

CONSTRUCCIÓN DE INFRAESTRUCTURAS EN TERRENOS EXPANSIVOS Y COLAPSABLES

CONSTRUCTION OF SUBSTRUCTURES IN EXPANSIVE AND COLLAPSING SAILS

JOSÉ L. DE JUSTO ALPAÑÉS. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Catedrático del área de Ingeniería del Terreno

PERCY DURAND NEYRA. Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Profesor Asociado del área de Ingeniería del Terreno

ENRIQUE JUSTO MOSCARDÓ. Ingeniero Industrial

Profesor Asociado del área de Mecánica de Medios Continuos. Departamento de Mecánica de Medios Continuos. Universidad de Sevilla

RESUMEN: En España se está intensificando la construcción de infraestructuras: autovías, autopistas, plataformas para el tren de alta velocidad y canales. Aparte del problema del coste, por exigencias medioambientales se tiende a compensar los movimientos de tierra. Esto obliga a utilizar con frecuencia en terraplenes, materiales marginales en los que los problemas de expansividad o colapso pueden ser importantes.

Se presenta en este artículo un resumen de la investigación realizada en el Departamento de Mecánica de Medios Continuos de la Universidad de Sevilla sobre la expansividad y colapso, incluyendo ensayos con control de la succión, y en particular sobre la utilización de materiales marginales en el núcleo de un terraplén.

PALABRAS CLAVE: EXPANSIVIDAD, COLAPSO, SUCCIÓN, MATERIALES MARGINALES

ABSTRACT: The rate of construction of substructures (motorways, dual carriageways, high speed train platforms and canals) is increasing in Spain. Leaving aside the cost problem, owing to environmental reasons there is a tendency to compensate the earth movement. This compels to use expansive or collapsing materials in embankments.

This paper presents the research on these materials carried on at the Department of Continuum Mechanics of the University of Seville, including suction controlled tests. The use of marginal materials in the core of an embankment has been studied.

KEYWORDS: SWELLING, COLLAPSE, SUCTION, MARGINAL MATERIALS

INTRODUCCIÓN

El problema de los suelos expansivos no aparece en la literatura técnica hasta el Primer Congreso Internacional de Mecánica del Suelo, que tiene lugar en Harvard (Massachusetts) en 1936. Se describen movimientos verticales y horizontales que se asocian correctamente a cambios en la humedad del suelo. Se observa que el carácter expansivo de los suelos aumenta con su contenido de sodio, con la profundidad de la capa activa (espesor del terreno sometido a cambios de humedad), y es mayor para presiones bajas.

Por lo que respecta al colapso que es el asiento de un suelo parcialmente saturado, bajo carga, al inundarse, podemos decir que el primer suelo en el que se describe este fenómeno es en el loess (depósito arenoso o limoso de ori-

INTRODUCTION

The problem of expansive soils was first described in the First International Conference on Soil Mechanics at Harvard (Massachusetts) in 1936 when reference was made to the vertical and horizontal movements associated with changes in the moisture content of the soil. It was seen that soils would increase swell in accordance with their sodium content and with the depth of the active layer (soil thickness subject to changes in moisture content) and that this was greater under low pressure.

With regards to collapse, this being the settlement of a partially saturated soil under loading, this was first reported in loess (fine wind-blown sand or mud deposits), when its porosity exceeded a certain value (Terzaghi and Peck, 1948).

gen eólico), cuando su porosidad excede un determinado valor (Terzaghi y Peck, 1948).

Los parámetros de identificación para los suelos colapsables han sido, durante mucho tiempo, la densidad seca o el índice de poros (v. tabla I), la humedad, el tipo de suelo y el grado de saturación. Así, se razona que

si la densidad in situ es tan baja que la humedad al saturarse es mayor que el límite líquido, al llegar a la saturación la resistencia del suelo se hará casi nula, y el suelo colapsará aun-que su presión sea baja.

Este criterio, aunque pueda parecer muy simple, fue el utilizado en el Código de Construcción de la URSS (Northey, 1969). Evidentemente cualquier criterio racional tiene que incluir la presión a la que está sometido el suelo, según se indica en el apartado siguiente. Beles et al. (1969) refiriéndose al criterio de Miheev indican que el suelo es susceptible al colapso si la carga aplicada es *suficientemente* grande.

Durante mucho tiempo aparecen dos tipos de suelos contrapuestos, ambos susceptibles a los cambios de humedad:

1. Las arcillas expansivas, suelos plásticos, firmes a muy firmes. En el que durante mucho tiempo ha sido el único libro dedicado exclusivamente a estas arcillas (Chen 1975) ni siquiera se menciona la posibilidad de que asienten sometidos a carga al humedecerse.
2. Los suelos colapsables, no plásticos, de alta porosidad.

En 1956 McDowell describe un método racional para calcular lo que él llama *hinchamiento vertical potencial* en arcillas expansivas. Para aplicar su método presenta una familia de curvas hinchamiento-presión, correspondientes a distintos valores del hinchamiento libre. En este gráfico, obtenido a partir de ensayos edométricos sobre muestras compactadas con distintas humedades y densidades, se establece, por primera vez, de forma clara, la relación presión-hinchamiento, y se observa que, para altas presiones, los suelos expansivos asientan al humedecerse, es decir, colapsan.

Hoy se sabe que puede ocurrir colapso en una amplia variedad de suelos que va desde arenas bien graduadas y gravas (o escollera) hasta arcillas plásticas (Justo y Soetersdal, 1979).

TABLA I. CRITERIO DE MIHEEV (1962) PARA SUELOS COLAPSABLES.
TABLE I. MIHEEV CRITERIA (1962) FOR COLLAPSIBLE SOILS

Se calcula
$$\alpha = \frac{e_o - e_L}{1 + e_o}$$

siendo/where:

e_o = índice de poros natural/natural pore index

e_L = índice de poros correspondiente al límite líquido/pore index at liquid limit

Si $\alpha \geq -0,1$ y $S_r \leq 60\%$ el suelo es susceptible al colapso/the soil is susceptible to collapse

For many years collapsible soils have been classified in accordance with their dry density or pore index (see table I), moisture content, soil type and rate of saturation. The reasoning behind this criteria was that if the in-situ density was as low as the moisture content, on becoming saturated this would be greater than the liquid limit

and the soil resistance on reaching saturation would be almost null and the soil would collapse even under low pressure.

Though this appears to be a very simple criteria it was employed in the USSR Building Code (Northey, 1969). Obviously any rational criteria has to include the pressure on the soil, as is referred to in the following section. When referring to the Miheev criteria, Beles et al. (1969) indicated that the soil is susceptible to collapse when there is a sufficiently large applied load.

For a long time two opposing types of soils were considered, both of which being susceptible to changes in moisture content.

1. Expansive clays, firm or very firm plastic soils. In what for many years was the only book exclusively dedicated to these clays (Chen 1975) there is no mention of the possibility of load induced settlement after soaking.
2. Non-plastic, highly porous collapsible soils

In 1956 McDowell provided a rational method for calculating what he referred to as the potential vertical swelling in expansive clays. This method was applied in the form of a series of swell-pressure curves corresponding to different degrees of free swelling. The graph, which was obtained by edometric testing on compacted specimens with different moisture contents and densities, clearly established for the first time the swell-pressure relationship and it was seen that under high pressure expansive soils would settle or collapse on wetting.

It is now known that this collapse may occur in a wide spectrum of soils ranging from well graded sands and gravel (rockfill) to plastic clays (Justo and Soetersdal, 1979).

SATURATION TESTING UNDER LOADING

These tests have a precedent in the Direct Method of the Engineering Corps, however, these make no mention of the possibility of collapse.

EL ENSAYO DE INUNDACIÓN BAJO CARGA

Tiene su precedente en el Método Directo del Cuerpo de Ingenieros, en el que, sin embargo, ni siquiera se menciona

la posibilidad de que exista colapso.

Se basa en el hecho de que en las obras, en general, primero se carga el suelo y posteriormente se humedece. El ensayo se realiza en el edómetro.

La figura 1 muestra, entre otras cosas, el esquema del ensayo de inundación bajo carga. La curva de humedad natural se obtiene sometiendo el suelo a un proceso de carga rápida, para evitar su desecación en el laboratorio, con su humedad natural o de colocación. La curva de inundación bajo carga se obtiene inundando diferentes muestras sometidas a distintas presiones.

En la figura 1, el ensayo de hinchamiento libre definido por la UNE 103-601 correspondería al punto de la curva de inundación bajo carga para $\sigma = 10$ kPa.

La intersección de las curvas de humedad natural e inundación bajo carga nos da la presión de hinchamiento -3. Para presiones inferiores el suelo hincha al saturarse, y para presiones superiores el suelo colapsa. La presión de hinchamiento es la presión para la que el suelo cargado no sufre deformación al saturarse.

Esta presión de hinchamiento no se corresponde exactamente con la del ensayo de presión de hinchamiento (2 en la figura) definido por la UNE 103-602, porque en este ensayo se va cargando la muestra a medida que va aumentando su humedad hasta llegar al equilibrio, mientras que en el ensayo de inundación bajo carga la muestra se carga en primer lugar y se humedece posteriormente. Es más, en el ensayo de presión de hinchamiento la deformación total es nula, mientras que en la presión de hinchamiento del ensayo de inundación bajo carga la deformación total es la que corresponde a la curva de humedad natural. La presión de hinchamiento deducida de ambos ensayos suele ser diferente pero parecida, siendo con frecuencia más pequeña la del ensayo de presión de hinchamiento, debido a la diferencia entre las deformaciones totales. La deformación total nula en el ensayo de inundación bajo carga corresponde a la presión de hinchamiento -1.

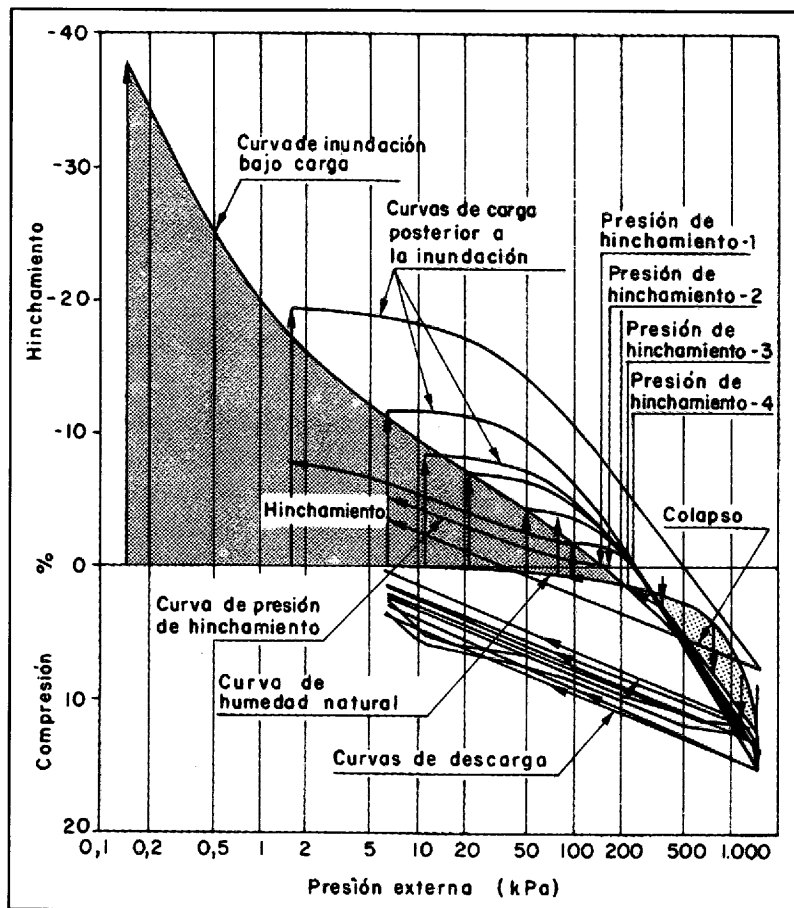


Figura 1. Ensayos con inundación de la muestra, en suelos compactados de El Arahil (Justo et al., 1984)/ Figure 1. Saturated specimen tests on compacted soil samples taken from El Arahil (Justo et al., 1984).

They are based on the fact that on site the soil is generally loaded first and then wetted. This test is carried out in an edometer.

Figure 1 shows the form of a saturation test under loading. The natural moisture content curve is obtained by subjecting the soil to a rapid loading process in order to avoid drying out in the laboratory and so that it retains its natural moisture content or that of placement. The curve of saturation under loading is obtained by saturating different specimens subject to different pressures.

In Fig. 1 the free swell test defined by the Spanish Code UNE 103-601 would correspond to the point on the saturation curve under a load of $\sigma = 10$ kPa.

The intersection of the natural moisture content curve and the curve of saturation under loading provides a swelling pressure of -3. Under lower pressures the soil swells on saturation and under greater pressures the soil collapses. The swelling pressure does not exactly correspond to the swelling pressure test (2 in the figure) defined by the UNE Code 103-602, because in this test the specimen is loaded as its moisture content increases until reaching the point of equilibrium, while in the test of saturation under loading the specimen is first loaded and then wetted. Furthermore, the total deformation in the swell pressure test is null while in that of saturation under loading the total deformation is that corresponding to the natural moisture content curve. The swell pressure deduced from both test methods tends to be slightly different and is usually lower under the swelling pressure test due to the difference between the total deformations. The null total deformation in the saturation under loading test corresponds to a swell pressure of -1.

The curve of saturation under loading should theoretically be defined by various points (tests), however Delgado (1986) showed that in the practical range of 5 to 400 kPa this curve could be substituted

Teóricamente la curva de inundación bajo carga necesita varios puntos (ensayos) para quedar definida, pero Delgado (1986) muestra que en el intervalo práctico de 5 a 400 kPa esta curva puede ser sustituida por una recta en escala semilogarítmica, con lo que quedaría definida por dos puntos. En obras viales la presión correspondiente al firme, subbase y explanada mejorada puede corresponder a algo más de 20 kPa, y algo análogo sucede en las líneas férreas con las vías, traviesas, balasto, subbase y capas de forma, con lo que esta presión correspondería a la mínima del ensayo de inundación bajo carga. La presión máxima en terraplenes correspondería a la presión de tierras en la base del terraplén.

En general, un suelo hincha o colapsa al saturarse según que la presión a la que está sometido sea inferior o superior a la presión de hinchamiento (Justo y Sætersdal, 1979). Por este motivo la mayoría de los suelos no son ni expansivos ni colapsables. Lo más que se puede decir de ellos es que en general se comportan como expansivos o que en general se comportan como colapsables.

La succión es la diferencia entre la presión del aire y la presión del agua ($\psi = u_a - u_w$). Si se deja retraer la muestra en el edómetro una vez cargada, la succión del suelo llegará finalmente a un estado de equilibrio con la humedad relativa del aire en la habitación en la que esté situado el edómetro. En los ensayos realizados por Delgado (1986) esta humedad relativa rondaba el 50%, lo que corresponde a un $pF = 6$. Bajo estas condiciones, la curva de retracción bajo carga es una línea recta en escala natural. Según varios autores el cambio de volumen cesa para valores del pF entre 5,5 y 6,0 (Justo, 1986).

La figura 2 muestra, en un mismo gráfico, las curvas de humedad natural, de retracción bajo carga y de inundación bajo carga. Existen dos curvas con esta última denominación obtenidas, respectivamente, a partir de la curva de humedad natural y de la de retracción bajo carga;

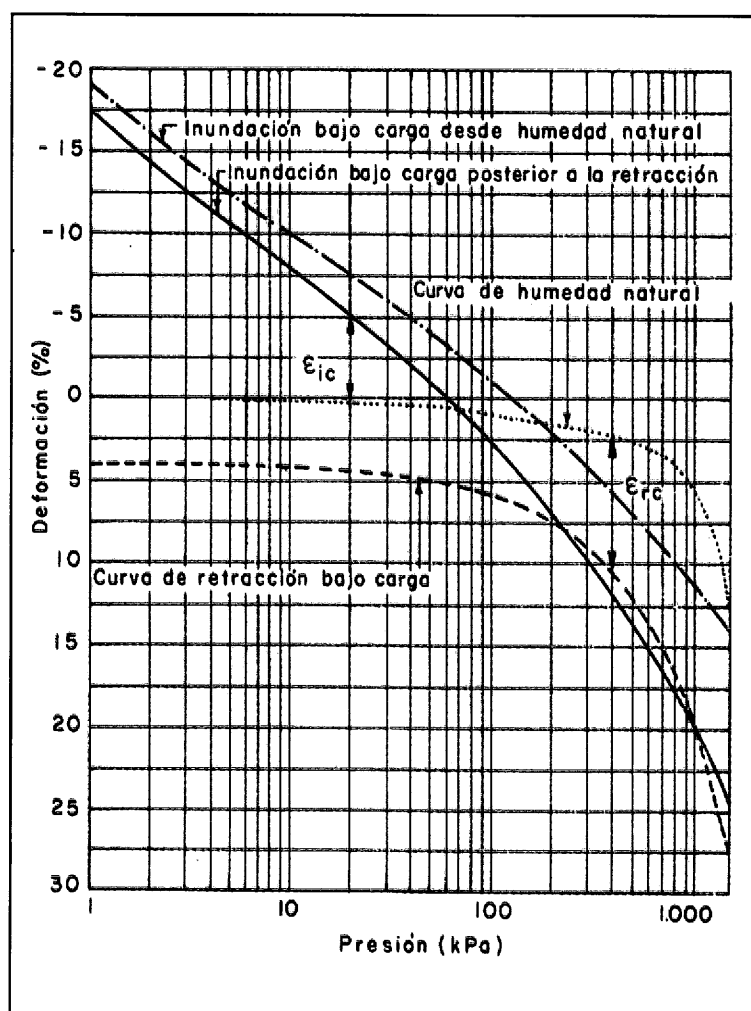


Figura 2. Curvas de inundación bajo carga y de retracción bajo carga en suelos compactados de El Arahai (Delgado, 1986). $w_L = 74$, $w = 23\%$, $w_0 = 20\%$, $\rho_d = 1.430 \text{ kg/m}^3$ y $\rho_{\text{máx}} = 1.400 \text{ kg/m}^3$. Figure 2. Curves of saturation under loading and shrinkage under loading for compacted soils from El Arahai (Delgado, 1985).

they tend to behave as collapsible soils.

Suction is the difference between the air pressure and the water pressure ($\psi = u_a - u_w$). If the specimen is allowed to contract in the edometer after loading, the suction of the soil will finally reach a state of equilibrium with the relative humidity of the air in the area where the edometer is set. In tests carried out by Delgado (1986) the relative humidity was around 50% which corresponds to a $pF = 6$. Under these conditions the shrinkage curve under loading is a straight line on a natural scale. Several authors consider that the volume ceases to change at pF values of between 5,5 and 6,0 (Justo, 1986).

Figure 2 shows the curves of natural moisture content, shrinkage under loading and saturation under loading. Two curves are given for this latter and are obtained from the natural moisture content curve and that of shrinkage under loading respectively. As the figure shows, this second curve is generally set below the first in accordance with the

by a straight line on a semi-logarithmic scale, which enables definition by just two points. On road works the pressure of the road bed, sub-base and levelled areas tends to be somewhat over 20 kPa and this also applies to railway lines with their tracks, sleepers, ballast, sub-base and forming layers, so this pressure would correspond to the minimum test result for saturation under loading. The maximum pressure in embankments would correspond to the soil pressure at the base of the embankment.

A soil generally swells or collapses on saturation when the pressure on the same is lower or greater than that of swelling (Justo and Soetersdal, 1979). For this reason the majority of soils are neither expansive nor collapsible, and the most one may say is that they either tend to behave as expansive soils or that

según se indica en la figura, la segunda queda generalmente debajo de la primera, lo cual es consecuente con la teoría establecida por Alonso et al. (1987), que supone deformaciones plásticas (irrecuperables) cuando se sobrepasa un cierto valor de la succión. Vemos, en cualquier caso, que las deformaciones de retracción son, en gran medida, recuperables para presiones pequeñas, pero son esencialmente plásticas (es decir irrecuperables) para presiones grandes.

La figura 2 muestra también que el colapso a partir de la humedad natural alcanza un máximo para una cierta presión, que en este caso está próxima a 1000 kPa.

EL EMPLEO DE SUELO MARGINAL EN LOS TERRAPLENES DE OBRAS VIALES

La figura 3 muestra el hinchamiento medio (+) de los suelos que forman los terraplenes, muchos de ellos de gran altura (hasta 28 m), de la 2ª fase del canal Genil-Cabra, en función de la presión vertical. Vemos como a partir de 1/2 kp/cm² (como media) todos los suelos colapsan, por lo cual en estos terraplenes el problema principal es el colapso y no el hinchamiento.

En la figura 3 las muestras compactadas al Proctor modificado lo están al 94% de la densidad máxima y a la humedad óptima +2% como media. Las muestras compactadas al Proctor normal lo están al 101% de la densidad máxima y a la humedad óptima +1,5%, también como media.

Por otro lado en muestras inalteradas con índice de fluidez mayor que 0,2 y densidades secas no muy bajas es probable que las curvas de humedad natural y de inun-

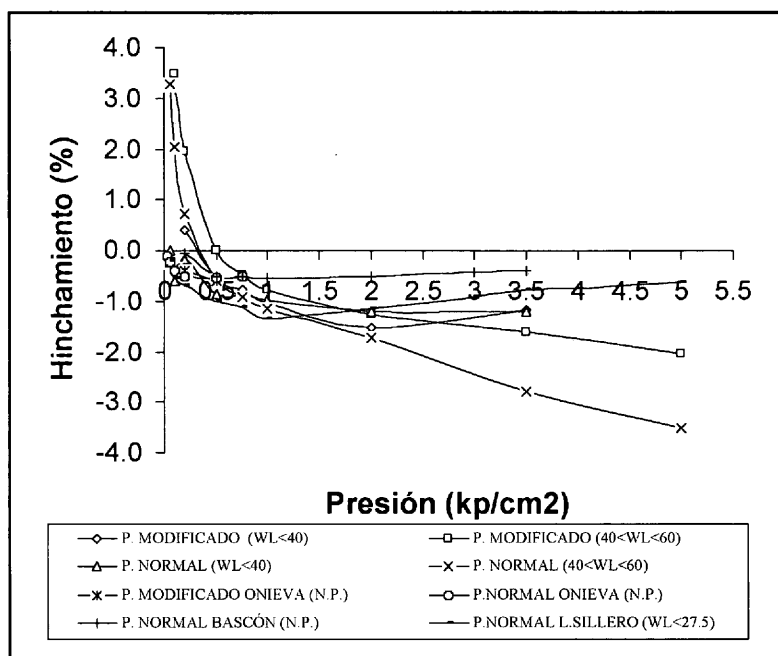
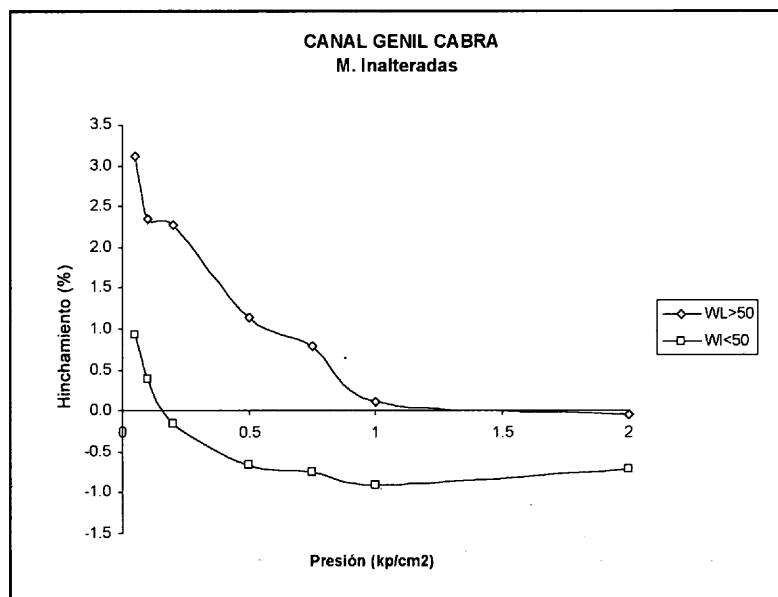


Figura 3.
Hinchamiento (+)
en función de la
presión (Canal
Genil-
Cabra)/ Figure 3.
Swelling (+)
according to
pressure (Genil-
Cabra Canal).

Figura 4.
Hinchamiento (+)
en función de la
presión/ Figure 4.
Swelling (+)
according to
pressure.



theory established by Alonso et al (1987) which indicates plastic deformation (irrecoverable deformation) on passing a certain degree of suction. In any case we may see that shrinkage deformation is generally recoverable under low pressures, but is essentially plastic, or irrecoverable, under high pressure.

Figure 2 also shows that the collapse above natural moisture content reaches a maximum for a certain pressure, which in this case was around 1000 kPa.

THE USE OF MARGINAL (COLLAPSIBLE OR EXPANSIVE) SOIL IN EMBANKMENTS

Figure 3 shows the mean swelling of soils in accordance with the vertical pressure in embankments, many of which being of great height (up to 28m) as in the 2nd phase of the Genil-Cabra canal. It may be seen that all soils collapse at a (mean) pressure over 1/2 kp/cm² and, as such, the main problem in embankments is one of collapse rather than swelling.

In Figure 3 shows specimens compacted to a density of 94% of the maximum Modified Proctor density and at an average of +2% of the optimum moisture content. The specimens compacted to Standard Proctor Density are compacted to 101% of the maximum density and to a mean of +1.5% of the optimum moisture content.

In unaltered specimens with fluidity rates of over 0.2 and not very low dry densities the natural moisture content and

dación bajo carga sean asintóticas, con lo cual no habría colapso.

La figura 4 muestra los valores medios del hinchamiento (+) de los suelos inalterados de la misma traza al inundarse. Puede verse que los suelos que tienen un límite líquido > 50 apenas presentan, como media, colapso, mientras que los de límite líquido ≤ 50 presentan colapso, como media para $\sigma \geq 0,16 \text{ kp/cm}^2$.

La figura 5 muestra la suma de asiento más hinchamiento en función de la presión. Comparando las figuras 3 y 5 llegamos a la conclusión de que para presiones superiores a $1/2 \text{ kp/cm}^2$ es prácticamente igual utilizar arcillas con $w_L \leq 40$ o con $40 \leq w_L \leq 60$, en lo que respecta al cambio de volumen, siempre que se compacten al Proctor modificado. Sin embargo estas últimas serían un *suelo marginal* según la O.C. 326/00, porque su hinchamiento libre medio es del 3,5%, sólo utilizable en el núcleo tras un estudio especial.

Hay otra consideración que se debe hacer para la utilización de estos materiales marginales, que es la resistencia. La tabla II indica la resistencia de ambos materiales. Los parámetros efectivos (c' y ϕ') son los que tiene el suelo si debido a las lluvias desaparecen las tensiones capilares, algo que puede ocurrir en las zonas exteriores del terraplén. En caso contrario habría que utilizar los parámetros de resistencia sin drenaje (c_u y ϕ_u). El elevado valor de la desviación típica, sobre todo en la cohesión, refleja la variación de los materiales obtenidos de puntos distantes de la traza y con diferentes valores del límite líquido.

Se han realizado cálculos de estabilidad de taludes utilizando la disposición de la figura 6, es decir colocando los materiales más plásticos marginales en un núcleo interior.

La primera hipótesis que se ha considerado en los cálculos es que el terreno de cimentación es rígido. En presiones efectivas, la superficie de deslizamiento pésima cae muy lejos del núcleo, por lo que la presencia de éste no afecta para nada la estabilidad.

La figura 7 muestra la superficie de deslizamiento, suponiendo dos capas en la cimentación y la resistencia obtenida de un ensayo sin drenaje en el núcleo. En la figura 8 se ha repetido el cálculo suponiendo que se utiliza, en el núcleo, material con $w_L \leq 40$. Puede verse que el coeficiente de seguridad es idéntico.

saturation under loading curves tend to be asymptotic and will, subsequently, not collapse.

Figure 4 shows the mean swelling values of unaltered (+) soils within the same section after saturation. It may be seen that, on average, soils with a liquid limit of > 50 hardly ever collapse while those with a liquid limit of ≤ 50 collapse on average under $\sigma \geq 0.16 \text{ kp/cm}^2$.

Figure 5 shows the settlement and swell according to pressure. When comparing figures 3 and 5 one may see that at pressures of over $1/2 \text{ kp/cm}^2$ it is practically the same in terms of volume change to employ clays with a $w_L \leq 40$ or with $40 \leq w_L \leq 60$, when these are compacted to modified Proctor density. However, these latter would be considered as marginal soils according to the O.C. 326/00 because its average free swelling is 3.5% and may only be employed in the core after a special study.

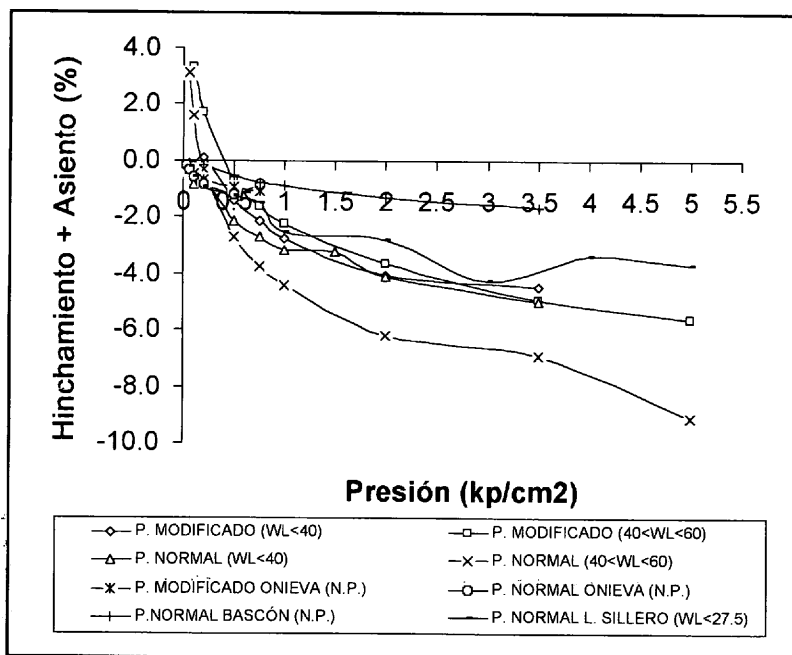
A further consideration which should be taken into account when using these marginal soils is that of shear strength. Table II shows the strength of both materials. The effective parameters (c' and ϕ') are those that the soils would have when losing capillary tension due to rainfall, this being something which occurs in the outer layers of the embankment. In the opposite case it would be necessary to employ undrained shear strength parameters (c_u and ϕ_u). The high standard deviation, particularly with regards to cohesion, shows the variation in the materials obtained from different parts of the section and with different liquid limit values.

Calculations have been made of the slope stability using the arrangement in Fig. 6, that is, by placing the more plastic marginal materials within the internal core.

The first hypothesis that has been considered in the calculations is that the foundation soil is rigid. Under effective pressure the worst sliding surface is very far from the core and, subsequently, the core will in no way affect the stability.

Figure 7 shows the sliding surface with two foundation layers and the strength obtained by undrained tests on the core. Figure 8 shows a repetition of the calculation when taking core material of $w_L \leq 40$,

Figura 5. Suma del asiento y deformación al saturarse en función de la presión/ Figure 5. Total settlement and deformation on saturation according to applied pressure.



CAMBIOS DE SUCCIÓN

En realidad en un terraplén el suelo no se suele saturar.

Al aumentar la succión disminuye la humedad y viceversa. La curva succión-humedad recibe el nombre de *curva característica* de un suelo y presenta lazos de histéresis. Cuando se produce la saturación la succión se anula.

Al colocar un terraplén con su humedad de compactación, éste tiene una succión inicial ψ_0 , que se puede medir en el laboratorio, en muestras compactadas en las condiciones de campo, o mejor tomando muestras del terraplén compactado.

Una vez terminada la obra se produce un cambio en la succión del suelo que produce cambios de volumen en éste.

En general debajo del centro del pavimento se alcanza una situación de equilibrio. La situación de los bordes depende del tratamiento que se dé al arcén.

Hoy casi todos los arcenes tienen un tratamiento asfáltico más o menos intenso, con lo que se llega a una situación de equilibrio de humedad debajo del pavimento e incluso de los arcenes. Puede decirse que a una situación análoga se llega colocando debajo del arcén una lámina de polietileno al nivel de la base del pavimento o sencillamente una capa de grava de 5 cm. Lo fundamental es eliminar la hierba (v. Russam y Dagg, 1965).

Si hay un nivel freático cerca de la superficie (15 m de profundidad en arcilla plástica, 6 m en arcilla, 3 m en arcillas arenosas o limos) la presión del agua debajo del pavimento se equilibrará con el nivel freático.

Si existe un nivel freático colgado a unos 3 m de la superficie, la presión intersticial puede aproximarse a cero (sa-

TABLA II. RESISTENCIA DE DISTINTOS MATERIALES PARA TERRAPLENES
TABLE II STRENGTH OF DIFFERENT MATERIALS EMPLOYED IN EMBANKMENTS

Material Material	w_L	Presiones efectivas Effective pressures			Sin drenaje Undrained	
		c' kPa	ϕ'	N	c_u kPa	ϕ_u
Arcilla Clay	≤ 40	7,3* 6,7**	32,7 ^{2*} 3,7 ^{2**}	3	67,7	28,4 ²
Arcilla Clay	40 a 60	14,0* 12,7 ^{2**}	25,0 ^{2*} 2,5 ^{2**}	3	63,7	35,2 ²

N=número de ensayos/number of tests, *media/mean, **desviación típica/standard deviation

and indicates an identical safety factor.

SUCTION CHANGES

In all reality the soil in an embankment is rarely saturated. The moisture content decreases as the suction increases and vice-versa. The suction-moisture content curve is known as the characteristic curve of the soil and reveals a

certain form of hysteresis and when saturation occurs the suction effect is annulled.

When an embankment is placed with its compaction moisture content, it will have an initial suction ψ_0 , which may be measured in the laboratory, in compacted specimens under site conditions or rather by taking samples from the compacted embankment.

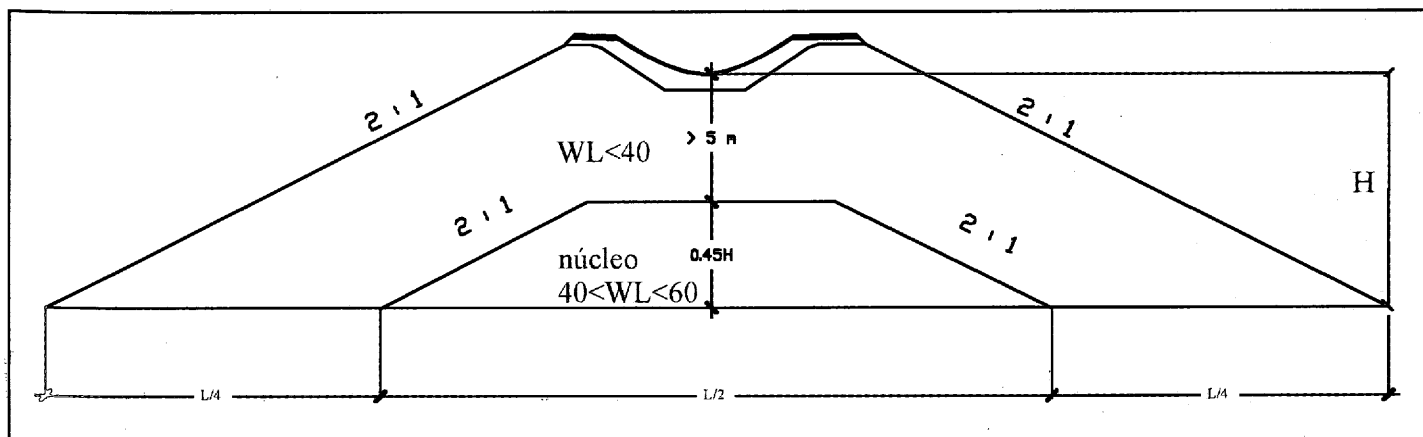
Once the work is complete there will be a change in the soil suction giving rise to changes in the volume of the same.

At the centre of the roadbase there tends to be equilibrium while the situation at the edges depends on the manner in which the verge is formed.

The majority of verges are now asphalted in varying degrees which then provides equilibrium in the moisture content below the road base as well as the verges. A similar situation occurs when polythene sheeting is placed under the verge level with the road base or simply by placing a 5 cm thick layer of gravel. The essential factor is to eliminate the grass (See Russom and Dagg, 1965).

When the phreatic groundwater level is close to the surface (1.5 m in plastic clay, 6 m in clay and 3 m in sandy or muddy clays) the water pressure below the pavement will balance out with the phreatic level.

Figura 6. Sección de cálculo/
Figure 6. Section of calculation.



turación) por encima de este nivel freático. Esto apoya el empleo de ensayos en los que se inunda la muestra en el edómetro en dichos casos.

Para otras situaciones, Russom y Coleman (1961) establecen un método para hallar la succión de equilibrio en función del índice de Thornthwaite.

DEFORMACIÓN AL VARIAR LA SUCCIÓN

Los ensayos para encontrar estas deformaciones se deben llevar a cabo en edómetros de succión controlada (Escario, 1969).

Si se utiliza un método de elementos finitos bi o tridimensional para calcular las deformaciones hay que introducir en los cálculos un hinchamiento isotrópico, ligado con el edométrico por medio de la ecuación:

$$\varepsilon_o = \varepsilon_v \frac{1 - \nu}{1 + \nu} \quad (1)$$

El valor del coeficiente de Poisson que habría que introducir en los cálculos puede oscilar entre 0,35 y 0,42 (v. Kornik y Zeitlein, 1969, Richards, 1984).

En un terraplén de carreteras el cambio de succión, y el consiguiente cambio de volumen del terreno se produce principalmente después de la construcción, y, por tanto a presión cuasi constante.

La figura 9 muestra una idealización del cambio de volumen en función del cambio de succión total, siendo ψ_o la succión inicial. Según McKeen (1992), para $\psi = \psi_1$ el suelo ha alcanzado la capacidad de campo, con lo que el agua adicional drena en lugar de ser absorbida por el suelo. A partir de este momento una disminución adicional de la succión apenas produce cambio de volumen en el suelo.

Según ensayos realizados por diversos autores, ψ_1 puede oscilar entre 4,5 y 520 kPa (McKeen, 1992; Meintjes, 1992; Escario y Sáez, 1973;

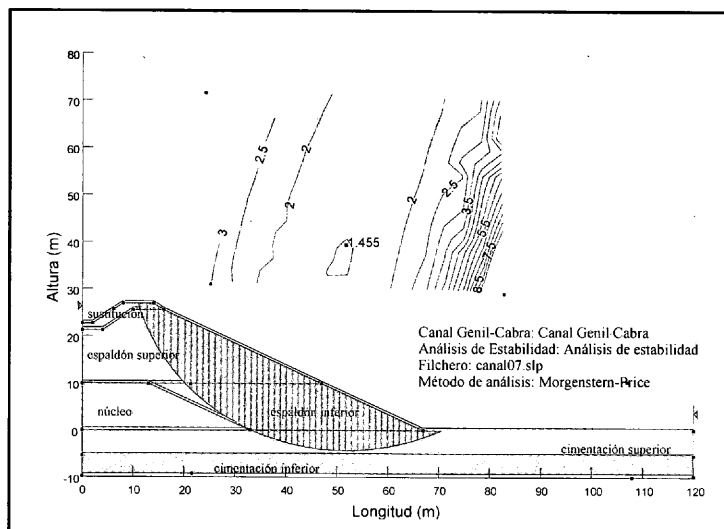
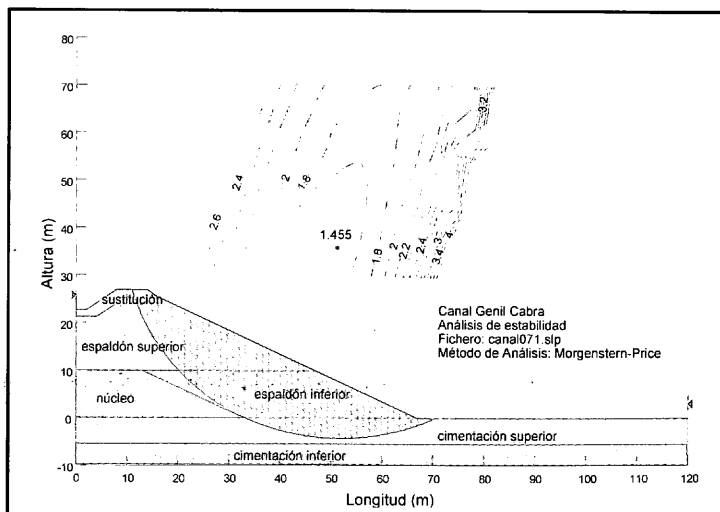


Figura 7. Superficie de deslizamiento pésima con dos capas en la cimentación (Núcleo con $40 \leq w_L \leq 60$)/Figure 7. Worst sliding surface with two foundation layers (Core with $40 \leq w_L \leq 60$).

Figura 8. Superficie de deslizamiento pésima con dos capas en la cimentación (Núcleo con $w_L \leq 40$)/Figure 8. Worst sliding surface with two foundation layers (Core with $w_L \leq 40$).



In the case that the phreatic level is some 3 m from the surface, the interstitial pressure will be very close to zero (saturation) above this ground-water level. This then requires testing in which the specimen is saturated in the edometer,

Russom and Coleman (1961) devised a method for other cases in which the equilibrium suction was established on the basis of the Thornthwaite index.

DEFORMATION INDUCED BY SUCTION VARIATION

Controlled suction edometer testing is required in order to find these deformations. (Escario, 1969).

If a two or three-dimensional finite element method is employed to calculate the deformation it is necessary to include isotropic swelling in the calculations, associated with the edometric swelling and on the basis of the following equation:

$$\varepsilon_o = \varepsilon_v \frac{1 - \nu}{1 + \nu} \quad (1)$$

The Poisson factor introduced in the calculations may range between 0.35 and 0.42 (See Kamornik and Zeitlein, 1969, Richard, 1984).

In a road embankment a change in suction and the ensuing change in soil volume mainly occurs after construction and, therefore, at a quasi-constant pressure.

Figure 9 shows the form of a volume variation in accordance with changes in the total suction, where ψ_o is the initial suction. According to McKeen (1992), when $\psi = \psi_1$ the soil has reached its in-situ capacity and any additional water will drain off instead of being absorbed by the soil. From this moment on any additional reduction in suction will hardly cause any change in the soil volume.

In accordance with different tests carried out, ψ_1 may vary

Delgado, 1986; Fredlund y Rahardjo, 1993) y aumenta al aumentar la presión normal. La succión ψ_2 es algo inferior al límite de retracción (ψ_2') y parece ser que disminuye ligeramente al aumentar la presión normal (v. Meintjes, 1992). Puede oscilar entre 2 y 30 MPa (v. McKeen, 1992; Meintjes, 1992).

Entre ψ_1 y ψ_2 existe una relación aproximadamente lineal entre el cambio de volumen y el logaritmo de la succión:

$$\Delta \varepsilon_v = -I_{pt} \log \frac{\psi}{\psi_0} \quad (2)$$

siendo I_{pt} el índice de inestabilidad o pendiente de la recta $\varepsilon_v - \log \psi$ entre ψ_1 y ψ_2 .

Esta relación lineal ha sido encontrada por numerosos autores entre ellos tenemos a: Aitchinson et al. (1973); Mitchell y Avalue (1984); Pile y McInnes (1984).

Diversos autores (Pile y McInnes, 1984; Richards, 1984; Herencia, 2000) han encontrado que los índices de inestabilidad en expansión y retracción son semejantes, aunque la fisuración de la arcilla añade un punto de incertidumbre a esta relación.

Para suelos de El Arahal (Sevilla) y ensayos edométricos realizados en el laboratorio, se ha encontrado que el índice de inestabilidad varía linealmente con el logaritmo de la presión normal (v. figura 5):

$$I_{pt} = -C \log \frac{\sigma}{\sigma_h} \quad (3)$$

Existen algunos indicios para suponer que en arcillas inalteradas el índice de inestabilidad puede ser poco dependiente de la presión para un intervalo de presiones entre 20 y 200 kPa (v. Meintjes, 1992).

En la figura 10, σ_h es la presión de hinchamiento -0. Para presiones inferiores a la de hinchamiento, el índice de inestabilidad es positivo, lo que corresponde a expansividad, mientras que para presiones superiores aparece el colapso. Hay que tener presente que la presión de hinchamiento obtenida a partir de estos ensayos de succión controlada pue-

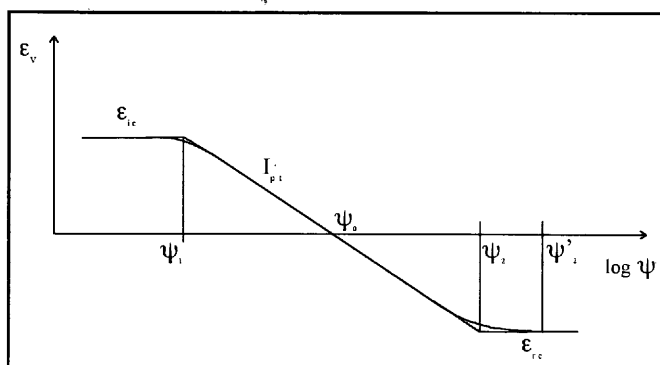


Figura 9. Cambio de volumen en función de la succión a presión constante/ Figure 9. Volume change according to suction at constant pressure.

There is an approximately lineal relationship between ψ_1 and ψ_2 between the volume change and the suction logarithm:

$$\Delta \varepsilon_v = -I_{pt} \log \frac{\psi}{\psi_0} \quad (2)$$

where I_{pt} is the instability index or slope from the straight line $\varepsilon_v - \log \psi$ between ψ_1 and ψ_2 .

This lineal relationship has been established by numerous authors, including Aitchinson et al (1973), Mitchell and Avalue (1984); Pile and McInnes (1984).

Several authors (Pile and McInnes, 1984; Richards, 1984; Herencia, 2000) have found that the instability indexes are similar under both expansion and shrinkage, though the cracking of the clay introduces an element of doubt in this relationship.

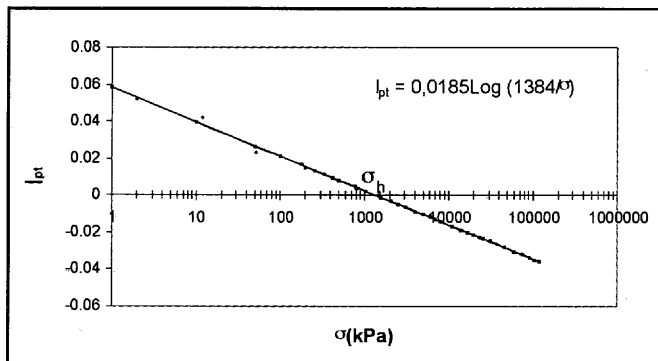
In soils taken from El Arahal (Seville) and submitted to edometric testing in the laboratory, it was seen that the instability index lineally varied with the standard pressure logarithm (see Fig. 5):

$$I_{pt} = -C \log \frac{\sigma}{\sigma_h} \quad (3)$$

There are certain indications that the instability index for unaltered clays does not vary with pressure between the 20 and 200 kPa pressure range (see Meintjes, 1992).

In Figure 10 σ_h is the swell pressure -0. The instability index is positive for pressures below that of swelling, this corresponding to expansion, while under greater pressures this then leads to collapse. It is necessary to take into account that the swell pressure

Figura 10. Relación entre el índice de inestabilidad y el logaritmo de la presión en ensayos edométricos con control de la succión en el Arahal (Sevilla)/ Figure 10. Relation between the instability index and the pressure logarithm in controlled suction edometric tests on soil samples from El Arahal (Seville).



de ser muy superior a la obtenida en ensayos con inundación, porque cuando una arcilla colapsa al anularse su succión, es frecuente que al disminuir la succión se produzca primero un hinchamiento seguido de colapso (v. Escario y Sáez, 1973), apareciendo este último a veces para succiones muy bajas (figura 11). Esto hace que el índice de inestabilidad de las figuras 9 y 10 sea, en estas fases, positivo. Esto implica que la presión de hinchamiento -3 obtenida de la figura 1 en la muestra del Arahal sea de 230 kPa, mientras que la presión de hinchamiento -0 deducida de la figura 10 (obtenida en el mismo suelo) es de 1290 kPa.

Si combinamos las ecuaciones (2) y (3) obtenemos:

$$\Delta \varepsilon_v = C \log \frac{\sigma}{\sigma_h} \log \frac{\psi}{\psi_0}$$

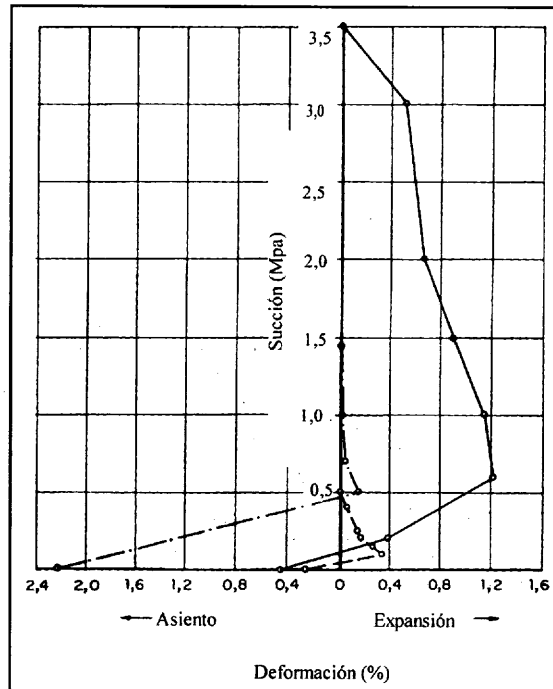


Figura 11. Hinchamiento seguido de colapso, bajo carga constante (250 kPa), al disminuir la succión en una arcilla compactada al 90 % de su densidad máxima proctor (Escario y Sáez, 1973)/Figure 11. Swelling followed by collapse under constant loading (250 kPa), on reducing the suction in a compacted clay to 90% of the maximum Proctor density Escario and Sáez, 1973).

siendo C una constante que ha sido obtenida por diversos autores. Estos valores se muestran en la tabla III además de otras características del suelo como la presión de hinchamiento.

En cuanto a ε_{ic} y ε_{rc} se obtienen a partir de las curvas de inundación y retracción bajo carga. La figura 2 muestra estas curvas en los suelos de El Arahal (Sevilla), así como la presión de hinchamiento σ_h que separa el hinchamiento del colapso. El desplazamiento ε_{ic} corresponde al hinchamiento en el ensayo de inundación bajo carga, mientras que ε_{rc} corresponde a la retracción bajo carga. En ambos casos los valores se miden desde la curva de humedad natural (v. Justo et al., 1984).

obtained from these controlled suction tests may be much higher than that found from saturation testing as when the clay collapses on losing suction, as this suction decreases the soil first swells and then collapses (see Escario and Sáez, 1973), and may indeed collapse under very low suction (Figure 11). This means that the instability index of figures 9 and 10 is positive during these stages. This then implies that the swelling pressure -3 obtained in figure 1 in the Arahal specimen would be 230 kPa while the swell pressure -0 given in Fig. 10 (and obtained from the same soil) would be 1290 kPa.

If we then combine the equations (2) and (3) we obtain:

$$\Delta \varepsilon_v = C \log \frac{\sigma}{\sigma_h} \log \frac{\psi}{\psi_0}$$

where C is a constant established by several authors. These values are given in Table III in addition to other soil characteristics such as the swell pressure.

The values of ε_{ic} and ε_{rc} are obtained from the saturation and shrinkage under loading curves. Figure 2 shows these curves for soils from El Arahal (Seville) together with the swell pressure σ_h between swelling and collapse. The displacement ε_{ic} corresponds to the swelling in the saturation under loading test, while ε_{rc} refers to the shrinkage under loading. In both cases the values are measured from the natural moisture content curve (see Justo et al., 1984)

TABLA III. VALORES DE LA PRESIÓN DE HINCHAMIENTO Y DE LA CONSTANTE C.
TABLE III. VALUES OF SWELLING PRESSURE AND CONSTANT C.

Descripción del suelo	w _L	I _p	I _L	ρ _d g/cm	w-w _o %	ψ _o kPa	σ _h kPa	C	Referencia
Peñuela	71,1	35,3	-0,34	1,33	-10	1716	1290	0,018	Escario y Sáez, 1973
Arcilla	72,0	48,0	-0,13	1,50		3000	270	0,081	Kassiff et al., 1973
			-0,08			2100	180	0,047	
			-0,03			1500	340	0,020	
			0,00			1300	130	0,046	
							550	0,025	Richards, 1979
Arahal A	74,0	44,0	-0,16	1,43	+3	900	1380	0,0185	Delgado, 1986
							470	0,0091	Compton, 1970

CONCLUSIONES

Se han descrito los ensayos de inundación bajo carga y de retracción bajo carga, diseñados en nuestro laboratorio del Departamento de Mecánica de Medios Continuos (v. Justo et al., 1984). En ellos puede verse que la retracción bajo carga es esencialmente recuperable para cargas pequeñas e irre recuperable para presiones superiores a la de hinchamiento -3.

Se demuestra que existen hasta cuatro posibles definiciones distintas de la presión de hinchamiento, si bien todas ellas alcanzan valores relativamente parecidos.

Para los suelos que forman los terraplenes, algunos de gran altura (hasta 28 m), del canal Genil-Cabra, el problema principal es el colapso y no el hinchamiento (para presiones superiores a 50 kPa).

Se demuestra la posibilidad de utilizar suelos marginales en el núcleo interior de un terraplén de gran altura.

Se desarrolla una teoría para encontrar el cambio de volumen de un suelo parcialmente saturado en edómetros de succión controlada. ■

CONCLUSIONS

The article has described the tests for saturation under loading and shrinkage under loading designed by the Department of Continuum Mechanics at the University of Seville (see Justo et al., 1984). From these tests it may be seen that the shrinkage under loading may essentially be recovered under small loads and is irrecoverable at swelling pressures of over -3.

It has been shown that there are up to four possible definitions other than the swelling pressure, though all of these give relatively similar results.

The main problem in soils in embankments, some of which being of great height (such as the 28 m high embankment on the Genil-Cabra canal) is one of collapse and not swelling (under pressures over 50 kPa).

It has been shown that marginal soils can be employed in the central core of very high embankments.

A method has been developed in order to establish the change in volume of a partially saturated soil in controlled suction edometers. ■

BIBLIOGRAFÍA/BIBLIOGRAPHY

-Aitchison, G.D., Peter, P., y Martín, R., 1973. *Long term observation of deformations in structures founded on expansive clays in South Australia*. Actas del 3º Cong. Int. Suelos Expansivos, Haifa, 2: 109-113.
-Alonso, E. E., Gens, A. y High, D.W., 1987. *Special problem soils*. General Report. Proc. 9th Europ. Conf. Soil Mech. Foundation Eng., Dublin, 3:1087-1146.
-Beles, A.A., Stanculescu, J.J., y Schally, V.R., 1969. *Prewetting of loess-soil foundation for hydraulic structures*. 7º Congreso Internacional de Mecánica del Suelo e Ingeniería de Cementaciones, Ciudad de México, 2:17-25.
-Chen, F. H., 1975. *Foundations on Expansive Soils*. Elsevier, Nueva York.
-Compton, C. P., 1970. *A study of the swelling behaviour of an expansive clay as influenced by the clay microstructure, soil suction and external loading*. Ph. D. Thesis, Texas A&M University, Arizona.
-Delgado, A., 1986. *Influencia de la trayectoria de las tensiones en el comportamiento de las arcillas expansivas y de los suelos colapsables en el laboratorio y en el terreno*. Tesis Doctoral, Universidad de Sevilla.
-Escario, V., 1969. *Swelling of soils in contact with water at a negative pressure*. Proc. 2nd Int. Res. Engng. Conf. Expansive Clays Soils, pp. 207-217.
-Escario, V., y Sáez, J., 1973. *Measurement of the properties of swelling and collapsing soils*

under controlled suction. Actas 3º Cong. Int. Suelos Expansivos, 1:195-200.
-Fredlund, D.G. y Rahardjo, H., 1993. *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. John Wiley and Sons, Nueva York.
-Herencia, A., 2000. *Comunicación personal*.
-Justo, J.L. y Saetersdal, R., 1979. *Design parameters for special soil conditions*. General Report. 7th European Conf. Soil Mech., Brighton, Vol 5, pp. 127-158.
-Justo, J.L., Delgado, A. y Ruiz, J., 1984. *The influence of stress-path in the collapse-swelling of soils at the laboratory*. 5th Int. Conf. Expansive Soils, Adelaide, pp 67-71.
-Justo, J.L., 1986. *Engineering geological aspects of foundations in swelling soils*. Fifth International Congress International Association of Engineering Geology, Buenos Aires, Vol. 4, pp. 2209-2228.
-Kassiff, G., Baker, R. y Ovadia, Y., 1973. *Swell-pressure relationships at constant suction changes*. 3º Congreso Internacional de Suelos Expansivos, 1:201-208.
-Komornik, A. y Zeitlen, J.G., 1969. *Damage to structures on preconsolidated clays*. 7th Int. Conf. Soil Mech., ciudad de México, 2:141-148.
-McDowell, Ch., 1956. *Interrelationship of load, volume change, and layer thickness of soils to the behaviour of engineering structures*. Proc. Annual Meeting, Highway Research Board, 35:754-772.
-Mckeen, R.G., 1992. *A model for predicting expansive clay behaviour*. Actas del 7º Cong. Int. Suelos Expansivos, Dallas, 1-11.

-Meintjes, H.A.C., 1992. *Suction-load-strain relations in expansive soils*. Actas del 7º Cong. Int. Suelos Expansivos, Dallas, 51-54.
-Miheev, V.V., 1962. *On classification criteria for water sensible soils*. en 'Soil ground, Foundations and Soil Mechanics', Moscú, Nº 5.
-Mitchell, P.W., y Avalue, D.L., 1984. *A technique to predict expansive soil movements*. 5º Cong. Int. Suelos Expansivos, Adelaide, 124-130.
-Mitchell, J. K., 1986. *Practical problems from surprising soil behaviour*. J. Geotech. Eng., ASCE, pp. 112:3/ 259-289.
-Northey, R.D., 1969. *Engineering properties of loess and other collapsible soils*. 7º Congreso Internacional de Mecánica del Suelo e Ingeniería de Cementaciones, Ciudad de México, 3:445-452.
-Richards, B.G., 1979. *A method of analysis of the effects of volume change in unsaturated expansive clays on engineering structures*. Australian Geomechanics J., 27-41.
-Richards, B.G., 1984. *Finite element analysis of volume change in expansive clays*. 5º Cong. Int. Suelos Expansivos, Adelaide, 141-148.
-Russam, K. y Coleman, J.D., 1961. *The effect of climatic factors on subgrade moisture conditions*. Geotechnique, 11: 22-28.
-Russam, K. y Dagg, M., 1965. *The effect of verge slope and cover on soil moisture distribution under a road in Kenya*. 'Moisture Equilibrium and Moisture changes in Soils beneath Covered Areas'. Butterworths, Sidney, 100-121.
-Terzaghi, K. y Peck, R. B., 1948. *Soil mechanics in Engineering Practice*. New York, Wiley.