

MEJORA DEL TERRENO DE CIMENTACION MEDIANTE PRECARGA(*)

Por CARLOS FARACO MUÑOZ

Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Director gerente de GEOS, S. A.

Se exponen en el artículo los métodos de mejora de un terreno por aplicación de cargas en superficie, previamente a la colocación de las cargas estructurales; estudiándose, desde un punto de vista teórico, la posibilidad de eliminar el asiento de consolidación primaria e incluso reducir el de consolidación secundaria bajo carga permanente.

En una segunda parte se analiza la aceleración del proceso de mejora mediante el uso de drenes instalados en el terreno en posición vertical.

Precarga.

Se entiende por precarga el acto de comprimir deliberadamente un terreno mediante una presión aplicada en superficie antes de colocar la carga estructural, con lo que se consigue aumentar la resistencia del terreno y disminuir los asientos postconstructivos.

La precompresión de un terreno por el empleo de métodos tales como vibraciones, explosivos, etc., no constituye propiamente una precarga del mismo.

Su utilización hace solamente veinticinco años era muy infrecuente y totalmente empírica; sin embargo, en los últimos años su aplicación, basada en conceptos teóricos, ha sido muy prologada, con resultados satisfactorios.

Como medios para aplicar precarga a un terreno suelen usarse rellenos de tierra y carga de agua en tanques. La carga de agua en tanques de almacenamiento es económica cuando dichos tanques deben ser sometidos necesariamente a dichas pruebas, especialmente si los productos a almacenar poseen una densidad inferior al agua. Otros medios más sofisticados para aplicar precarga a un terreno son: rebajamiento de la capa freática, anclajes, vacío, etcétera.

Casi todos los tipos de terrenos pueden ser mejorados por esta técnica: limos orgánicos e inorgánicos, turbas, basureros y rellenos. Los

materiales que han sufrido precarga en forma satisfactoria poseían un rango de propiedades extraordinariamente variadas. Aunque en muchas ocasiones los suelos turbosos se han considerado inadecuados para emplear en ellos la precarga, por lo que se ha procedido a su excavación, existe actualmente una tendencia a precargarlos, puesto que su consolidación es rápida, no siendo ni siquiera de interés el empleo de drenes.

Para el empleo de esta técnica es preciso llevar a cabo una minuciosa investigación de las características del subsuelo. Es necesario predecir de una forma aproximada tanto la magnitud como el tiempo de consolidación. Es, pues, necesario la determinación de los coeficientes de compresibilidad y consolidación del terreno, mediante la realización de ensayos edométricos o de consolidación.

En forma aproximada, y a partir de algunas propiedades elementales del subsuelo, pueden determinarse unos valores de dichos parámetros. Así, por ejemplo, en arcillas normalmente consolidadas:

$$C_c = 0,009 (w_L - 10)$$

$$C_c = 0,85 w^{3/2}$$

Para suelos españoles naturalmente consolidados o ligeramente consolidados, se ha determinado la siguiente recta de regresión (Jiménez Salas y Justo):

$$C_c = 0,0097 (w_L - 16,4)$$

$$C_c = 0,99 w^{1,315}$$

(*) Se admiten comentarios sobre el presente artículo, que pueden remitirse a la Redacción de esta revista hasta el 31 de octubre de 1976.

Con respecto al coeficiente de consolidación secundaria (Navy Design Manual):

$$C_a = 0,00015 w \text{ para } w \leq 200 \%$$

$$C_a = 0,026 + 0,00002 w \text{ para } w > 200 \%$$

Cuando el suelo posee una insuficiente capacidad de carga y las cargas son ligeras y uniformes, las razones económicas favorecen el uso de la precompresión de terreno frente a otras alternativas. Sin embargo, la economía total de un proyecto puede llegar a marginar la economía en su construcción.

Es cierto que la precarga de un terreno requiere un tiempo largo, que se puede cifrar en meses e incluso años. Asimismo, se requiere un tiempo y costo adicional para el estudio previo del terreno. La urgencia en un determinado proyecto y el tiempo requerido para la consolidación del terreno puede impedir el uso de esta técnica

Proyecto de precarga.

El concepto del uso de una sobrecarga temporal se muestra en la figura 1. Consiste en aplicar un exceso de carga (p_s), con respecto a la carga permanente (p_f), con objeto de provocar en un tiempo determinado un asentamiento mayor que la que ésta hubiera provocado. Después de un periodo de tiempo la sobrecarga es eliminada.

Eliminación del asiento de consolidación primaria.

Si suponemos un estrato uniforme, después de aplicar la sobrecarga la zona central estará menos consolidada que la media y la zona superior e inferior se encontrará más consolidada que la media, según se indica en la figura 2. Por esta razón suele seguirse el criterio conservador de alcanzar un determinado grado de

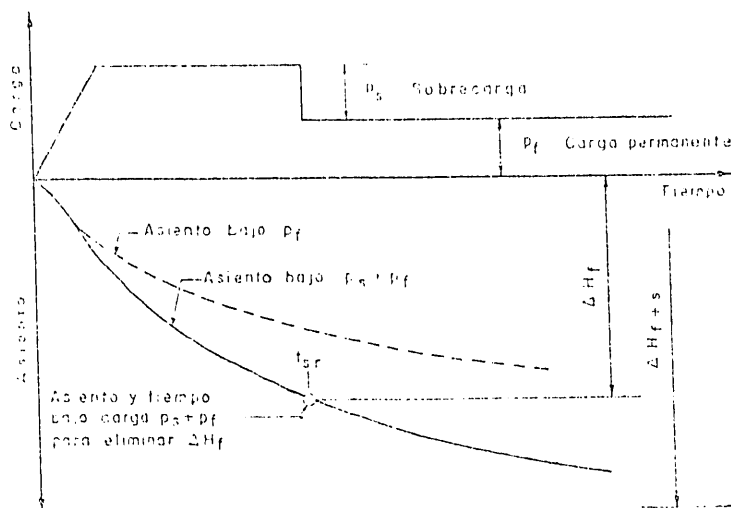


Fig. 1.—Concepto del uso de una sobrecarga temporal.

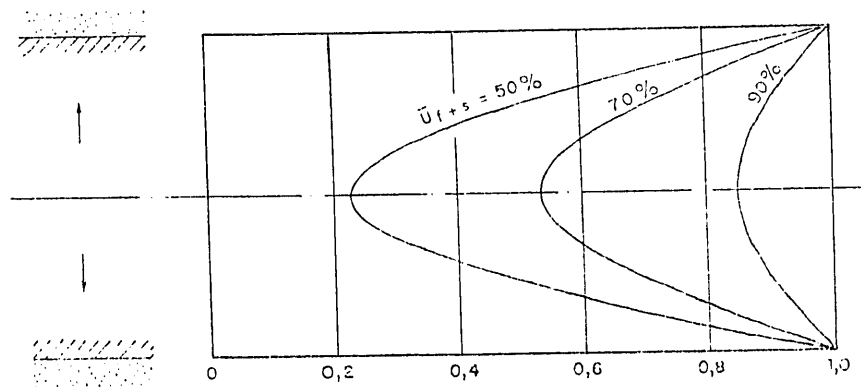


Fig. 2.—Grado de consolidación.

consolidación en el centro del estrato antes de eliminar la sobrecarga.

Es norma habitual que la sobrecarga p_s más carga permanente p_f actúen durante un tiempo t_{sr} de forma que en ese instante se haya producido el asiento ΔH_f , que produciría p_f por consolidación primaria.

En el momento de descargar el grado de consolidación en el centro del estrato es:

$$U_{f+s} = \frac{\Delta H_f}{\Delta H_{f+s}}$$

siendo ΔH_{f+s} el asiento final de consolidación primaria bajo la carga total ($p_s + p_f$). Si el estrato es normalmente consolidado, las deformaciones unitarias son:

$$\Delta H_f = \frac{1}{1 + e_0} \times C_c \times \lg \left(\frac{p_0 + p_f}{p_0} \right)$$

$$\Delta H_{f+s} = \frac{1}{1 + e_0} \times C_c \times \lg \left(\frac{p_0 + p_f + p_s}{p_0} \right)$$

siendo p_0 la presión efectiva inicial, luego:

$$U_{f+s} = \frac{\lg \left(1 + \frac{p_f}{p_0} \right)}{\lg \left[1 + \frac{p_f}{p_0} \left(1 + \frac{p_s}{p_f} \right) \right]}$$

Supuesta una relación p_s/p_f y el valor p_f/p_0 obtenemos U_{f+s} , es decir, el factor de tiempo T_v . Finalmente:

$$t_{sr} = \frac{T_v H^2}{C_v}$$

A veces se toma como dato t_s , y se busca la relación p_s/p_f .

Se incluye un ábaco para obtener U_{f+s} a partir de los valores de p_0 , p_s y p_f (fig. 3).

Compresión secundaria.

Al usar la técnica de precarga es frecuente intentar eliminar los asientos correspondientes a la consolidación primaria bajo carga permanente. De esta forma, al aplicar las cargas de las estructuras únicamente se producirían los asientos debidos a la consolidación secundaria, que a veces es necesario tener en cuenta (suelos orgánicos).

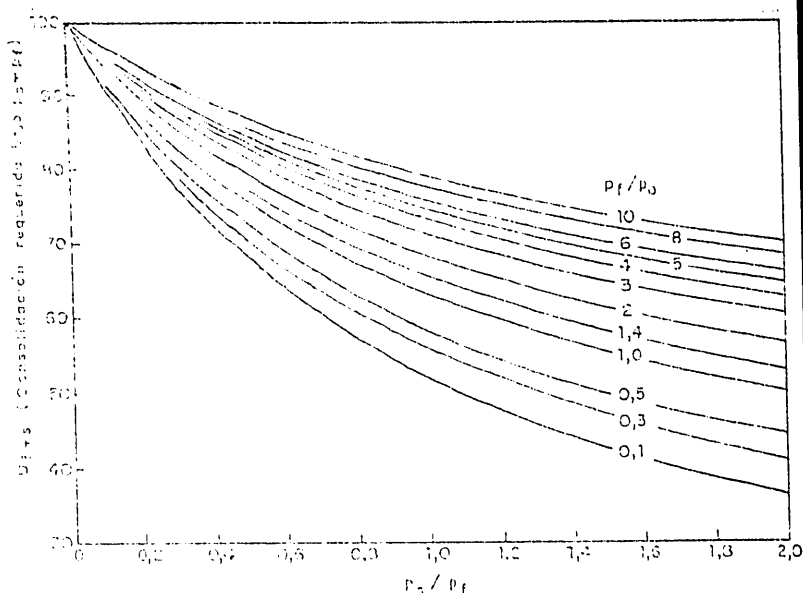


Fig. 3. — Consolidación requerida bajo $p_s + p_f$ para eliminar la consolidación primaria bajo p_f .

Considerando que la compresión secundaria comienza cuando termina la primaria, el asiento al cabo de un tiempo t es:

$$\Delta H_{sec} = C_\alpha H_p \lg \frac{t}{t_p}$$

siendo C_α el coeficiente de compresión secundaria y H_p y t_p el espesor y tiempo correspondiente al final de la consolidación primaria.

El concepto de reducir los asientos post-constructivos resultantes tanto de la consolidación primaria como de la compresión secundaria, se basa en una teoría debida a Taylor (1942).

Taylor propone que la compresión secundaria bajo presiones efectivas constantes resulta en líneas de tiempo constantes, tal como se indica en la figura 4. El hecho primordial es que la aplicación de una sobrecarga puede causar un asiento correspondiente al total de consolidación primaria más una cierta cantidad de la compresión secundaria bajo carga permanente.

Con objeto de compensar parcialmente la compresión secundaria, puede sobrecargarse el terreno hasta un tiempo t_{sr} (fig. 5) en el cual se haya producido el asiento ΔH_{sr} :

$$\Delta H_{sr} = \Delta H_f + \Delta H_{sc}$$

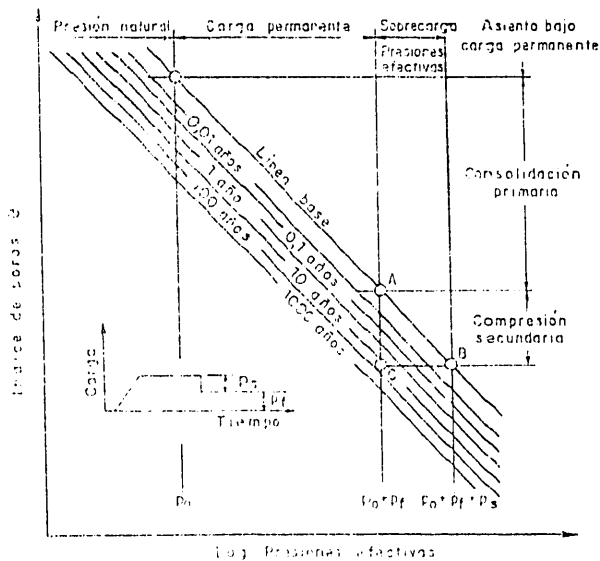


Fig. 4.—Reducción de la compresión secundaria en un depósito normalmente consolidado por aplicación de una sobrecarga (Taylor, 1942).

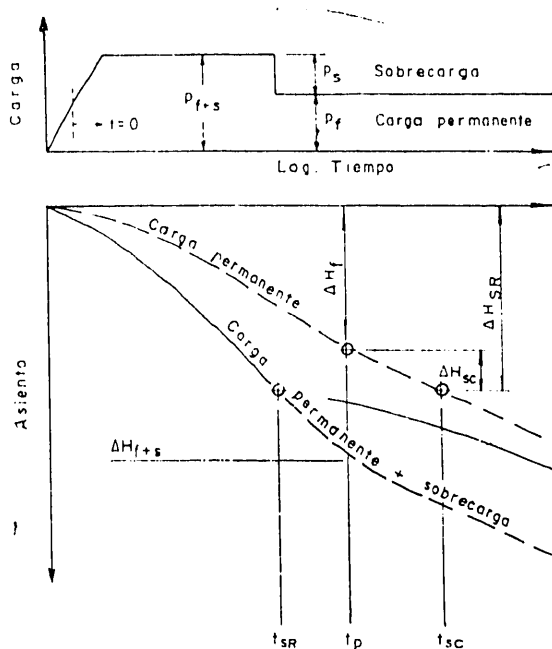


Fig. 5.—Reducción parcial de la compresión secundaria por aplicación de una sobrecarga.

donde ΔH_{sc} es el asiento de consolidación secundaria que se desea eliminar:

$$U_{f+s} = \frac{\Delta H_{scR}}{\Delta H_{f+s}} = \frac{\Delta H_f + \Delta H_{sc}}{\Delta H_{f+s}}$$

ó:

$$U_{f+s} = \frac{1}{\Delta H_{f+s}} \left[\Delta H_f + c_a (1 - \Delta H_f) \lg \frac{t_{sc}}{t_p} \right]$$

es decir:

$$U_{f+s} = \frac{\left(1 - c_a \cdot \lg \frac{t_{sc}}{t_p} \right) \lg \left(1 + \frac{p_f}{p_0} \right) + \frac{c_a}{C_c} (1 + e_0) l_t}{\lg \left[1 + \frac{p_s}{p_0} \left(1 + \frac{p_s}{p_f} \right) \right]}$$

ecuación que determina el grado de consolidación requerido bajo la acción de la sobrecarga para producir un asiento igual al producido por consolidación primaria por la carga final de proyecto (ΔH_f), más el asiento de compresión secundaria adicional (ΔH_{sc}).

Ecuación que puede escribirse de forma aproximada como:

$$U_{f+s} = U_p \left(1 + \frac{c_a}{\varepsilon} \lg \frac{t_{sc}}{t_p} \right)$$

siendo U_p el grado de consolidación requerido para producir con la sobrecarga un asiento igual a la consolidación primaria; ε es la deformación producida por la consolidación primaria bajo carga permanente (ΔH_f).

La determinación de t_{scR} se hace a partir de U_{f+s} o, lo que es igual, T_v :

$$t_{scR} = \frac{T_v H^2}{c_v}$$

Los asientos de compresión secundaria pueden ser reducidos de forma sustancial, como se indica en la figura 6.

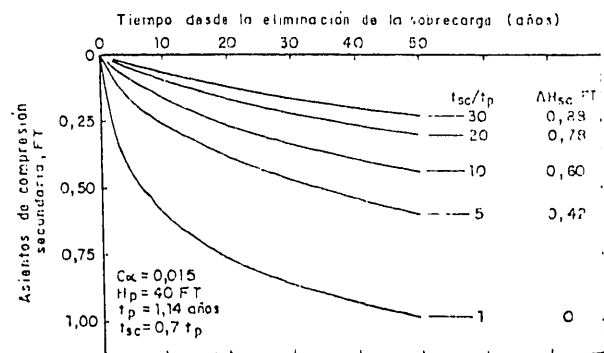


Fig. 6.—Reducción de asientos de compresión secundaria (ΔH_{sc}) por aplicación de una sobrecarga.

Precarga con drenes verticales.

El uso de drenes verticales fue patentado por Morán en 1926, aunque la primera instalación se hizo en 1934. Las primeras aplicaciones

con de tipo empírico y sólo en 1942 se reanuda proyectos de precarga con drenes verticales basados en la teoría de la consolidación de Terzaghi (Barron). En 1958 Moran hace un desarrollo teórico del procedimiento y muestra numerosos casos reales.

La precompresión a base únicamente de cargas muertas es económica y simple; sin embargo, muchos suelos, debido a su espesor o a su baja permeabilidad, sufrirían una consolidación muy lenta.

A este fin, pueden instalarse en el interior del subsuelo drenajes de tipo artificial para acelerar el proceso de consolidación.

Es corriente que en el interior de un suelo impermeable existan estratos de arena o limo, que a veces no se descubren mediante sondeos y éstos no se realizan cuidadosamente debido a su pequeño espesor. De todas formas, incluso habiéndose detectado estratos continuos de arena o limo, pueden ser ineficaces por su pequeño espesor o su baja permeabilidad.

Cuando es dudosa la efectividad de esas capas o no existen, es necesario acelerar el drenaje del agua intersticial colocando drenes en posición vertical. Esta solución es, evidentemente, cara por lo que debe recurrirse a ella sólo cuando presenta ventaja económica sobre otras alternativas.

El uso de drenes facilita y acelera la consolidación, pero no obstante requiere un tiempo suficientemente largo, con un tiempo mínimo de varios meses, y que puede rebasar un año. Es necesario, por tanto, prever con suficiente antelación con respecto a la construcción del proyecto aquellas zonas que requieren precarga, para estudiarlas convenientemente mediante sondeos y determinar el uso de drenes cuando sea necesario.

Es indudable que el uso de drenes extiende la posibilidad de uso de precarga. La técnica es similar a la de la precarga normal, aunque hay que estudiar con sumo cuidado el flujo radial del líquido intersticial hacia los drenes. Los drenes afectan sólo a la consolidación primaria del estrato y no tienen influencia sobre la compresión secundaria del mismo.

Proyecto de precarga con drenes verticales.

Pueden considerarse por separado el drenaje vertical y radial que se produce en los drenes. En el primer caso puede aplicarse la

teoría de Terzaghi. El drenaje radial se estudia usando el procedimiento debido a Barron (figura 7).

Mientras que el proyecto de precarga sin drenes verticales se basa generalmente en el grado de consolidación en el centro del estrato compresible, cuando se usan drenes se

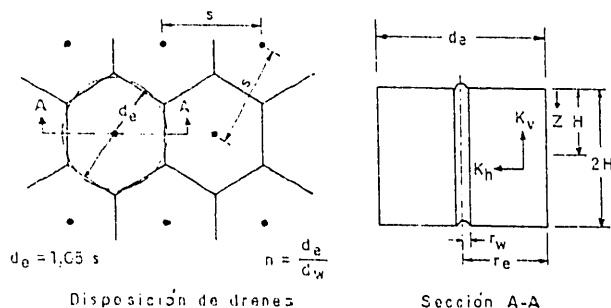


Fig. 7.—Drenes de arena.

considera el grado de consolidación medio entre drenes. El procedimiento para determinar la sobrecarga requerida para alcanzar la precompresión deseada en un tiempo determinado en el caso de precarga sin drenes es enteramente aplicable cuando se usan drenes verticales. La única diferencia estriba en que debemos usar el porcentaje de consolidación en cualquier punto como $\bar{u}$, valor medio de consolidación, en las ecuaciones y en el ábaco que correlaciona el grado de consolidación alcanzado con p_{01} , p_s y p_f .

Los factores de tiempo T_v y T_h que se indican en las figuras 8 y 9 pueden determinarse

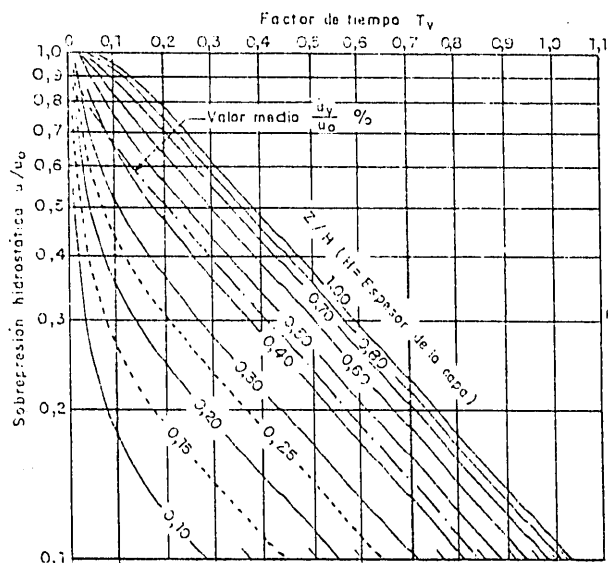


Fig. 8.— Consolidación por drenes de arena (factor T_v).

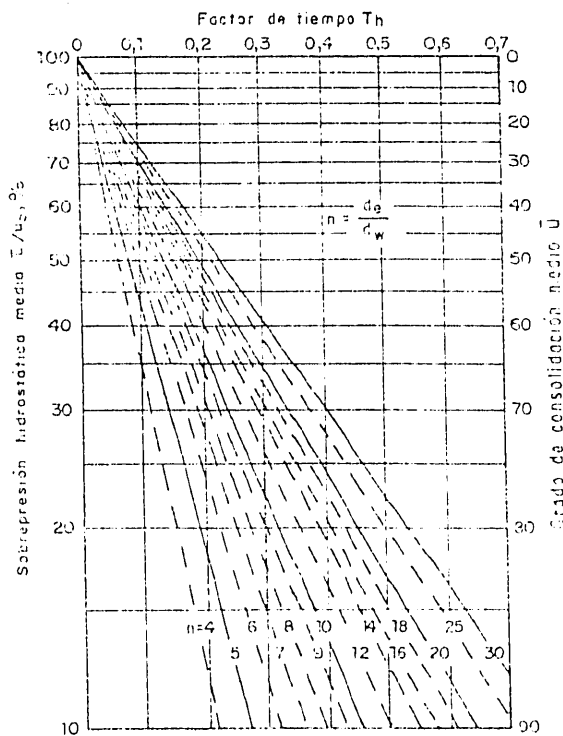


Fig. 9.—Consolidación por drenes de arena (factor T_h).

usando el valor u/u_n . Los coeficientes de consolidación son los siguientes:

Consolidación vertical:

$$c_v = \frac{k_v \cdot E_m}{\gamma_w} = \frac{H^2 \cdot T_v}{t}$$

Consolidación radial:

$$c_h = \frac{k_h \cdot E_m}{\gamma_w} = \frac{d^2 \cdot T_h}{t}$$

Consolidación vertical y radial combinadas:

$$1 - U = (1 - U_v) \cdot (1 - U_h)$$

siendo U el grado de consolidación con drenaje vertical y horizontal combinados.

Tipos de drenes verticales.

De los tipos de drenes empleados más frecuentemente, comentamos a continuación tanto el sistema tradicional de drenes de arena como el que constituye la nueva patente sueca denominada Geodrain.

Instalación de drenes de arena.

El método más usado es la tubería cerrada e hincada a golpes, que constituye un mal procedimiento, puesto que el volumen de suelo equivalente al volumen de la tubería ha de ser desplazado y provoca una gran perturbación en el terreno que disminuye su coeficiente de consolidación y su resistencia al corte. Sin embargo, desde el punto de vista constructivo tiene grandes ventajas y cabe preguntarse si el uso de otros métodos de instalación, tales como drenes perforados, puede representar una ventaja práctica suficiente para aconsejar su uso.

No es bien conocido si el rápido drenaje hacia las paredes del dren puede producir la colmatación del mismo. La colmatación puede producirse en ambos tipos de drenes y puede reducir de forma sensible la eficacia de los mismos.

Es evidente que el mayor costo de drenes perforados puede compensarse si se logra con ello una significativa menor colmatación y perturbación del terreno. Para comprobar este punto son necesarios ensayos a escala natural con ambos tipos de drenes en diversos tipos de suelo. En la actualidad disponemos de esos datos.

Geodrain.

Recientemente existe una patente sueca de un sistema denominado Geodrain que parece competir claramente con los sistemas tradicionales de drenes de arenas verticales. Consiste en una banda de material plástico acanalado y encerrada en una funda de papel resistente en estado húmedo y por la cual se filtra el agua cuando ha sido instalado verticalmente en el terreno (fig. 10).

El equipo más usado para la hincada de estas bandas de material plástico es el que se muestra en la figura 11. Mediante este equipo se puede alcanzar una profundidad máxima de 12 m con un notable rendimiento por jornada de trabajo. Para hincar el dren se utiliza una funda de acero que le protege y que se retira al alcanzar la profundidad deseada.

El Instituto Geotécnico sueco ha llevado a cabo estudios comparativos entre el Geodrain y drenes de arenas de 180 mm de diámetro. El terreno estaba formado por una capa de

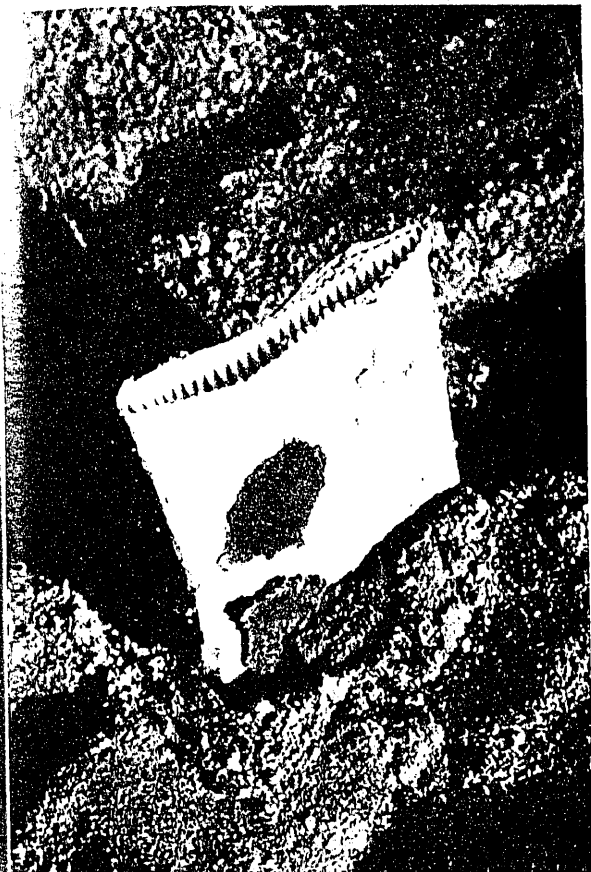


Figura 10.

9 a 15 m de espesor de arcilla. La instalación de uno y otro tipo de drenes se llevó a cabo en terrenos similares.

En la figura 12 puede observarse el proceso de consolidación de dicha capa, que alcanzó el 50 por 100 de la consolidación a los cinco

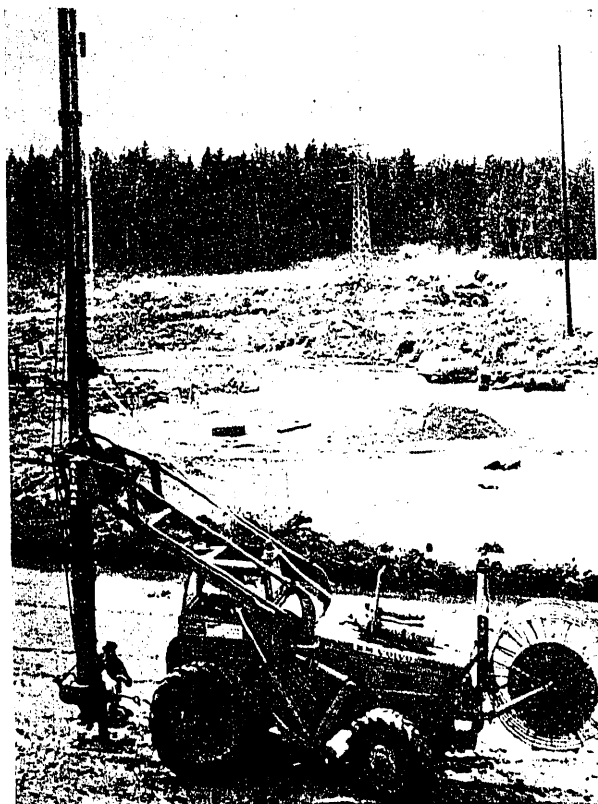


Figura 11.

meses, llegándose a la conclusión de que el efecto de drenaje del Geodrain es similar al de drenes de arena de 180 mm para el mismo espaciamiento, con la ventaja de acusar aquél una menor perturbación en el suelo circundante.

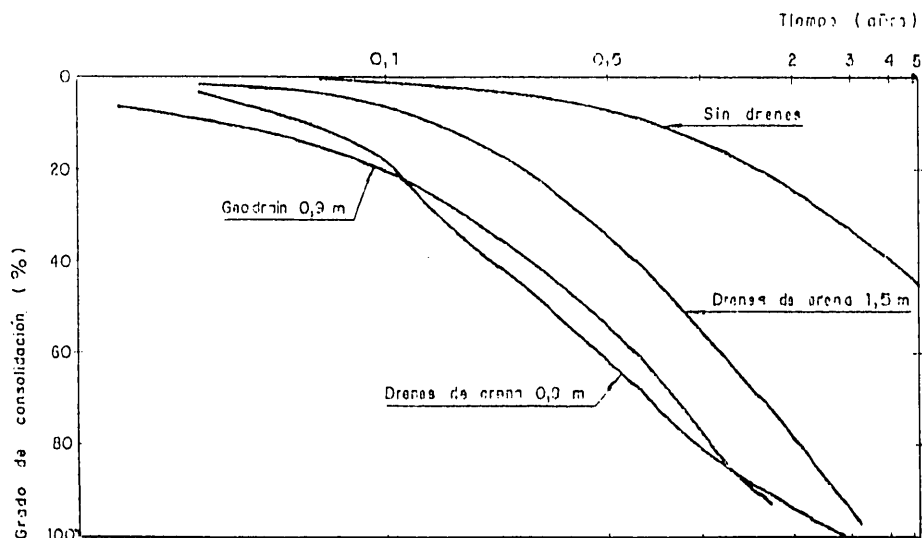


Figura 12.

Control durante la construcción.

Es esencial que en el período constructivo se compruebe que los resultados que se van produciendo corresponden a los previstos en el proyecto de precarga, y en caso de que no exista acuerdo, revisar el plan a las condiciones reales del terreno. Para ello han de utilizarse una serie de instrumentos adecuados.

El grado de consolidación debe de comprobarse mediante la instalación de piezómetros, ya que la deducción del mismo a partir de los asentamientos es compleja.

A partir de estas medidas pueden determinarse los coeficientes de consolidación vertical y horizontal del terreno, según se indicó antes.

Un método para determinar los valores de c_v durante la construcción se basa en la relación directa existente entre el exceso de presión intersticial (u/u_0) y el factor de tiempo T_v , como señalan Escario y Uriel, 1961. Puede emplearse la figura 13 que determina c_v en función de dicho exceso de presión intersticial y del valor t/d^2 .

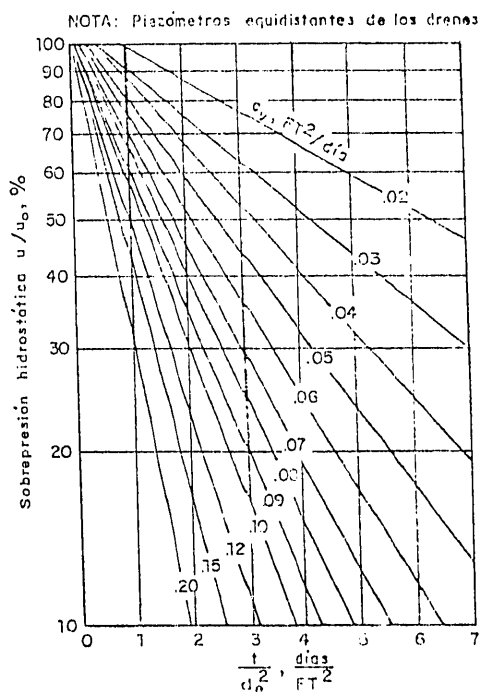


Fig. 13.— Determinación de c_v a partir de T/d^2 y u/u_0 .

Conclusiones.

De lo visto hasta aquí podemos concluir que la técnica de la precompresión puede evitar totalmente la consolidación primaria y reducir la compresión secundaria durante el proceso de-

finitivo de construcción de una determinada estructura.

La técnica descrita es efectiva y económica para mejorar terrenos que han de soportar estructuras y terrapienes. Como especial desventaja figura el tiempo requerido, meses e incluso años, para llevar a cabo el mejoramiento del terreno.

Finalmente diremos que durante el proceso de precarga conviene llevar control de proceso de consolidación y magnitud de los asentamientos que se vayan produciendo, determinándose en el proyecto de precarga el margen de resultados que puede ser admisible.

Bibliografía

1. ABELEV, Y. M., y ASKALONOV, V. V.: "The Stabilization of Foundations for Structures on Loess Soils". Proceedings International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, pp. 259-263, 1957.
2. ALDRICH, H. P.: "Precompression for Support of Shallow Foundations". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 91, núm. SM2, Proc. Paper 4267, marzo 1965, pp. 2-20 (también Proceeding ASCE Conference on Design of Foundations for Control of Settlement, Northwestern University, junio 16-19, 1964).
3. BARDEN, L.: "Primary and Secondary Consolidation of Clay and Peat". Geotechnique, England, vol. 18, núm. 1, marzo 1968.
4. ESCARIO, V., y URIEL, S.: "Determining the Coefficient of Consolidation and Horizontal Permeability by Radial Drainage". Proceedings, 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, 1961, p. 83.
5. JOHNSON, S. J.: "Foundation Precompression with Vertical Sand Drains". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE, vol. 96, núm. SM1, Proc. Paper 7019, enero 1970.
6. JOHNSON, S. J.: "Precompression for Improving Foundation Soils". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 96, núm. SM1, Proc. Paper 7020, enero 1970.
7. KRIZEK, R. J., y otros: "Velocidades óptimas de aplicación de sobrecargas en suelos compresibles normalmente consolidados". Boletín del Laboratorio del Transporte, 1969.
8. MITCHELL, J. K.: "In place Treatment of Foundation Soils". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE, vol. 96, núm. SM1, Proc. Paper 7036, enero 1970.
9. MORAN, PROCTOR, MUESER y RUTLEDGE: "Study of Deep Soil Stabilization by Vertical Sand Drains". Report to Bureau of Yards and Docks, Department of the Navy, junio 1958.