

Cálculo de columnas de grava: algunos puntos oscuros¹

CÉSAR SAGASETA MILLÁN (*)

RESUMEN Se presenta una revisión de los métodos de cálculo de la capacidad de carga y asentamientos de columnas de grava, y sus puntos más inciertos o deficientes, así como recientes avances que permiten una solución más ajustada. El análisis se refiere al caso de columnas bajo terraplenes o áreas extensas cargadas. En primer lugar, se presenta el problema de la predicción de la estabilidad de las columnas en suelos blandos, para lo que la aplicación de los distintos métodos conduce a resultados dispares. El tema central de la conferencia es el análisis del reparto de cargas entre terreno y columnas. Este reparto, variable a lo largo del proceso de consolidación, está gobernado por la rigidez relativa de columnas y terreno y tiene múltiples consecuencias: la evaluación de la estabilidad de las columnas en suelos blandos, la magnitud de los asentamientos producidos, la velocidad de consolidación radial hacia las columnas como elementos drenantes y la capacidad portante media del terreno reforzado. En el texto se presentan avances recientes de carácter teórico, contrastados con experimentación en laboratorio y observación de casos reales, que suponen una importante mejora de los métodos de cálculo tradicionales.

SOME OBSCURE POINTS IN THE DESIGN OF STONE COLUMNS

ABSTRACT *The lecture presents a review of the available methods for calculation of the bearing capacity and settlements of stone columns under embankments or large areas with distributed loads. First, the prediction of column stability in soft soils is commented: the application of existing methods leads to very different results, often due to misinterpretation of the inherent assumptions associated to each of them. The central part of the text deals with the load transfer between soil and columns, governed by their relative stiffness and variable along the consolidation process, and its consequences on the magnitude of the settlements, their evolution in time (radial consolidation towards the draining columns), and the resulting average bearing capacity of the treated ground. In these aspects, recent developments in the design methods are presented, checked against laboratory experiments and observation of real cases. These advances mean a significant improvement of the quality of the predictions.*

Palabras clave: Mejora del terreno, Columnas de grava, Solución analítica, Experimentación en laboratorio, Consolidación.

Keywords: Ground improvement, Stone columns, Analytical solution, Consolidation, Laboratory experiments.

1. INTRODUCCIÓN

Las columnas de grava constituyen un elemento de refuerzo de suelos de utilización creciente en los últimos años, tanto bajo terraplenes como bajo otras cargas repartidas, losas o zapatas de cimentación. Sin embargo, los métodos de cálculo disponibles presentan algunas incertidumbres, que llevan a la utilización habitual de métodos empíricos o semiempíricos, basados en la experiencia existente sobre el comportamiento de obras reales. Por otra parte, se viene produciendo una creciente aplicación de métodos numéricos de análisis, que sí permiten considerar la mayor parte de los factores que gobier-

nan el problema. Existe en cambio una carencia de métodos analíticos fiables, que lleven a resultados comparables a los observados en la práctica, y que permitan la fácil identificación de pautas de comportamiento y la influencia de los diversos parámetros del problema.

En este artículo se presentan de forma resumida los resultados de un proyecto de investigación del Grupo de Trabajo de Geotecnia de la Universidad de Cantabria durante el periodo 2003-2007, en el que se estudian estos aspectos, y se proponen nuevos métodos de cálculo, con soluciones analíticas para la distribución de tensiones entre suelo y columnas, tanto en los estados inicial y final como durante el proceso de consolidación. Los resultados se han validado experimentalmente a escala reducida en laboratorio. Los detalles se pueden ver en las tesis doctorales de Castro (2008) y Cimentada (2009), y en las publicaciones subsiguientes (Castro y Sagasetta, 2009; Cimentada et al., 2011).

(*) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria. Email: sagasetta@unican.es

¹ Texto de la conferencia pronunciada por el autor en la Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica, el 25 de marzo de 2010.

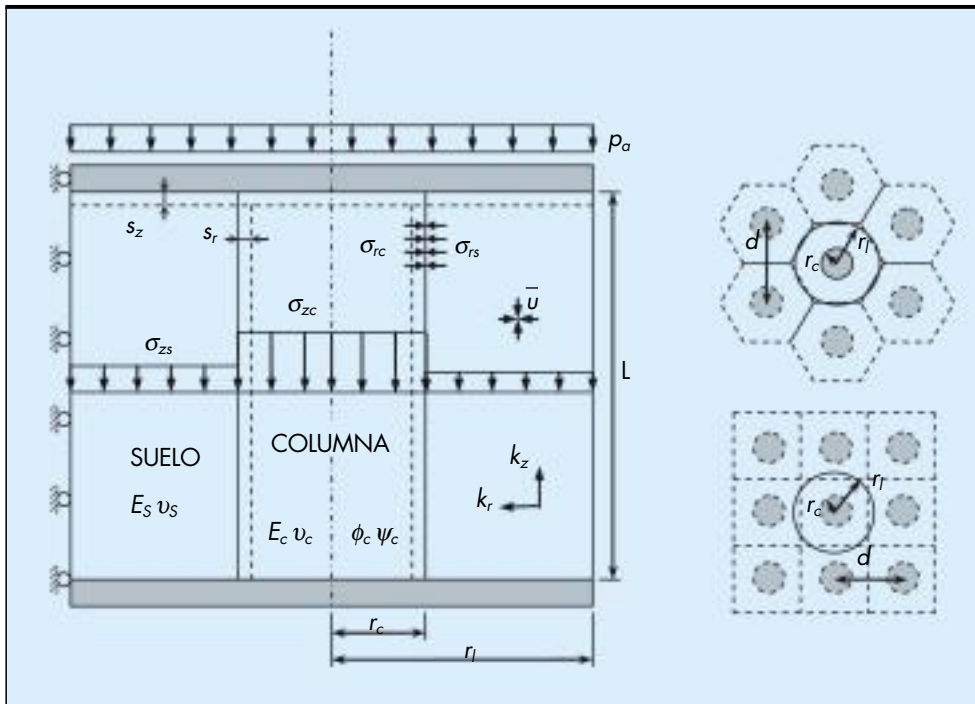


FIGURA 1. Esquema de reparto de tensiones. Definición de la celda unidad.

2. REPARTO DE TENSIONES ENTRE SUELO Y COLUMNAS

El fenómeno básico que gobierna el comportamiento de un terreno reforzado por columnas de grava es el reparto de tensiones verticales entre ambos. Si se aplica una presión vertical media de valor p_a sobre la superficie (Figura 1), se reparte de forma desigual entre las columnas (σ_{zc}) y el suelo (σ_{zs}). Ello suele cuantificarse mediante el llamado “factor de concentración de tensiones” (SCF):

$$SCF = \frac{\sigma_{zc}}{\sigma_{zs}} \quad (1)$$

En general, las columnas son más rígidas que el suelo, por lo que la tensión sobre las columnas es mayor que la presión media aplicada sobre la superficie, y, en paralelo, la tensión sobre el suelo es menor. Ello afecta a:

- Capacidad portante: Al ser las columnas un material altamente friccional, su resistencia al corte es función directa de la tensión vertical que actúa sobre ellas (σ_{zc}), por lo que la capacidad portante del conjunto depende del reparto de tensiones.
- Asientos del terreno: Los asientos que sufre el suelo dependen obviamente de la tensión actuante sobre él (σ_{zs}), por lo que se produce una reducción del asiento respecto al caso de no refuerzo. Suele denominarse “factor de mejora” (n) al cociente entre el asiento que se produciría si no se instalaran columnas y el asiento con columnas. Su inverso se denomina “factor de reducción de asientos” (α).
- Velocidad de asientos: La velocidad del proceso de consolidación depende del diámetro y espaciamiento de columnas, al actuar éstas como drenes radiales. Pero, por otra parte, la tensión sobre el suelo varía con el tiempo, al ir variando su rigidez aparente, desde la correspondiente a material incompresible en el momento de aplicar la carga, hasta su rigidez efectiva drenada, al final del proceso. Ello hace que la consolidación sea más rápida que si la carga sobre el suelo fuese constante.

- Estabilidad de las columnas: Debido al fuerte aumento de la carga vertical sobre las columnas, éstas pueden llegar al estado límite último activo. En casos bajo terraplenes el suelo resulta cargado en dirección radial por la columna en expansión, y también verticalmente por la carga del terraplén, con lo que se encuentra muy confinado y por tanto sujeto a esfuerzos desviadores pequeños. En cambio, el problema es crítico cuando las columnas se emplean como inclusiones bajo cimentaciones aisladas, pues al no estar cargada la superficie, la expansión radial de la columna puede llegar a provocar también la plastificación del terreno. Los métodos usuales para cuantificar esta posibilidad son muy simples (Mitchell, 1981; Van Impe y DeBeer, 1983), y suelen ignorar el reparto de tensiones suelo-columna, o mezclar las tensiones iniciales y finales.

Existe ya una experiencia notable sobre el comportamiento de suelos reforzados con columnas de grava. Las tensiones en suelo y columnas no son fáciles de medir, sobre todo en estas últimas, por lo que en la mayor parte de casos publicados, sólo se dispone de medidas de asientos. La Figura 2 muestra una recopilación de este tipo de medidas. La dispersión es menor de lo que cabría esperar, ya que se trata de casos sin discriminar por el tipo de suelo o de columnas, sólo por su área de sustitución. Sobre ellos, se presentan dos curvas: la contenida en la Guía de Cimentaciones (Ministerio de Fomento, 2002), que está definida precisamente como una aproximación conservadora a las observaciones reales, y la de Priebe (1976, 1995), de carácter semiempírico, que reproduce una tendencia media.

Las tensiones en suelo y columnas deben cumplir en todo caso la condición de equilibrio de fuerzas verticales que, si a_r es la fracción del área total que ocupan las columnas, se expresa como:

$$a_r \sigma_{zc} + (1 - a_r) \sigma_{zs} = p_a \quad (2)$$

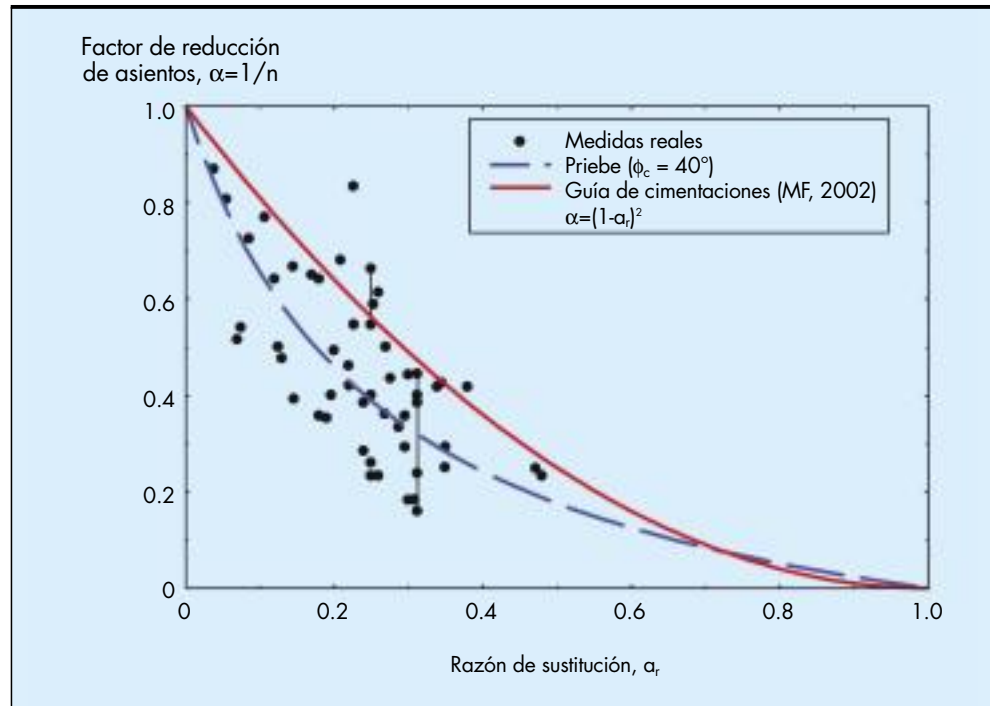


FIGURA 2. Asientos finales. Resumen de medidas en casos reales. Soluciones empíricas o semiempíricas.

Esta condición de equilibrio no basta para determinar el reparto de tensiones, sino que se requiere hacer intervenir la deformabilidad relativa de ambos elementos. A continuación se presentan las soluciones existentes, en orden creciente de complejidad. Los resultados se van analizando en función de su grado de aproximación a la experiencia existente.

En este estudio se supone terreno arcilloso, en el que puede considerarse que la carga se aplica instantáneamente, con el suelo en condiciones no drenadas (las columnas sí drenan instantáneamente), analizándose los estados inicial (no drenado) y final (drenado), y el proceso de consolidación que transcurre entre ambos. Dada la rapidez de la consolidación provocada por la presencia de las columnas, esta situación debe considerarse representativa sólo en casos de suelos claramente arcillosos. El estudio no pretende abarcar toda la gama de condiciones posibles, sino que se centra en las siguientes:

- Refuerzo de suelos blandos bajo terraplenes o áreas extensas cargadas, excluyendo el uso como inclusiones bajo cimentaciones aisladas.
- Columnas totalmente penetrantes hasta un sustrato rígido, excluyendo las columnas flotantes.
- Se estudia el comportamiento de una celda cilíndrica unidad (Figura 1), formada por una columna y el suelo circundante, con simetría axial. Se trata de una configuración representativa, en las condiciones implicadas por las hipótesis anteriores.
- La carga aplicada se supone que produce una distribución uniforme de asentamientos de columna y terreno (igual deformación vertical), suponiendo que no existe penetración de las columnas en la base del terraplén.
- La hipótesis anterior supone por contra que las tensiones no son uniformes. En primer lugar, difieren entre la columna y el suelo, como se ha comentado (ecuación 1). Por otra parte, tanto en uno como en otro elemento, también pueden ser variar a lo largo del radio. En la co-

lumna, las condiciones de contorno y de simetría hacen que la tensión vertical sea siempre uniforme. En el suelo, en cambio, en algunas situaciones puede haber una variación de la tensión vertical con la distancia a la columna. Cuando esto ocurre, las expresiones como (1) y (2) tienen sentido entre valores medios de las tensiones. En esos casos, cuando es precisa una distinción, se denotan en lo que sigue dichos valores medios con una barra superior ($\bar{\sigma}$).

- El flujo de agua durante la consolidación es puramente radial, desacoplado del vertical mediante la ecuación de Carrillo (1942).

En las soluciones de tipo elástico, las situaciones inicial y final pueden estudiarse independientemente, pues la solución final no depende del camino seguido. Sin embargo, con materiales elastoplásticos es preciso el análisis completo del proceso de consolidación para obtener la solución para el estado final, como en su momento se comenta.

2.1. COLUMNA CONFINADA LATERALMENTE

La hipótesis más sencilla es la de confinamiento lateral, tanto para la columna como para el suelo. Debe señalarse que la celda cilíndrica unidad impone la condición de deformación lateral nula sólo en el contorno exterior de la célula, pero aquí se supone que esta condición la cumplen además tanto la columna como el suelo circundante, deformándose ambos en condiciones edométricas. Sus deformaciones verticales vienen dadas por:

$$\epsilon_{zc} = \frac{\sigma_{zc}}{E_{mc}} \quad ; \quad \epsilon_{zs} = \frac{\sigma_{zs}}{E_{ms}} \quad (3)$$

Igualando ambas deformaciones se obtiene la condición de compatibilidad, que lleva a un factor de concentración de tensiones igual a la relación modular:

$$\frac{\sigma_{zc}}{\sigma_{zs}} = \frac{E_{mc}}{E_{ms}} \quad (4)$$

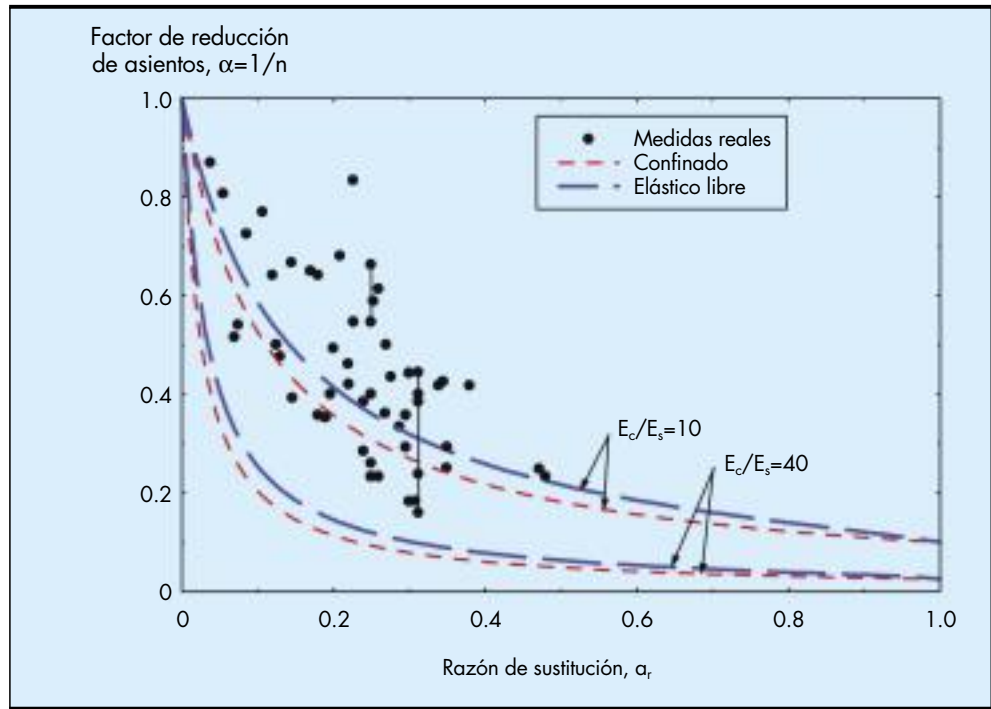


FIGURA 3. Asientos finales. Soluciones con confinamiento lateral total y elástica libre. Comparación con medidas reales.

Esta condición, junto con la de equilibrio (2) permite obtener las dos tensiones, y el resto de variables se determina directamente. La tensión final en el suelo resulta:

$$\sigma_{zs,f} = \frac{p_a}{1 + a_r \left(\frac{E_{mc}}{E_{ms}} - 1 \right)} \quad (5)$$

y el factor de mejora:

$$n = \frac{1}{\alpha} = \frac{p_a}{\sigma_{zs,f}} = 1 + a_r \left(\frac{E_{mc}}{E_{ms}} - 1 \right) \quad (6)$$

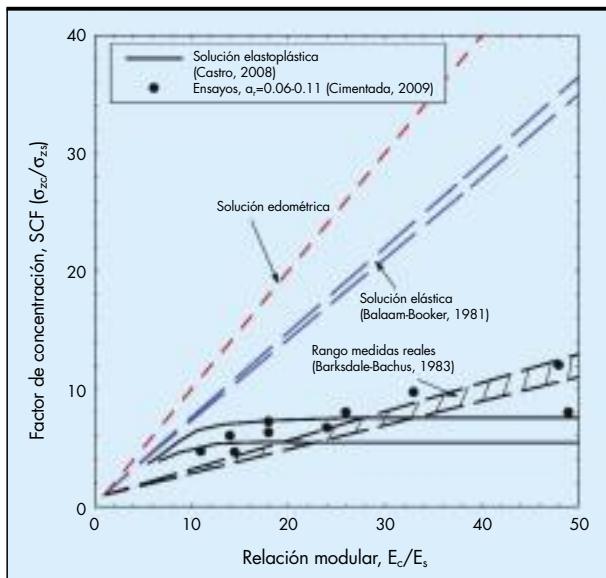


FIGURA 4. Factor de concentración de tensiones. Soluciones teóricas y casos reales.

Los resultados anteriores se refieren a la situación final, drenada. Para la situación inicial, de carga sin drenaje, la condición de que el suelo no cambie de volumen, junto con la de deformación lateral nula implica que no puede sufrir ningún asiento, por lo que la condición de compatibilidad lleva a que la carga sobre la columna es, en ese instante, nula. La tensión sobre el suelo es entonces ligeramente superior a la presión media aplicada, p_a , y el factor de concentración de tensiones inferior a la unidad.

La solución confinada presenta una inconsistencia, pues no se cumple el equilibrio radial de tensiones en la interfaz columna/suelo: al suponerse que ambos elementos se deforman en condiciones edométricas, sus respectivas tensiones horizontales vienen definidas por la tensión vertical en cada uno multiplicada por el correspondiente coeficiente de empuje en reposo, por lo que no tienen por qué ser iguales.

En cualquier caso, el resultado se presenta en la Figura 3, con líneas discontinuas de trazo largo, para dos valores de la relación modular que cubren el rango habitual. Puede verse que el resultado es excesivamente optimista, con asentamientos notablemente inferiores a los medidos, lo que está asociado a una sobrevaloración del factor de concentración de tensiones (Figura 4).

2.2. COLUMNA ELÁSTICA CON DEFORMACIÓN RADIAL LIBRE

La solución anterior puede mejorarse dejando libre la deformación radial de la columna y del suelo e igualando ambas. De esta forma, se puede cumplir la condición de equilibrio en el contacto entre ambos.

La distribución elástica de tensiones en la columna y en el terreno se puede obtener directamente utilizando soluciones conocidas:

- La columna es un cilindro sometido a unas tensiones vertical en sus bases (σ_{zc}), y radial en su pared lateral (σ_{rc}), uniformes y desconocidas (situación análoga a una probeta en un ensayo triaxial convencional, que da como resultado tensiones y deformaciones uniformes en toda la columna).

- En cuanto al suelo que la rodea, se trata de un tubo de pared gruesa, sometido a unas tensiones vertical en sus bases (σ_{zs}), y radial en su pared lateral (σ_{rs}), también desconocidas. La solución elástica de este caso se encuentra en cualquier texto básico de Elasticidad.

Para obtener las cuatro tensiones desconocidas anteriores se dispone (en direcciones vertical y radial) de las dos ecuaciones de compatibilidad de deformaciones y las dos de equilibrio de tensiones. Con ello se obtiene la solución completa de tensiones y deformaciones en la columna y en el suelo.

El resultado fue presentado por Balaam y Booker (1981) de forma completa, tanto para la situación inicial de carga sin drenaje como para la final, drenada. En la situación final, la tensión sobre el suelo es:

$$\sigma_{zs,f} = \frac{p_a}{1 + a_r \left(\frac{E_{mc} - 2\lambda_c F}{E_{ms} + 2\lambda_s F a_r / (1 - a_r)} - 1 \right)} \quad (7)$$

siendo:

$$F = \frac{(\lambda_c - \lambda_s)(1 - a_r)}{2[a_r(\lambda_s - \lambda_c + G_s - G_c) + \lambda_c + G_c + G_s]}$$

y el factor de mejora:

$$n = \frac{1}{\alpha} = 1 + a_r \left(\frac{E_{mc} - 2(\lambda_c - \lambda_s)F}{E_{ms}} - 1 \right) \quad (8)$$

Comparando estas expresiones con las (5) y (6), respectivamente, se ve que, con respecto a la hipótesis edométrica, aumenta algo la tensión sobre el suelo y por tanto, los asentos. En la Figura 3 se representan juntas ambas soluciones, y

puede verse que este efecto mejora algo la comparación con las medidas reales, pero sigue sobreestimando la reducción de asentos. En la Figura 4 se puede ver el efecto en el factor de concentración de tensiones.

Debe también observarse que en la situación inicial, sin drenaje, el asiento no es nulo (como ocurría en la solución confinada), sino que el suelo sufre un pequeño asiento, expandiéndose al mismo tiempo horizontalmente (para conservar el volumen), lo que supone una pequeña contracción radial en la columna.

2.3. COLUMNA ELASTOPLÁSTICA

La comparación anterior sugiere que la hipótesis elástica, aun considerando la situación realista de deformación radial libre, conduce a una tensión excesiva sobre la columna. Para mejorar este aspecto, es preciso introducir la existencia de deformaciones plásticas.

La posibilidad de plastificación afecta en principio sólo a la columna, que resulta sometida a una elevada presión vertical y con un confinamiento lateral inferior al de reposo y que podría llegar al límite activo. En cambio, el suelo se encuentra en condiciones de confinamiento lateral importante (la columna supone una inclusión más rígida que el terreno al que sustituye).

Dado que en análisis elastoplástico el estado final depende del camino seguido, es preciso considerar por separado los casos de carga con y sin drenaje, que se hace a continuación de forma cualitativa, analizando las trayectorias típicas de tensiones efectivas en la columna en un diagrama de tensiones radial y vertical (Figura 5), a partir de un estado inicial de reposo, k_0 (punto I).

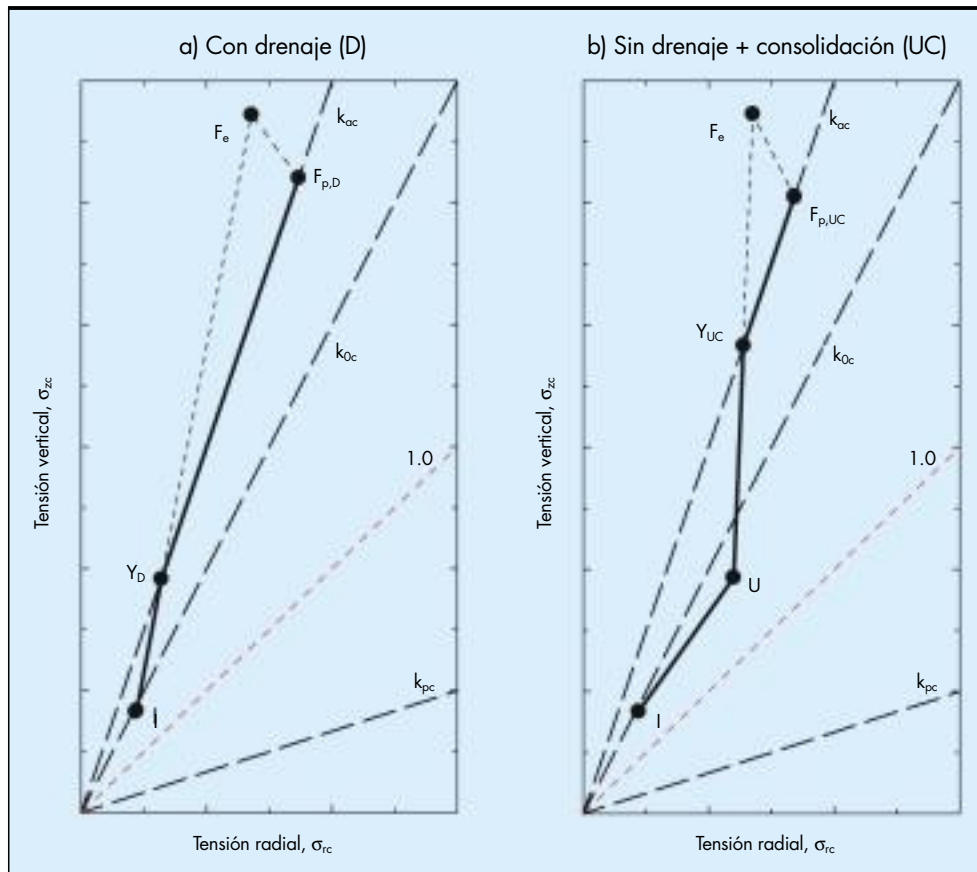


FIGURA 5. Esquema de trayectorias de tensiones en la columna. Casos con y sin drenaje.

2.3.1. Carga con drenaje

En el caso de suelo permeable (Figura 5-a) todo el proceso de carga tiene lugar con drenaje, y las tensiones en la columna crecen monótonamente hasta el estado final. Para columna elástica, ello lleva al punto F_e , definido en la Figura 5-a pero, dependiendo de la magnitud de la carga aplicada y de las características del material, puede alcanzarse antes el estado límite activo en un punto tal como Y_D . A partir de este momento, la columna se deforma en régimen plástico, llegando al final en el punto $F_{p,D}$, diferente de F_e (la mayor deformabilidad de la columna en régimen plástico implica una reducción del factor de concentración de tensiones respecto al caso elástico).

Este caso ha sido resuelto analíticamente por Pulko y Majes (2005). La solución del problema sigue siendo en principio posible, pues en el planteamiento sólo cambian las relaciones constitutivas en la columna, donde las tensiones y deformaciones son uniformes. Aparecen dos funciones incógnitas más (las componentes plásticas de las deformaciones radial y vertical), y dos ecuaciones adicionales, las correspondientes al estado plástico:

$$\begin{aligned} \text{Condición de plastificación (Rankine): } \sigma_{rc} &= k_{ac} \sigma_{zc} \\ \text{Condición de flujo plástico (dilatancia): } \epsilon_{zc}^p &= -2k_{vc} \epsilon_{rc}^p \end{aligned} \quad (9)$$

siendo:

$$k_{ac} = \frac{1 - \text{sen } \phi_c}{1 + \text{sen } \phi_c}; \quad k_{vc} = \frac{1 - \text{sen } \psi_c}{1 + \text{sen } \psi_c};$$

ϕ_c = ángulo de rozamiento interno;
 ψ_c = ángulo de dilatancia.

Las deformaciones elásticas de la columna siguen regidas por la ley de Hooke, pero el desarrollo algebraico se simplifica notablemente si se suponen despreciables frente a las componentes plásticas.

2.3.2. Carga sin drenaje

Para terreno de permeabilidad reducida, la carga puede suponerse instantánea, dando lugar a un estado U sin drenaje (Fi-

gura 5-b), caracterizado por un aumento relativo mayor de la tensión radial, por lo que el estado se acerca a la isotropía, y la columna se mantiene en estado elástico. A continuación, tiene lugar el proceso de consolidación, lo que para columna elástica llevaría al punto F_e , el mismo que para carga con drenaje. Sin embargo, si la resistencia de la columna es limitada, se alcanza el estado plástico en un cierto punto Y_{UC} , durante el proceso de consolidación. Al final de éste, se llega a un estado final $F_{p,UC}$, diferente del elástico (F_e) y del estado plástico final para carga con drenaje ($F_{p,D}$). Comparando ambos casos en la Figura 5 puede verse que es diferente el momento de plastificación (Y), y la proporción relativa de las fases elástica y plástica del proceso.

Este caso es más complejo que el anterior, ya que obliga a la integración de la ecuación de la consolidación en régimen no lineal, debido a las deformaciones plásticas de la columna. Sin embargo, la solución no es imposible, pues el suelo sigue siempre en régimen elástico, por las razones expuestas más arriba. En el apartado que sigue se presenta el análisis.

3. CONSOLIDACIÓN

Al igual que para el estado final, se presentan aquí las soluciones existentes, en orden de complejidad creciente, comenzando por la hipótesis de confinamiento lateral.

3.1. COLUMNA CONFINADA LATERALMENTE

La hipótesis de confinamiento lateral implica que la columna está lejos del estado límite activo. Por lo tanto, se trata siempre de un proceso elástico, para el suelo y la columna.

3.1.1. Solución básica para drenes (Barron-Hansbo):

Como referencia, se dispone de la solución clásica de Barron-Hansbo, formulada para la consolidación radial alrededor de drenes prefabricados. La ecuación (conservación de masa de fluido y ley de Darcy), es en este caso:

$$\frac{k_r}{\gamma_w} \left[\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right] = - \frac{\partial \epsilon_{vol,s}}{\partial t} \quad (10)$$

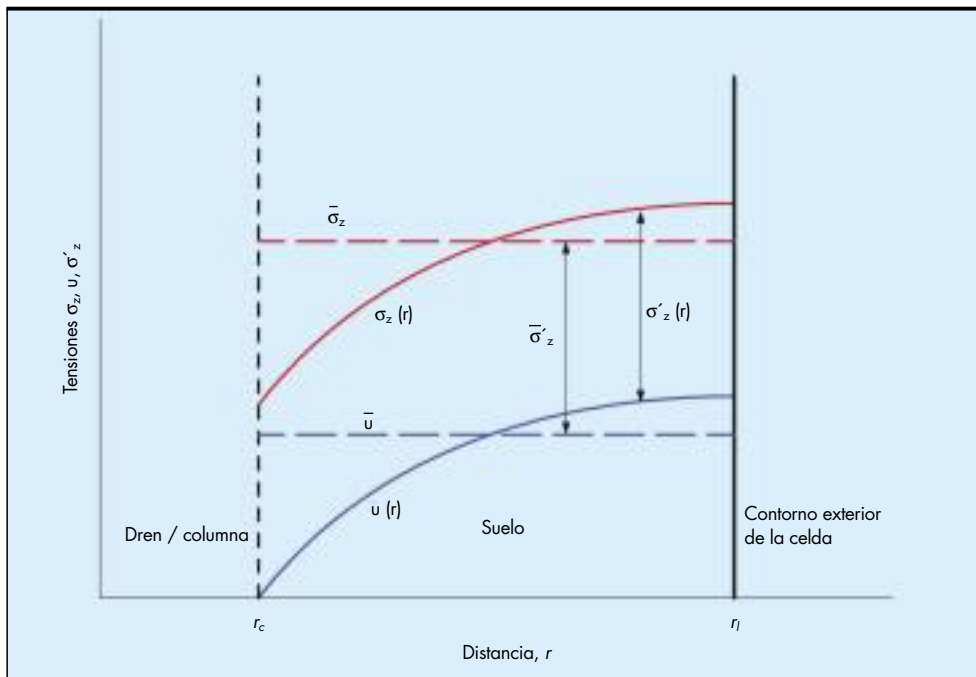


FIGURA 6. Isocronas en la solución de Barron-Hansbo. Distribución radial de tensiones totales e intersticiales. Valores medios.

En todo lo que sigue, se designa como u la sobrepresión intersticial (presión intersticial en exceso sobre la hidrostática inicial).

La deformación volumétrica del suelo, en condiciones confinadas, es igual a la vertical, la cual a su vez depende de la tensión vertical efectiva en cada punto, a través del módulo edométrico. La hipótesis de deformación vertical uniforme implica por tanto que, aunque tanto la tensión total como la intersticial varían a lo largo del radio, su diferencia debe ser constante, e igual a la existente entre los valores medios de ambas magnitudes (Figura 6). Por otra parte, los drenes prefabricados tienen una rigidez despreciable, por lo que no soportan ninguna carga, y la tensión media en el suelo es igual a la presión media aplicada, p_a . Todo ello lleva a:

$$\epsilon_{vol,s} = \epsilon_{zs} = \frac{\sigma'_{zs}}{E_{ms}} = \frac{\sigma_{zs} - u}{E_{ms}} = \frac{\bar{\sigma}_{zs} - \bar{u}}{E_{ms}} = \frac{p_a - \bar{u}}{E_{ms}} \quad (11)$$

Sustituyendo este valor en la ecuación (10):

$$c_{vr} \left[\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right] = \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} \quad (12)$$

siendo c_{vr} el coeficiente de consolidación radial del suelo:

$$(c_{vr} = k_r E_{ms} / \gamma_w).$$

La solución de la ecuación (12) es:

$$u = \frac{\bar{u}}{f(a_r)} \left\{ \ln \left(\frac{r}{r_c} \right) - \frac{1}{2} a_r \left[\left(\frac{r}{r_c} \right)^2 - 1 \right] \right\} \quad (13)$$

siendo la sobrepresión intersticial media:

$$\bar{u} = p_a e^{-\frac{8T_r}{f(a_r)}} \quad (14)$$

T_r es el factor de tiempo ($T_r = c_{vr} t / 4r_c^2$), y:

$$f(a_r) = -\frac{\ln a_r}{2(1-a_r)} - \frac{3-a_r}{4} \quad (15)$$

El grado de consolidación se define en la forma usual:

$$U = 1 - \frac{\bar{u}}{p_a} = e^{-\frac{8T_r}{f(a_r)}} \quad (16)$$

3.1.2. Aplicación directa a columnas de grava (reparto de tensiones constante):

La solución de Barron-Hansbo suele aplicarse en la práctica al caso de columnas de grava directamente, sin más que suponer que la tensión sobre el suelo no es la presión media aplicada, p_a , sino la que resulta del reparto de tensiones suelo-columna, suponiendo que es constante e igual a su valor final, $\sigma_{zs,f}$, dado por la expresión (5). El resultado, si se expresa mediante el grado de consolidación adimensional, es obviamente el mismo anterior, tanto en presiones intersticiales como en asientos.

3.1.3. Reparto de tensiones variable con el tiempo

El reparto de cargas entre columna y suelo varía considerablemente durante el proceso de consolidación. Inicialmente, al no haber drenaje el suelo no sufre asiento (al haber confinamiento lateral), por lo que su módulo edométrico aparente es infinito. La columna no debe tampoco asentar y, por tanto, no recibe ninguna carga, con lo que el suelo está sometido a una carga mayor que la presión media aplicada p_a (ecuación 2 con $\sigma_{zs}=0$). Con el desarrollo de la consolidación, el módulo edométrico aparente del suelo va disminuyendo hasta su valor final, drenado. En consecuencia, la carga sobre el suelo va también disminuyendo, lo que afecta a la velocidad del proceso.

Esta variación de la carga ha sido tenida en cuenta en el análisis presentado por Han y Ye (2001). En el desarrollo anterior, debe modificarse la ecuación (11), expresando la tensión efectiva en función de la presión intersticial media, en la forma:

$$\epsilon_{vol,s} = \epsilon_{zs} = \frac{\sigma'_{zs}(t)}{E_{ms}} = \frac{\bar{\sigma}_{zs}(t) - \bar{u}(t)}{E_{ms}} \quad (17)$$

La tensión total media sobre el suelo ($\bar{\sigma}_{zs}$) para cualquier tiempo t se puede obtener con las condiciones de equilibrio y compatibilidad, como se indicó en el Apartado 2.1 para la situación final, resultando:

$$\bar{\sigma}_{zs}(t) = \frac{p_a + \frac{E_{mc}}{E_{ms}} a_r \bar{u}(t)}{1 + a_r \left(\frac{E_{mc}}{E_{ms}} - 1 \right)} \quad (18)$$

Introduciendo este valor en la ecuación (17) se obtiene la deformación volumétrica ($\epsilon_{vol,s}$) que, sustituida en la ecuación (10) lleva a la misma ecuación de consolidación de Barron-Hansbo, pero con un coeficiente de consolidación equivalente:

$$c_{vr}^{ze} = c_{vr} \left(1 + \frac{E_{mc}}{E_{ms}} \frac{a_r}{1-a_r} \right) \quad (19)$$

donde el superíndice ze se refiere a la influencia de la deformación confinada de la columna elástica. El factor entre paréntesis es siempre mayor que la unidad, lo que implica una consolidación más rápida que en el caso de carga constante. El tratarse de una mera modificación de c_{vr} implica que la curva de consolidación ($U-T_r$) es la misma que en el caso de carga constante (16), pero trasladada horizontalmente en el eje logarítmico de tiempos.

3.2. COLUMNA ELÁSTICA CON DEFORMACIÓN RADIAL LIBRE

El método seguido en el caso de confinamiento lateral puede seguirse también para deformación radial libre de columna y suelo. La ecuación de la consolidación radial sigue siendo la misma (10), pero ahora la deformación volumétrica no es igual a la vertical, como era en las ecuaciones (11) y (17), sino que interviene también la deformación horizontal. Para calcularla se debe acudir a la solución elástica general. La solución se obtiene como se presentó en el Apartado 2.2 para las situaciones inicial y final, pero considerando que existe una cierta presión intersticial por disipar. Para estos efectos, se puede sustituir la presión intersticial en cada punto (u) por su valor medio (\bar{u}), variable con el tiempo, aunque en este caso la justificación de esta aproximación no es tan directa como en el caso confinado.

La solución completa puede verse en Castro (2008). Todas las deformaciones y tensiones resultan necesariamente lineales con p_a y \bar{u} , en la forma:

$$(\sigma, \epsilon) = \Phi^e \bar{u} + \Psi^e p_a \quad (20)$$

Donde las diferentes funciones Φ^e y Ψ^e para cada componente pueden depender del radio r y de los parámetros geométricos y elásticos, pero no del tiempo, que sólo interviene a través de \bar{u} . Por tanto, la derivada temporal de la deformación volumétrica del suelo que debe introducirse en la ecuación de la consolidación (10), es lineal con la derivada ($\partial \bar{u} / \partial t$).

Ello da como resultado la misma ecuación (12), pero con un nuevo coeficiente de consolidación equivalente:

$$c_{vr}^{zre} = c_{vr} \cdot \frac{[a_r(\lambda_c + 2G_c) + (1-a_r)(\lambda_s + 2G_s)] [H - (\lambda_c - \lambda_s)] - (1-a_r)(\lambda_c - \lambda_s)^2}{(\lambda_s + 2G_s) [H - (1-3a_r)(G_c - G_s)]} \quad (21)$$

donde el superíndice zre se refiere ahora a la influencia de la deformación vertical y radial de la columna elástica no confinada,

y siendo: $H = \frac{1}{a_r} (\lambda_c + G_c + G_s) - (G_c - G_s)$.

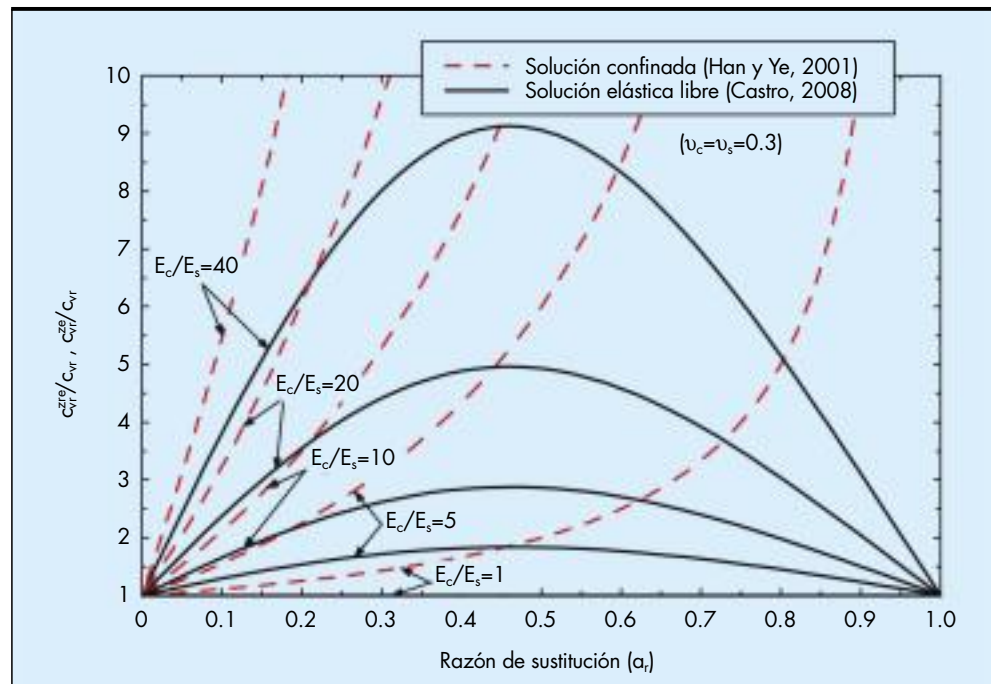


FIGURA 7. Columna elástica. Deformación lateral libre. Coeficiente de consolidación equivalente (Castro, 2008). Comparación con el caso confinado (Han y Ye, 2001).

En la Figura 7 se representa la expresión (21) en función de la relación modular y el área de sustitución. Puede verse que el cociente c_{vr}^{zre}/c_{vr} es siempre superior a la unidad, es decir, que la consideración de la variación del reparto de cargas en el tiempo representa una aceleración de los asentamientos. Sin embargo, este efecto no es tan acusado como en la solución confinada (ec. 19), representada también en la figura. En un caso típico, con $a_r=0,2$ y $E_c/E_s=20$, el coeficiente de consolidación aumenta a 6 veces el básico para columna confinada, mientras que para columna libre se multiplica sólo por 3,5. Para valores muy altos (irreales) de la razón de sustitución, el factor a aplicar al coeficiente de consolidación tiende a infinito para confinamiento lateral, y en cambio decrece a la unidad para columna libre lateralmente. Esta aparente ralentización del fenómeno se ve compensada por el aumento de la componente instantánea del asiento (que en la solución confinada no existe).

La Figura 8 muestra la evolución de la consolidación en un caso típico, analizado por Balaam y Booker (1981) mediante elementos finitos con consolidación acoplada². Se muestra la comparación con la solución presente, y también con la solución confinada lateralmente, así como la que más arriba se ha denominado “aplicación directa a columnas de grava” de la solución de Barron-Hansbo. La consolidación bajo carga constante es mucho más lenta que los resultados numéricos. Por contra, la consideración de carga variable pero manteniendo el confinamiento lateral conduce a un proceso excesivamente rápido, sobre todo para grados de consolidación por encima del 50%.

La solución presente muestra un mejor ajuste con los resultados numéricos. Las diferencias son mayores para grados de consolidación inferiores al 30%, deficiencia que es compartida también por las otras soluciones. Balaam y Booker (1981) lo atribuyen a que la solución de Barron no reproduce adecua-

damente la fase inicial del proceso. Como más adelante se expone, esto se ha comprobado experimentalmente en laboratorio (Figura 16). En cualquier caso, incluso en esa región, la solución presente supone una mejora sustancial de los resultados de las anteriores, en términos de evolución del grado de consolidación.

3.3. COLUMNA ELASTOPLÁSTICA CON DEFORMACIÓN RADIAL LIBRE

3.3.1. Tensiones iniciales

Toda la formulación anterior, que corresponde al caso de columna elástica, se debe entender como incremental, es decir que todas las tensiones y deformaciones son incrementos sobre los valores iniciales (antes de aplicar la carga p_a). Por tanto, las soluciones presentadas, tanto en el estado inicial, el final, o durante la consolidación son válidas e idénticas para una rebanada de espesor diferencial situada a cualquier profundidad. En cambio, para columna elasto-plástica, la condición de plastificación (9a) debe imponerse con las tensiones acumuladas a las iniciales.

Por ello, el planteamiento se debe hacer para una profundidad genérica z , y luego integrarse para toda la columna. Las tensiones iniciales dependen del método de instalación de las columnas (vibrosustitución o vibrodesplazamiento), sobre todo las horizontales. Para una instalación ideal que no modifique el estado natural se puede tomar:

$$\begin{aligned} \sigma_{zs,i} &= \gamma'_s z \\ \sigma_{zc,i} &= \gamma'_c z \\ \sigma'_{rs,i} &= \sigma_{rc,i} = k_0 \sigma'_{zs,i} \\ u_i &= 0 \end{aligned} \tag{22}$$

3.3.2. Inicio de la plastificación

Teniendo en cuenta el esquema de la Figura 5b, los estados definidos por los puntos U y F_e , elásticos, se resuelven con la solución expuesta en el apartado anterior. Para la solución

2 En el artículo original, Balaam y Booker (1981) muestran sólo los resultados del proceso de consolidación, a partir de la situación inicial sin drenaje. Para la comparación, en la Figura 8 se ha sumado el asiento inicial calculado con la formulación de los propios autores.

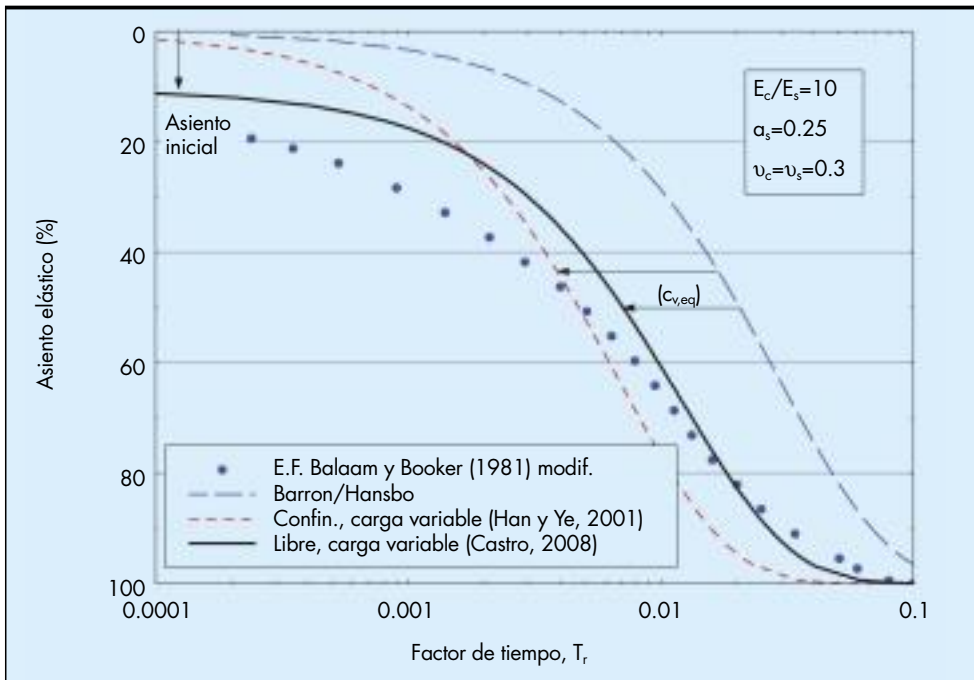


FIGURA 8. Columna elástica. Evolución del grado de consolidación. Soluciones confinada y libre. Comparación con resultados de análisis numérico.

elastoplástica, el primer paso es definir el inicio de la plastificación (punto Y). Este punto se alcanza para un grado de consolidación más pequeño cuanto menor es la profundidad (es decir, cuanto más cerca del origen se sitúe el punto inicial I. Por tanto, la plastificación comenzará en la cabeza de la columna, progresando hacia abajo al continuar la consolidación.

La condición de plastificación es:

$$\frac{\sigma_{rc,y}}{\sigma_{zc,y}} = \frac{\sigma_{rc,i} + \Delta\sigma_{rc,y}}{\sigma_{zc,i} + \Delta\sigma_{zc,y}} = \frac{1 - \text{sen}\phi_c}{1 + \text{sen}\phi_c} = k_{ac} \quad (23)$$

donde el subíndice “y” se refiere al momento de plastificación.

Entre los puntos U y F_e, todas las tensiones varían linealmente con la sobrepresión intersticial media (\bar{u}) (ec. 20), por lo que el grado de consolidación puede aplicarse a cualquier componente en la forma:

$$\Delta\sigma_y = \Delta\sigma_u + U_y^e (\Delta\sigma_f^e - \Delta\sigma_u) \quad (24)$$

siendo $\Delta\sigma_f^e$ el valor final de la componente elegida en la hipótesis de comportamiento puramente elástico (punto F_e), y $\Delta\sigma_u$ en el estado sin drenaje (punto U).

Aplicando esta expresión a las tensiones radial y vertical en la columna e introduciéndolas en (23), se puede despejar el grado de consolidación elástico en el momento de plastificación, U_y^e :

$$U_y^e = \frac{(\sigma_{rc,i} - k_{ac}\sigma_{zc,i}) + \Delta\sigma_{rc,u} - k_{ac}\Delta\sigma_{zc,u}}{k_{ac}\Delta\sigma_{zc,f}^e - \Delta\sigma_{rc,f}^e + \Delta\sigma_{rc,u} - k_{ac}\Delta\sigma_{zc,u}} \quad (25)$$

En esta expresión, sólo el paréntesis del numerador, que es siempre positivo, depende de la profundidad, por lo que U_y^e es mínimo en la superficie, como se había anticipado. Alternativamente, puede considerarse como la expresión que define la profundidad alcanzada por la zona plástica en función del grado de consolidación elástico.

3.3.3. Rango plástico

El punto final real no será F_e, sino F_{p,UC}, por lo que el grado de consolidación real será diferente del dado por (25). La determinación de las tensiones y deformaciones en la zona plás-

tica puede hacerse de la forma descrita en el Apartado 2.3, en función de la sobrepresión intersticial media, lo que resuelve el problema en este rango. El estado final (punto F_{p,UC}) se obtiene para sobrepresión intersticial nula. En lo que sigue, se han despreciado las componentes elásticas de la deformación en la zona plástica, como se ha comentado.

Igual que en el caso elástico, la ecuación de la consolidación (10) se sigue manteniendo. El coeficiente de consolidación equivalente es ahora:

$$c_{vr}^{zrp} = c_{vr} \cdot \frac{(1 - a_r) + \frac{a_r}{(\lambda_s + 2G_s)} \left(\frac{\lambda_s}{k_{\psi e}} + \frac{J}{k_{ac}} \right)}{\left[1 + \frac{a_r}{(1 - a_r)k_{\psi e}} \right] \left(1 - a_r + \frac{a_r}{k_{ac}} \right)} \quad (26)$$

$$\text{con: } J = \lambda_s + \frac{G_s + a_r(\lambda_s + G_s)}{(1 - a_r)k_{\psi e}}$$

Así como en régimen elástico (confinado o no) el coeficiente de consolidación dependía de la relación modular columna-suelo (ecs. 19 y 21), ahora los únicos parámetros elásticos que intervienen con los coeficientes de Poisson. Esto es consecuencia de haber despreciado las deformaciones elásticas frente a las plásticas.

En la Figura 9 se representa la expresión anterior. Puede verse que, al contrario de lo que ocurre en el tramo elástico, en el que el coeficiente de consolidación se multiplicaba por valores de 3 a 6, al pasar al rango plástico, el factor decrece por debajo de la unidad, lo que supone un brusco retardo del proceso. Esto se muestra claramente en un caso típico (Figura 10). El punto de plastificación, que como se comentó antes varía con la profundidad, supone un quiebro brusco en la evolución del proceso.

Este mismo cambio se refleja en el reparto de tensiones entre suelo y columna. La plastificación de ésta supone una disminución importante de la rigidez relativa, lo que hace que a partir de este momento la columna va soportando cargas relativamente menores, como se pone de manifiesto en un caso

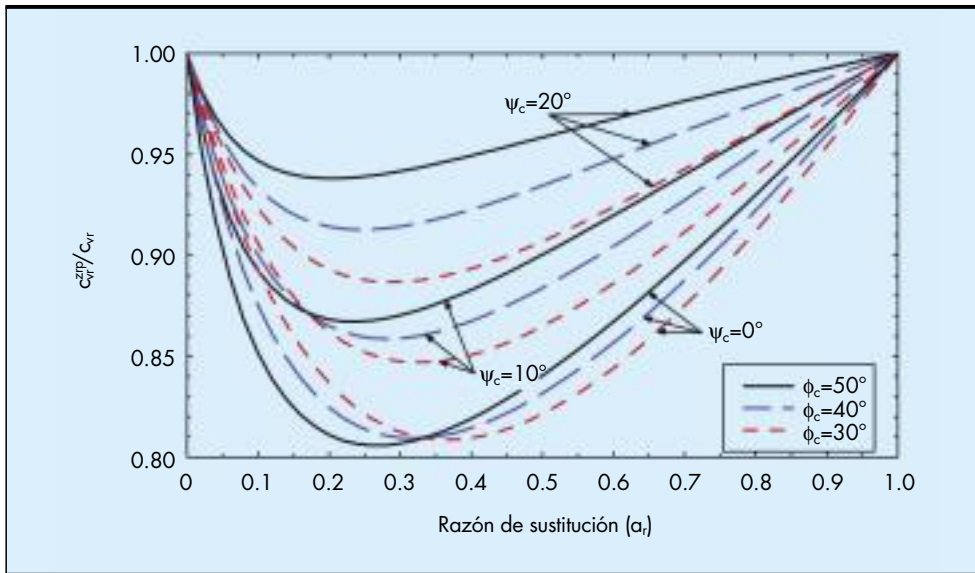


FIGURA 9. Deformación lateral libre. Coeficiente de consolidación equivalente en el rango plástico. (Castro, 2008).

típico representado en la Figura 11. Puede verse que el factor de concentración de tensiones cesa bruscamente de crecer al producirse la plastificación, variando muy poco a partir de entonces.

En la Figura 12 se muestra el estado final en el caso general, expresado en la forma habitual mediante el factor de reducción de asientos, como para las soluciones anteriores. Puede verse que ahora los asientos finales concuerdan muy bien con los valores medios de los casos reales. Otro tanto ocurre con el factor de concentración de tensiones, que se representa en la Figura 4. Los casos reales (rango definido por Barksdale y Bachus, 1983) dan valores muy por debajo de los

dados por las soluciones elásticas, confinadas o no, y se ajustan muy bien a los de la solución plástica expuesta.

4. ESTUDIO EXPERIMENTAL EN LABORATORIO

Como se ha ido viendo a lo largo de los apartados anteriores, existen numerosas evidencias experimentales de medidas de asientos finales, y menos de reparto de tensiones entre suelo y columna. Aún menos medidas hay del proceso de consolidación. Por ello, se decidió completar el estudio teórico del proceso expuesto con un estudio en laboratorio (Cimentada, 2009; Cimentada et al., 2011).

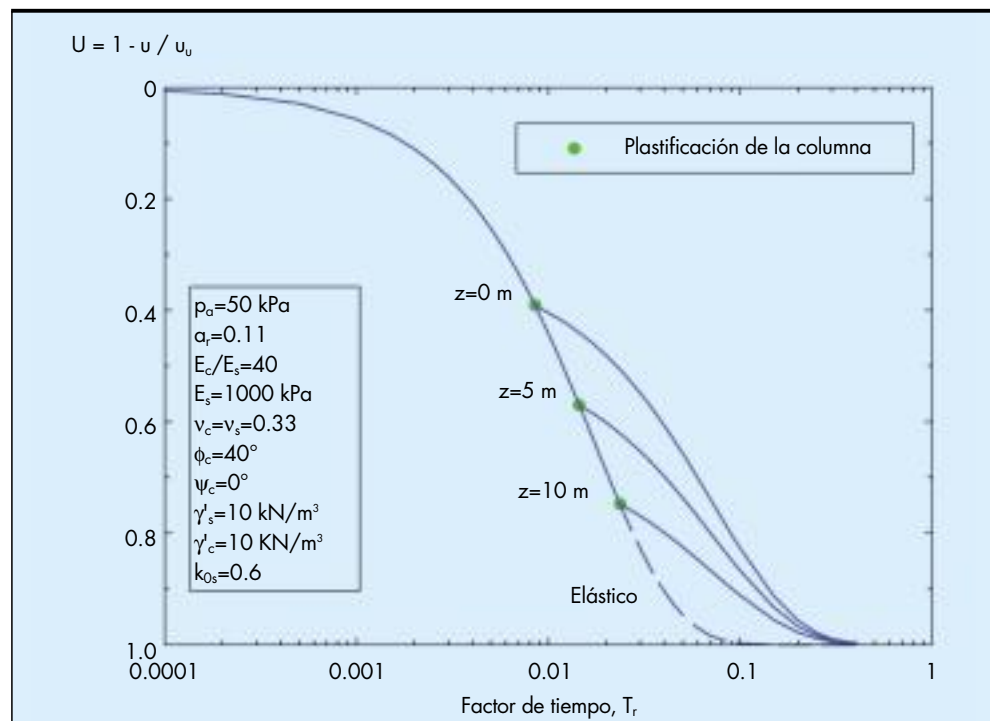


FIGURA 10. Evolución del grado de consolidación. Influencia de la plastificación de la columna.

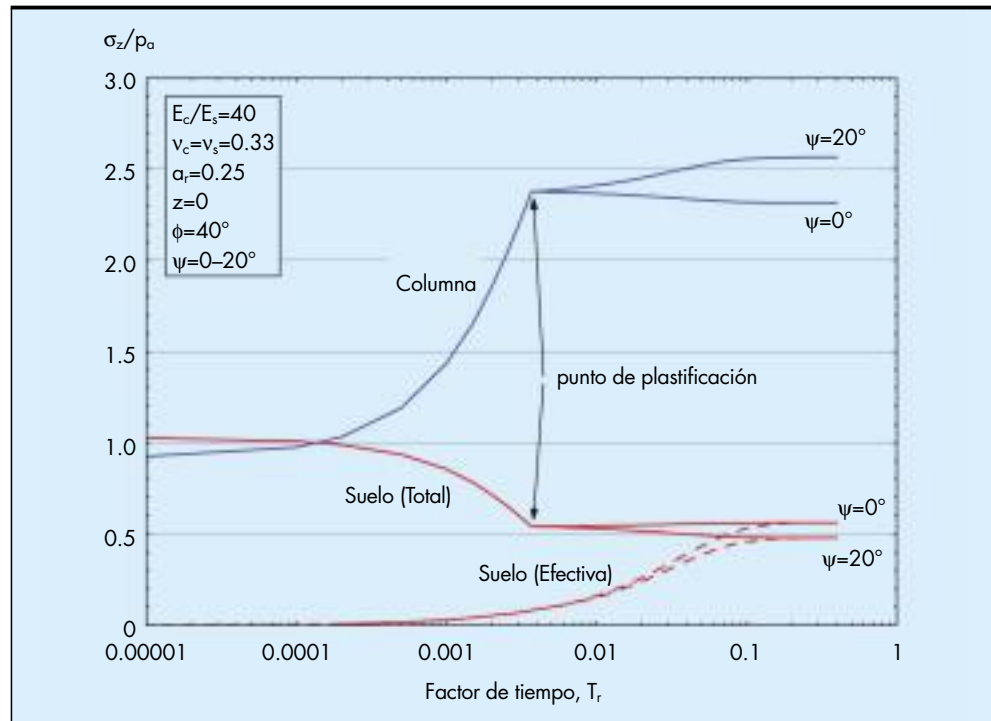


FIGURA 11. Evolución de las tensiones en suelo y columna durante la consolidación. Columna elastoplástica.

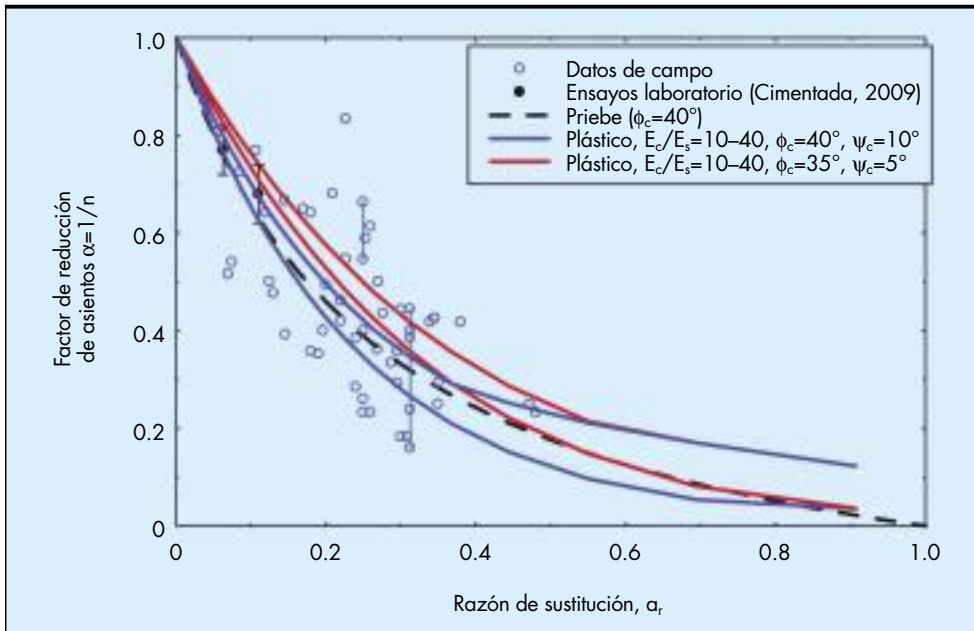


FIGURA 12. Asientos finales. Confinamiento lateral elástico. Columna elastoplástica. Comparación con medidas reales.

Para ello, se ha reproducido una rebanada horizontal de la celda unidad en un edómetro de tipo Rowe-Barden, de 254 mm de diámetro (Figura 13). Se han ensayado columnas de 63,5 mm y 84,67 mm, lo que supone relación de diámetro de celda a columna $N=4$ y $N=3$, respectivamente, y razones de sustitución, α_r , respectivas de 0,0625 y 0,111.

4.1. MATERIALES Y MÉTODOS

Lo anterior supone una escala aproximada de 1/10 respecto a las dimensiones reales típicas. Para mantener esta escala, se

ha utilizado para la columna grava de 4-5 mm de diámetro. Para el suelo se ha usado caolín comercial, que supone un adecuado compromiso entre plasticidad y permeabilidad. El utilizado en este estudio tiene un límite líquido de 73%, índice de plasticidad de 35%, y deformabilidad edométrica definida por unos índices C_c y C_s de 0,44 y 0,14. Para presiones entre 100 y 600 kPa el módulo de elasticidad equivalente era de 600-3000 kPa y el coeficiente de consolidación medio de $2,5 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$.

En cuanto a la grava, se compactó a una densidad de 16,5 kN/m^3 , cercana a la máxima. El ángulo de rozamiento medido



FIGURA 13. Ensayos en modelo. Vista general del equipo.

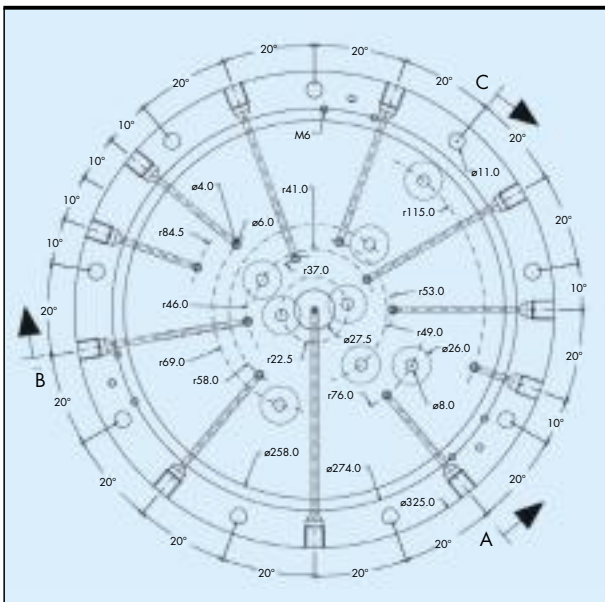


FIGURA 14. Instrumentación de la base de la célula Rowe. Sensores de presión total e intersticial.



FIGURA 15. Inserción de la columna de grava.

en ensayos triaxiales drenados varía entre 40° y 50° , y el de dilatación entre 10° y 15° . Para el módulo de elasticidad, se hicieron además ensayos triaxiales especiales con trayectorias de tensiones controladas, manteniendo constante la relación entre tensiones horizontal y vertical, con valores entre los estados de reposo y activo. De ellos se deduce un módulo de elasticidad representativo de 30 MPa y un coeficiente de Poisson de 0,2.

La célula Rowe se instrumentó mediante la instalación en su base de sensores situados a diferentes distancias del eje, de presión total (dos bajo la columna y cuatro bajo el suelo) y de presión intersticial (seis bajo el suelo) (Figura 14). También se midieron las tensiones totales horizontales en dos puntos de la pared cilíndrica de la célula para controlar el coeficiente de empuje en reposo.

Las columnas se construyeron compactándolas por vibración en el interior de un molde cilíndrico, y congelándolas posteriormente. La arcilla se colocaba en la célula con la humedad del límite líquido y se consolidaba con una presión vertical de 100 kPa. Luego, se desmontaba la tapa y, con ayuda del sistema de la Figura 13, se excavaba un orificio central protegido por una entubación metálica, en el que, una vez retirada ésta, se introducía la columna congelada (Figura 15). Se dejaba descongelar la columna y se reinstalaba la tapa de la célula y la presión vertical.

La aplicación posterior de la carga se hizo en escalones de 100 kPa, hasta un valor de 600 kPa. En cada uno, se incrementaba la carga manteniendo el drenaje cerrado, y luego se abría el drenaje únicamente a través de la columna, para mantener la condición de flujo radial. Cada escalón duraba 24 horas. En todo el proceso se utilizó una presión de cola de 300 kPa. En total se hicieron siete ensayos, para comprobar la repetitividad de resultados, pudiendo descartar registros anómalos.

4.2. RESULTADOS

En la Figura 16 se presentan las isocronas radiales de presión intersticial en un ensayo con cada geometría ($N=3$ y 4). Puede verse que, a partir de un cierto tiempo (del orden de 1000-2000 s) las isocronas tienen sensiblemente el aspecto predicho por la solución de Barron (ec. 13 y Figura 6), pero no así en las primeras etapas del proceso, como indica la experiencia pasada.

La Figura 17 muestra los valores del coeficiente de consolidación equivalente, obtenido mediante ajuste de la solu-

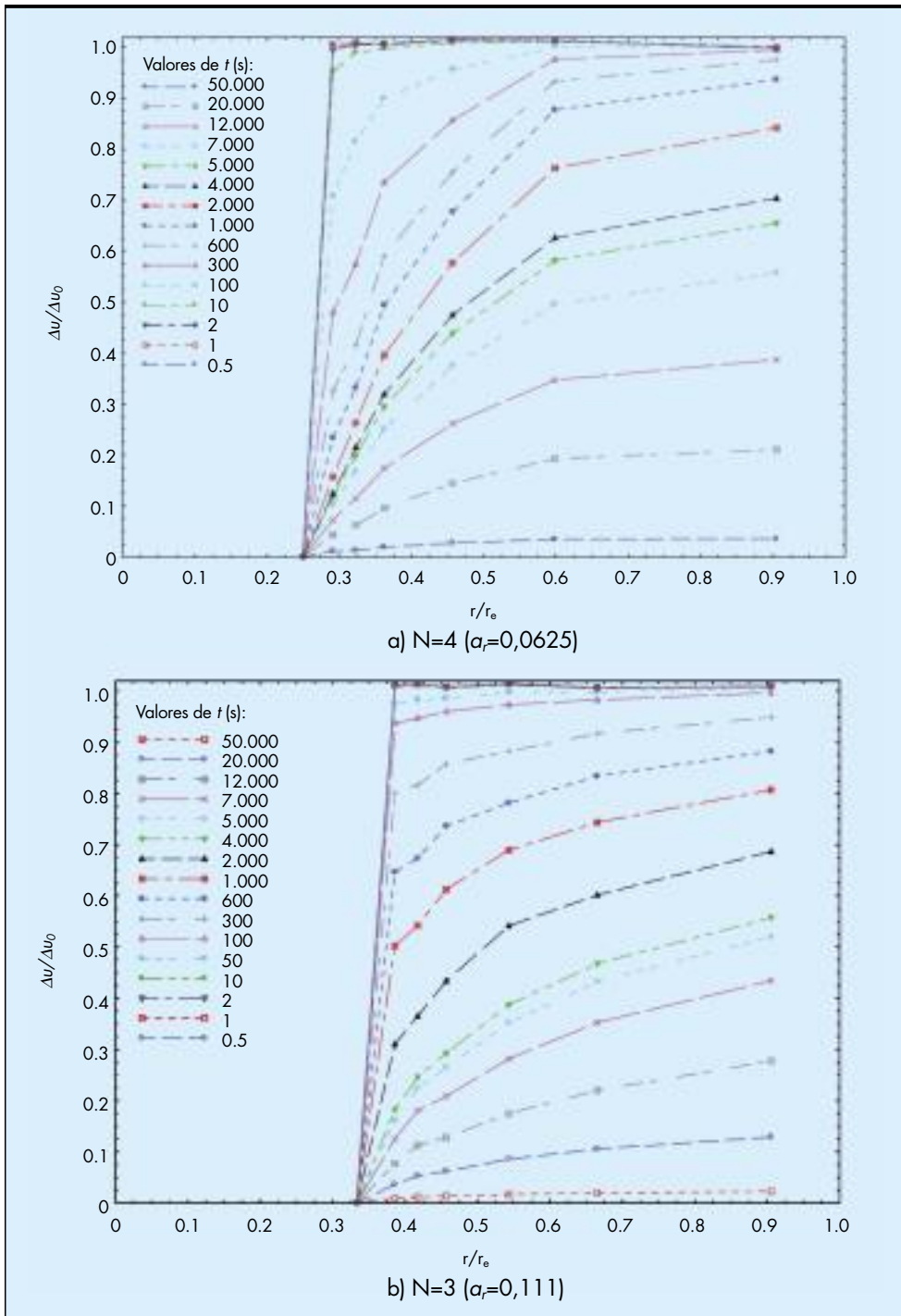


FIGURA 16. Ensayos en laboratorio. Isocronas de presión intersticial.

ción de Barron-Hansbo a los resultados experimentales, expresados como cociente respecto al valor básico. Se ha determinado para cada geometría ($N=3-4$) y cada escalón de carga, utilizando dos métodos: la disipación de presiones intersticiales y la evolución de la deformación vertical. Los resultados muestran una cierta dispersión, pero reflejan la tendencia a disminuir al crecer la relación de diámetros, N . Como comparación, se presentan los resultados teóricos para confinamiento lateral (Han y Ye, 2001) y para deformación radial libre (Castro, 2008). La solución confinada tiende

a apartarse de los resultados experimentales para razones de sustitución altas.

En cuanto al reparto de tensiones entre suelo y columna, en la Figura 18 se presenta la evolución del factor de concentración, SCF , a lo largo de la consolidación para cada escalón de carga. Puede verse que comienza por valores muy bajos, incluso inferiores a la unidad, como predicen los estudios teóricos para la situación sin drenaje. Después hay un aumento suave, y para un tiempo entre 10^3 y 10^4 segundos se observa un cambio de tendencia, manteniéndose sensiblemente constante; al

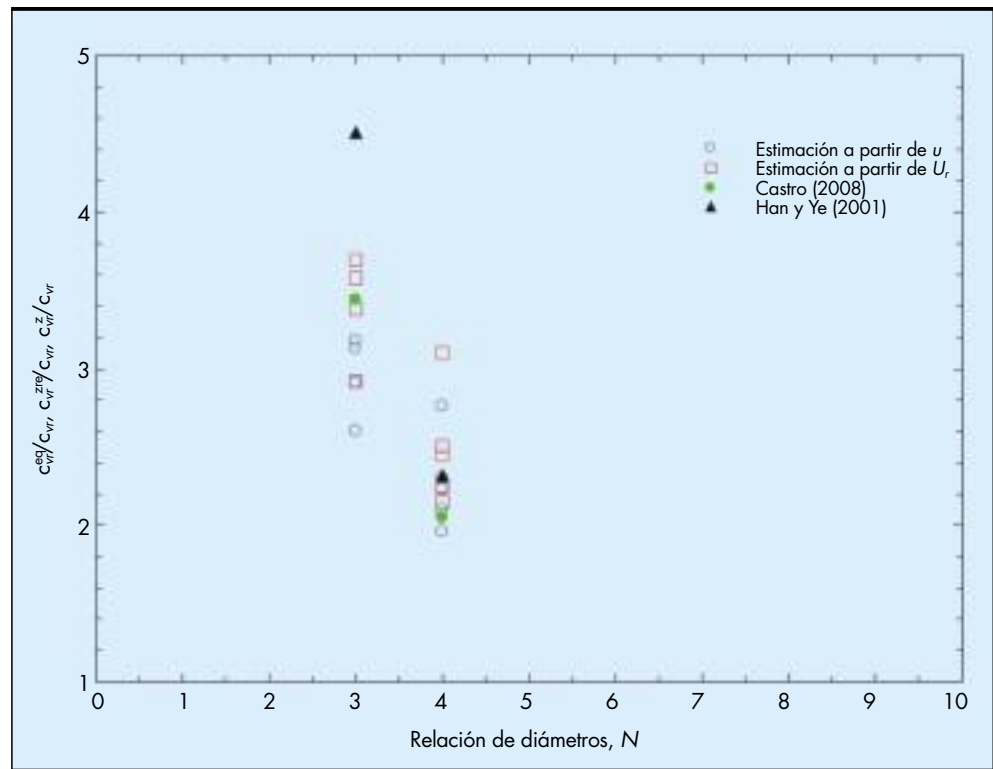


FIGURA 17. Ensayos en laboratorio. Coeficiente de consolidación radial equivalente.

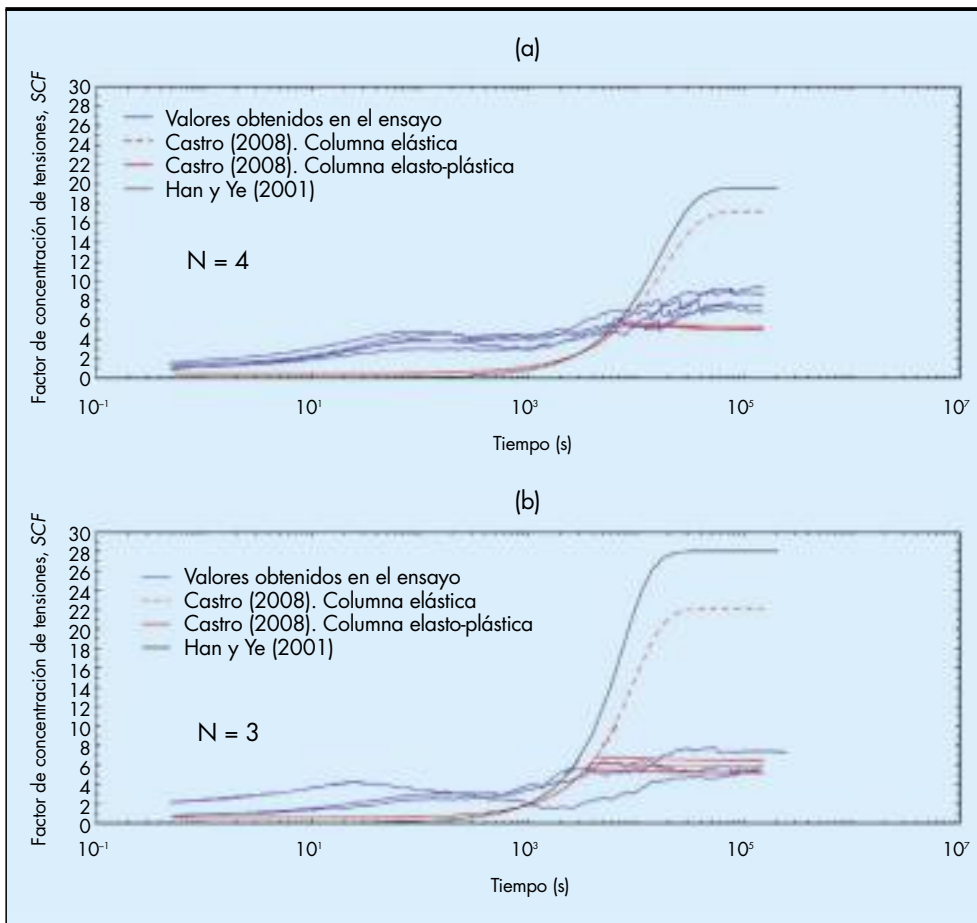


FIGURA 18. Ensayos en laboratorio. Evolución del factor de concentración de tensiones.

mismo tiempo, aparece una notable irregularidad en las curvas, debidas a oscilaciones en el registro de las tensiones en la columna, típicas de materiales granulares. Este cambio de tendencia podría indicar la plastificación de la columna. En la misma figura se han superpuesto como comparación las curvas teóricas, observándose que la solución confinada (Han y Ye, 2001) sobrevalora en mucho el factor, y también la elástica libre. Sólo la consideración de la plastificación de la columna (Castro, 2008) proporciona ajustes aceptables. El valor final del factor de concentración toma valores en el rango 4-8, lo que concuerda con la experiencia en casos reales (Figura 4).

En cuanto a las deformaciones finales, definidas por el factor de reducción de asentamientos, se han incluido en la Figura 12 junto con los resultados teóricos y las experiencias reales, observándose una buena concordancia, si bien se trata de sólo dos puntos, y para razones de sustitución moderadas.

5. EFECTOS DEL PROCESO DE INSTALACIÓN

En todo el estudio anterior, no se ha tenido en cuenta el efecto del proceso real de instalación de las columnas en el terreno, sino que, tanto en los estudios teóricos como experimentales se ha considerado una instalación ideal, que no modifica el estado tensional del terreno.

Como parte del estudio, se ha realizado también una prueba de campo, tratando únicamente de resaltar la importancia de este aspecto. Para ello, se ha contado con la posibilidad de instrumentar una obra real, en un terraplén de la autovía Variante de Sueca (Valencia), con una altura de 10 m, más 2 m de precarga. La cimentación se reforzó con columnas de grava, de 0,80 m de diámetro, 2,80 m de espaciamiento en malla triangular, y 9,0 m de longitud.

El terreno consta de una interestratificación de depósitos aluviales, predominantemente limosos, de consistencia blanda-media, de 8-10 m de potencia. Los ensayos de laboratorio e insitu muestran indicios de una cierta sobreconsolidación, con valores del coeficiente A de Skempton en el rango de +0,20 a -0,17 y una resistencia al corte sin drenaje de 60 a 160 kPa.

La prueba consistió en la instalación de siete columnas, en celda exagonal (Figura 19). Se instalaron piezómetros en los baricentros de las subceldas triangulares, a profundidades de 4 m y 7 m, en las que los sondeos hechos para instalar los piezómetros indicaban niveles más impermeables (el nivel freático se detectó a 3 m de profundidad). El orden de construcción indicado permitía que en la primera columna, instalada en un terreno virgen, se dispusiera de medidas a tres distancias diferentes de la misma (del orden de 1,5, 3,0 y 4,5 m).

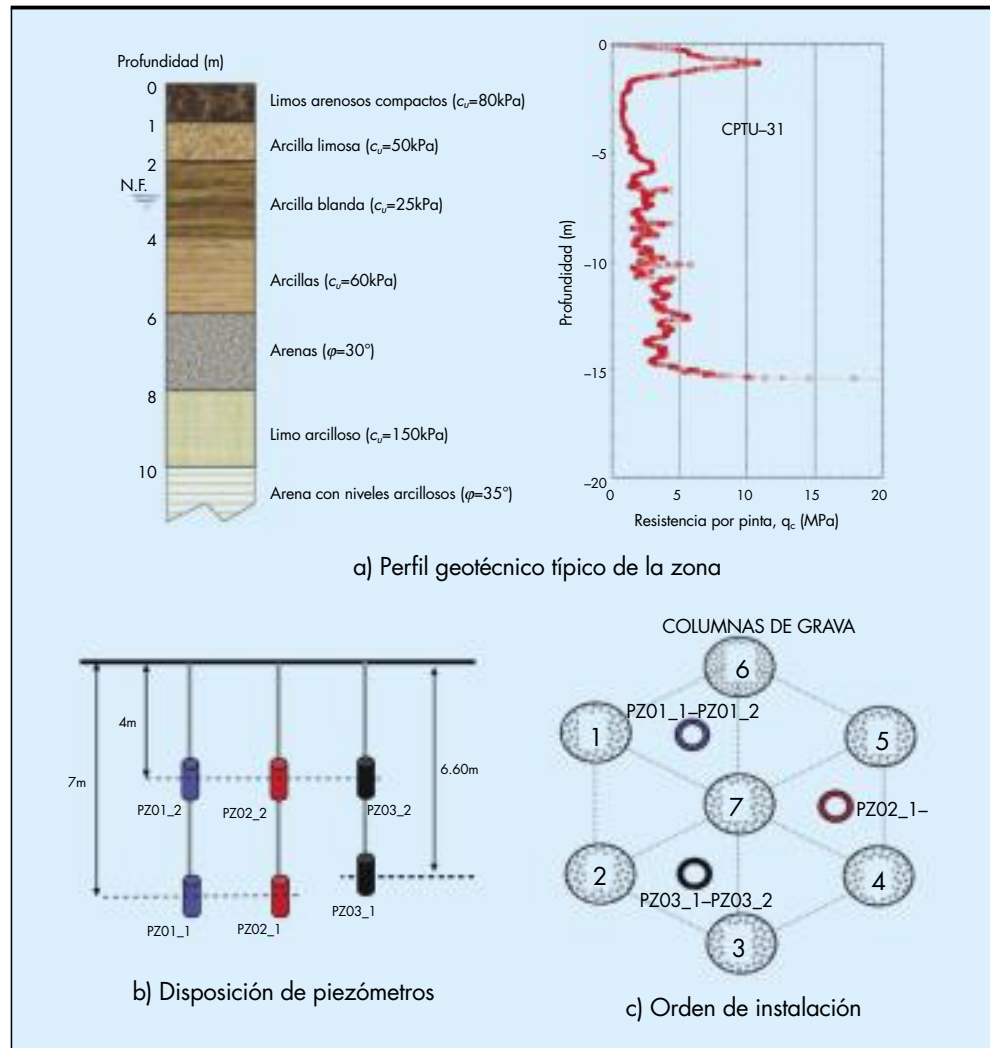


FIGURA 19. Prueba de instalación de columnas.

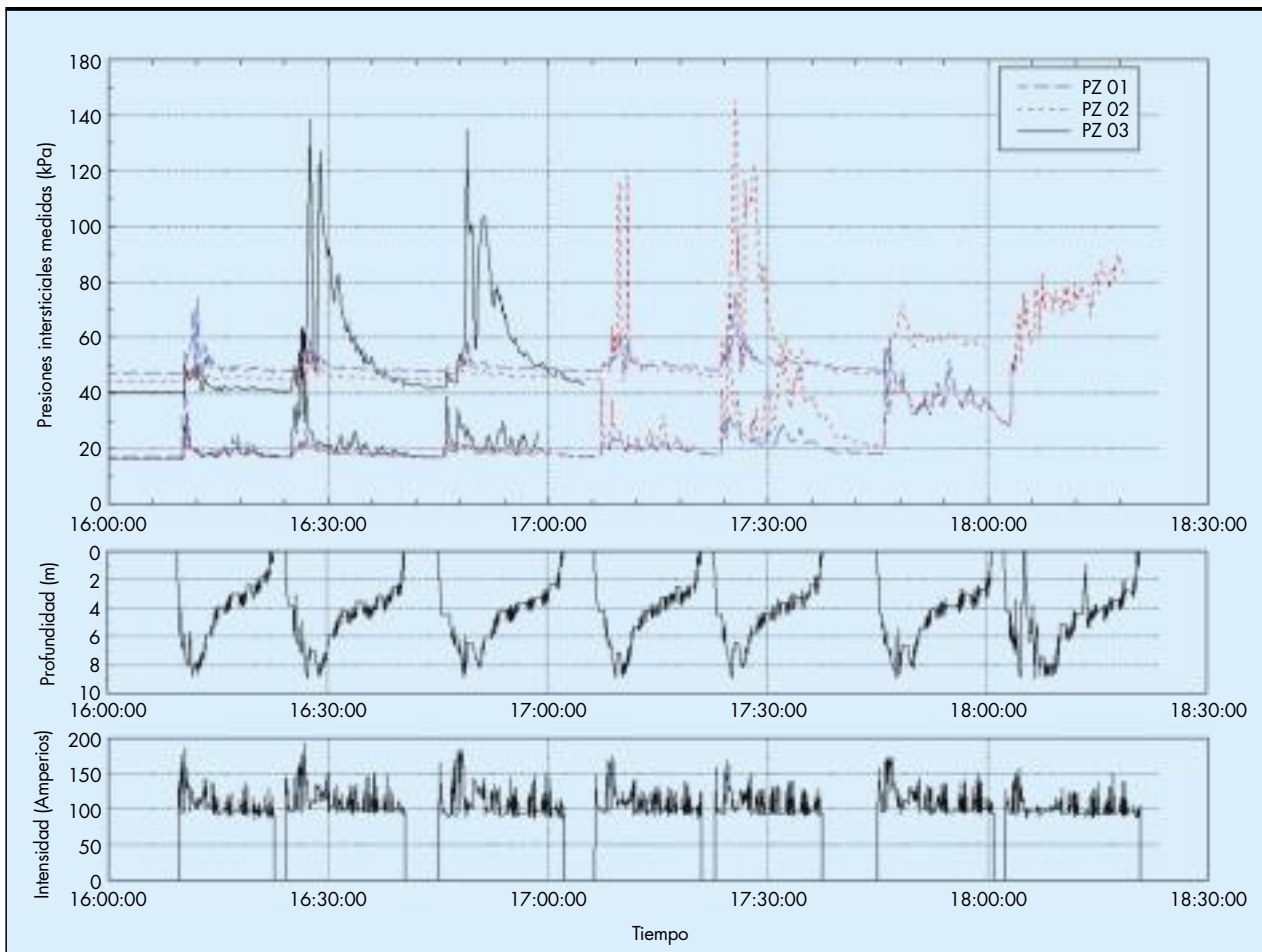


FIGURA 20. Instalación de columnas. Registro de presiones intersticiales.

La Figura 20 muestra el conjunto de resultados de forma compacta. Se incluyen los registros completos de los seis piezómetros (que fueron sucesivamente dañados por la construcción de las columnas), y los de profundidad y de intensidad (amperaje) de corriente del vibrador.

Se generan picos de presión intersticial, de forma muy súbita al pasar el vibrador por la profundidad a la que está cada piezómetro, y que se disipan muy rápidamente, en apenas 10-15 minutos. La primera columna genera una sobrepresión máxima de 25 kPa a 1,5 m del eje, atenuándose radialmente (Figura 21). Las otras columnas generan presiones intersticiales mayores, y con una sucesiva acumulación de presiones residuales. La Figura 22 (McCabe et al., 2009) muestra una compilación de registros de presiones intersticiales generadas por la instalación de columnas de grava, en la que se aprecia que el caso presente queda en la parte inferior del rango, pero no fuera de él.

El crecimiento de las sobrepresiones inducidas por las sucesivas columnas parece indicar un creciente remoldeo o desestructuración del terreno. Ensayos triaxiales hechos sobre muestras extraídas posteriormente de un sondeo perforado entre columnas muestran indicios de este fenómeno, con valores del coeficiente A de Skempton en el rango +0,10 a +0,40, y una resistencia al corte sin drenaje de 30 kPa, valores que, comparados con los iniciales citados más arriba, parecen indicar un notable remoldeo, lo cual ha sido reportado en diversas ocasiones en suelos susceptibles o con cierto grado de sobreconsolidación.

6. CONCLUSIONES

Los resultados del trabajo expuesto han permitido profundizar en el conocimiento de los mecanismos de transferencia de cargas entre el suelo y las columnas de grava, en el caso de columnas totalmente penetrantes empleadas bajo terraplenes o áreas extensas cargadas. Se han desarrollado soluciones analíticas nuevas para el estudio de la carga con y sin drenaje y el proceso de consolidación, en una celda cilíndrica unidad.

Los resultados muestran que la hipótesis de confinamiento lateral para la columna proporciona valores del factor de concentración de tensiones muy superiores a los habituales en la práctica, lo que se refleja en una sobreestimación de la eficacia de las columnas en la reducción de los asentos. La consideración de la deformación radial de la columna y su compatibilidad con el suelo circundante mejora ligeramente estos aspectos, pero no en la medida necesaria. En cambio, la consideración de la plastificación de la columna al alcanzar el estado límite activo sí supone un cambio sustancial, y conduce a resultados que concuerdan razonablemente bien con las observaciones reales, tanto en cuanto a reducción de asentos como a concentración de tensiones.

Para el caso de terrenos arcillosos, se ha estudiado el proceso de consolidación que se desarrolla tras la situación de carga sin drenaje. Este proceso se ve influido por la variación en el tiempo del reparto de cargas entre columnas y suelo. Esta variación se ha introducido en las soluciones

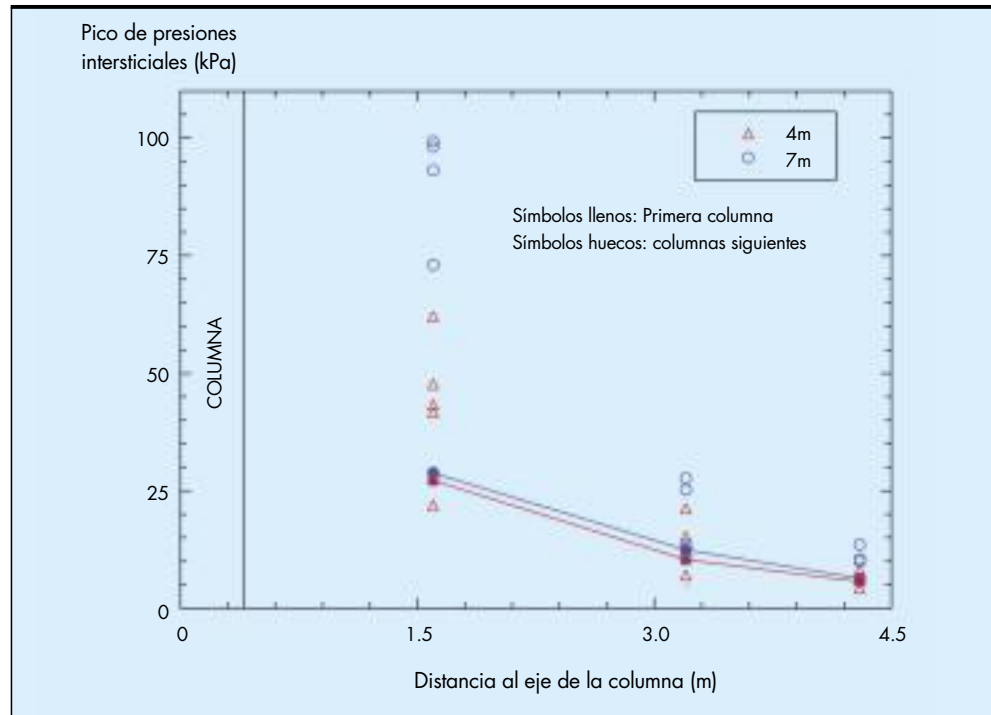


FIGURA 21. Ensayo de instalación. Picos de presiones intersticiales.

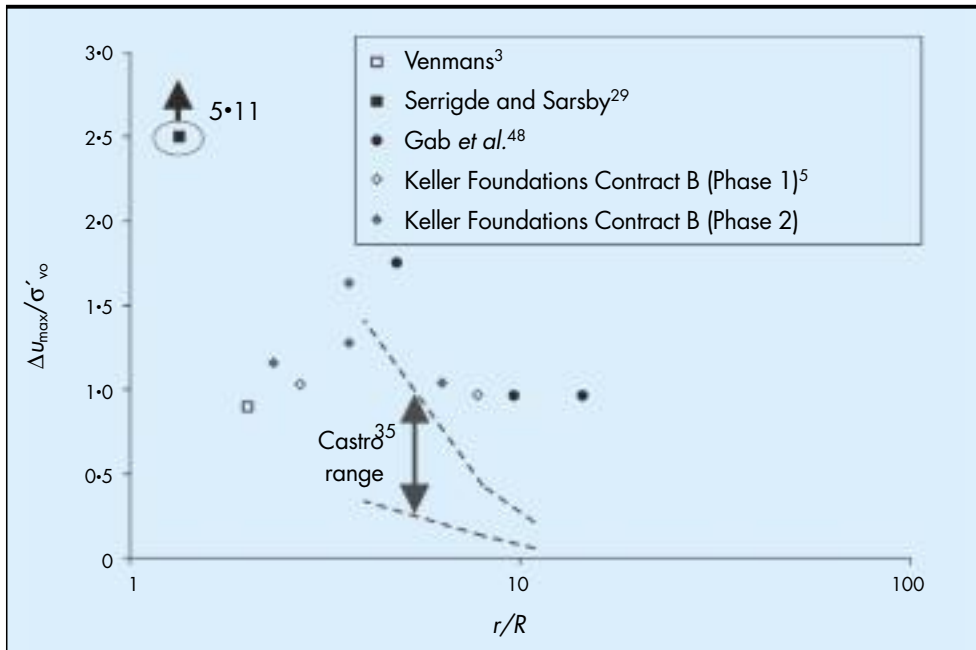


FIGURA 22. Presiones intersticiales medidas en casos publicados de instalación de columnas.

analíticas, considerando las deformaciones vertical y radial de columna y suelo, que llevan a la posibilidad de uso de la solución de Barron-Hansbo, mediante la introducción de coeficientes de consolidación equivalentes, que resultan de multiplicar su valor básico por un cierto factor para las distintas hipótesis. La hipótesis confinada conduce también en este aspecto a una sobrevaloración de dicho factor, que se eleva hasta en más de un orden de magnitud. La consideración de la deformación elástica radial reduce algo este efecto, con

factores de corrección en el rango 2-6. Nuevamente, la plastificación de la columna supone un drástico cambio, reduciendo el coeficiente de consolidación incluso ligeramente por debajo del básico.

Los aspectos anteriores han sido contrastados con los resultados de los ensayos de laboratorio, en los que se ha reproducido una rebanada horizontal de la celda unidad a escala aproximada 1/10, tanto en cuanto a asientos y concentración de tensiones como al proceso de consolidación.

7. AGRADECIMIENTOS

El trabajo descrito es parte de un proyecto de investigación sobre "Tratamiento de suelos blandos mediante columnas de grava para la cimentación de terraplenes de carretera. Análisis del proceso y criterios de dimensionamiento", financiado por el Ministerio de Fomento para el periodo 2003-07 (Ref.: 03-A634), habiendo sido especialmente positiva la labor de la coordinadora del proyecto, Dra. M.D. Cancela. En el desarrollo han participado, además del autor del presente texto, los profesores del Grupo de Geotecnia J. Cañizal y A. da Costa, y los entonces becarios J. Castro y A. Cimentada. El primero de ellos ha recibido también una beca de FPU del Ministerio de Educación y ha realizado estancias en las universidades de Graz (Austria) y Strathclyde (Glasgow, U.K.), en relación con el presente trabajo.

La instrumentación de la obra en la Variante de Sueca (Valencia) fue posible gracias al apoyo del Ministerio de Fomento, y en concreto de la Demarcación de Carreteras de Valencia. El contratista principal fue Dragados, S.A., la construcción de las columnas correspondió a la U.T.E. Geocisa-Kellerterra, y la instrumentación a la empresa Geocisa.

8. REFERENCIAS

- Balaam, N.P. y Booker, J.R. 1981. Analysis of rigid rafts supported by granular piles. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.* 5,379-403.
- Barksdale, R.D. and Bachus, R.C. 1983. *Design and construction of stone columns*. FHWA/RD-83/026.
- Carrillo, N. 1942. Simple two- and three-dimensional cases in the theory of consolidation of soils. *J. of Math. Phys.* 21,1-5.
- Castro, J. 2008. *Análisis teórico de la consolidación y deformación alrededor de columnas de grava*. Tesis Doctoral. Universidad de Cantabria (URL: <http://www.tesisenred.net/TDR-0807108-104413>).
- Castro, J. y Sagasetta C. 2009. Consolidation around stone columns. Influence of column deformation. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.* 33:7,851-877.
- Cimentada, A. 2009. *Análisis experimental en modelo reducido de la consolidación radial y deformación de un suelo blando mejorado con columnas de grava*. Tesis Doctoral. Universidad de Cantabria (URL: <http://www.tesisenred.net/TDR-0813109-124841>).
- Cimentada, A., Da Costa, A., Cañizal, J. y Sagasetta, C. 2011. Laboratory study on radial consolidation and deformation in clay reinforced with stone columns. *Canadian Geot. Journal.* 48:1,36-52.
- Han, J. y Ye, S.L. 2001. Simplified method for consolidation rate of stone column reinforced foundations. *J. Geot. Geoenv. Eng., ASCE.* 127:7,597-603.
- Hansbo, S 1981. Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains. *Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* Estocolmo. 3,677-682.
- Magnan, J.P., Droniuc, N., Canepa, Y. y Dhouib, A. 2005. Réflexions sur la conception des colonnes ballastées. *Proc. 16th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* Osaka. 3,1377-80.
- McCabe, B.A., Nimmons, G.J. y Egan, D. 2009. A review of field performance of stone columns in soft soils. *Proc. Inst. of Civil Engineers. Geotechnical Engineering.* 162:GE6,323-334.
- Ministerio de Fomento 2002. *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera*. Dirección General de Carreteras. Serie Monografías.
- Mitchell, J.K. 1981. Soil improvement – State-of-the-Art Report. *Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng.* Estocolmo. 4,509-566.
- Priebe, H.J. 1976. Abschätzung des Setzungsverhaltens eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes. *Die Bautechnik.* 53:5,160-162. [Trad. Esp. *Bol. Soc. Esp. Mec. Suelo. Cim.* 1976, 22,25-30].
- Priebe, H.J. 1995. Design of vibro replacement. *Ground Engineering.* 28:10,31-37.
- Pulko, B. y Majes, B. 2005. Simple and accurate prediction of settlements of stone column reinforced soil. *Proc. 16th Int. Conf. Soil Mech. Geot. Eng.* Osaka. 1401-1404.
- Van Impe, W. y De Beer, E. 1983. Improvement of settlement behaviour of soft layers by means of stone columns. *Proc. 8th Eur. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* Helsinki. 1,309-312.