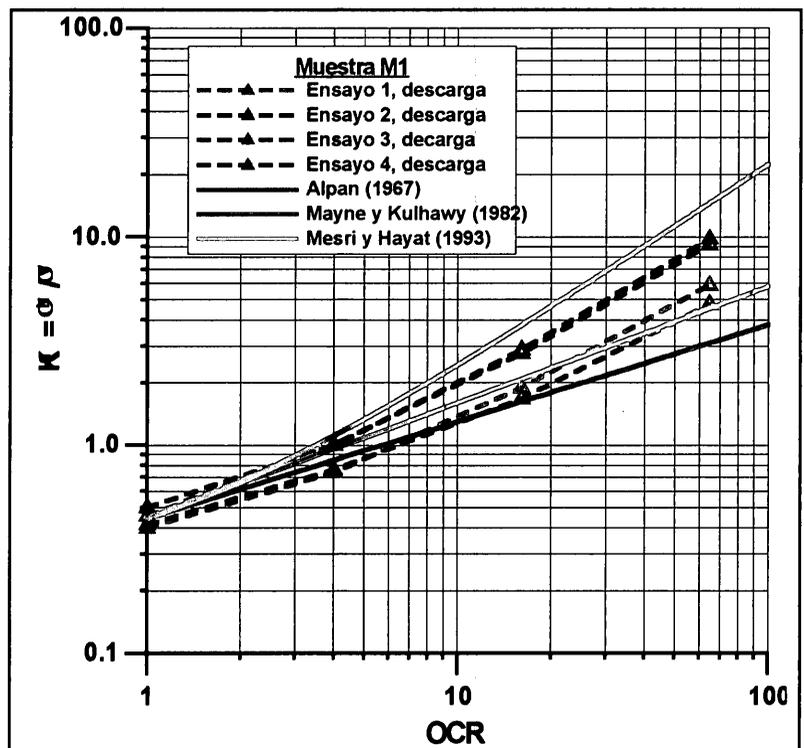
$$K_0 = 0.442 \cdot OCR^{0.467} \quad [21]$$

2-Mayne y Kulhawy (1982)

$$K_0 = (1 - \text{sen } \varphi') \cdot \left[\left(\frac{OCR}{OCR_{max}^{(1 - \text{sen } \varphi')}} \right) + \frac{3}{4} \cdot \left(1 - \frac{OCR}{OCR_{max}} \right) \right] \quad [22]$$

Donde OCR es el grado de sobreconsolidación en el momento de la observación, y OCR_{max} es el máximo grado de sobreconsolidación sufrido por el suelo cuando se encuentra en una rama de descarga-recarga, o lo que es lo mismo, la

Figura 16: Distintas expresiones para ajustar la relación entre el grado de sobreconsolidación, OCR, y la constante de empuje al reposo, K_0 . Muestra M1.



relación entre la tensión vertical efectiva de preconsolidación y la tensión vertical efectiva mínima de dicha rama.

Recordando la expresión de Jaky (1948):

$$K_{0nc} = 1 - \text{sen } \phi' \quad [23]$$

La ecuación anterior también puede ponerse de la siguiente forma:

$$K_0 = K_{0nc} \cdot \left[\left(\frac{OCR}{OCR_{max}^{K_{0nc}}} \right) + \frac{3}{4} \cdot \left(1 - \frac{OCR}{OCR_{max}} \right) \right] \quad [24]$$

Suponiendo que $OCR = OCR_{max}$; es decir, que el grado de sobreconsolidación en el momento actual coincide con el máximo sufrido por el suelo, la expresión, notablemente simplificada quedaría:

$$K_0 = K_{0nc} \cdot OCR^{(1-K_{0nc})} \quad [25]$$

3- Mesri y Hayat (1993)

$$K_0 = \frac{1}{2} \cdot K_{0nc} \cdot (OCR + 1) \quad [26]$$

Para grados de sobreconsolidación inferiores a 5, las expresiones de Alpan y Mayne y Kulhawy dan estimaciones muy satisfactorias. Para valores de OCR entre 5 y 20 el ajuste a las curvas experimentales obtenido por medio de la expresión de Mayne y Kulhawy sigue siendo correcto. Sólo a partir de niveles de sobreconsolidación superiores a 40 esta expresión deja de ajustarse a los datos de laboratorio.

Conclusiones análogas se obtienen al analizar el resto de las muestras. Para grados de sobreconsolidación inferiores a 5, las expresiones de Alpan y Mayne y Kulhawy dan estimaciones satisfactorias. Para el OCR comprendido entre 5 y 20 el ajuste a las curvas experimentales obtenido por medio de la expresión de Mayne y Kulhawy sigue siendo correcto. Sólo a partir de niveles de sobreconsolidación superiores a 30 esta expresión deja de ajustarse aceptablemente a los datos de laboratorio.

4.5.6. Determinación de p'_0

La presión de preconsolidación, p'_0 , es el parámetro que determina el tamaño de la superficie de fluencia. Se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$p'_0 = p'_{max} + \frac{q^{max^2}}{M^2 \cdot p'_{max}} \quad [27]$$

Siendo M la pendiente de la recta de Estados Críticos. p'^{max} y q^{max} son la máxima tensión esférica y la máxima tensión desviadora, respectivamente:

$$p'_{max} = \frac{\sigma_v'^{max} + 2 \cdot \sigma_h'^{max}}{3} \quad [28]$$

$$q^{max} = \sigma_v'^{max} - \sigma_h'^{max} \quad [29]$$

$\sigma_v'^{max}$ y $\sigma_h'^{max}$ son las máximas tensiones efectivas vertical y horizontal, respectivamente, a las que ha estado sometido el suelo. La primera pueden obtenerse de los resultados de un ensayo edométrico, mediante la construcción de Casagrande, o bien haciendo alguna hipótesis sobre la historia geológica, para conocer la cota máxima y la cota actual de la superficie del suelo.

La máxima tensión horizontal se obtiene a partir de la constante de empuje al reposo en condiciones normalmente consolidadas, K_{0nc} y la máxima tensión vertical:

$$\sigma_h'^{max} = \sigma_v'^{max} \cdot K_{0nc} \quad [30]$$

A partir de la presión de sobreconsolidación y del valor de K_{0nc} , determinados por medio de ensayos edométricos, puede estimarse la presión de preconsolidación, p'_0 , del suelo en cada caso concreto. Para las 5 muestras analizadas, las presiones de preconsolidación calculadas se muestran en la Tabla 11.

4.5.7. Determinación de v

Para finalizar el punto es preciso hacer algún comentario referente al coeficiente de Poisson. En el trabajo de

TABLA 11: ESTIMACION DEL PARAMETRO P'_0 PARA LAS CINCO MUESTRAS ESTUDIADAS

MUESTRA	M1	29	32	35	38
TIPO DE SUELO	Tosco Arenoso	Tosco Arenoso	Arena Tosquiza	Peñuela	Arena Tosquiza
σ'^{max}	2800	2200	2200	2200	1700
K_{0nc}	0.442	0.417	0.513	0.527	0.317
σ'^{max}	1238	917	1129	1159	539
p'^{max}	1758	1345	1486	1506	926
q'^{max}	1562	1283	1071	1041	1161
M	1.369	1.369	1.340	1.113*	1.340
P'_0	2499	1998	1916	2087	1737

*Este valor se ha tomado de la Tabla 4.

TABLA 12: VALORES DEL COEFICIENTE DE POISSÓN, ν , PARA DISTINTOS SUELOS (RODRÍGUEZ ORTIZ, 2000)

	Arena de miga	Arena Tosquiza	Tosco Arenoso	Tosco	Peñuela
ν	0.30	0.30	0.30	0.30	0.28

investigación realizado no se ha llevado a cabo ninguna determinación experimental del mismo por dos motivos:

1. El coeficiente de Poisson es un parámetro suficientemente conocido para los suelos de Madrid y su rango de variación es muy pequeño dentro de cada suelo.
2. El autor de este artículo (Medina, 2000) realizó medidas locales de deformación (axiales y radiales) en probetas de triaxial por medio de transductores de efecto Hall, con la finalidad de determinar el coeficiente de Poisson del tosco arenoso. Los valores que obtuvo coincidían plenamente con los que se conocían hasta la fecha y que están sobradamente respaldados por varias décadas de experiencia profesional en los suelos de Madrid.

Como consecuencia de lo anterior, los valores propuestos para el coeficiente de Poisson son los recomendados por Rodríguez Ortiz (2000) y que se reproducen en la Tabla 12.

5. RESUMEN Y CONCLUSIONES

Se ha revisado la bibliografía existente acerca del modelo constitutivo Cam clay con el fin de recopilar las principales expresiones empíricas que relacionan parámetros de dicho modelo con otros más conocidos o más sencillos de determinar, como el índice de plasticidad o el ángulo de rozamiento interno.

Se ha llevado a cabo una campaña de ensayos de laboratorio para determinar los parámetros del modelo Cam clay para las principales formaciones geotécnicas de Madrid. Las probetas empleadas se han tallado a partir de muestras bloque inalteradas, extraídas de distintos tajos durante las obras para la ampliación del Metro.

A partir de los ensayos edométricos se ha comprobado el elevado grado de sobreconsolidación de los suelos de Madrid. Esto implica que, para obtener con una mínima precisión la pendiente de la recta de consolidación noval, debe llegarse, al menos, a una tensión vertical de unos 4000 - 5000 kPa.

Gracias a estos ensayos se ha determinado la constante de empuje al reposo en condiciones normalmente con-

solidadas de las muestras, y la relación entre el grado de sobreconsolidación y K_0 .

Se ha comprobado que, cuando se desean medir tensiones horizontales en un ensayo de consolidación, deben extremarse los cuidados a la hora de preparar las muestras para que las probetas se ajusten perfectamente al anillo de consolidación. Descuidar este detalle conduce a tensiones horizontales muy bajas durante los primeros escalones de carga.

Debido a la elevada sobreconsolidación de estos suelos, en los ensayos triaxiales no ha sido técnicamente posible alcanzar la rama de compresión noval y obtener el parámetro λ a partir de ensayos de consolidación isotrópica. Este parámetro se ha obtenido a partir de los ensayos edométricos, porque, como es sabido, las rectas de compresión noval correspondientes a ensayos de consolidación unidimensional e isotrópica son paralelas.

También se han analizado los resultados de un gran número de ensayos de laboratorio realizados con anterioridad a este trabajo. Los datos de estos ensayos suponen una voluminosa y valiosa cantidad de información que nunca se había empleado anteriormente con la finalidad con la que aquí se ha utilizado.

Por otra parte, algunas de las expresiones empíricas analizadas han demostrado ser correctas cuando se manejan valores medios de los parámetros.

Todo el trabajo realizado se puede resumir, a efectos prácticos, en la Tabla 13, que recoge los valores de los diferentes parámetros propuestos para los suelos de Madrid. Estos valores pueden emplearse cuando no se disponga de ningún dato experimental para abordar un problema específico, o para estimaciones preliminares.

A continuación de esta tabla se han añadido las correlaciones empíricas que de forma más satisfactoria han ajustado los datos experimentales disponibles. Estas corre-

TABLA 13: PARÁMETROS DEL MODELO CAM CLAY RECOMENDADOS PARA LOS SUELOS DE MADRID

	Arena de miga	Arena Tosquiza	Tosco Arenoso	Tosco	Peñuela
λ	0.0581(1)	0.0621(2)	0.0695	0.0863	0.1884
κ	0.0051(3)	0.0047	0.0053	0.0091	0.0093
K_{0nc}	0.426	0.415	0.430	0.500	0.527
N	2.006	1.833	1.882	2.441	3.354
M	1.418	1.340	1.369	1.303	1.113
ν	0.30	0.30	0.30	0.30	0.28

(1) Datos experimentales obtenidos en la UDC.

(2) Datos experimentales no obtenidos en la UDC.

(3) Datos obtenidos a partir de correlaciones empíricas.

laciones pueden emplearse cuando no se disponga de determinaciones experimentales directas de los parámetros del modelo Cam clay, pero se tengan los resultados de otros ensayos, tales como el índice de plasticidad, el ángulo de rozamiento interno, el índice de compresión, la humedad natural, etc.

Parámetro λ

$$\lambda = \frac{0.156 \cdot e_0 + 0.0107}{\ln(10)}$$

$$\lambda = \frac{0.01 \cdot w_n (\%)}{\ln(10)}$$

$$\lambda = \frac{0.007 \cdot (LL - 10)}{\ln(10)}$$

Donde e_0 es el índice de poros inicial del suelo, w_n es la humedad natural, y LL es el límite líquido.

Parámetro M

$$M = \frac{\delta \cdot \text{sen} \varphi'}{3 - \text{sen} \varphi'}$$

Donde φ' es el ángulo de rozamiento interno del suelo.

Parámetro N

$$N = 1 + \frac{G_s}{100} \cdot (1.30 \cdot IP + 18) + (\lambda - \kappa) \ln(2) \text{ Arenademiga}$$

$$N = 1 + \frac{G_s}{100} \cdot (1.40 \cdot IP + 16) + (\lambda - \kappa) \ln(2) \text{ Arena Tosquiza y Tosco Arena}$$

$$N = 1 + \frac{G_s}{100} \cdot (1.48 \cdot IP + 16) + (\lambda - \kappa) \ln(2) \text{ Tosco}$$

$$N = 1 + \frac{G_s}{100} \cdot (1.31 \cdot IP + 25) + (\lambda - \kappa) \ln(2) \text{ Peñuela}$$

Donde G_s es la densidad de las partículas sólidas, expresada en g/cm^3 e IP es el índice de plasticidad.

Constante de empuje al reposo en suelos sobreconsolidados, K_0

$$K_0 = K_{0nc} \cdot OCR^{(1-K_{0nc})}$$

Donde OCR es el grado de sobreconsolidación del suelo.

6. AGRADECIMIENTOS

Los autores desean hacer público su agradecimiento a las empresas consultoras Gestión de Técnica y Proyectos (TYPESA) y Euroestudios S.A. por haber financiado los trabajos que han dado origen a esta publicación. ■

REFERENCIAS

–Alpan, I. 1967. The empirical evaluation of the coefficient K_0 and K_{0R} . *Soil and Foundations*. Tokyo, Vol. 7, Nº 1, Jan, 31-40.
 –Azzouz, A.S., Krizec, R.J. y Corotis, R.B. (1976). "Regression analysis of soil compressibility". *Soils and Foundations*, 16(2): 19-29.
 –Azzouz, A.S., Krizec, R.J. y Corotis, R.B. 1976. Regression analysis of soil compressibility. *Soils and Foundations*, 16(2): 19-29.
 –Carter, M. y Bentley, S.P. 1991. *Correlations of soil properties*. Pentech Press, Londres.
 –Cozzolino, V.M. 1961. Statistical forecasting of compression index. *Proc. 5th ICSMFE*, París.
 –De la Fuente, P. and Oteo, C. 1986. *Estudio de la deformabilidad de los suelos arcillosos de Madrid*. MOPU. Centro de Estudios y Experimentación Geotécnica. Madrid.
 –Jaky, J. 1948. Pressure in silos. *Proc. 2nd International Conference on Soil Mechanics*

and Foundation Engineering, Rotterdam, Vol. 1, 103-107.
 –Jiménez Salas, J. A. 1975. *Geotecnia y Cimentaciones*. Vol. I, Editorial Rueda (Madrid).
 –Mayne, P.W. y Kulhawy, F.H. 1982. K_0 -OCR relationship in soil. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 108, Nº 6.
 –Medina, L. 2000. *Estudio de los movimientos originados por la excavación de túneles con escudos de presión de tierras en los suelos tosquizos de Madrid*. Tesis Doctoral, ETS Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad da Coruña.
 –Mesri, G. y Hayat, T.M. 1993. The coefficient of earth pressure at rest. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 30, Nº 4, 647-666.
 –Mitchell, J.K. 1976. *Fundamentals of soil behaviour*. Editores John Wiley & Sons, New York.
 –Ortigao, J.A.R. 1995. *Soil mechanics in the light of Critical State theories*. A.A. Balkema, Rotterdam.

–Rodríguez Ortiz, J.M. 2000. Propiedades geotécnicas de los suelos de Madrid. *Revista de Obras Públicas*, Nº 3405 (diciembre-2000), 59-84.
 –Roscoe, K.H. and Burland, J.B. 1968. On the generalized stress-strain behaviour of 'wet' clay. *Engineering Plasticity*, Eds. Heyman, J. and Leckie, F. A., Cambridge University Press, 535-609.
 –Schofield, A.N. y Wroth, C.P. 1968. *Critical state soil mechanics*. Ed. McGraw-Hill, Londres.
 –Skempton, A.W. 1944. Notes on the compressibility of clays. *Quat. Journ. Geol. Soc.*, 100: 119-135.
 –Terzaghi, K. y Peck, R.B. 1967. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley and Sons, Nueva York.
 –Wood, D.M. 1990. *Soil behaviour and critical state soil mechanics*. Ed. Cambridge University Press, Cambridge.