

# **FILOSOFÍA DEL DISEÑO Y EJECUCIÓN DE TERRAPLENES Y SU PATOLOGÍA**

Autor: Carlos Oteo Mazo  
Prof. Dr. Ing. de C. C. Y P. Catedrático de Ing. del Terreno  
Presidente del Comité de Geotecnia Vial de la A.T.C.  
Teléfono: 91.3.45.38.81  
E-mail: [carlosoteo@telefonica.net](mailto:carlosoteo@telefonica.net)

## **1. INTRODUCCIÓN HISTÓRICA.**

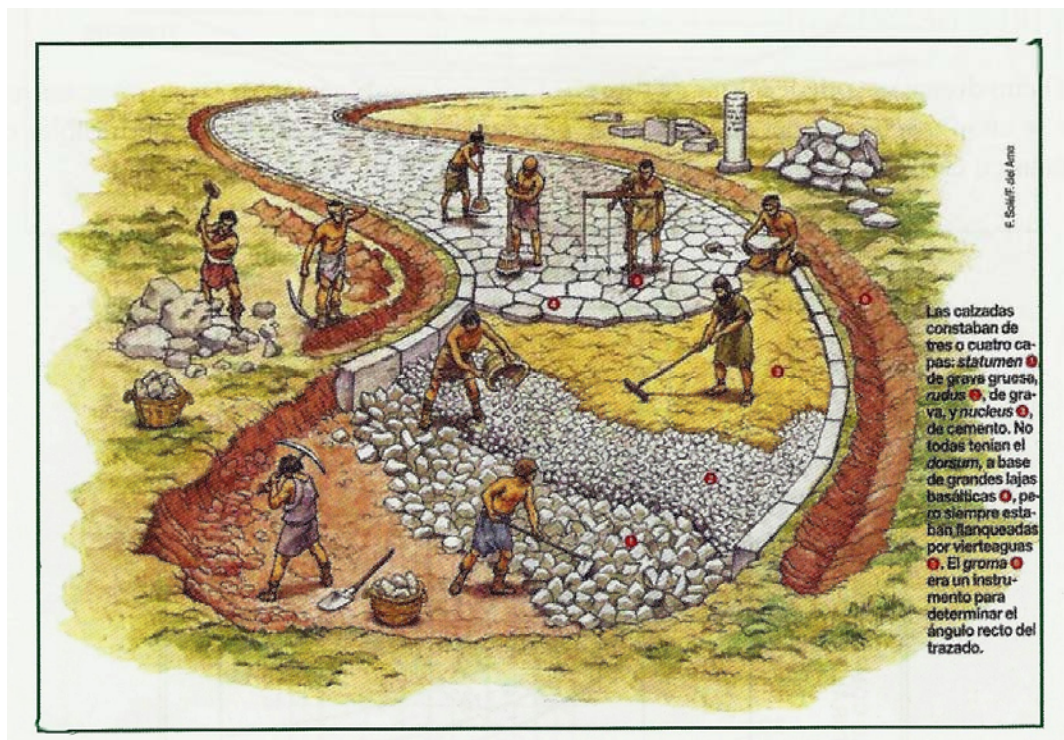
La Jornada en que se inscribe el presente trabajo pretende mostrar, por un lado, las experiencias que, en estructuras térreas para infraestructuras viarias, han obtenido los diversos técnicos dedicados al diseño y construcción de las mismas. Pero, por otro, intenta volver a recordar los criterios básicos en que se basa el PG-3 y la filosofía que debe guiar el diseño y ejecución de estas obras, así como la experiencia sacada de observar su comportamiento.

Estas páginas están dedicadas a esos aspectos de criterios básicos, filosofía a tener en cuenta en el diseño y ejecución de estas “estructuras de tierra” y en las patologías derivadas de olvidarse que se trata de obras “blandas”, de poca cohesión y deformables, en que el agua y el contenido de finos pueden ser los principales enemigos.

El concepto de estructura térrea va unido al de firme desde el primer momento de la Historia. En esas circunstancias (como indican diversas investigaciones, como Teresa Sánchez Lázaro, 2007 y otros):

- Las vías (para vehículos de tracción animal y rueda de madera o metálica) se “pegan” al terreno, con lo que los desmontes y terraplenes apenas existen.
- Se seguían los ríos y el posible apoyo en roca.
- El trazado se hace por donde la nieve “cargaba” menos.

- Se buscan materiales nobles, generalmente derivados de la fracturación de rocas o extraídos de graveras naturales.
- Se construyen terraplenes-firmes con diferentes capas que contienen gruesos, sobre las que se colocan capas con materiales intermedios y más finos (incluso con aglomerante) y pudiendo llegar a colocarse enlosados de piedra sobre dichas capas, como en las calzadas romanas (Fig. 1). Se consigue, así, una capa gruesa inferior y se colocan otras superiores que van disminuyendo la granulometría y aumentan la cohesión.



**Fig. 1. Sección y drenaje en vías romanas**

- Este conjunto no sólo es resistente, sino drenante, al dar pendiente a las capas granulares y permitir la salida por cunetas térreas laterales (Fig. 1).
- Cuando aumenta el peso de los vehículos de transporte, se necesita un firme más resistente y se acude a un terraplén-firme. Las ideas de Mac Adam, a principios del Siglo XIX, introducen un relleno de calidad: Piedra partida con granulometría más o menos definida (de 1 a 7 cm). El tráfico se encargaba de crear finos (por rotura de los bordes de la piedra partida), “recebando”, así, los huecos creados por las piedras mayores (Fig. 2). De esa forma se “conseguía” un material con granulometría relativamente continua que daba buen resultado. Hacia 1830 se introducen los rodillos o

pisones, destinados a acelerar el efecto de relleno de los huecos de la piedra partida, para que el efecto y el terraplén-firme de calidad se consiga lo más pronto posible.

- Telefort y Mac Adam indican que, si la extensión de este terraplén-firme se hace en varias tongadas, recebándolas (primero a mano y después con apisonado mecánico, como en la Fig. 2) se consigue un conjunto de calidad que puede soportar el tráfico de la época. En 1906 se procede a alquitranar la superficie del “macadam” para evitar el polvo y en 1960 ya se sustituye el macadam por una base granular de granulometría continua, que resiste mejor y tiene más durabilidad (Balaguer e Izard, 2007).
- Entre la macadam y la base granular se utilizó la zahorra natural, con adecuada resistencia (gruesos) y granulometría continua.

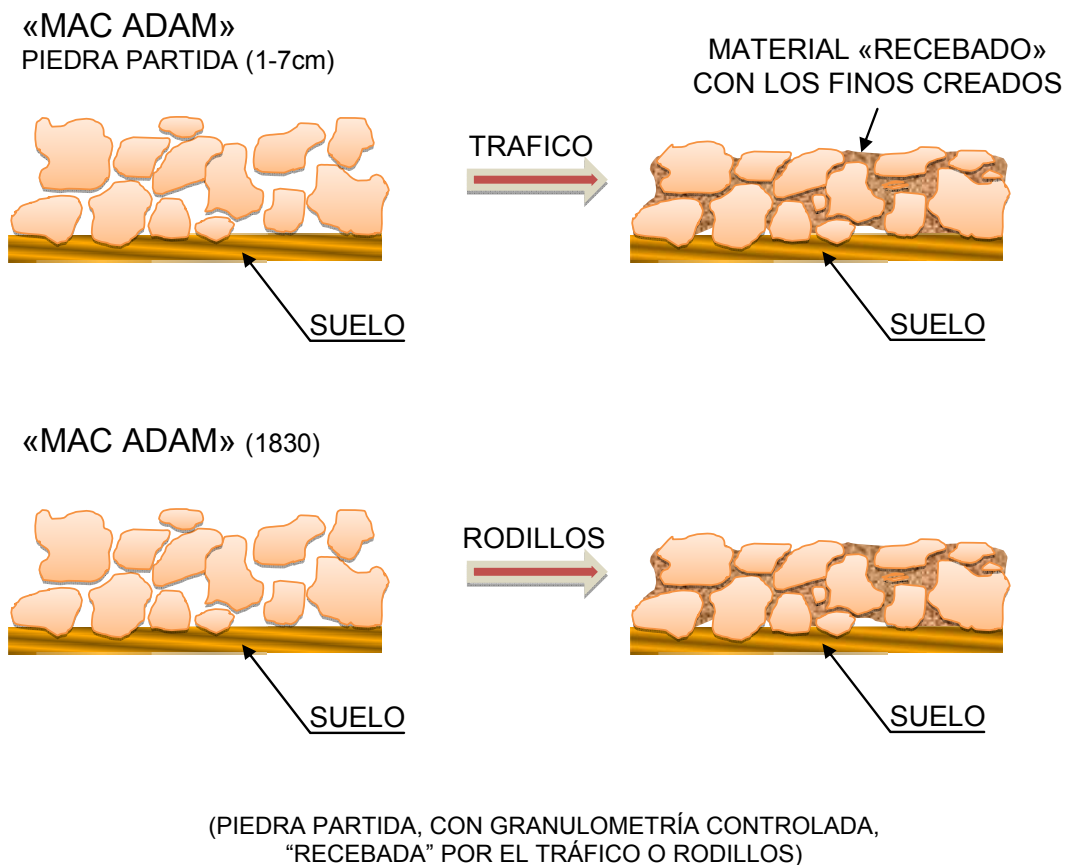


Fig. 2. Primeros firmes con Macadam, a principios del Siglo XIX

Se llega a la idea de Tesaguet en que ya se separa el firme del terraplén: El soporte final debe corresponder al suelo natural o a un terraplén térreo. El firme debe servir para: a) Mantener la superficie seca. b) Ofrecer una superficie uniforme. c) Soportar la concentración de cargas que ofrecen los vehículos modernos. d) Transmitir una presión media y más baja al terreno inferior. e) Evitar que los finos del terreno asciendan y arruine el macadam. Como indican Escario y otros en su II Tomo de “Caminos” (1967), el defecto más grave resulta ser: La falta de capa anticontaminante que provoca que la explanada ascienda a través del firme y la capacidad del macadam quede reducida”).

A partir de todo ello ya aparece el concepto de “compactación” o de aumento de la concentración de sólidos por unidad de volumen, con una granulometría lo más continua posible.

En los años 50 del siglo XX aparece el ensayo de Proctor y empieza a cuantificarse lo de la “compactación”. Y lo que era una relación (determinada por puntos) entre la densidad y la humedad, degenera – a efectos prácticos – en sólo el control de la densidad. Se pasa, así, a:

- Definir un ensayo de referencia (el Proctor, luego complementado por el Proctor Modificado y el ensayo Harvard, uno para aumentar la energía repartida y otro para la energía concentrada, para el caso de arcillas).
- Definir el porcentaje de la densidad óptima o máxima del ensayo de referencia.
- Olvidarse del contenido de humedad (entre otras cosas, porque era más difícil de determinar en campo y, además, llevaba más tiempo).
- Fiar en que el material es homogéneo y sirven unos pocos ensayos de compactación como referencia.

Hoy día estos conceptos no bastan:

- El firme sirve para facilitar la rodadura, la continuidad y la durabilidad.
- El firme transmite las acciones del tráfico al terraplén, uniformizando dichas acciones.

- El terreno debe aprovecharse lo máximo posible, incluido materiales que, hoy, se clasifican como “marginales” e “inadecuados” (por su expansividad, presencia de sales solubles, etc.) y que, antes, se llevaban a vertedero. Incluso hemos aprovechado materiales de todo tipo: Desde los calificados como “inadecuados” a residuos de vertederos (incluido algo de materia orgánica).
- La maquinaria de compactación debe de ser lo más potente posible y lo más adecuada al terreno, materia prima para terraplenes: Vibración para terrenos granulares, “pata de cabra” para suelos arcillosos, etc.
- El control de compactación puede realizarse por métodos directos (determinación de densidad) y otros medios más representativos (determinación de deformabilidad).
- El espesor de tongadas debe adaptarse a la naturaleza del material y a su granulometría (27-30 cm para materiales finos y 80-100 para materiales muy gruesos).
- No hay que despreciar la posibilidad de añadir aglomerantes al terreno para terraplenes, para disminuir su expansividad y/o plasticidad, aumento de la cohesión aparente, etc.

Los condicionantes geotécnicos se han tenido en cuenta solamente desde hace unos 50-60 años. En la Fig. 3 se ha reproducido la evolución temporal de la actividad geotécnica en las carreteras y ferrocarriles españoles. Desde 1970 se produjo un incremento importante con el Plan Redia y, posteriormente, con la construcción de las primeras Autopistas españolas. Más adelante, en los últimos veinticinco años, con la construcción del Plan Nacional de Autovías y la del Ferrocarril de Alta Velocidad Madrid-Sevilla, se incrementó, claramente, la actividad geotécnica relacionada con las estructuras de tierra, que, posteriormente, se ha desarrollado aún más.

## 2. EL DISEÑO DE TERRAPLENES.

El diseño de un terraplén incluye (Fig. 4):

- El análisis geológico-geotécnico del terreno de la traza de la infraestructura viaria y del entorno zonal.
- El análisis de la topografía de la zona.
- La selección de los materiales presentes y de la posibilidad de su uso.
- La definición de la sección de terraplén, lo cuál incluye: a) Su anchura definitiva (con la posibilidad de sobreanchos para luchar contra la erosión superficial. b) Los taludes del terraplén. c) Su sección transversal, en la que debe definirse si el núcleo es homogéneo o zonado. d) El tipo de cimiento, que puede necesitar tratamientos geotécnicos, en caso de apoyo sobre suelos blandos. e) Las condiciones del drenaje bajo el terraplén y en su entorno próximo. En la práctica muchas veces sólo se comenta que el PG-3 (versión 2000) distingue el cimiento, el núcleo, espaldones y coronación, pero no se definen estas zonas con detalle (Fig. 5).
- Las condiciones de compactación: Tipo de tongadas, maquinaria de aportación de energía, de número de pasadas, etc. Esto suele dejarse para la obra, cuando – en realidad – debería estar definido (al menos, con un mínimo) en el Proyecto.
- Tipo de control a utilizar: Densidad, humedad, módulo de deformación, etc. En la obra real, podemos distinguir dos tipos de control genérico: a) Por lotes o clásico, con densidades, placa de carga, etc., cada n metros cuadrados (2.000-5.000 m<sup>2</sup>). b) Por producto acabado, en el que el tema se ajusta en terraplenes de prueba o experimentales y, en la obra real, se aplican las recomendaciones establecidas en ese terraplén (maquinaria, número de pasadas, espesor de tongadas, etc.), cuidando principalmente que se cumplan estos requisitos.
- La definición de la instrumentación que debe de instalarse para conocer el comportamiento de la estructura de tierra, lo cuál sólo suele hacerse cuando el apoyo del terraplén es blando.

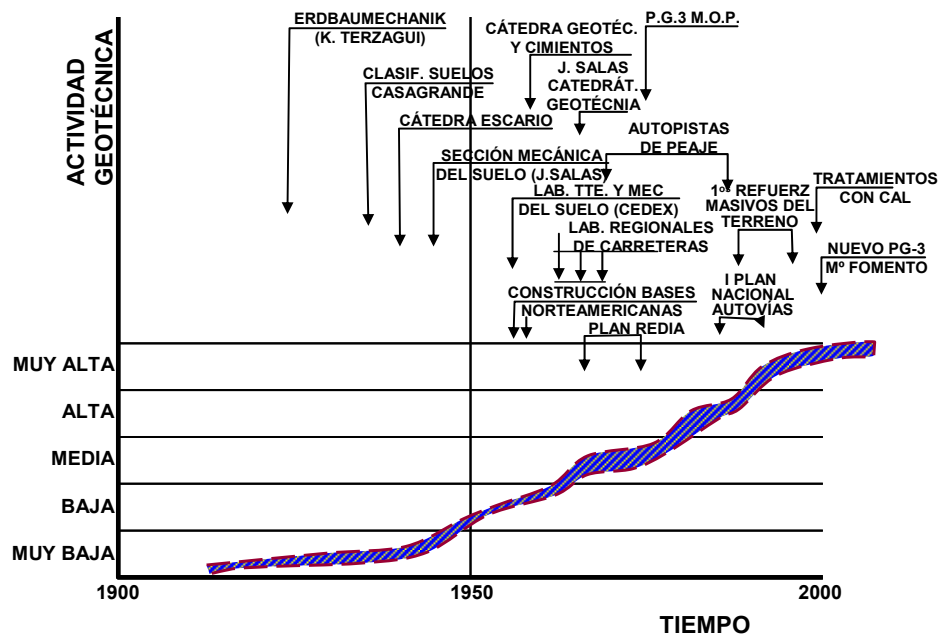
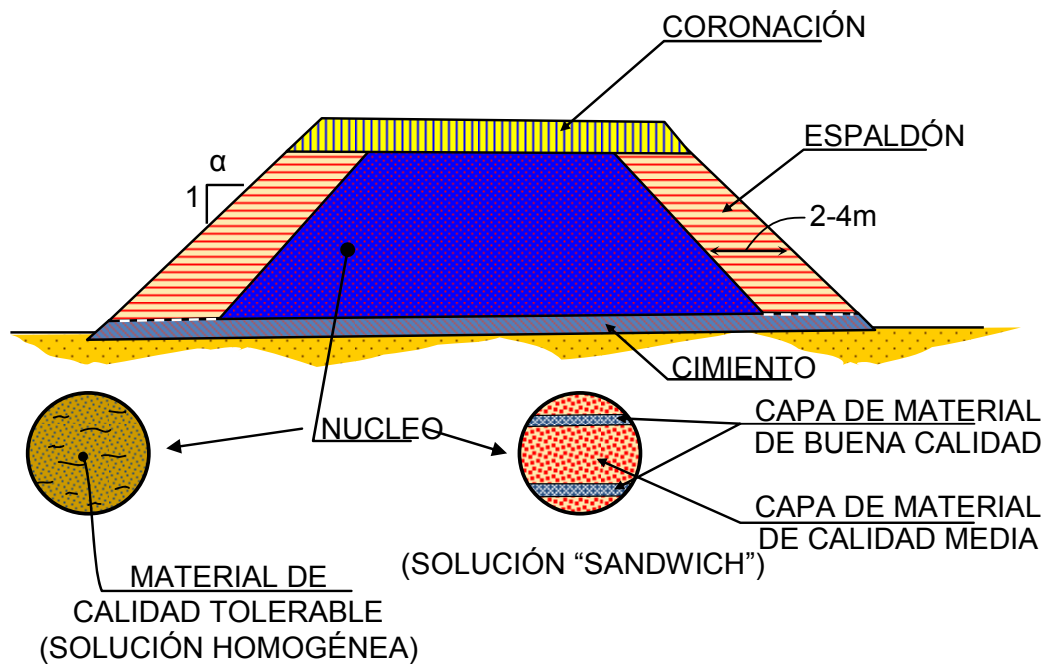


Fig. 3. Evolución temporal de la actividad geotécnica en las carreteras españolas (OTEO, 2007)



Fig. 4. Diseño y ejecución de terraplenes



**Fig. 5. Tipo de sección transversal definido en el PG-3**

En la Fig. 6 se indican los factores que han de tenerse en cuenta a la hora de seleccionar un material: Funcionalidad de la obra, proximidad de la cantera, manejabilidad, humedad en cantera, propiedades geotécnicas (granulometría, plasticidad, contenido de sales y materia orgánica), ensayos de compactación, etc.

Como hemos señalado, tiene que tenerse en cuenta, a la hora de diseñar la estructura de tierra, que la sección transversal no tiene que ser homogénea (a parte de la heterogeneidad que ya incluye el imponer condiciones diferentes a cimientos, espaldones, núcleo y coronación).

Existen muchos tipos de soluciones alternativas:

- Solución tipo “sándwich”, con alternancia de un material “noble” (en poco espesor: 1-1,5 m) con un material más problemático (con espesor de 3-3,5 m), como se ve en la Fig. 7.
- Solución de encapsulamiento de un material todo-uno con pedraplén, como en el terraplén de la Fig. 8, a la entrada de Almería que permitió alcanzar los 60 m, con talud exterior 1:1. Esta solución de encapsulamiento también la

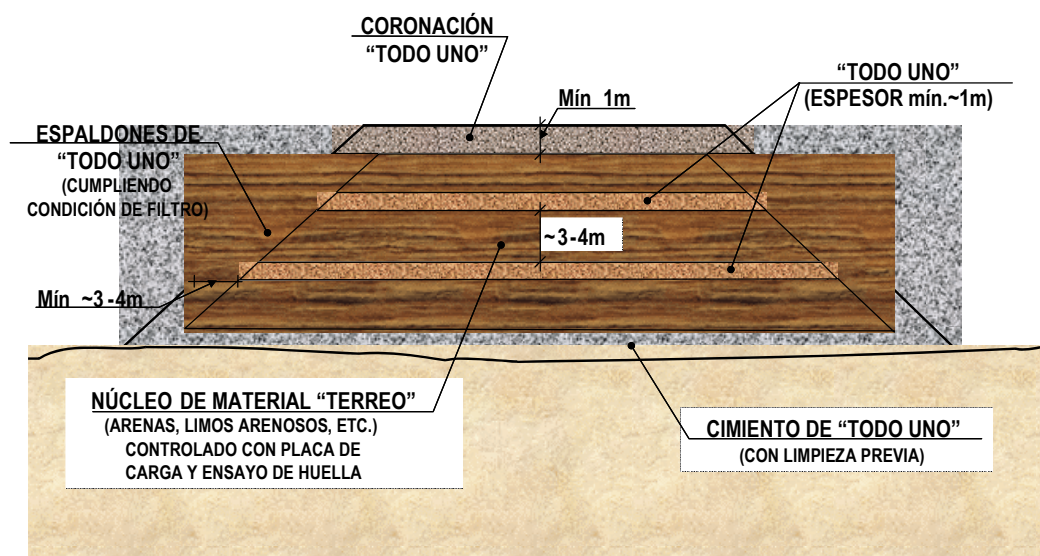


hemos utilizado con materiales yesíferos (Fig. 9a) y, recientemente, se ha utilizado en la N-603 (Burgos a Santander), como se ve en la Fig. 9b.

- “Polesplén” realizado con bloques (de 4×1×0,5 m) de poliestileno expandido, de densidad 25 Kg/m<sup>3</sup>, sobre suelo blando, y recubierto por 20 cm de hormigón, como el caso de la Variante de El Puerto de Santa María y Puerto Real (Fig. 10).



**Fig. 6. Selección del material de un terraplén (OTEO, 1994)**



**Fig. 7. Solución tipo “sándwich”**



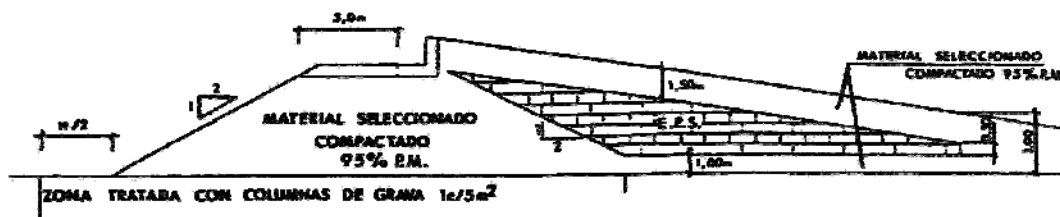


Fig. 10. “Terraplén” de poliestileno expandido (OTEO ET AL., 1998)

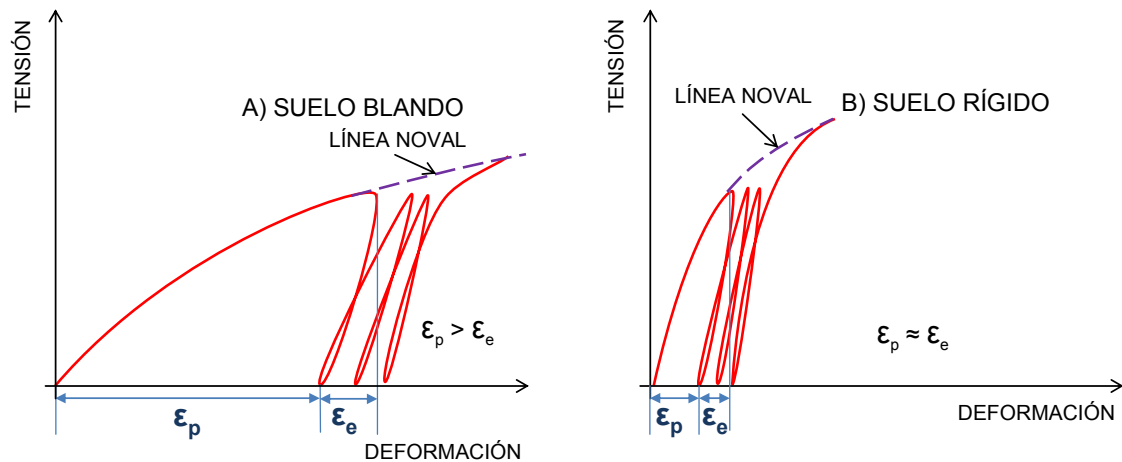
### 3. SOBRE LA COMPACTACIÓN.

Como ya hemos indicado, el término “compactar” indica el conjunto de operaciones por las cuales se pretende colocar en un volumen aparente determinado el máximo volumen posible de sólidos de un suelo determinado (con su plasticidad, granulometría, etc.). La compactación, en la obra, se consigue – en general – pasando sobre el material térreo elegido y extendido (con espesor algo mayor de la tongada de diseño) una máquina que aporte energía (por peso o por peso y vibración o por peso y superficie de apoyo) al conjunto de partículas de suelo, intentando conseguir la máxima concentración de sólidos por unidad de volumen. Como eso no es suficiente con una pasada: la máquina debe de pasar varias veces sobre el material a compactar, sometiendo a éste a ciclos reiterados de tensión-deformación.

En la Fig. 11 puede verse el efecto de un esfuerzo o tensión cíclica sobre un terreno. En función de la rigidez del suelo se producen “pocas” o “muchas” deformaciones plásticas. Si el suelo es blando, la primera curva tensión-deformación (Fig. 11) lleva a importantes deformaciones plásticas,  $\epsilon_p$ , mucho mayores que las elásticas o recuperables,  $\epsilon_t$ . Precisamente la generación de deformaciones plásticas indica la posibilidad de compactar un suelo, ya que se producen disminuciones de volumen, tras aplicar ciclos de carga, que suponen un aumento de la concentración de sólidos de la unidad de volumen.

A partir de, aproximadamente, 1950, el Señor Proctor inventa su ensayo de compactación, en que se relaciona la humedad inicial del terreno con la densidad seca que se obtiene al compactar (en un molde estándar) un suelo, amasado con cierta (pero variable) humedad, rellenando el molde con tongadas de espesor constante y energía de compactación constante.

En la Fig. 12 a puede verse el resultado típico de un ensayo de compactación. Dicho resultado se expresa como una relación (determinada por puntos) entre la humedad inicial de la probeta ensayada y la densidad seca obtenida, con humedad previamente definida y con espesor de tongadas y energía constante. En esa Fig. 12 a se han dibujado las curvas correspondientes a dos energías  $E_1$  y  $E_2$ , en que  $E_2 > E_1$ . Ambos tienden asintóticamente hacia la línea de saturación, cuya ecuación es:



**Fig. 11. Relación tensión-deformación en suelos**

$$\gamma_d = \frac{\gamma_w \cdot e + G}{1 + e}$$

Siendo:

- $\gamma_d$  = peso específico seco del terreno.
- $\gamma_w$  = densidad aparente del agua.
- $e$  = índice de huecos final del terreno.
- $G$  = peso específico de las partículas del suelo.

Esta línea no es una recta, pero es muy parecida a una línea de ese tipo.

Las densidades óptimas son diferentes para cada energía y corresponden a humedades óptimas distintas (que son mayores cuanto más baja es la energía aplicada).

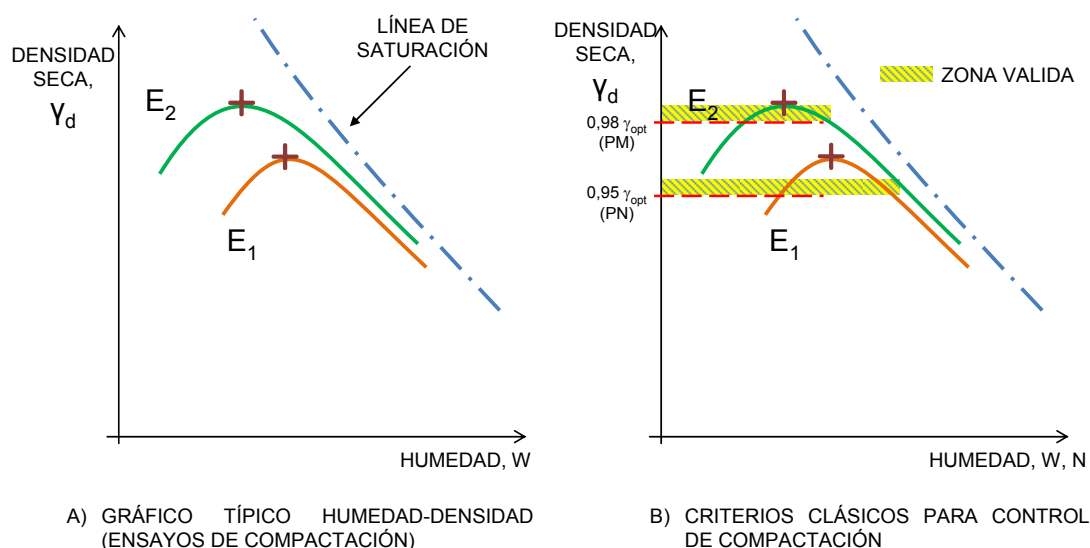
El criterio clásico (y que todavía se utiliza, a veces, de forma indebida) es establecer un grado de compactación, GD, de forma que:

$$GD = \frac{\text{Densidad seca aparente después de compactar}}{\text{Densidad seca aparente óptima en el ensayo de referencia}} = \frac{\gamma_{d,ap}}{\gamma_{d,opt}}$$

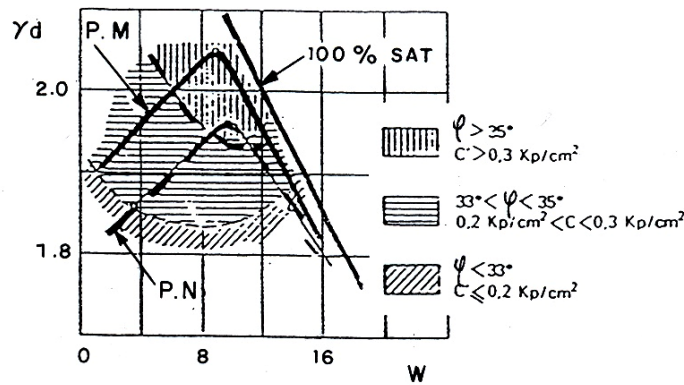
Puede hablarse del 95% de la densidad óptima del Proctor Normal (PN) o de la densidad óptima del Proctor Modificado (PM), pero son valores claramente diferentes (en una “arena de miga” del centro de España, estos valores pueden ser 1,95 y 2,05 T/m<sup>3</sup> respectivamente), lo que se indica en la Fig. 12 b.

No hay que confundir este concepto (en que se habla del noventa y tanto por ciento de la densidad óptima) con el de índice de densidad o densidad relativa (aplicable sólo a suelos granulares), en que un valor del orden del 80-85% de la densidad máxima corresponde a un altísimo grado de concentración de sólidos.

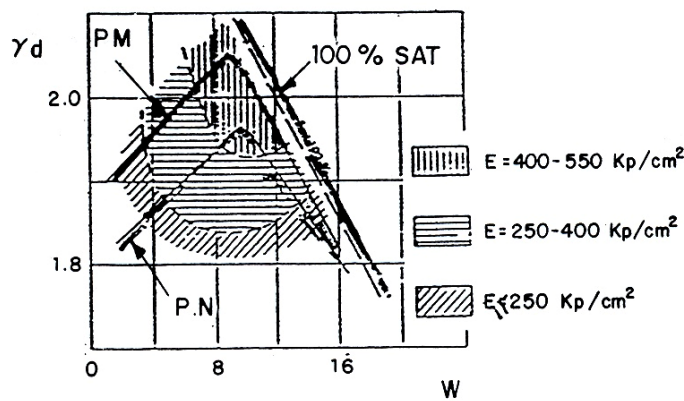
Pero si se determinaran los valores de diferentes parámetros geotécnicos para distintos estados de humedad-densidad, se obtendrían que las zonas con análogo valor de un parámetro determinado tendrían las formas indicadas en la Fig. 13 (correspondientes a una arena algo arcillosa, con 31-35% de finos, del centro de la Península Ibérica o de arenas procedentes de la erosión de granitos españoles y chilenos).



**Fig. 12. Posibles curvas de compactación y exigencia clásica en el control.**



a) Zona de similar ángulo de rozamiento



b) Zonas de similar módulo de deformación

**Fig. 13. Distribución de los valores de parámetros de resistencia y deformación en el diagrama de compactación (ESPINACE y OTEO, 1983)**

Ello se resume en el esquema de la Fig. 14 a. Por este motivo se incorporó al PG-3 actual (siglo XXI) el criterio admisible de la compactación definido por:

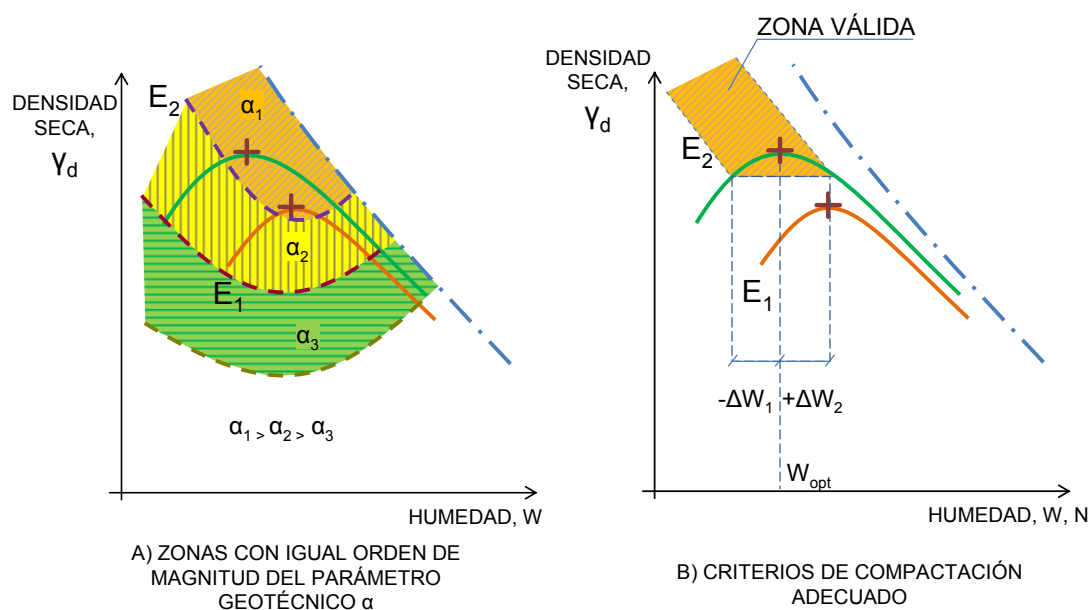
- Un porcentaje de la densidad seca de la curva de compactación, con energía lo más parecida a la de campo (que, hoy día, suele ser la del P.M.).
- Un intervalo de humedad respecto a la óptima del ensayo de compactación, tanto hacia arriba como hacia abajo (con incrementos que no tienen que ser iguales).
- Un área definida por las condiciones anteriores y rectas paralelas a la cuasirecta de la línea de saturación (Fig. 14 b). La zona coloreada es la admisible. No recordamos haber visto en ninguna obra real (aunque no

veamos todas) aplicar este criterio del PG-3 actual y solamente hemos visto aplicar el de la Fig. 12b (el del PG-3/75).

Pero el control de la humedad-densidad (la densidad aparente es fácil de medir en campo, pero la humedad exige mayor tiempo para determinación exacta) no es el único método para controlar la compactación. En la Fig. 15 aparecen indicados diversos procedimientos para controlar la compactación en campo: Densidad por el método clásico de la arena (para suelos de granulometría media y fina), densímetro de balón (para gravas), densidad por el método “del plástico” (para gruesos y escollera), el tan manido método nuclear que ha de, previamente, tararse adecuadamente, los ensayos de placa de carga (de  $\varnothing$  30 cm,  $\varnothing$  60 cm y mayores diámetros, en función de la granulometría del suelo), métodos geofísicos (para evaluar el módulo transversal o longitudinal de deformación), el de la huella (tan sencillo y que permite ensayar volúmenes de varios metros cúbicos), los presiométricos y penetrómetros (para evaluar resistencia y deformabilidad en profundidad en un terraplén ya hecho), etc.

El ensayo de placa de carga – propiciado claramente, junto con el de huella, en el PG-3 actual – se basa en pensar que, al hacer dos ciclos de carga, las ramas de carga y recarga son diferentes, debido a las deformaciones plásticas que se infieren (Figs. 11 y 16). Si se determinan los módulos de deformación en esos dos ciclos de carga ( $E_{v1}$  y recarga ( $E_{v2}$ ), su relación da una idea de la plastificación que produce la aplicación de la carga. Cuando este ensayo se normalizó por los suizos, se pasó a exigir un valor mínimo de  $E_{v2}$  y un valor máximo de  $K (=E_{v2}/E_{v1})$ :

- Núcleo:  $E_{v2} > 30$  Mpa (si no hay materiales seleccionados, en cuyo caso se exige un valor mínimo de 60 MPa).
- Coronación:  $E_{v2} > 60$  MPa (si no hay materiales seleccionados).
- $K < 2,2$  para núcleos.

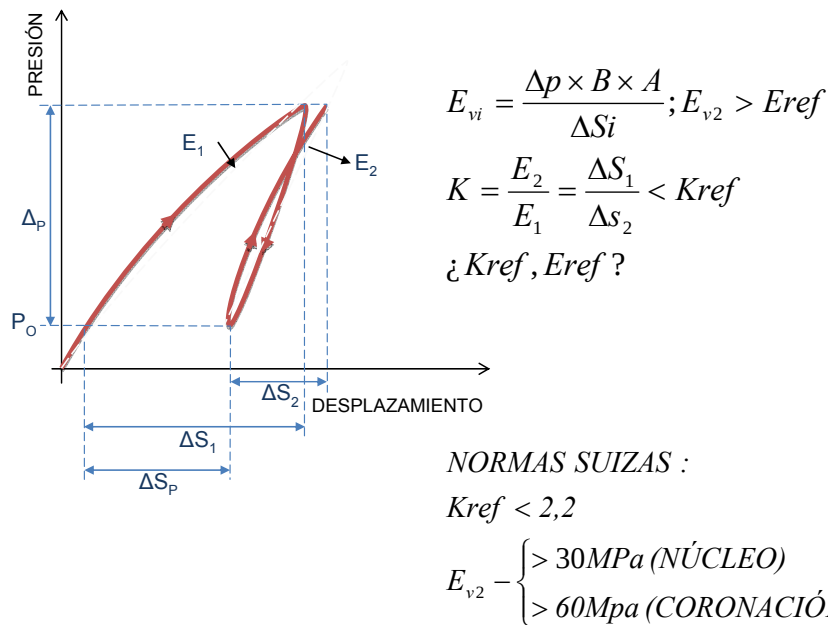


**Fig. 14. Nuevo criterio de compactación incluida en el PG-3 actual**

| TERRENO<br>ENSAYO        | ESCOLLERA | GRAVA | ARENA | LIMO | ARCILLA |
|--------------------------|-----------|-------|-------|------|---------|
| DENSIDAD ARENA           |           |       |       |      |         |
| DENSÍMETRO BALÓN         |           |       |       |      |         |
| DENSIDAD CON PLÁSTICO    |           |       |       |      |         |
| MÉTODO NUCLEAR           |           |       |       |      |         |
| PLACA Ø 30 cm            |           |       |       |      |         |
| PLACA Ø 72 cm            |           |       |       |      |         |
| ENSAYO HUELLA            |           |       |       |      |         |
| MÉTODOS GEOFÍSICOS       |           |       |       |      |         |
| PENETRÓMETROS            |           |       |       |      |         |
| PRESIÓMETROS             |           |       |       |      |         |
| CONTROL HUELLA Y PASADAS |           |       |       |      |         |

**Fig. 15. Posibles sistemas de control en campo**





**Fig. 16. Ensayo de placa de carga para control de compactación**

Este valor máximo de K ha de tomarse de forma crítica, puesto que la norma suiza lo fijo sin darse cuenta que debe de depender de  $E_{v2}$ . Si nos fijamos en los gráficos de la Fig. 17, en que se ha representado un diagrama carga-descarga (esta última equivalente a la recarga) para  $E_{v2}=30$  Mpa y  $K=2,2$  y lo mismo para  $E_{v2}=100$  Mpa y  $K = 2,2$  se aprecia que los gráficos p (presión) - s (asiento) son muy diferente, pero, aparentemente, cumplen de forma análoga los requisitos de compactación, lo que no parece lógico. También se ha representado un gráfico con  $E_{v2}=100$  Mpa y  $K = 4,0$ . Esta gráfica que – en teoría – no cumple los requisitos suizos de compactación, tiene – sin embargo, un comportamiento tensión-deformación más favorable que la curva con  $E_{v2} = 30$  MPa y  $K= 2,2$ , lo cuál no es lógico. K debe depender de  $E_{v2}$ . Y así lo llevamos recomendando varios años (desde el IV Congreso Nacional de Geotecnia Vial, celebrado en Santander, 2004). Con la Fig. 18 puede determinarse el valor de K adecuado, magnitudes que han sido contrastadas por la práctica (Fig. 19 en la que se reproducen resultados reales obtenidos en diversas obras, algunas de las cuales se han realizado con materiales “marginales”...).

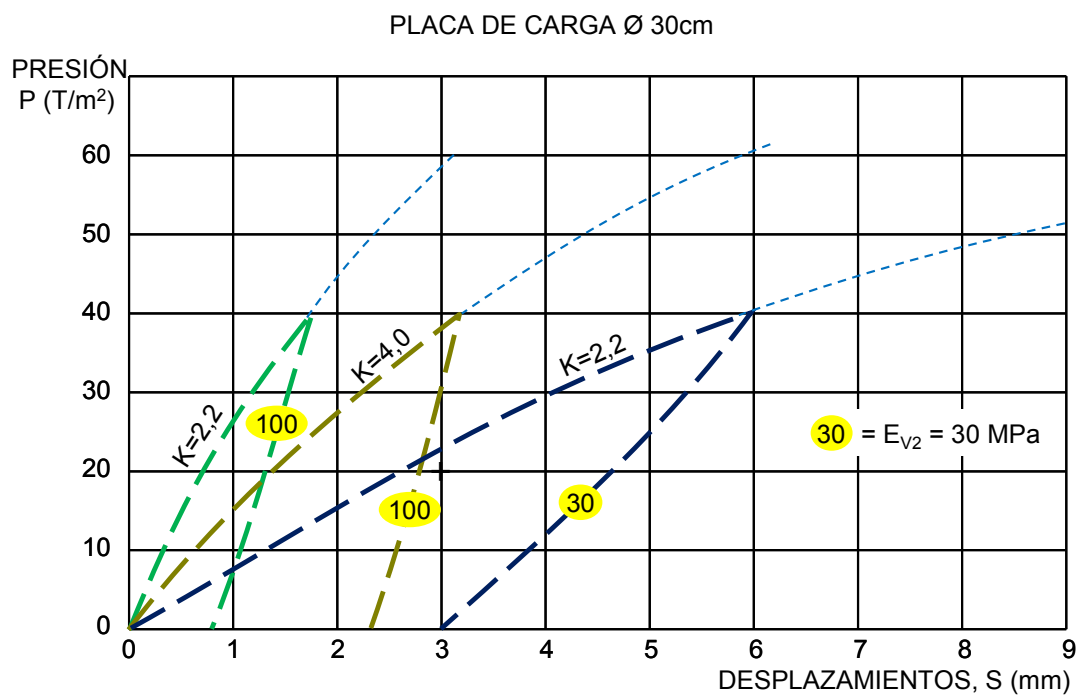


Fig. 17. Posibles curvas P-S para distintas exigencias en el control

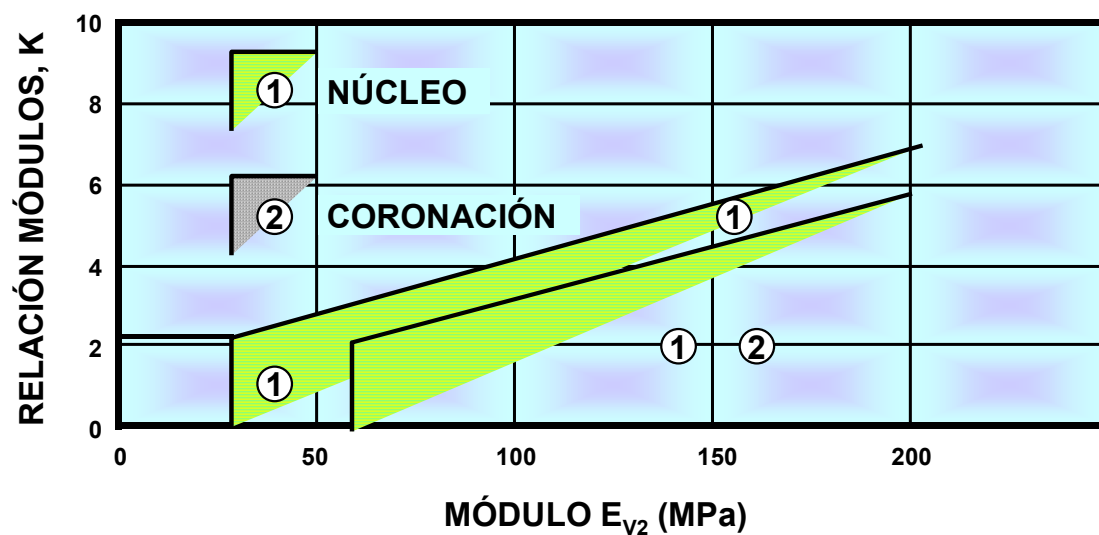
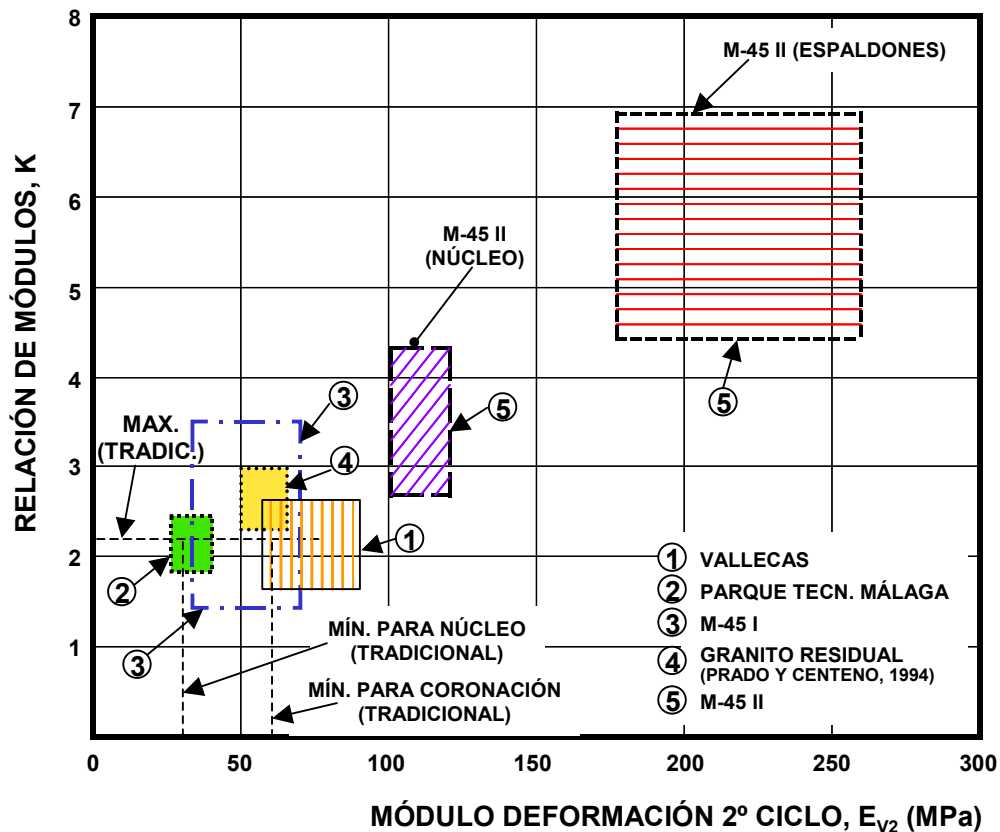


Fig. 18. Nueva propuesta de aceptación de materiales compactados (OTEO, 2004)



**Fig. 19. Comparación de criterios tradicionales para aceptación con placa de carga y resultados en obras con materiales marginales que han tenido buen comportamiento**

#### **4. SOBRE LA CONSTRUCCIÓN.**

Es habitual que en los Pliegos de Prescripciones Técnicas Particulares de los Proyectos de Infraestructuras Viarias apenas se hable de las condiciones de construcción o de puesta en obra de estructuras de tierra. Se incluyen diversas consideraciones sobre la remoción de los materiales de desbroce y su retirada; sobre demoliciones de obras de fábrica; sobre que las obras de excavación se ajustaran a las alineaciones, pendientes, etc., y demás información contenida en el Proyecto y a lo que – sobre el particular – ordene el Director de Obra; sobre referencias topográficas; sobre que se mantendrá la plataforma en perfecto estado de drenaje (lo que es difícil en estados intermedios de los terraplenes) y rodadura; sobre que el transporte se hará con vehículos adecuados; sobre diversas consideraciones para el caso de excavación en roca (evitar daños en taludes por voladuras, eliminación de bolos de piedra

excesivamente grandes, etc.); sobre préstamos, acopios y caballeros; sobre medición y abono; sobre zanjas y drenajes; etc.

También, a veces, se indica que el material para terraplenes no debe de tener más del 35% de finos y que el material que pasa por el tamiz nº 20 UE debe ser mayor del 70%. También suele repetirse la clasificación del PG-3 sobre materiales:

- Seleccionados (materia orgánica o M.O. < 0,2%, contenido de sales ó SS < 0,2%,  $D_{\text{máx}}$ <10cm; pasa menos del 25% de finos; límite líquido o LL < 30; índice de plasticidad < 10, etc.
- Adecuados (M.O. <1%; SS<0,2%; finos < 35%; LL < 40, etc.).
- Tolerables (M.O. <2%; SS>1% o yeso <5%; LL<65, asiento de colapso <1%, hinchamiento libre <3%, etc.)
- Marginales (M.O. <5%; hinchamiento libre <5%; LL<90%, etc.).
- Inadecuados (no incluidos en las categorías anteriores).

Y se suele añadir:

- En coronación: Suelos adecuados (o seleccionados), con índice CBR  $\geq 5$ .
- En cimiento: Suelos tolerables adecuados, o seleccionados siempre que las condiciones de drenaje o estanqueidad lo permitan, con índice CBR $\geq 3$ .
- Núcleo: Suelos tolerables, adecuados o seleccionados con CBR  $\geq 3$ , Podrán usarse suelos marginales si se justifica con estudio especial.
- Espaldones: Materiales que satisfagan las condiciones de impermeabilidad resistencia y protección que indique el Proyecto (indicación, que, muchas veces, no se incluye en el mismo).

También puede leerse algo sobre el grado de compactación. Pero como muchos Pliegos van siendo transcripciones quasi-literales de otros más antiguos, se sigue leyendo que el ensayo Proctor Normal es el de referencia (cuando ya hace tiempo que se ha pasado al Proctor Modificado como referencia). Y entonces se exige en coronación el 100% P.N. y en núcleo el 95% P.N. En Proyectos algo más actuales ya aparece el 98% P.M. para el núcleo. Pero, respecto a la humedad se indica, como mucho que esté entre -2% y +1% de la humedad óptima. Debería acudir a la filosofía del PG-3/2000 reproducido en la Fig. 14b.

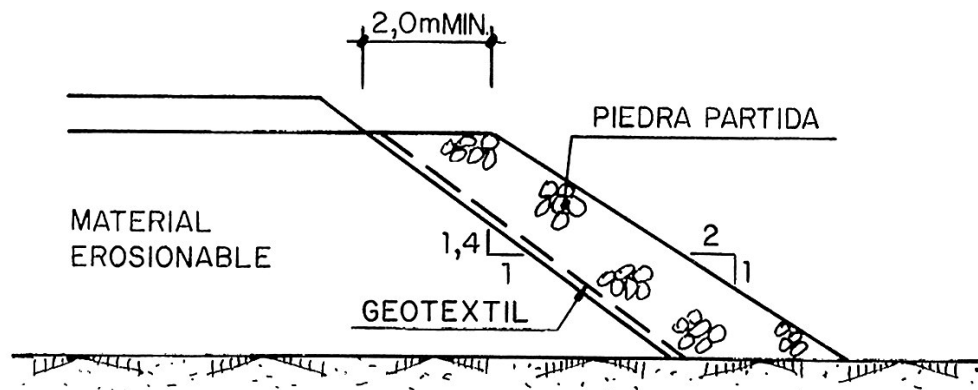
Respecto al resto de condiciones de puesta en obra (tongadas, maquinaria, pasadas, etc.) o no se dice nada o se han indicaciones genéricas y se hace referencia a alguno de los artículos del PG-3. Por ejemplo, se suele decir: “El espesor de estas tongadas será el adecuado para que, con los medios disponibles, se obtenga en todo su espesor el grado de compactación exigido. Dicho espesor, en general y salvo especificación en contrario de la Dirección de las Obras, será de 30 cm. En todo caso, el espesor de tongadas ha de ser superior a tres medias del tamaño máximo del material a utilizar”.

Sobre el control de compactación, a veces – a partir de lo indicado sobre la densidad seca – se llega a escribir sobre el uso del ensayo de placa de carga: determinación de  $E_{v2}$  y  $K$ , con el inconveniente que se sigue exigiendo  $K < 2,2$ , sobre lo que ya hemos comentado en el capítulo anterior.

Toda esto – en nuestra opinión – es correcto pero insuficiente. Se deja, prácticamente, al Contratista para que busque a veces los materiales y que piensa en la maquinaria que ha de utilizar. En los proyectos a veces se indica claramente la fuente de materias primas, ya sea en la traza, ya en las cercanías. Pero no siempre se aprovecha todo lo que se extrae en las excavaciones, cuando la tendencia actual es aprovechar todo lo que se excave y que los vertederos sean del menor volumen posible, por problemas de impacto ambiental, los problemas de inestabilidad de laderas que se generan, etc. Y la Dirección de Obra ha de librar su batalla particular con el Contratista para fijar:

- Materiales concretos a utilizar.
- Diseño final del terraplén.
- Espesor de tongadas.
- Trituración del material (arranque, manejo y extensión).
- Adición o no de agua.
- Maquinaria de compactación.
- Número de pasadas.
- Sistema real de control. (Hemos visto utilizar placas de carga de  $\varnothing$  30 cm en todo-uno, con tamaños máximos de 10-15 cm, que invalidan totalmente los resultados del ensayo), etc.

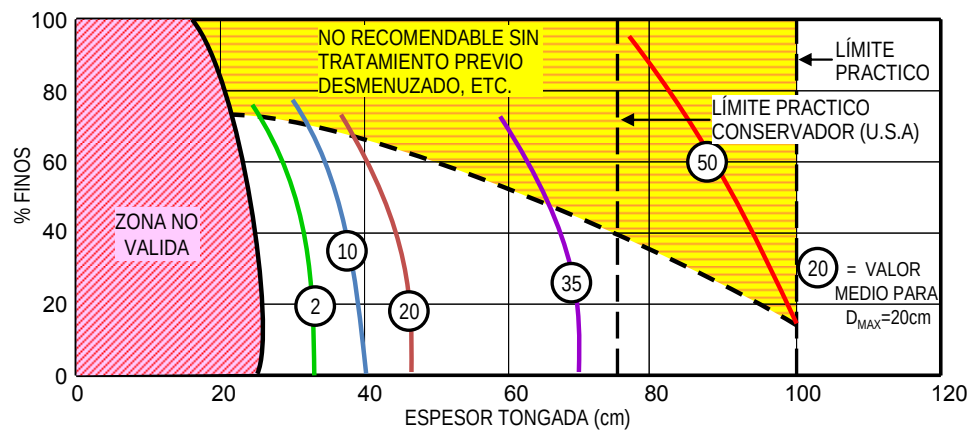
Los materiales pueden ser diversos, como lo pueden ser su distribución en la sección transversal, tal como hemos comentado al hablar de diseño y debe prestarse atención especial a los espaldones, que actúan como protección del núcleo y la parte exterior del firme. Su erosión conduce a grietas en el cambio de la sección del firme (contacto arcén-calzada). A veces hemos tenido que añadir espaldones de refuerzo para evitar que continuaran los destrozos en el cuerpo del terraplén (Fig. 20), o se ha añadido, en el diseño, un repie de escollera para limitar los movimientos del talud del espaldón y aprovechar la resistencia la corte de ese apoyo.



**Fig. 20. Espaldón de refuerzo en Autovía Andaluza (OTEO, 1994).**

El espesor de tongadas puede ser de 30 cm en materiales finos (e incluso disminuirse a 25 cm en arcillas muy expansivas reforzadas con cal), pero al aumentar el tamaño máximo del material y la energía de la maquinaria de compactación puede también aumentarse dicho espesor. En la Fig. 21 se incluye una posible recomendación que establecimos hace algún tiempo para fijar el espesor de tongada. En esa figura el espesor de esas tongadas se hace en función del contenido de finos (% que pasa por el tamiz nº 200 ASTM ó 0,080 UNE) y del valor medio del tamaño máximo. Por ejemplo, en el caso de “todo-uno”, con 20 cm de tamaño máximo y 20% de finos (condiciones muy reales), el espesor de tongada sería de unos 45 cm (2 veces y media el tamaño y medio y no las 1,5 veces que indicaba el Pliego antes comentado) En el caso de pedraplenes con escolleras de 50 cm de tamaño máximo y 20-30% de finos, el espesor de tongadas podría llegar a ser del orden de 95 cm (1,9 veces el tamaño máximo). En esa figura se indica un límite práctico para el espesor de tongada de 1,0 m, aunque en los Estados Unidos, hace más de 20 años que la FHWA indicó que el límite práctico conservador debería fijarse en 75 cm. Ello depende del material y de su potencialidad para fracturarse (las recomendaciones de la FHWA estaban casi

totalmente dirigidas a esquistos y pizarras areniscosas) y a la posibilidad de utilizar maquinaria pesada, hoy día mucho más potente que hace veinte años.



**Fig. 21. Posible recomendación para fijar el espesor de tongada (OTEO, 2003)**

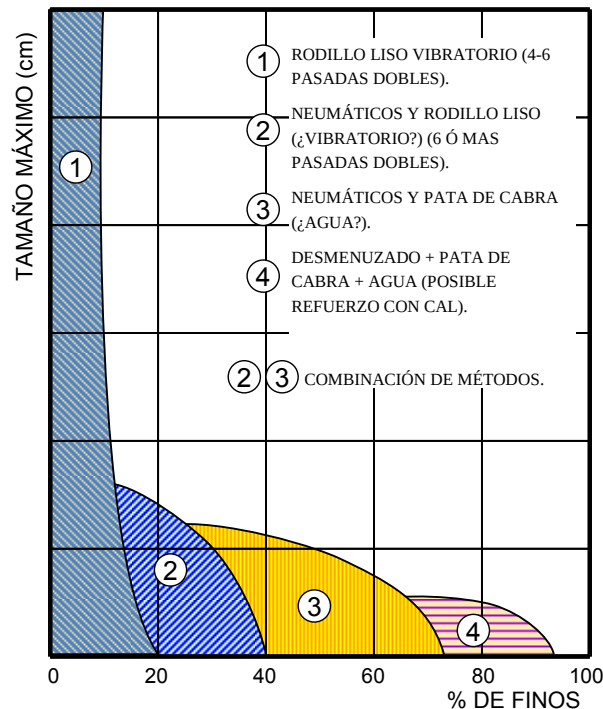
En cuanto a la trituración, en arcillas, margas arcillosas, margas yesíferas, etc., puede ser muy conveniente el que el material se extienda con un grado de trituración apreciable, para que no queden nódulos o “terrones” grandes embebidos en un material fino. Eso puede conseguirse:

- En la extracción, utilizando maquinarias de cadenas, como las del D-11.
- Con la “agitación” del transporte.
- Durante la extensión, utilizando bull-dozers e, incluso, cuchillas de arado.
- Durante la compactación, con maquinaria tipo “pata de cabra” para que la energía se concentre y rompa los nódulos o “terrones” grandes.

La adición de agua puede ser muy conveniente en materiales arcillosos y, sobre todo, si son expansivas, para compactarlas del lado húmedo. Si el material se trata con aglomerantes, es imprescindible.

En cuanto a la maquinaria disponible, en la Fig. 22 se ha representado un criterio, que elaboramos en su día, para seleccionar el tipo en función del contenido de finos y del tamaño máximo del material a compactar. Por ejemplo con materiales con muchos finos (70-90%), que vienen a inscribirse en los denominados “marginales” e “inadecuados” por el PG-3, la maquinaria adecuada sería la “pata de cabra”, con desmenuzado previo y adición de agua, con posible refuerzo de cal. Esta última

recomendación puede ser discutible, ya que hemos empleado con estos materiales soluciones tipo “sándwich” (alternancia de material tratado con cal y material sin tratar) y encapsuladas.



**Fig. 22. Maquinaria de compactación recomendable (OTEO, 2003)**

En cuanto al número de pasadas, puede variar entre 2 y 6 dobles. El menor número suele corresponder a materiales “nobles”, con tamaños máximos grandes y granulometría continua y el máximo a materiales arcillo-margosos. Este número debe fijarse en obra haciendo pruebas con el material y maquinaria disponible.

Más adelante haremos algunos comentarios sobre el control, de tipo más específico.

Queremos terminar este capítulo indicando que las Normas francesas, hace más de veinte años, introdujeron diversos conceptos:

- Determinar la posibilidad de añadir y dejar secar el material, a partir de los datos de laboratorio (humedad natural, humedad óptima Proctor, contenido de finos, etc.).



- Establecieron unas tablas para determinar la energía(s) a aplicar por unidad de volumen ( $v$ ) para cada tipo de suelo, incluyendo no sólo la relación  $s/v$  sino los valores de  $s$  que daban muchos tipos reales de maquinaria. Quizás por que ello es complicado, por que actualizar los valores de  $s$  no es fácil, etc., este aspecto, que parecía muy importante, no ha tenido aplicación práctica en España.

Se han diseñado algunos sistemas para determinar si el estado de humedad que tiene un préstamo es el adecuado para su puesta en obra. Así, se diseñó el ensayo MCV, en que en una pequeña prensa y con un molde similar al de Proctor se introducía el material, en unas determinadas condiciones, y con un pisón normalizado se medía la “huella” de penetración en el molde. En función de esta penetración se determinaba la posibilidad o no de usar inmediatamente el material. Cuando el autor de estas páginas estaba en el Laboratorio de Geotecnia se encargó de poner a punto este aparato, hace ya muchos años. Que sepamos se ha utilizado en muy pocas obras (en una de ellas era para controlar la puesta en obra del núcleo arcilloso de una presa de materiales sueltos) y su uso no parece haberse extendido de forma práctica.

## 5. SOBRE EL CONTROL.

El control merece atención especial, ya que, muchas veces, los criterios utilizados se emplean como “armas arrojadizas” desde la Asistencia Técnica contra el Contratista, con un rigor que la heterogeneidad del terreno no sabe reconocer.

En la presente Jornada hemos introducido alguna ponencia expresamente dedicada a la revisión de los métodos modernos de control de ejecución y a las experiencias obtenidas en tramos de ensayos en pedraplenes y rellenos tipo todo-uno, precisamente para exponer las últimas posibilidades que, en la actualidad, pueden utilizarse.

Aquí queremos hacer sólo unos cuantos comentarios:

- El control clásico de densidad-humedad (aunque se utilice realmente el criterio adecuado que ya hemos expuesto anteriormente) no es siempre útil, ya que en muchos materiales – lo mismo que su límite líquido puede variar en 20 puntos en la misma formación y su contenido de finos puede hacerlo en 20-30%, como lo acredita la variación admitida por el propio PG-3 en su clasificación, hecho puesto de manifiesto en la Fig. 23 – la densidad óptima PM puede variar considerablemente. Así, en la Fig. 24 puede verse como la relación humedad óptima PN – densidad óptima P.N. puede variar de forma apreciable, sobre todo en suelos marginales, lo que también puede suceder en suelos tolerables, debido a su posible contenido arcilloso.
- Ello obligaría a estar repitiendo, constantemente, los ensayos de compactación para tener bien definida la referencia, lo que – hoy – puede ser incompatible con la marcha de los trabajos de compactación (con movimientos de tierra de más de 400.000 m<sup>3</sup>/mes). Conocemos muchas discusiones al aplicar el criterio de humedad-densidad en suelos con finos, al no tener una referencia bien definida.
- Los ensayos de placa de carga están muy extendidos y pueden ser muy útiles, siempre que – a nuestro juicio – se utilice un valor de K adecuado, en función de  $E_{v2}$ , como ya hemos indicado en la Fig. 18). Sin embargo pueden ser algo lentos, por lo que el empleo de la placa dinámica (cuya normativa llevamos un tiempo empujando desde el Comité CTN 103 “Geotecnia” y desde el Comité de Geotecnia Vial de la A.T.C.) parece totalmente recomendable: más que prometedor empieza a ser una realidad.

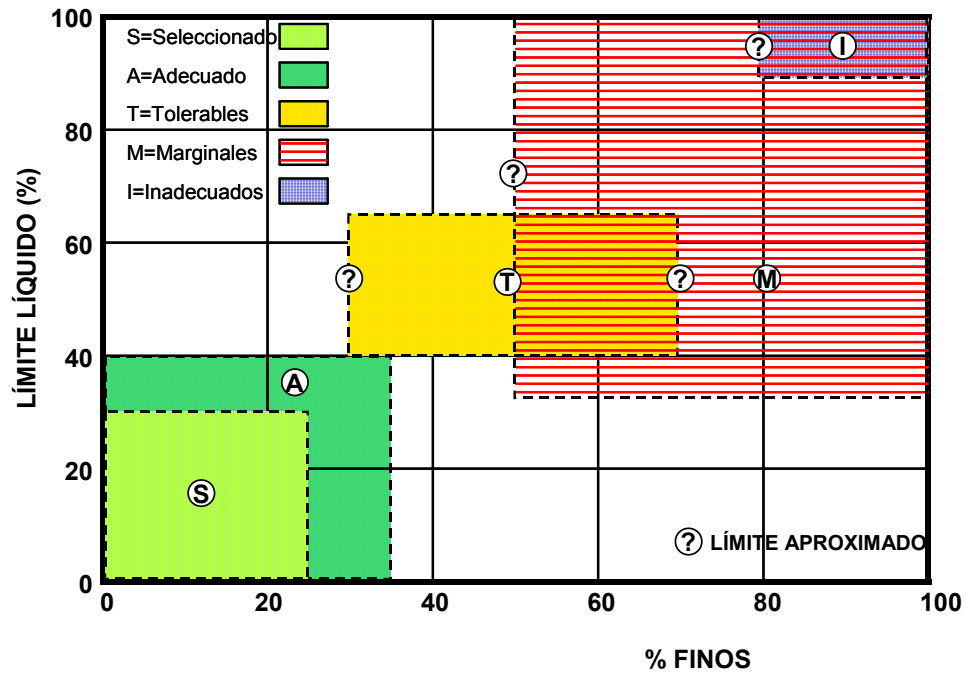


Fig. 23. Relación entre el límite líquido y la granulometría habitual en los suelos distinguidos en el nuevo PG-3 (OTEO, 2007)

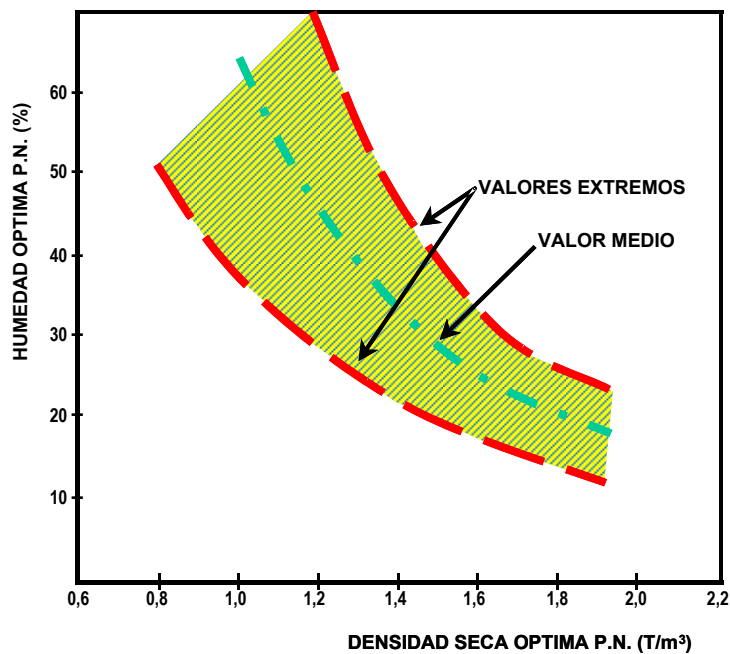


Fig. 24. Relación media entre humedad y densidad óptimas, P.N., en suelos marginales (OTEO, 2007).

- El ensayo de huella nos parece muy útil, ya que puede emplearse para materiales y tamaños diversos (terraplenes hasta pedraplenes) y puede ser un buen criterio de aceptación en estructuras de tierra y fondos de desmontes.

## **6. ALGO SOBRE LOS MATERIALES MARGINALES.**

Como ya hemos comentado, los pliegos oficiales de prescripciones técnicas para obras lineales tratan, habitualmente, de clasificar los posibles materiales de préstamo para terraplenes en grupos de características geotécnicas similares, de forma que su uso quede permitido -o prohibido- a partir de unas pocas y simples características (granulometría, plasticidad, etc). Este hecho parte de la idea que tuvo que desarrollarse en los años 30 del siglo XX para construir rápidamente pistas para aterrizaje de aviones; para lo cuál bastaba diferenciar algunos tipos de materiales y las condiciones de su puesta en obra. Nació así la clasificación de Casagrande, propiciada por el Cuerpo de Ingenieros norteamericano. La simplicidad y bondad inicial de esa idea se ha ido extrapolando y en la segunda mitad del siglo XX se desarrollaron una serie de clasificaciones, a fin de poder hablar de suelos con referencias análogas y poder permitir -o negar- su uso para obras viarias. Unas veces esas clasificaciones se mantenían más del lado del aspecto geotécnico (la Unificada del propio Casagrande), pero en general se dirigían más hacia el lenguaje de los ingenieros de carreteras: AASHTO, Clasificación francesa, PG-3 del año 1975.

Según estos criterios sencillos, el diseño de un terraplén es muy sencillo, en general, y está basado en ensayos de laboratorio sobre muestras alteradas. Con esos datos se procede a clasificar cada tipo de terreno de la zona, dentro de los grupos definidos por la normativa oficial. Si se cumple el o los criterios establecidos, el material previsto puede usarse (bien para núcleo, bien para coronación, como se distingue a veces) y se procede a incluir en el proyecto que en los terraplenes de determinada zona se utilizará ese material.

Acaba, así, el diseño de los aprovechamientos térreos para terraplenes y pedraplenes, lo cuál suele ser admitido por muchas direcciones y controles de obra. El mayor aumento, en España, de los volúmenes de movimientos de tierra en obras viarias a finales del siglo pasado, puso en evidencia que no siempre existen esos materiales apropiados y que, en muchas ocasiones, debería ser preciso reutilizar todo lo que se

excava en la propia obra (o de vertederos antiguos próximos), a fin de evitar grandes impactos ambientales y grandes costes de transporte.

La Orden Circular 326/00 del año 2000 cambia este panorama e incluye un nuevo tipo de material: El “marginal”, supuestamente a caballo entre el “tolerable” y el “inadecuado”, aunque -normalmente- se superpone con estos dos grupos.

Los materiales “marginales” del nuevo PG-3 son aquellos que, no pudiendo ser clasificados como suelos seleccionados ni adecuados, ni tampoco tolerables por el incumplimiento de alguna de las condiciones indicadas para éstos, cumplen las siguientes condiciones:

- Contenido en materia orgánica inferior al 5 %.
- Hinchamiento en ensayo de expansión inferior al 5 %.
- Si el límite líquido (LL) es superior a 90, el índice de plasticidad (IP), será inferior al 73 % del valor que resulta de restar 20 al límite líquido, o sea:

$$IP < 0,73 (LL - 20)$$

Esta ecuación intenta representar la de la Línea A de la Carta de Plasticidad de Casagrande, aunque no lo hace exactamente.

En la Fig. 25 se ha representado la clasificación de suelos (según la O.C. 326/00) en lo que se refiere a la plasticidad, criterio que es al que suele darse más importancia, por el miedo que suele existir en carreteras al uso de materiales con abundantes finos (más del 35 %) y, sobre todo, si caen por debajo de la Línea A, ya que pasarían a ser o limos o arcillas orgánicas, según la clásica clasificación de Casagrande. Sin embargo, ya hace más de 30 años que aprendimos que la mayor parte de los suelos arcillosos (con predominio de materiales arcillosos e, incluso, esmectíticos, con comportamiento de arcilla) están por debajo de la Línea A, mayoritariamente, en el centro de la Península Ibérica y, parcialmente, por debajo en algunas arcillas del Sur de dicha Península (y, por supuesto, en algunos materiales canarios).

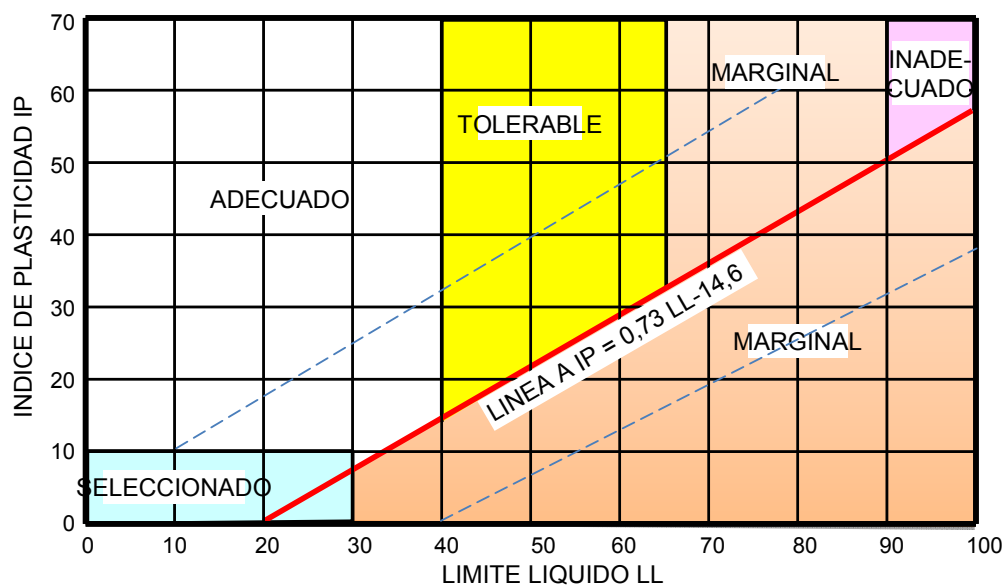
Si se observa la Fig. 25 y se considera un intervalo del límite líquido (LL) entre 10 y 100, por ejemplo (intervalo que hemos conocido ampliamente en nuestra vida profesional), puede verse que los que se han llamado suelos seleccionados y adecuados ocupan poco espacio ( $LL < 40$ ). Los tolerables en el nuevo PG-3, ocupan un lugar intermedio (alrededor de la línea vertical de  $LL = 50$ , es decir alrededor de la

línea que separa las plasticidades baja y alta, según Casagrande) y que (salvo un grupo pequeño de bajo índice plástico) están siempre sobre la línea A. Esto corresponde a esa idea que ya hemos señalado la que, por debajo de la línea A, los suelos son limosos y peligrosos. Ahora bien, en esa figura vemos que existe un amplio hueco entre los suelos “inadecuados” (por encima de la línea A y con  $LL > 90$ ) y los restantes citados: Es el que corresponde a los suelos marginales.

Es decir, se adoptó una postura aperturista con respecto a la redacción del PG-3 de 1974, admitiendo materiales de plasticidad alta, aunque “arcillosos”, según la clasificación de Casagrande y “limosos” de medio y alta plasticidad, por considerar que esa vieja denominación no se ajusta claramente a los suelos españoles.

La utilización de estos materiales marginales sólo está prevista si se justifica mediante un Estudio especial, aprobado por el Director de las Obras. Este Estudio deberá contemplar los siguientes aspectos:

- Determinación de propiedades que confieren al suelo su carácter de marginal.
- Influencia de dichas propiedades en el uso que se le vaya a dar al material y de su incidencia sobre la evolución de otras zonas de la obra.



**Fig. 25. Clasificación de suelos para terraplenes según la plasticidad (Según se deduce del PG-3 del Ministerio de Fomento)**

- Estudio detallado en que se justifique la resistencia del conjunto y los asentamientos totales y diferenciales esperados, así como su evolución con el tiempo.
- Disposiciones constructivas y prescripciones técnicas a adoptar para el uso a que se destina ese material.

Como ejemplo de suelos marginales se incluyen en el Artículo 330 del nuevo PG-3 a los suelos colapsables, a los expansivos, a los suelos con yesos y a los suelos con otras sales solubles y a los suelos con materia orgánica. Aunque existen suelos que se incluyen en el campo de los marginales sin que les sea aplicados calificativos tan rotundos como “colapsables” o expansivos. Incluso hay materiales que antes pasaban a ser “inadecuados” porque sus condiciones granulométricas no cumplían las condiciones de terraplén adecuado (o mejor calidad) ni la de pedraplen.

En lo que se refiere a los suelos expansivos, el Pliego define como tales a los que dan hinchamientos libres de más del 3%, en muestras remoldadas y compactadas de la forma que se hará en obra, lo cuál puede reproducirse con ensayos de hinchamiento libre en edómetro. No se pueden usar en coronación y espaldones para que no sufran variaciones de humedad, pero sí en núcleos, con las condiciones de Estudio especial ya citadas, compactando del lado húmedo. Así lo hemos hecho en obras que llevan realizadas bastantes años, como en una Autovía en las proximidades de Palencia o en el Parque Tecnológico de Andalucía, en Málaga, ejemplos que se detallan más adelante. En función de su expansividad y deformabilidad, hemos recomendado utilizar, a veces, la solución “sándwich” como en la obra citada de Málaga, o como se hizo en el Tramo I de la Autopista M-45 de Madrid.

Con otras sales solubles distintas del yeso, el material podrá usarse en núcleos siempre que tenga menos de un 1% (medido con la norma NLT-114). Para contenido de más del 1%, el suelo es claramente marginal y se requiere Estudio especial.

Se intenta, pues, ampliar el abanico de materiales de media y alta plasticidad y con contenido de sales, principalmente yeso, tan frecuente en España. Sin embargo, parece que todos tienen que estar por encima de la Línea A, según el PG-3.

El Estudio especial debe desarrollar la siguiente metodología:

- Un diseño del terraplén entero (coronación, espaldones, núcleo, etc.), en la línea filosófica que impulsa al Artículo 330 desde sus comienzos.
- Un estudio de las propiedades del material marginal y de su comportamiento con posibles aditivos, si fueran necesarios.
- Una decisión de cómo debe colocarse en obra.
- Una selección del sistema de control.
- Una instrumentación mínima del terraplén para observar su comportamiento a corto y largo plazo.

Actualmente (que ya han pasado varios años desde que, entre otras personas, redactamos el borrador del PG-3), la tendencia es a considerar como “marginal” un material más amplio que el que, ahora, aparece en el Pliego:

- Contenido de materia orgánica inferior al 5%.
- Hinchamiento en ensayo de hinchamiento libre, en las condiciones de puesta en obra (con o sin aditivos), inferior al 5%.
- Límite líquido inferior a 120%.

Y en breve, quizás, empecemos a quitar todas las restricciones, aunque siempre con la condición de que se haga el adecuado y justificativo Estudio Especial.

Algunos ejemplos de obras realizadas con materiales marginales:

- Autovía en la zona de Venta de Baños (Palencia): Se utilizaron arcillas terciarias grisáceas, expansivas, con algo de carbonatos. Se utilizó una sección del tipo encapsulada, rodeando las arcillas con zahonas naturales con algo de finos (25-35%). (OTEO, 1994).
- Parque Tecnológico de Málaga: Se utilizaron arcillas marrones miocenas, de expansividad media a alta, en solución “sándwich”, alternándolas con capas de pizarra fragmentada y compactada (OTEO, 1994).
- Tramo II de la Autovía M-45 de Madrid: Se aprovecharon las arcillas sepiolíticas de la traza (con densidades secas de 750 a 1.100 Kg/m<sup>3</sup>), tratadas con cal (1,8-2,4 %), tanto en núcleo como en las zonas que le envuelven (DOMINGO y otros, 1998).



- Tramo I de la Autovía M-45 de Madrid: Se utilizaron las “arcillas” o “peñuelas” grises, en solución “sándwich”, alternadas con material adecuado de préstamos (SAHUQUILLO y otros, 2002).
- P.A.U. de Vallecas: Aprovechamiento de “peñuelas” grises y marrones para terraplenes viarios, en solución encapsulada.
- Variante de Cuenca: Arcillas margosas terciarias, grisáceas, de baja plasticidad. Se trataron con cal (2 %) en núcleo y espaldones. Informe no publicado.
- Variante de Cuellar: Se utilizaron arcillas blanquecinas y marrones tratadas con 5 % de cal en coronación y espaldones (MARTÍNEZ y otros, 1998).
- Autovía A-381, Jerez-Los Barrios: Se ha estudiado con detalle, la estabilización de suelos arcillosos en el tramo V, y se ha utilizado este sistema (generalmente en coronación) en varios tramos. (ORTUÑO y RODRÍGUEZ, 2000).
- Ampliación del Ferrocarril a su salida de Madrid hacia Andalucía.
- M-50 de Madrid
- M 203 de Madrid, etc.

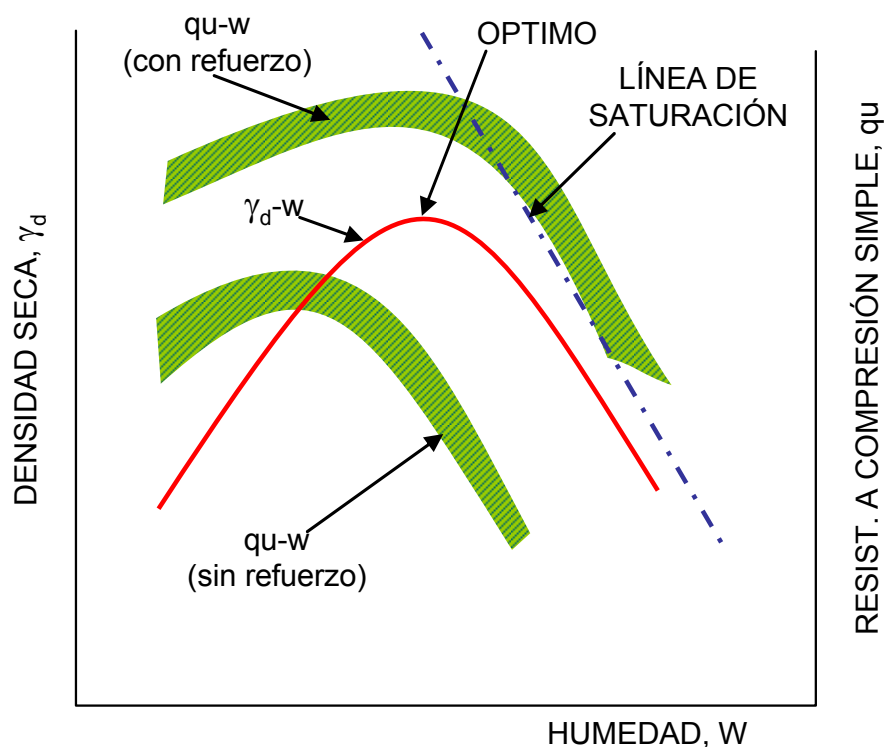
Los materiales arcillosos de más baja densidad entre los enumerados (peñuelas sepiolíticas) presentan unas características geotécnicas de problemática calidad cuando son compactados y, además, encierran el riesgo de expansividad, ya que la infiltración del agua desde el firme (a través de las capas más nobles del mismo) pueden dar lugar a fenómenos de hinchamiento. En los espaldones, por el contrario, la acción ambiental puede dar lugar a retracciones (por fuerte desecación), alternadas con hinchamientos (por humectación cíclica). Si se compactan arcillas del lado seco, se forma una agrupación de grumos, con el agua en su interior y el aire de los huecos parcialmente expulsado (estructura floculada). Esta estructura es sensible a la presencia de agua, que mueve los grumos y produce movimientos. Esto se puede evitar, sólo en parte, compactando del lado húmedo en el núcleo, consiguiendo una estructura dispersa en que los huecos se llenan de agua, con burbujas de aire aprisionadas entre partículas y que no pueden salir al exterior. La compactación con una humedad del orden del límite plástico (+ 2-3 %) consigue estos resultados. Pero ello no evita problemas en espaldones, en contacto con la acción ambiental.

Además, no siempre se consigue, por simple compactación, estructuras debidamente resistentes y perennes, lo cual lleva a pensar el tratarlos con un aditivo que consiga:

- Aumentar la “cohesión”, a corto o largo plazo, gracias a un efecto cementante con las partículas arcillosas y el agua existente (y/o añadido).
- Obtener una estructura menos plástica y menos expansiva, en que el efecto cementante disminuya la facilidad de entrada del agua y la separación de las láminas de silicatos que componen su red arcillosa.
- Aumentar la resistencia frente a la acción (cambios de humedad, erosión hídrica o eólica en espaldones, etc.)

El efecto cementante de la cal puede verse en laboratorio. En la Fig. 26 se muestra un esquema de cómo, en general, en suelos arcillosos compactados, la resistencia máxima a compresión simple se obtiene por debajo de la humedad óptima PN. Sin embargo, si se añade cal a la arcilla, la resistencia aumenta y la máxima resistencia se desplaza para mayores humedades (Fig. 27).

En la Fig. 28 se resumen diversos ensayos (de campo y laboratorio referido a la expansividad y el contenido de cal. En laboratorio (muestras machadas) se necesita más cal que en el campo para conseguir resultados análogos.



**Fig. 26. Variación de la resistencia a compresión simple con y sin cal (OTEO, 2007)**

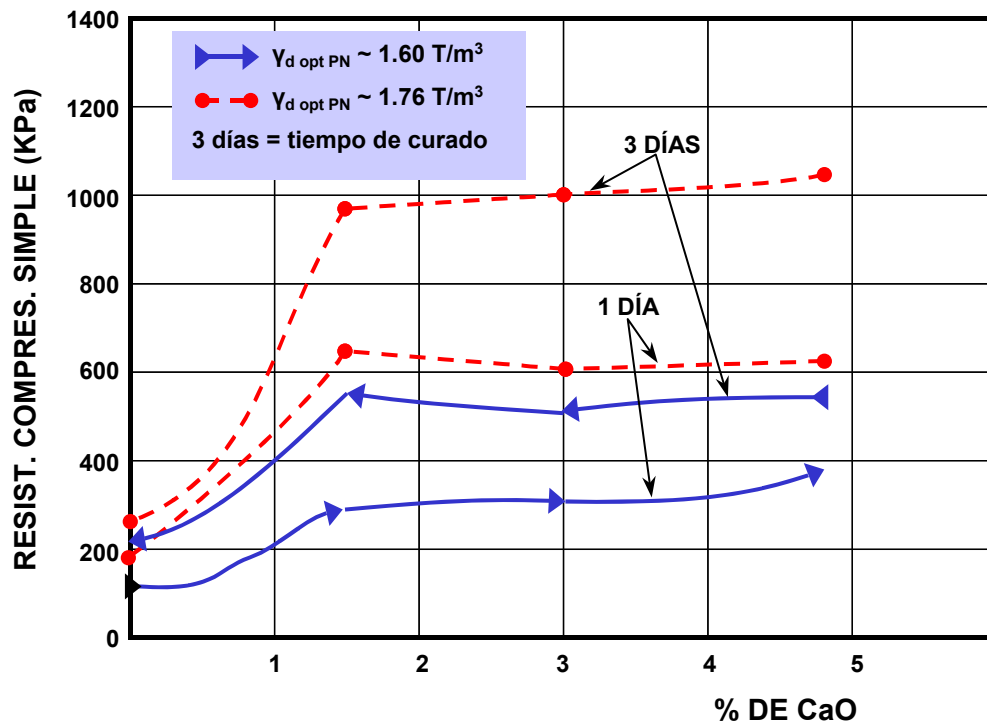


Fig. 27. Resistencia a la compresión simple de muestras de la facies “Tierra de campos” (Palencia), con diferentes proporciones de cal. (OTEO, 2007)

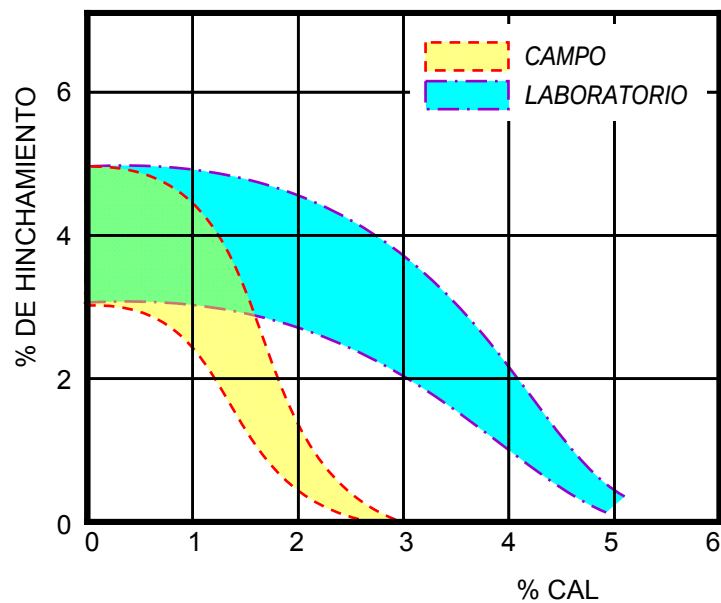


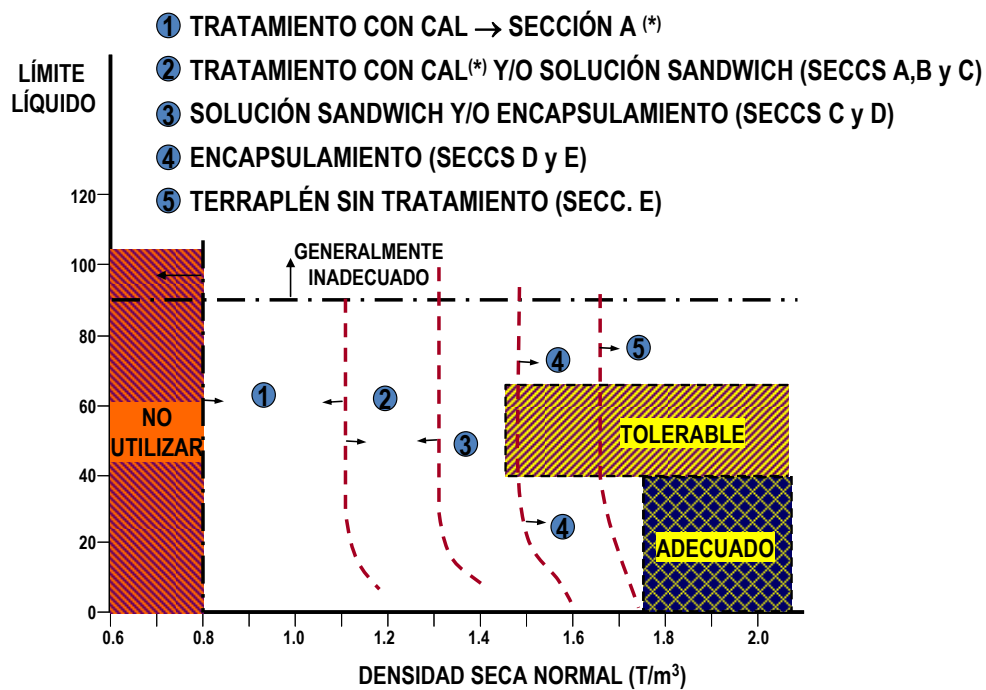
Fig. 28. Variación aproximada de la expansividad de arcillas sepiolíticas con el contenido de cal (OTEO, 2007)

Las soluciones que se han utilizado son diferentes y que el parámetro que se ha utilizado, generalmente, para distinguirlas es la densidad seca (natural y/o óptima del P. N.).

De acuerdo con ello, hemos establecido una clasificación de estos materiales marginales, teniendo en cuenta su densidad seca y su límite líquido y que es la que aparece en la Fig. 29. En ella se distinguen cinco tipos de materiales marginales y, para cada uno de ellos, se establece una propuesta de solución, las cuales aparecen en la Fig. 30 adjunta (OTEO, 2007).

Esta clasificación y soluciones deben tomarse como indicativas y no como verdades absolutas, aunque creemos que su adopción está ya avalada por una cierta práctica real.

## CLASIFICACIÓN



(\*) Contenido de Yeso < 5%

**Fig. 29. Posible criterio de clasificación de materiales arcillosos para su utilización en terraplenes**

POSIBLES SECCIONES DE TERRAPLÉN CON MATERIAL ARCILLOSO MARGINAL.

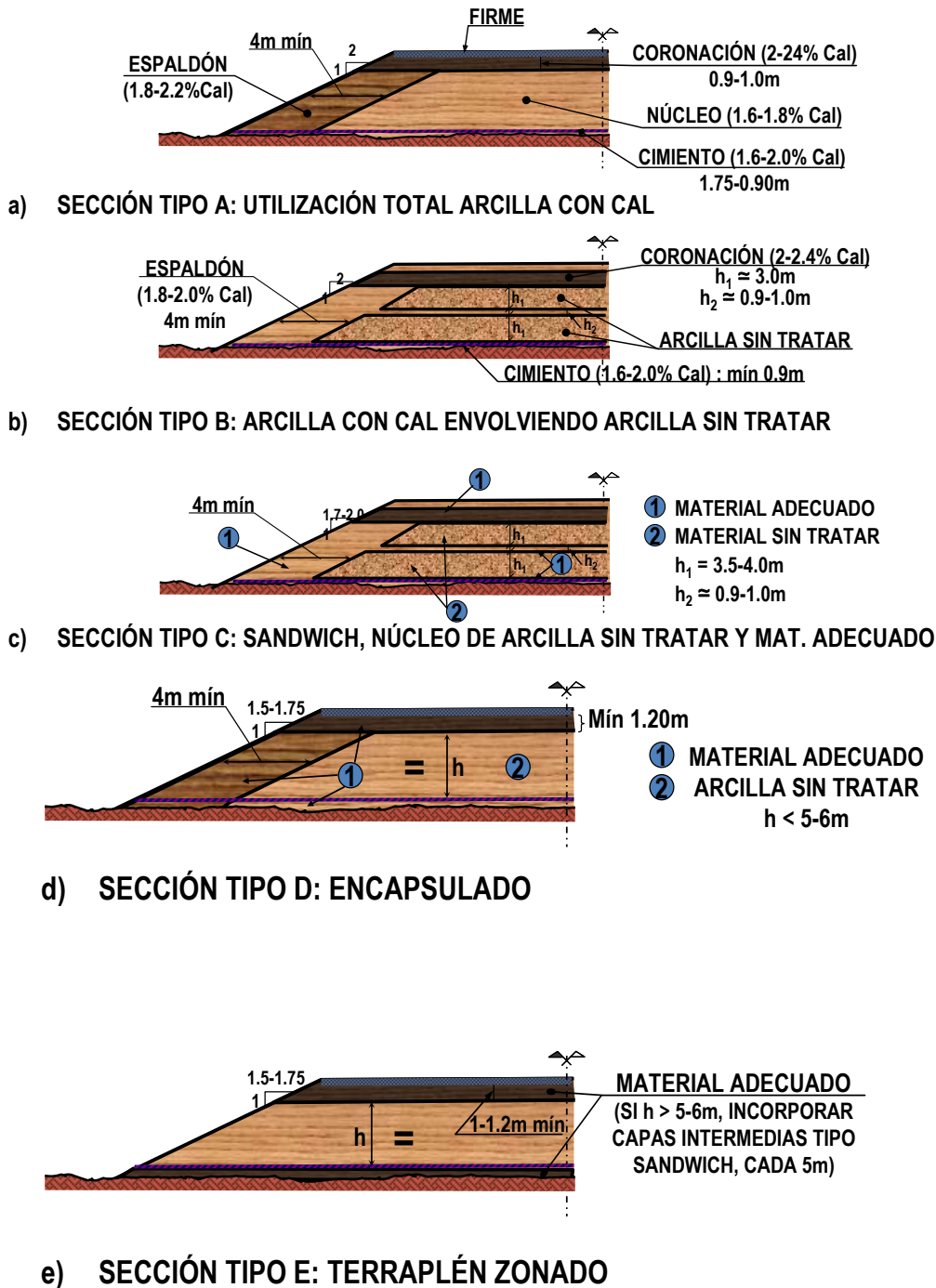


Fig. 30. Posibles secciones de terraplén con material arcilloso marginal

## **7. SOBRE RELLENOS ENCIMA Y CONTRA ESTRUCTURAS.**

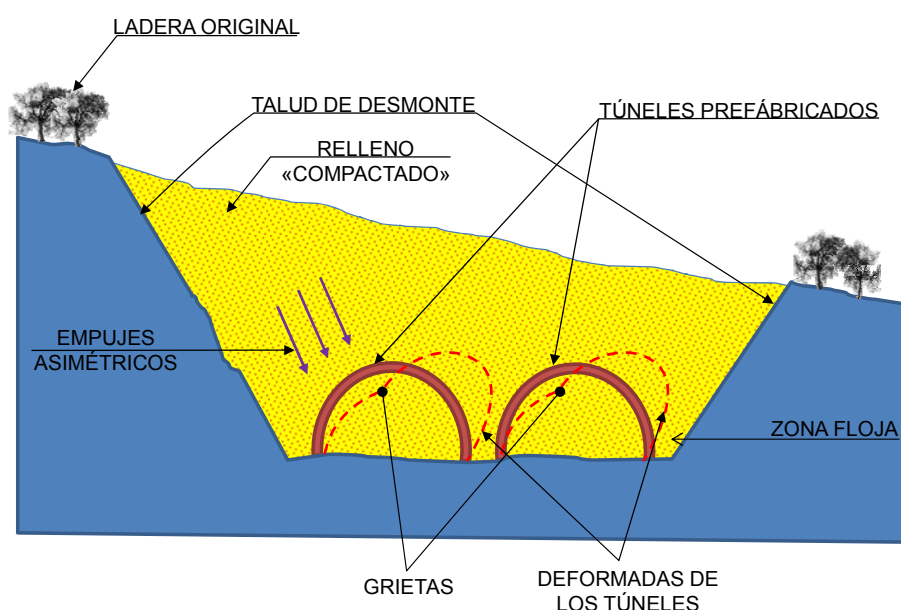
### **7.1. Rellenos sobre estructuras.**

Un caso particular de terraplenado es el que se produce sobre falsos túneles, sean “in situ” o prefabricados. En estos casos existen diversos problemas:

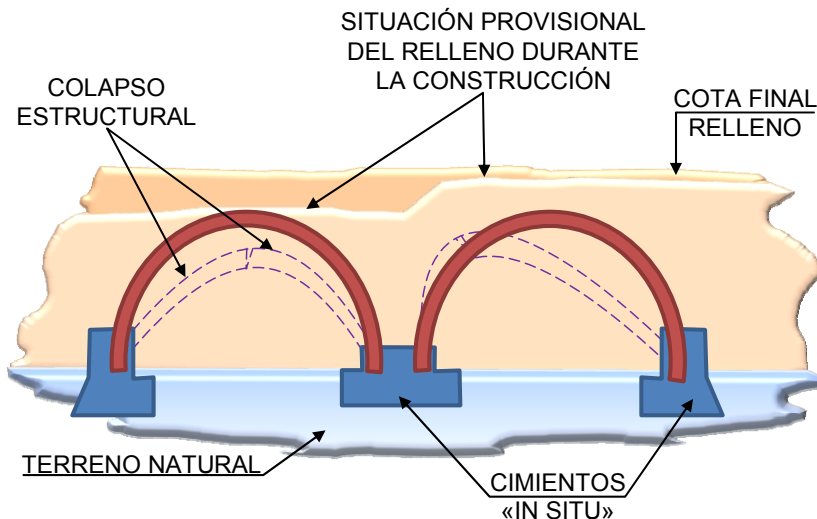
- Dificultades de compactar el terreno en las proximidades del falso túnel. Si este está hecho “in situ”, normalmente tiene un importante espesor (50-60 cm) y puede ser armado, con lo que puede aguantar, relativamente bien, las presiones que pueden transmitirles los rodillos de compactación. Pero en el caso de bóvedas triarticuladas prefabricadas, su menor espesor y condiciones de contorno obliga a compactar poco en las proximidades de la obra de fábrica.
- Presencia de cargas asimétricas por ser el relleno de espesor variable, como en el esquema de la Fig. 31, que corresponde a un caso real en la Autopista Pamplona-San Sebastián. Hubo que cerrar al tráfico el falso túnel apenas inaugurado, ya que los empujes asimétricos no habían sido contemplados en el cálculo. Se produjo una deformación como la que aparece en la Fig. 31, con unas fisuras (primero en el túnel en el que la altura del relleno era mayor y, a continuación, al transmitir el empuje un túnel sobre el otro, en el segundo). La fisura (realmente, grieta) tenía una longitud igual a la del túnel. Para luchar contra este problema, primero se apuntalaron los túneles y, después, se instalaron anclajes en cada túnel, para crear esfuerzos contrarios a los que producían los rellenos.
- Es habitual que los túneles prefabricados se calculen con densidades de los rellenos muy bajas, debido a la competencia comercial que existen entre las diferentes casas fabricantes. Así, hemos visto más de una vez considerar que el peso específico aparente del relleno era de  $1,6 \text{ T/m}^3$ . Este valor es muy bajo y viene a corresponder a un peso específico aparente seco, en que no se tiene en cuenta el agua (que ya suele tener el terreno, más la que aporten las lluvias). Por eso, deben de tenerse en cuenta pesos específicos aparentes del orden de  $2,0 \text{ T/m}^3$ .
- Los túneles prefabricados suelen calcularse con cargas centradas y se diseñan con una armadura que, muchas veces, es mínima, pensando que el arco trabaja principalmente a compresión. Pero ello puede ser falso, tanto en

el caso ya citado de relleno con espesor variable, como durante el proceso constructivo. Por ejemplo en la M-50 de Madrid se construyeron dos túneles, juntos y paralelos, prefabricados. La altura del relleno iba a ser pequeña (unos 3-4 m), por lo que los esfuerzos finales (una vez hecho todo el relleno) no serían grandes, así como la armadura. Pero, a pesar de las advertencias que se hicieron en las reuniones de obra, se colocaron las tongadas de relleno con una clara diferencia (de más de 2 m) entre un túnel y otro. Se produjo un empuje asimétrico y se hundieron 150 m de solución prefabricada. Los cimientos (“in situ”, sobre “peñuelas” verdosas) no se movieron, sólo se rompió el arco prefabricado y se produjo un colapso total (Fig. 32).

- En estos casos, a pesar de la hipótesis de triarticulación (pensando en que sólo hay compresiones) hemos hecho hormigonar y amorterar, junto a los arcos, hasta la mitad de su altura. Ello se realizaba por dos motivos: a) Porque, muchas veces, no se puede compactar junto a los hastiales del arco (se puede verter el relleno pero es muy difícil aplicarles energía para compactar). b) Porque se consigue una resistencia a flexión adicional. Pero si el relleno es realmente asimétrico esta medida puede ser insuficiente.
- Sin embargo, si se cuida la solución de prefabricado, puede obtenerse un resultado final perfectamente aceptable. Así lo hemos conseguido con tres túneles (no largos) en la Variante ferroviaria de Camarillas (entre Albacete y Murcia), inaugurado hace menos de dos años.



**Fig. 31. Túneles paralelos deformados por empuje final asimétrico.**



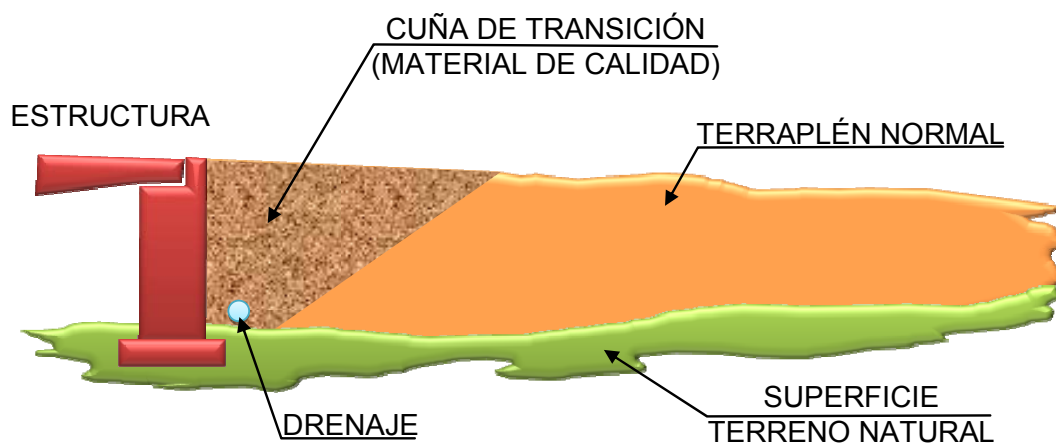
**Fig. 32. Colapso de túneles paralelos con diferencia de cota en el relleno.**

## **7.2. Rellenos contra estructuras.**

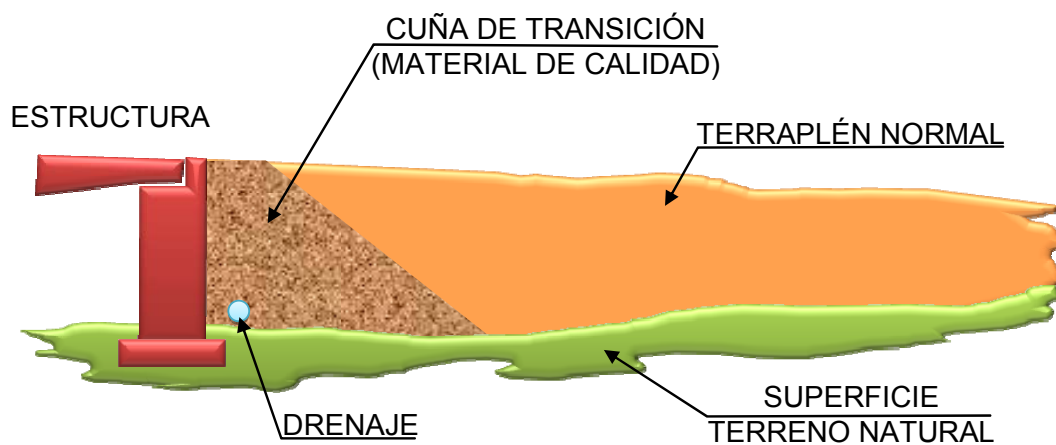
En este caso suele utilizarse el artículo del PG-3 de “Rellenos localizados”. Generalmente lo que se pretende es:

- Dadas las dificultades de compactación (los rodillos apisonadores podrían producir sobre empujes sobre muros y estribos de estructuras) se seleccionan buenos materiales – generalmente granulares – para que su autocompactación (aunque sea ayudada por riego) sea fácil y, además, produzcan menores empujes, al tener un rozamiento interno apreciable.
- Además se pretende establecer una transición entre la estructura y el terraplén, dado que los asientos pueden ser muy diferentes en estos elementos, sobre todo si el terreno natural es blando. En ese caso, en obras de carretera, hemos acudido a la solución de cimentar los estribos sobre el terraplén y utilizar losas de transición (largas, de  $L = 6,0$  m), lo cual disminuye el problema, al ser los asientos bastante similares. Pero en obras ferroviarias de alta velocidad esta solución puede generar asientos incompatibles con la funcionalidad viaria. En ese caso suelen utilizarse “cuñas de transición”, entre el estribo y el terraplén normal (incluso aunque el terreno natural no sea muy blando). Se pretende, con ello, que haya una zona de relleno con menos deformabilidad, pero con espesor variable que pase del asiento casi nulo del estribo al asiento real del terraplén. Ello puede conseguirse con dos tipos de cuña, como muestra la Fig. 33.





**a) ESPESOR MAYOR EN SUPERFICIE**



**b) ESPESOR MENOR EN SUPERFICIE**

**Fig. 33. Posibles cuñas de transición.**

## 8. SOBRE TERRAPLENES APOYADOS EN SUELOS BLANDOS.

En el caso de terraplenes sobre suelos flojos y blandos los principales problemas que se presentan son los debidos a asentamientos (corto y largo plazo) y al riesgo de rotura por deslizamiento (Fig. 34). En estos casos puede ser necesario diseñar un tratamiento de mejora del terreno, tanto para disminuir y/o acelerar los asentamientos del terraplén como para asegurar su estabilidad frente al deslizamiento a corto y largo plazo. En diversas ocasiones, dichos tratamientos se diseñan siguiendo criterios dispares y separando completamente los dos problemas citados, sin tener en cuenta la diferente misión y efecto de drenes-banda, de columnas de grava, de la compactación dinámica, etc.

El termino “tratamiento” suele aplicarse una cierta acción sobre el terreno que acaba modificando sus propiedades y, sobre todo, su respuesta frente acciones exteriores e interiores. En este sentido cabe considerar como “tratamientos” las actividades que:

- Incrementan la cohesión aparente de conjunto del terreno, (aditivos remoción del terreno, inclusiones como las inyecciones, como las columnas de cal, etc.)
- Aumentan la resistencia al corte de conjunto, a veces ligeramente la cohesión y, sin embargo, ejerciendo una influencia mayor el rozamiento de conjunto, (inclusiones no cementantes, como las columnas de grava).
- Elevan la resistencia al corte de conjunto por comprimir con fuerzas interiores-exteriores la zona en peligro de rotura (con anclajes).
- Movilizan la resistencia efectiva (mayor que la de corto plazo), gracias a drenar una zona o conseguir un menor tiempo y menor camino de drenaje, (disipación de presiones intersticiales más rápida y drenes de plástico y columnas de grava).
- Aumentan la resistencia al corte -sobre todo rozamiento- por aumento de la densidad aparente del terreno, (compactación dinámica, vibroflotación, explosivos, etc.)
- Actúan en el interior del terreno, formando barreras activas o pasivas, de forma que los movimientos de la estructura que interesa se reduzcan, (barreras de jet-grouting y de pilotes).

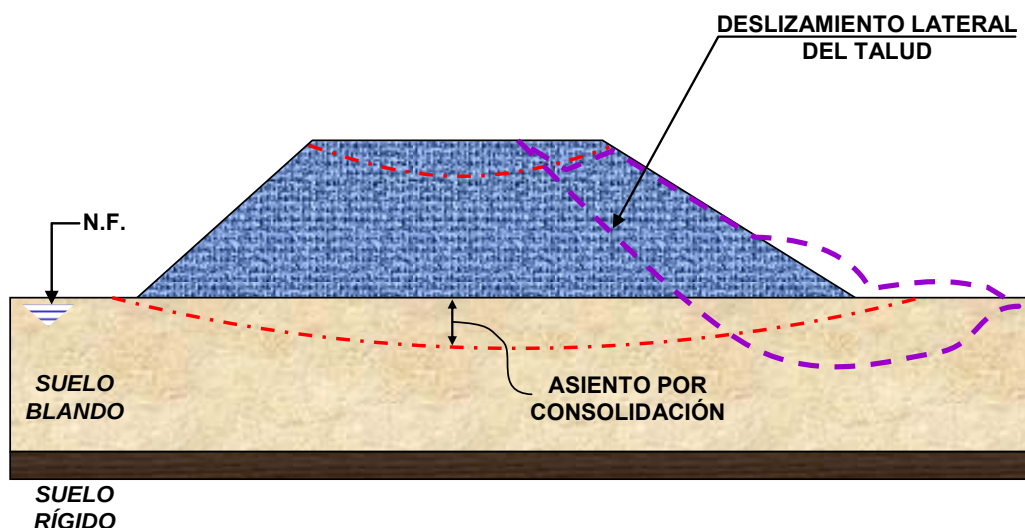
No trataremos aquí los sistemas de tratamiento o mejora de los materiales del propio terraplén, destinados a utilizar, por ejemplo, materiales marginales e inadecuados.

El caso de terraplenes, constituido con materiales no problemáticos y sin deformabilidad propia alta, pero apoyados sobre suelos blandos (generalmente arcillosos y saturados) y flojos (arenas muy poco densas o vertederos) es el típico que suele necesitar tratamientos del terreno, a veces muy pesados.

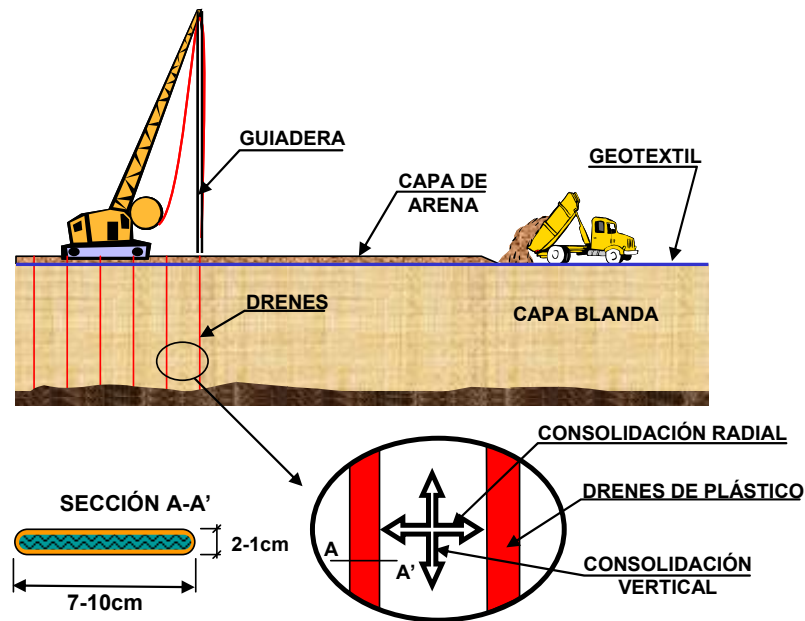
Podemos distinguir varias posibles soluciones:

- Para terraplenes no muy altos y espesores de suelos blandos pequeños o para casos de vertederos urbanos flojos pero sin agua, puede acudirse a la sustitución, bien total o bien parcial. En este último caso se trataría de crear una “losa de terreno compacto” en superficie, dejando por debajo un cierto espesor de suelo deformable, al que llegarían pocas tensiones, y, por ello, se generarían pocas deformaciones. En el caso de que exista agua, la sustitución puede ser difícil o necesitar ir excavando y aportando piedra gruesa o bolos.
- Para el caso de vertederos nos ha dado muy buen resultado el empleo de la compactación dinámica, con energías de 150-200 mT, 5-7 golpes en los extremos de un cuadrado de unos 3-4 m de lado, en primera fase, y después 4-5 golpes en los centros de lado y cuadrados. Normalmente se controla la huella que deja el golpe y se dan suficientes golpes hasta que el “gradiente de huella” empieza a disminuir (de un quinto a un sexto del primer golpe). Hemos utilizado este sistema en muchas obras: Tres Cantos, M-45 y R-3 de Madrid, Enlace Juan Carlos I de Sevilla, etc. En el caso de la R-3, en la zona de una antigua explotación de sepiolitas, rellena de productos de la excavación y restos de demolición, la huella final llegó a ser del orden de 3 m, en un espesor de relleno del orden de 10-13 m.
- Cuando existen bolos o muchas irregularidades en el vertedero o tiene bastante espesor, pueden usarse las llamadas “columnas de módulo controlado”, que son pilotes de mortero, hechos con perforadora rotatoria, inyectable por su eje central. Las columnas se distribuyen en mallas triangulares, con una columna cada 4-6 m<sup>2</sup>. Las columnas suelen tener un diámetro de 30-40 cm. El mortero puede ser de una resistencia característica de 7-8 MPa y con un cono de Abrams muy elevado (18-20 cm). Esta solución la hemos aplicado en la R-3 de Madrid, en zona de la antigua mina de sepiolitas de Jolsa con 15-18 m de espesor de rellenos, en el enlace de las L.A.V. Sevilla-Madrid-Valencia.
- Si el suelo está saturado se puede acelerar la generación de asientos instalando drenes-banda o de plástico (uno cada 1,5-2,5 m<sup>2</sup>) lo que acorta el camino

drenante y permite inducir más rápidamente los asentos, sin reducirlos (Fig. 35). Si hay problema de falta de capacidad portante puede ser necesario llegar a instalar columnas de grava, en que, por sustitución, el terreno flojo queda “armado” por columnas de grava -compactada por vibración- de diámetro variable (de  $\varnothing$  0,6 a 1,2 m), según el terreno, la energía aportada, etc. (Fig. 36). No sólo se consigue mejorar el conjunto del terreno, con lo que se disminuyen los asentos (Fig. 37) sino que se acelera la consolidación. En obras lineales hemos usado tratamientos con una columna cada 5-10 m<sup>2</sup>. (Variantes de Medinaceli, Puerto de Santa María y Ronda Este de Huelva, Eje Crevillente-Torre vieja, Avenida de la Ilustración y M-50 de Madrid, SE-40 de Sevilla, etc.). Para cálculos de estabilidad el terreno mejorado homogéneo se considera con unos parámetros intermedios entre los de las columnas ( $C_c = 0$ ,  $\phi_c = 37^\circ$ ) y los del suelo blando ( $C_u$ ,  $\phi_u$ ). Generalmente se obtiene, en función de la separación de columnas, un terreno equivalente con una cohesión del orden de 2-3 T/m<sup>2</sup> y un rozamiento del orden de 12 - 8°.



**Fig. 34. Problemas de terraplenes sobre suelos blandos saturados**



**Fig. 35.- Construcciones de drenes de plástico**

- Generalmente con los métodos anteriores (y sin ellos también) se emplea la precarga, en el sentido de construir el terraplén por fases (si hay problemas de estabilidad) o de una vez, sin colocar la plataforma viaria, dejando un tiempo actuar la carga (o incluso aumentándola con una sobrecarga que luego se retira), para que, al instalar esa vía, los asientos que experimenten sean los remanentes (10-15 cm como máximo en carreteras). Ello obliga a esperar a veces unos meses, pero téngase en cuenta que, a pesar de usar columnas de grava, hemos tenido asientos de 70-90 cm en terraplenes de 7-10 m de altura, por lo que se necesita un cierto tiempo (3-5 meses) para llegar a una situación aceptable para la vía.
- También puede, en estos casos (o sin esos tratamientos) reforzarse la base del terraplén con un geotextil que resista a tracción (30-35 KN/m.l.). En terraplenes de 2,5-3,5 m puede ser suficiente.
- En la Fig. 38 puede verse un criterio que recomendamos para seleccionar el empleo de sólo geotextiles, drenes-banda o columnas de grava.

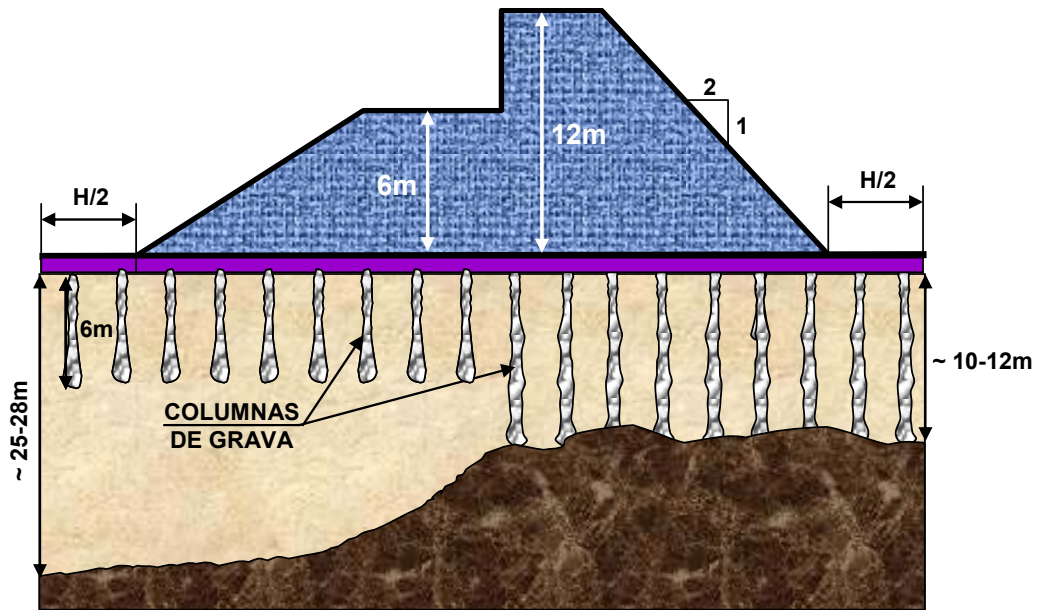


Fig. 36.- Tratamiento del terreno con columnas de grava, en función de la altura del terraplén (Caso de la variante de Medinaceli)

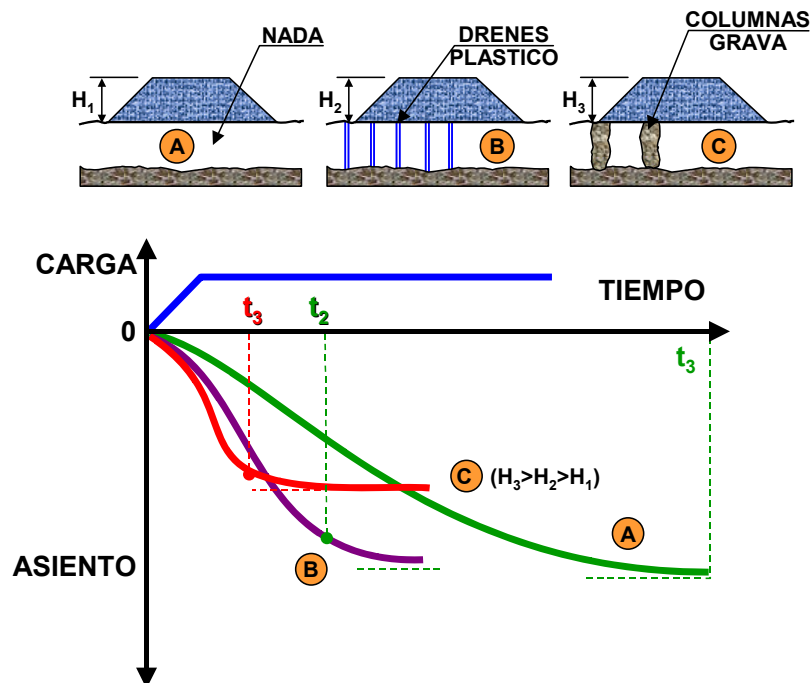


Fig. 37. Comparación de relaciones asiento-tiempo en terraplenes con diferentes tratamientos.

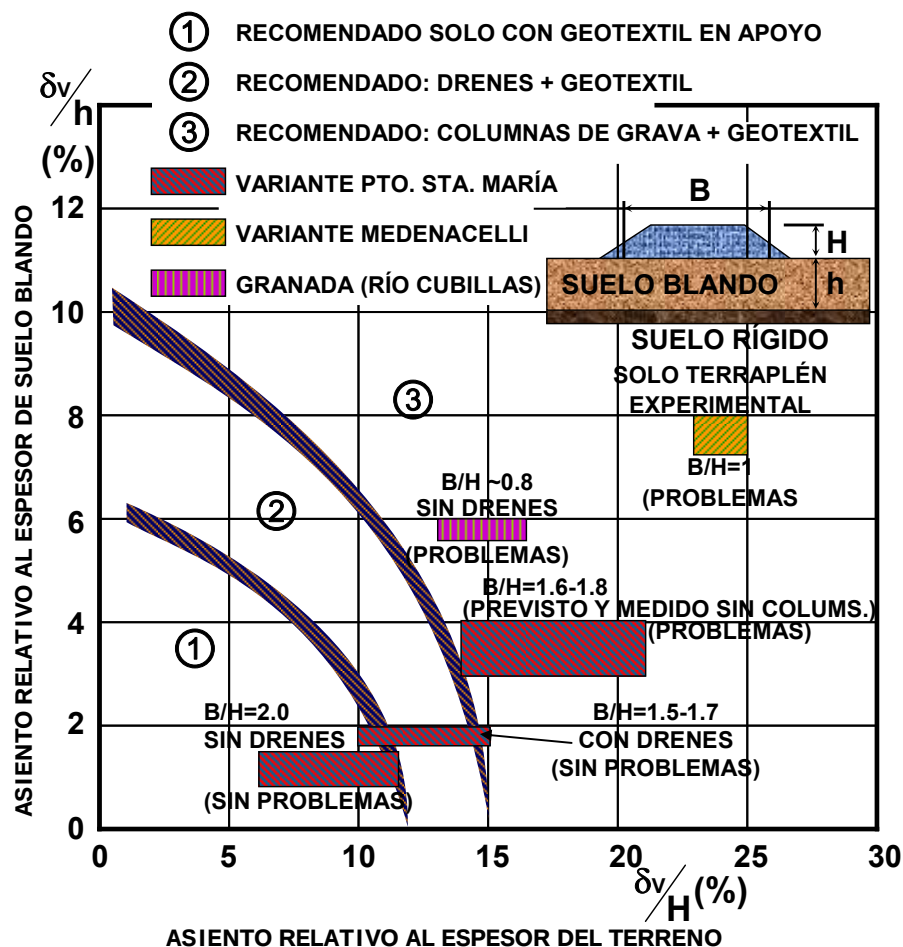
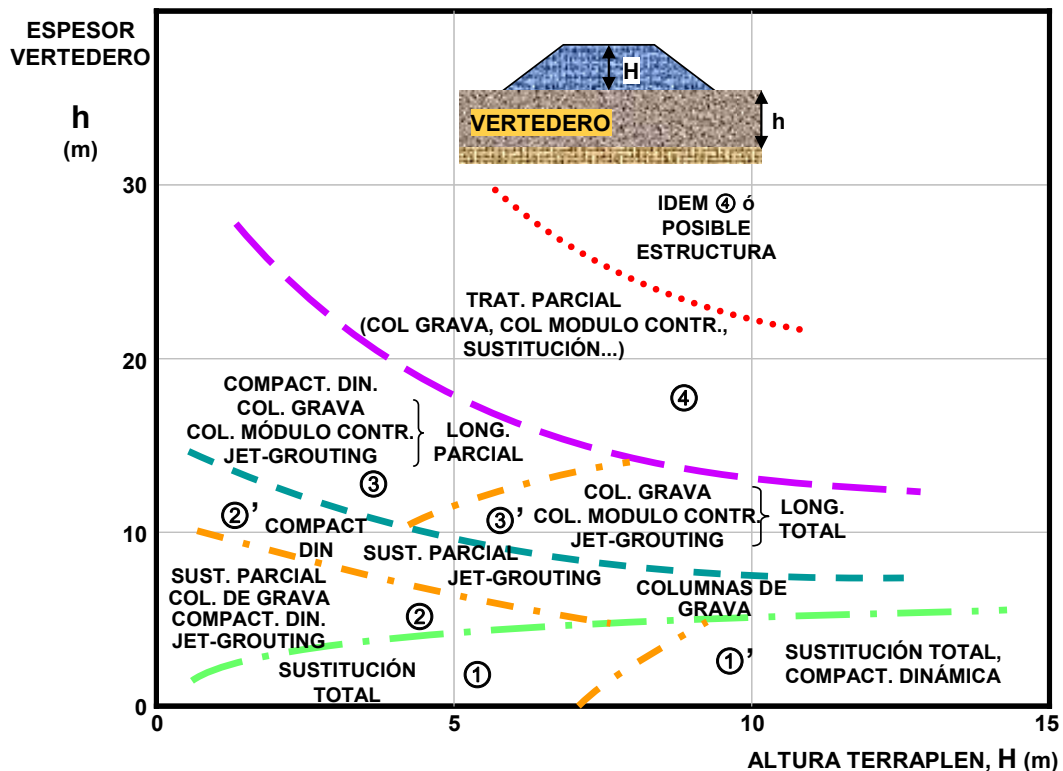


Fig. 38. Asientos en diversas carreteras sobre suelos blandos.

Criterio recomendado para diseño del tratamiento de suelo blando bajo un terraplén, (OTEO, 2003).

En casos de carreteras sobre vertederos flojos, sin apenas nuevo terraplén, se han producido asientos importantes, tanto por la alta deformabilidad estática del material, como por el colapso que pueden originar flujos de agua (deformaciones del 1 a 5 % del espesor humectado). En estos casos hemos utilizado desde la sustitución parcial hasta las columnas de grava, pasando por la consolidación del vertedero mediante inyecciones de jet-grouting, como hemos hecho en la Avenida de la Ilustración de Madrid (en zonas sin circulación de agua) y en la A-92, cerca de Loja, aunque caben otros sistemas (Fig. 39).



**Fig. 39. Posible criterio para tratamientos del apoyo de terraplenes sobre vertederos o rellenos terrenos flojos.**

- Por último cabe hablar de los sistemas de tratamientos basados solamente en aporte de vibraciones, como son la vibroflotación en profundidad (realizada con los torpedos de las columnas de grava, pero sin aportación de material), la bandeja vibrante, el terra-probe (penetración de un tubo metálico con vibrador en cabeza, cuya eficacia disminuye con la profundidad), las voladuras, etc. Estos tratamientos son apropiados para terrenos granulares, por lo que, casi siempre, en España se han aplicado en suelos arenosos o granulares flojos cerca del mar, (en realidad, casi siempre eran rellenos realizados por vertido desde tierra o procedentes de dragado), para ganar terreno al mismo, como la vibroflotación realizada en Cartagena (Carenero de galeras) y Las Palmas (nuevo astillero para syncro-lift, en el que también se usó el método terra-probe, con menos efectividad), o las voladuras realizadas en el Puerto de Valencia (proyecto del Prof. Romana), etc. No suelen, por esa condición, ser utilizados en infraestructuras lineales, salvo los supercompactadores dinámicos, que pueden usarse para mejorar terrenos flojos de apoyo de terraplenes.



Finalmente, puede indicarse:

- En cada caso hay que elegir el procedimiento que resume las condiciones adecuadas de plazo, costo y efectividad y no sólo el más económico.
- El uso inadecuado de tratamiento puede inducir más problemas que los que se pretende solucionar.

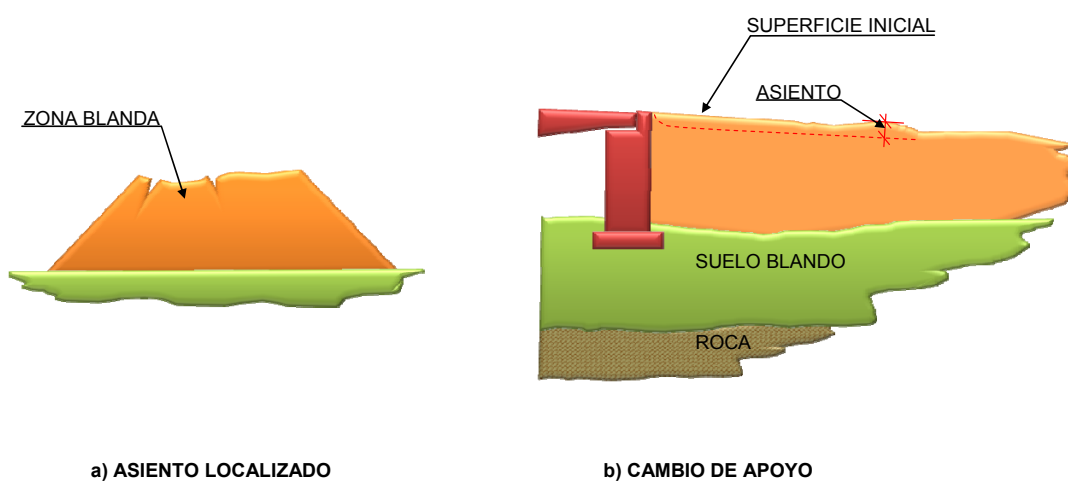
## **9. SOBRE LA PATOLOGÍA.**

A la vista de todo lo anteriormente expuesto, cabe señalar que pueden producirse numerosos problemas patológicos en el entorno de la construcción de estructuras de tierra para infraestructuras viarias (por lo tanto, no entraremos en el caso de presas de materiales sueltos). Así, pueden considerarse las siguientes patologías:

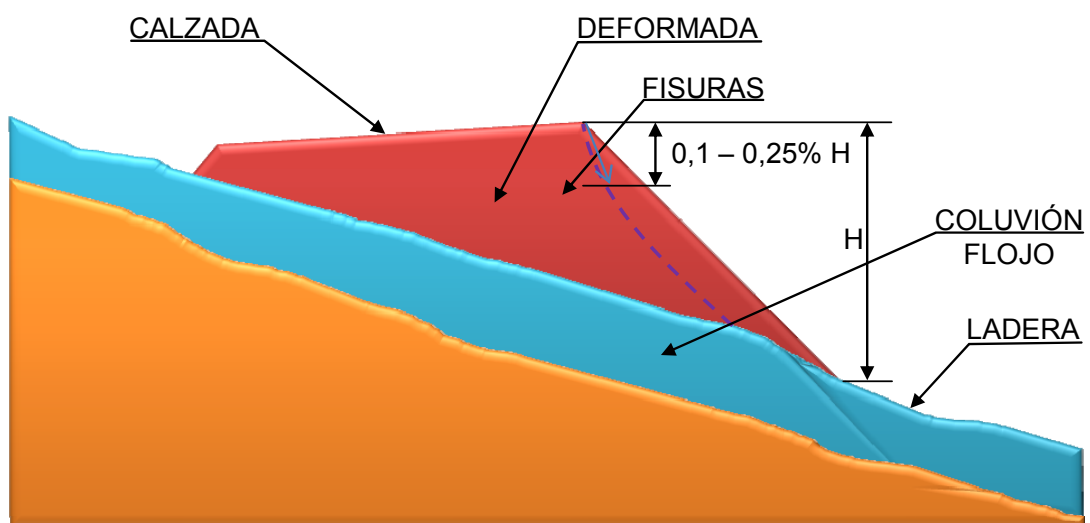
- Por insuficiente capacidad portante de la explanada y coronación, que pueden originar daños concentrado en el firme (Fig. 40).
- Por asentamiento generalizado del terraplén sobre un suelo blando o deformable, lo que se nota por sus asientos diferenciales junto a estructuras de fábrica o en la transición terraplén-desmante (Fig. 40).
- Por asentamientos y deformaciones horizontales diferenciales en terraplenes a media ladera, con parte apoyada en desmante o terraplén de poca altura y con parte de zona de altura considerable. En este caso en los movimientos del firma no solo influyen los asientos del terraplén por peso propio, que pueden ser del orden del 0,12-0,25% de altura (Fig. 41), según el material y su grado de compactación, sino la compresibilidad del terreno superficial de la ladera (coluvión o roca alterada). Contra ello cabe luchar con la eliminación de este terreno superior de apoyo, abancalamiento de la ladera y el drenaje adecuado (Fig. 42).
- Por colapso del material del terraplén, compactado del lado seco y que las lluvias se encargan de saturar, con deformaciones como las que se ven en la Fig. 43.
- Por asentamiento brusco de un terraplén sobre suelo carstificado (bien en yesos, bien en margo-calizas). Este fenómeno es más típico de fondo de desmontes y terraplenes de poca altura y contra él se lucha removiendo el

terreno y construyendo un terraplén que de una resistencia apreciable frente al posible punzonamiento, limpiando y hormigonando las cuevas cársticas, construyendo una losa de hormigón algo armada, colocando capas de geotextil resistentes (Fig. 44).

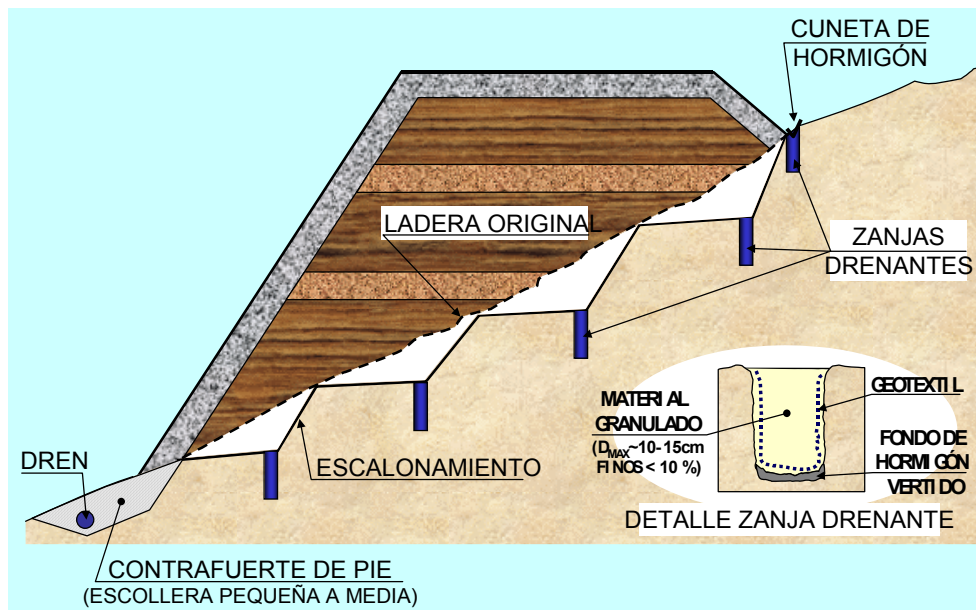
- Por cambios de volumen en los espaldones hechos con material algo expansivo, en los que tan peligrosa es la expansión como la retracción. Ello incide, principalmente, en los arcenes, formándose, generalmente, una grieta entre arcén y calzada (Fig. 45).



**Fig. 40. Asientos por “blandones” del terraplén o suelo de apoyo blando.**

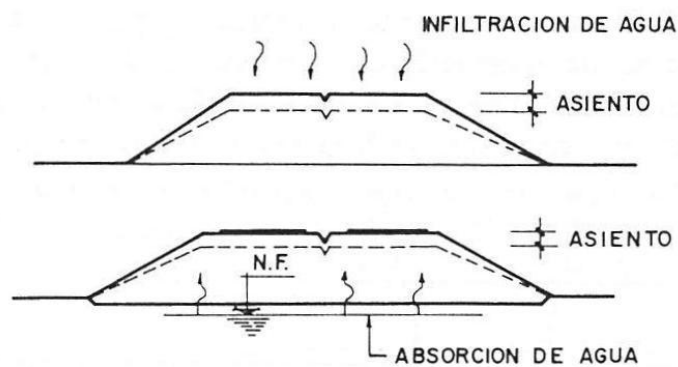


**Fig. 41. Asiento de terraplén de gran altura a media ladera.**

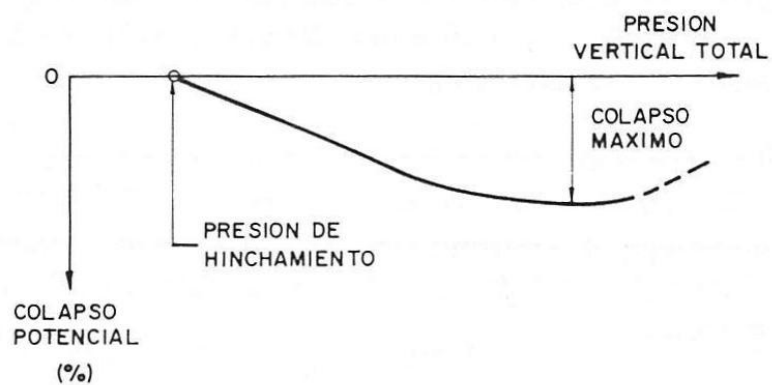


**Fig. 42. Apoyo de terraplenes de importante altura a media ladera**

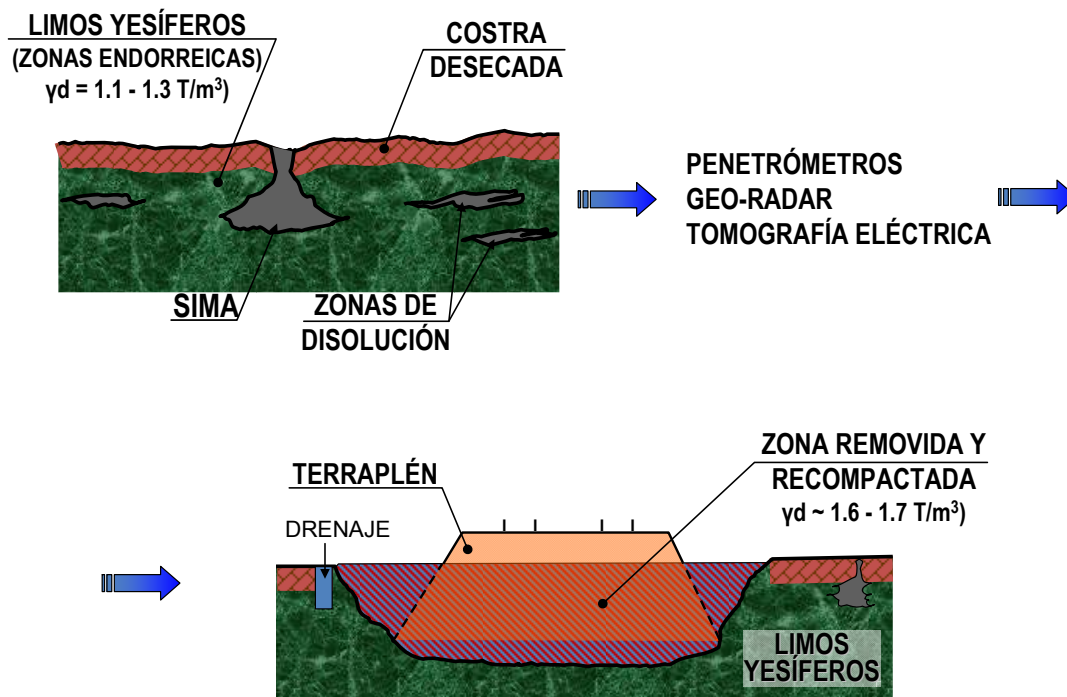
#### A.- ESQUEMA DE ASIENTOS DE COLAPSO



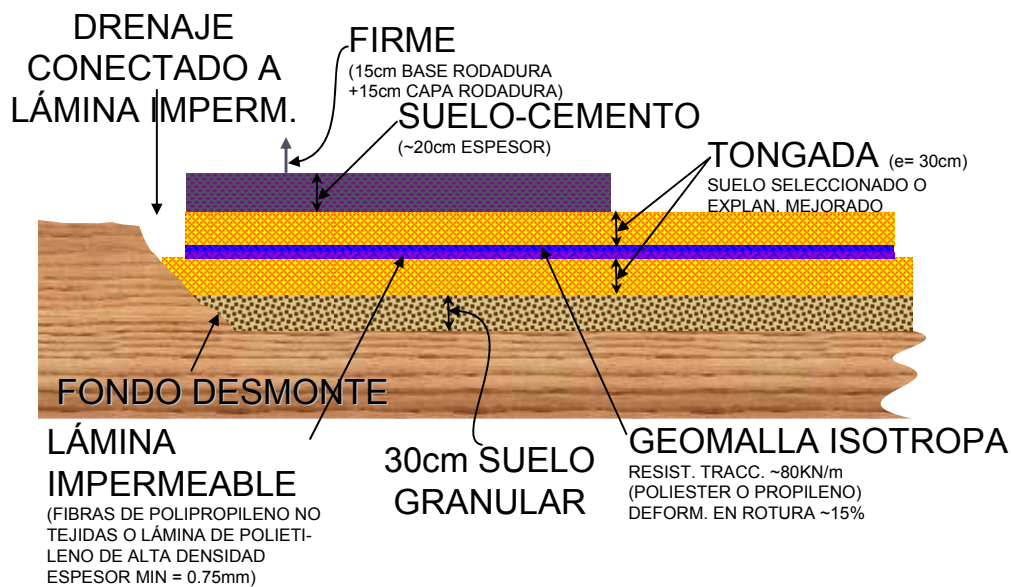
#### B.- DEPENDENCIA DE LA CARGA DE TIERRAS



**Fig. 43. Asientos de colapso (SORIANO, 1994)**

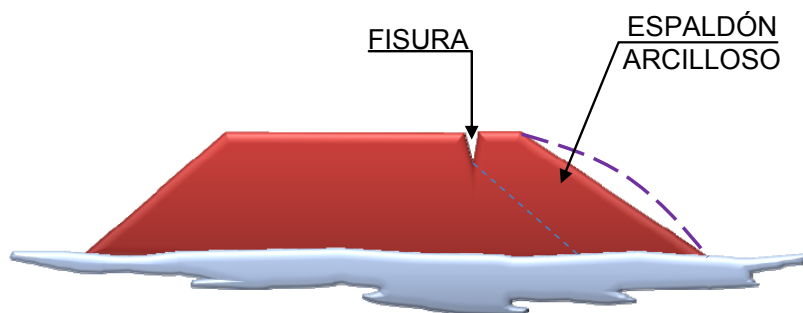


- a. Solución adoptada en una zona de simas de disolución en limos yesíferos, cerca de Zaragoza (Zona Endorreica)



- b. Solución utilizada en la plataforma de la Radial R-3 (Madrid) sobre zona con cavidades cársticas en yesos (PÉREZ ARENAS Y OTROS, 2003)

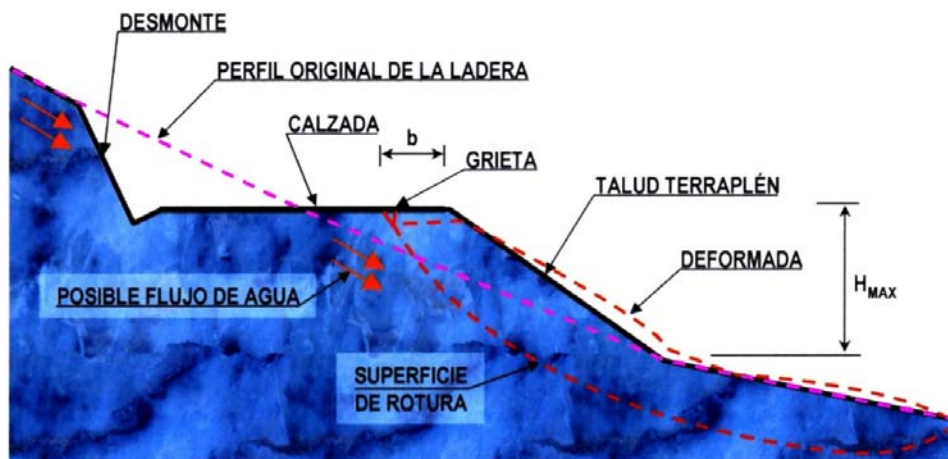
**Fig. 44. Soluciones en casos de base de apoyo colapsable.**



**Fig. 45. Fisuración por cambio de volumen en espaldón.**

- Por deslizamiento (sólo iniciado o totalmente desarrollado) en el caso de terraplenes apoyados a media ladera sobre formaciones arcillosas fisuradas (Fig. 46), en que el peso del terraplén disminuye la capacidad de flujo del agua a través de las fisuras y se crea un aumento de presión intersticial que intenta producir el deslizamiento (Fig. 46). En el caso de que éste se produzca, el agua puede penetrar – entonces, debido a la deformación del terreno y apertura de fisuras – más profundamente y aumentar – con el tiempo – la profundidad de la superficie de deslizamiento, según un fenómeno de “degenerabilidad”, que hemos descrito con anterioridad (OTEO, 2003). Esta profundización puede llegar hasta unos 9-10 m; a partir de esa profundidad la presión total impide que continúe el fenómeno (Fig. 47). Hemos comprobado en la zona de Jaén varios deslizamientos sobre arcillas miocenas fisuradas. Por cierto, la rotura de la Presa de Aznalcollar, sobre materiales similares (a parte de otras influencias muy importantes) se produjo a esta profundidad, después que hubieran producido en la zona diversas e importantes deformaciones, que probablemente, llevaron a un fenómeno de “degenerabilidad” de la resistencia al corte de las arcillas margosas, según el cuál disminuye fuertemente la cohesión y algo el rozamiento interno.
- En estos casos de terraplenes a media ladera sobre materiales impermeables, hay que cuidar el drenaje, pero no sólo bajo el terraplén, sino en la zona de la ladera situada por encima del terraplén (posibles vaguadas, Fig. 48). En Jaén y Granada hemos visto varios casos de acumulación de agua en la zona superior e inferior (respecto al terraplén) de la ladera. Ello ha contribuido, decisivamente, al deslizamiento de terraplenes, por saturación de su base.

- En algunos casos a media ladera, con parte del terraplén adosado contra la misma, la presencia de capas areniscas en la arcilla margosa (lo que no es raro) puede aportar agua a la masa y base del terraplén y provocar su deslizamiento. Por ejemplo, en Mengibar se produjo un fenómeno de este tipo (Fig. 49), que fue portada de la prensa andaluza.
- En el fondo de desmontes, en suelos arcillosos, hay que tener mucho cuidado con el drenaje (Fig. 50) y si la arcilla es expansiva conviene impermeabilizar con dos tongadas de arcilla con cal.



**Fig. 46. Esquema típico de inestabilidad de terraplén a media ladera.**

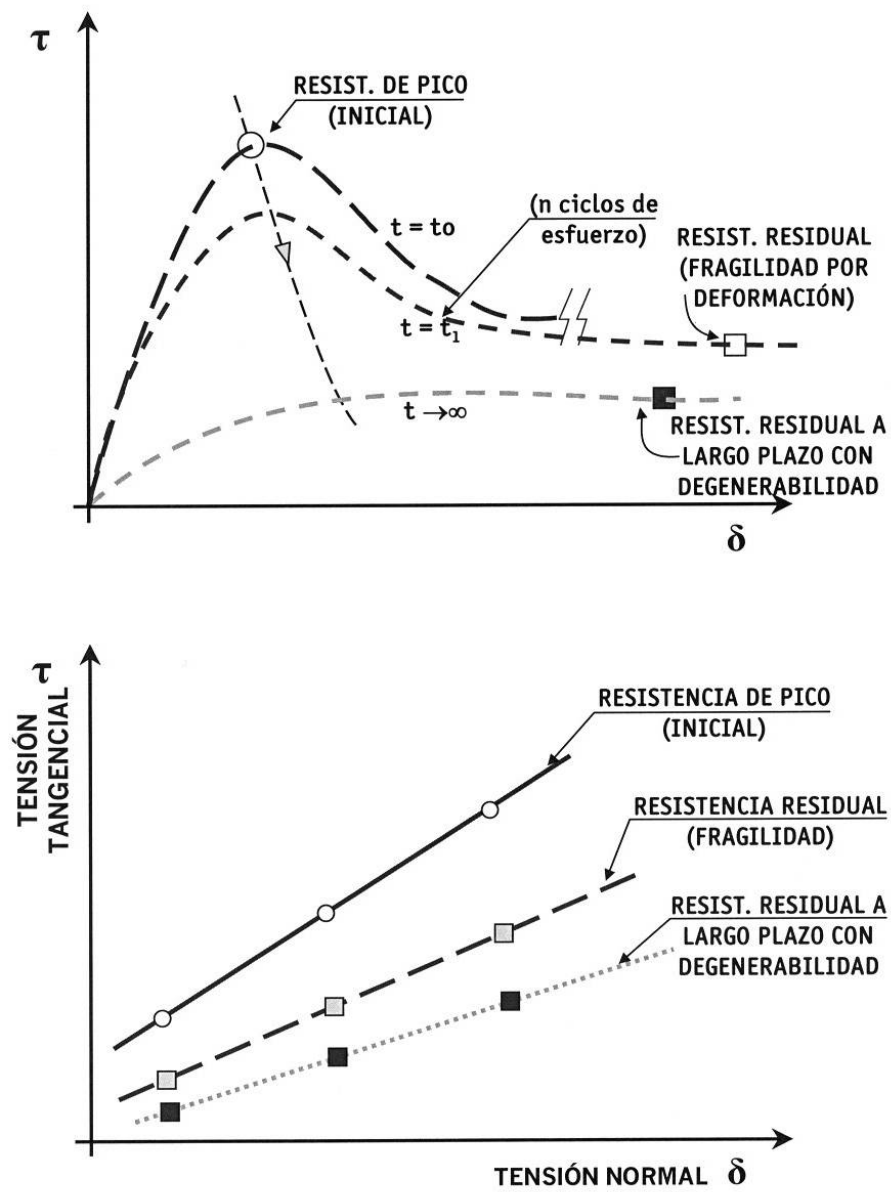
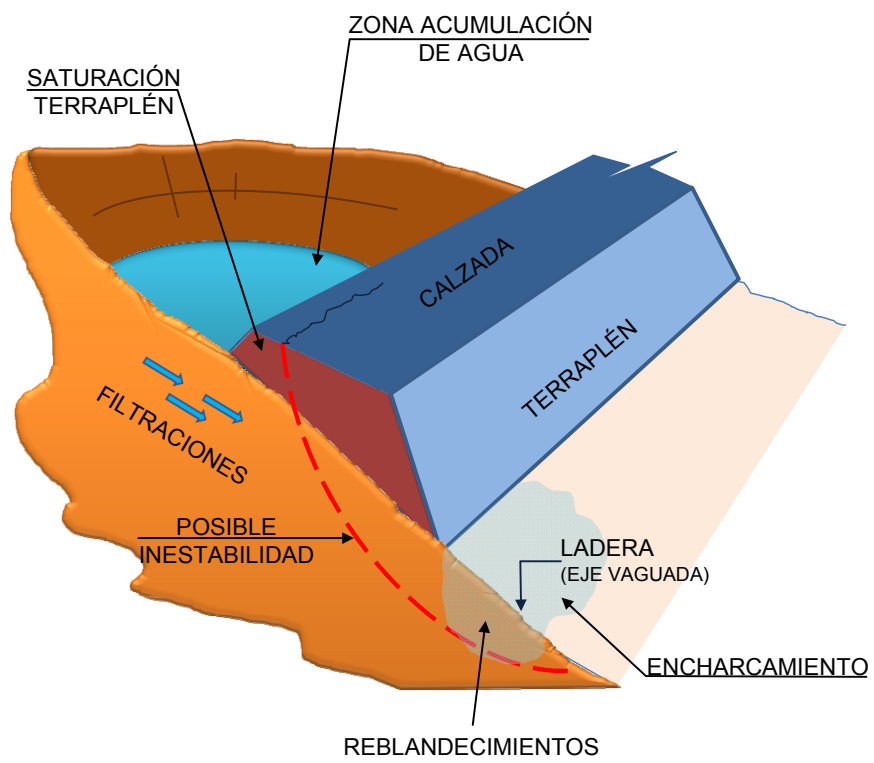
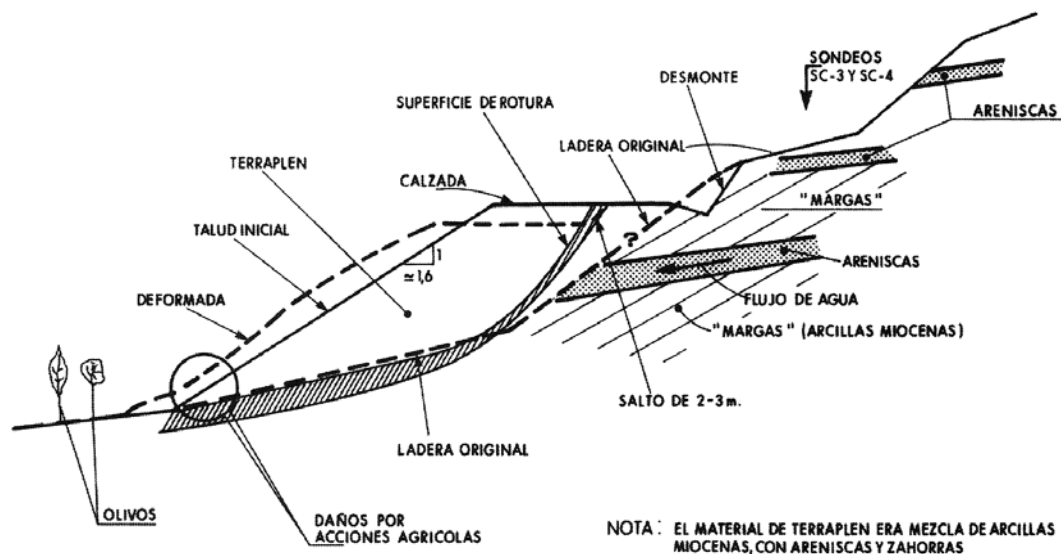


Fig. 47. Evolución de la resistencia al corte de una arcilla margosa fisurada por degenerabilidad

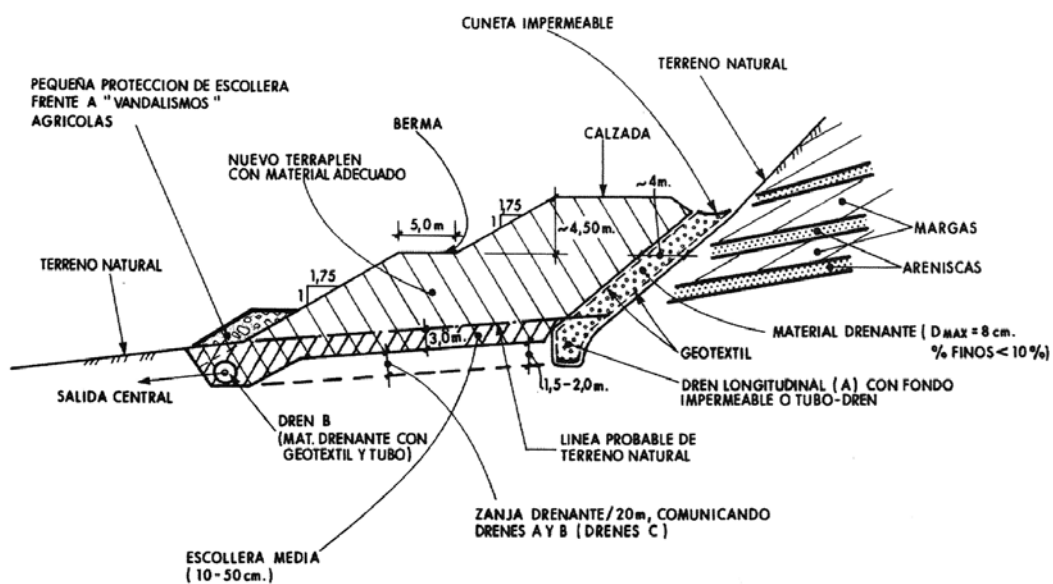


**Fig. 48. Efecto del agua en terraplén a media ladera, sobre vaguada.**



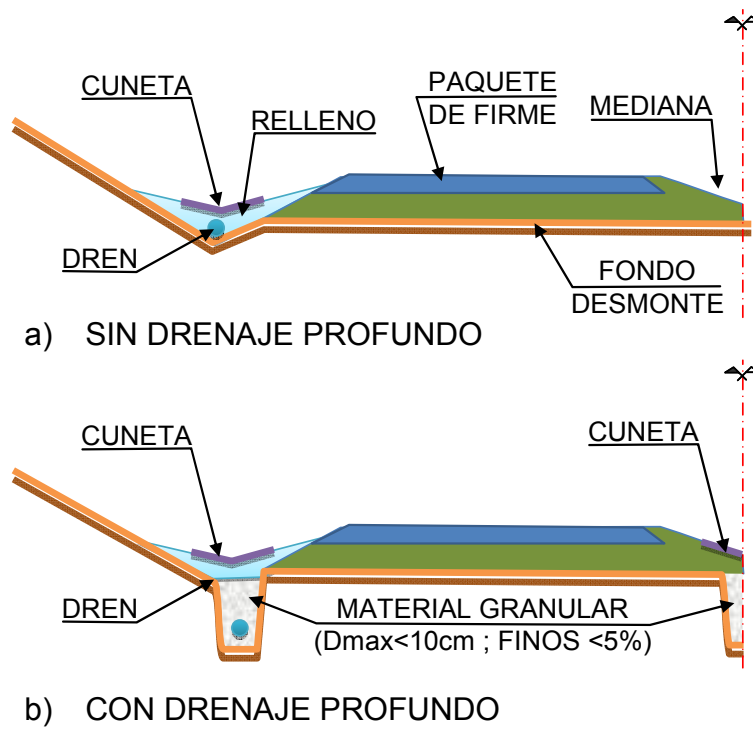


a. Corte transversal a la carretera con indicación de los materiales y zona inestable



b. Solución propuesta (Corte transversal)

Fig. 49. Reparación de terraplén inestable en Mengibar (Jaén)



**Fig. 50. Solución de fondo de desmonte en material arcilloso**

## 10. ALGUNAS REFLEXIONES FINALES.

Como cierre de todo lo anteriormente queremos hacer las siguientes reflexiones.

- Hoy día se tiende a aprovechar todo tipo de materiales en las estructuras de tierra viarias. Así, en la M-45 II aprovechamos un vertedero: Tras tamizar los plásticos y grandes gruesos quedó un material que se podía clasificar como seleccionado, a pesar de su origen y contenido vario, que ha dado muy buen resultado. Ello puede exigir la adición de aglomerantes, como la cal, o compactación con supercompactadores, técnicas que han dado buen resultado para terraplenes en la Alta Velocidad.
- Deben utilizarse criterios adecuados para controlar la compactación de un terraplén. El sistema de sólo controlar la densidad seca aparente es, claramente insuficiente y ese no es, precisamente, el espíritu del PG-3 actual. Además ha de tenerse en cuenta que los datos del ensayo de referencia deben de ser representativos. En cuanto el material es algo arcilloso, es necesario exigir lotes muy pequeños y repetir los ensayos de referencia, en cuyo caso es mejor utilizar los ensayos de placa de carga (que ya empiezan a ser dinámicos) y de huella.
- El diseño de terraplenes zonados (“sándwich”, “encapsulados”, etc.) es ya habitual, con lo que es más fácil la utilización de materiales “nobles” junto a “menos nobles”.
- El drenaje de la base del terraplén y de sus alrededores es importantísimo, sobre todo en el caso de apoyos a media ladera.
- En el caso de terraplenes sobre suelos blandos es posible utilizar la “precarga” con el propio terraplén, acelerada con drenes y/o columnas de grava. Se ha dado un criterio para cuándo es aplicable cada uno de estos métodos.
- En el caso de terraplenes sobre vertederos pueden producirse asientos a muy largo plazo, por descomposición del material del vertedero. Se han dado criterios para seleccionar el criterio de tratamiento de los mismos.
- Los materiales marginales con cal (si no contienen más del 1-2% de yeso) pueden producir terraplenes con mejor comportamiento que con suelos adecuados y tolerables.

- Se han descrito una serie de patologías típicas, derivadas de la deformabilidad propia del terraplén o de la de su apoyo (incluido el colapso por humectación y/o disolución). En el caso de inestabilidad a media ladera, pueden usarse los sistemas de estabilización de la Fig. 51.
- La instrumentación de terraplenes puede hacerse con placas de asiento, inclinómetros, líneas continua de asientos, piezómetro (casi siempre, de dudoso resultado), células de asiento, etc. (Fig. 52). La relación desplazamiento horizontal máximo, al pie del terraplén y el máximo asiento en su centro, da una idea del coeficiente de seguridad frente al deslizamiento lateral del terraplén. Relaciones inferiores a 0,25 son indicativas de un coeficiente de seguridad superior al 1,25.
- También puede estimarse el coeficiente de seguridad del talud de un terraplén en función del asiento postconstructivo (Fig. 53).

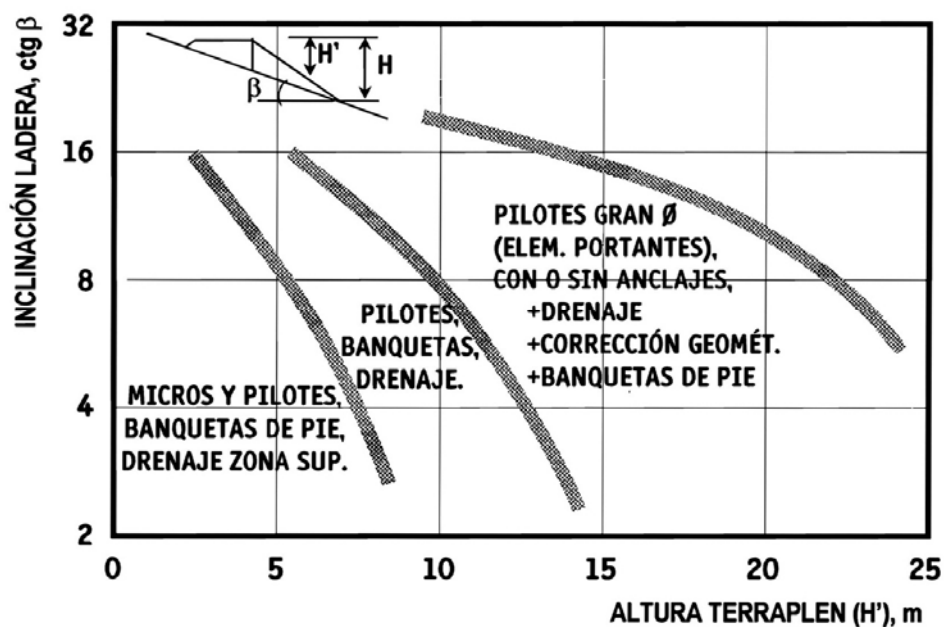


Fig. 51. Medidas de corrección en terraplenes sobre ladera (OTEO, 2003)

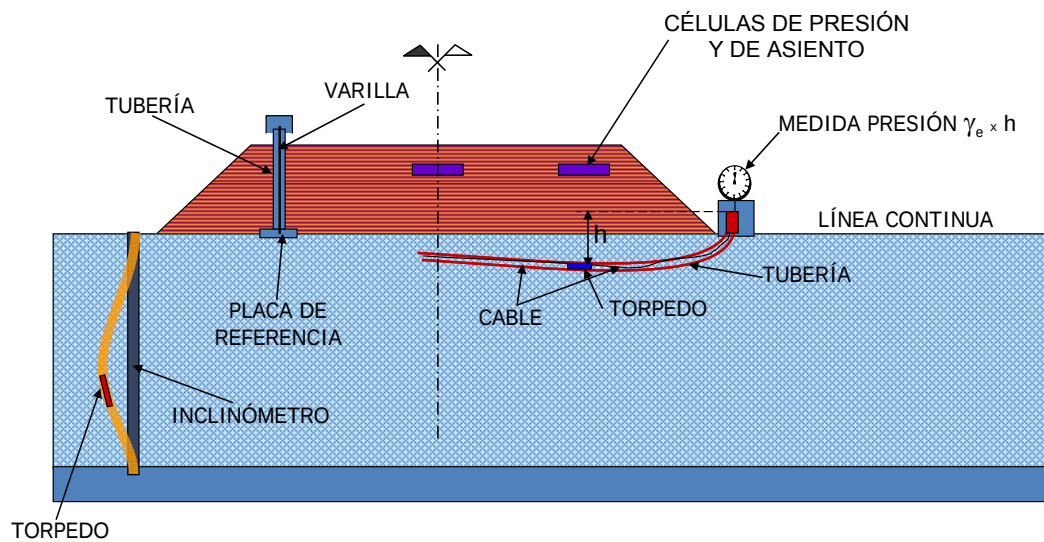


Fig. 52. Observación y control de comportamiento

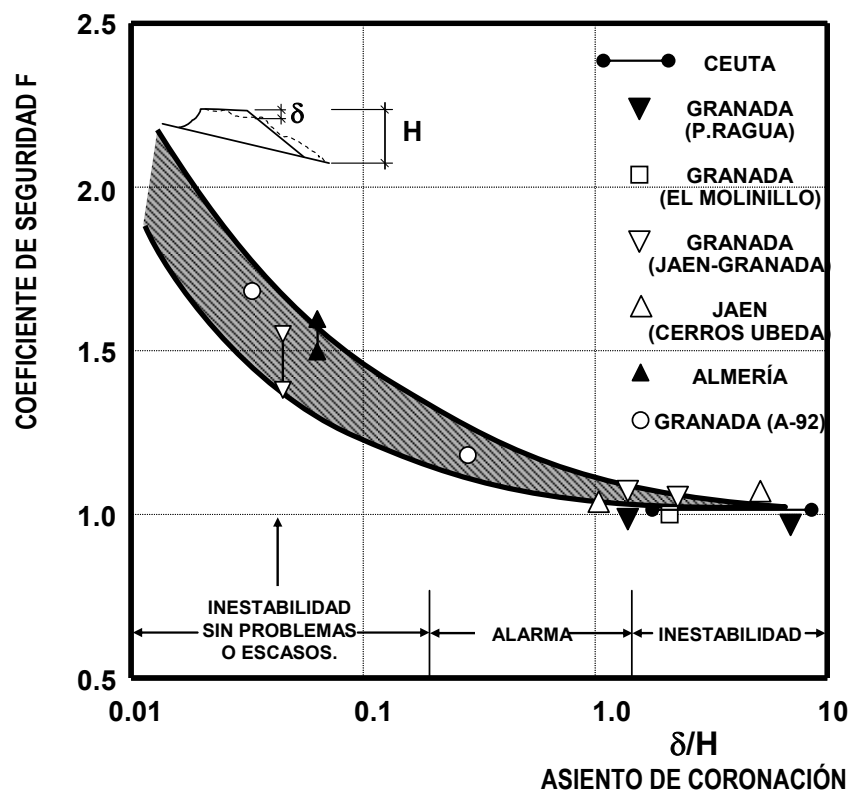


Fig. 53. Posible variación entre el coeficiente de seguridad del talud de un terraplén y el asiento postconstructivo.

Terminamos citando una frase del Maestro de Maestros D. Enrique Balaguer (BALAGUER e IZARD, 2007): *“La I+D+i jugarán, en los próximos años un papel destacable en las obras públicas. En carreteras ... asistiremos a un impulso en el tratamiento de los materiales (tierras inadecuadas tratadas para su uso en terraplenes y explanadas, firmes innovadores ..., etc. ... sistemas avanzados en el tratamiento de desmontes y terraplenes, así como en la búsqueda de la máxima eficacia energética durante la construcción y el mantenimiento de las vías”*. Así lo esperamos y pensamos que los trabajos que hoy se presentan aquí sean la base y puesta al día de todo ello.

## 11. BIBLIOGRAFÍA.

BALAGUER, E. e IZARD, J. M. (2007) "La red de carreteras actual y su gestión: Los retos del futuro". Un siglo de Caminos en España. A.T.C. Madrid, pp. 115.

DOMINGO, A.; OLÍAS, I.; TORROJA, J.; CASTANEDO, F. J. y OTEO, C. (2000). "Metodología y estudio de la reutilización, con tratamiento de cal, de materiales arcillosos clasificables como marginales e inadecuados en la M-45 de Madrid". Simp. Sobre Geotecnia de las Infraestructuras del Transporte, Barcelona. Septiembre, pp. 483-96.

ESCARIO, J. L.; ESCARIO, V. y BALAGUER, E. (1967) "Caminos". II Tomo, 5ª Edición. Ed. Dossat, Madrid

ESPINACE, R. y OTEO, C. (1983). "Influencia del grado de compactación de rellenos arenosos en su deformabilidad bajo acciones estáticas y cíclicas". Cuadernos de Investigación. Cedex nº 10.

MARTÍNEZ, E.; GUTIÉRREZ MANJÓN, J. M. y SANTAMARÍA, J. J. (1998). "Variante de Cuellar: Formación de terraplenes mediante estabilización parcial de suelo con cal". I Congreso Andaluz de Carreteras, Granada. Tomo II. pp. 1.727-31.

NARDIZ, C. (2007) "Desde la reconstrucción de la red hasta la crisis del petróleo". Un siglo de Caminos en España. A.T.C. Madrid. pp. 67-92.

OÑA, J.; LÓPEZ, A.; OTEO, C. y SOPEÑA, L. (1998). "Estabilización de la ladera de Aguadulce" I Congreso Andaluz de Carreteras. Granada. Vol. II. pp. 1949-58.

ORTUÑO, L. y RODRÍGUEZ, J. L. (2000). "La estabilización del suelo con cal como mejora de suelos. Estudio realizado en el tramo V de la A-381: Jerez-Los Barrios". II Andaluz de Carreteras, Cádiz, Vol. II. Pp. 1.309-24.

OTEO, C. (1994). "Reglas generales de proyecto". III Simposio Nacional de Geotecnia Vial, Vigo. Ponencia General. pp. 183-205.

OTEO, C. (2003). "Reflexiones sobre el arte de la estabilización de taludes". III Congreso Andaluz de Carreteras. Sevilla. Vol. I. pp. 911-23.

OTEO, C. (2007) "Estabilización y refuerzo de materiales marginales" II Jornada sobre Materiales Marginales en Obras Viarias: Sevilla A.T.C., pp.33-68.

OTEO, C. (2009) "De socavones y otras inestabilidades". Doce Lecciones sobre Geotecnia de infraestructuras lineales del transporte". A.T.C. Madrid.

OTEO, C.; SOPEÑA, L. y BURBANO, G. (1998). "Rellenos aligerados con poliestireno expandido (EPS) en la Variante del Puerto de Santa María". I Congreso Andaluz de Carreteras. Granada. Vol. II., pp. 1773-1778.

PARDO, F.; OTEO, C.; SOPEÑA, L. y MIRÓ, C. (1994). "Soluciones geotécnicas para los terraplenes del Parque Tecnológico de Andalucía". III Simposio Nacional de Geotecnia Vial, Vigo, pp. 291-8.

PÉREZ ARENAS, R.; ORTÍN, J. A.; OTEO, C.; CASTANEDO, F. J. y MONTEJANO, J. C. (2003). "Tratamiento de la Plataforma de la Radial 3 a su paso por una zona con riesgo de existencia de cavidades cársticas por la existencia de sustrato yesífero". III Congreso Andaluz de Carreteras. Sevilla. Vol. I, pp. 1001-12.

PÉREZ, F.; CABALLERO, A. y AYUSO, J. (1998). "Estabilización de suelos con cal: Posibilidades en Andalucía". I Congreso Andaluz de Carreteras. Tomo II, pp. 1.701-86.

SAHUQUILLO, E.; CARRETERO, I. y DíEZ, F. (2002). "Empleo de suelos marginales en el Tramo I de la M-45 de Madrid". Revista RUTAS. (A.T.C.), nº 88, Enero-Febrero. pp. 5-10.

SÁNCHEZ LÁZARO, T. (2007). "De las calzadas romanas a la aparición del vehículo automóvil" Un siglo de Caminos en España. A.T.C. Madrid, pp. 27-34.

SANTAMARÍA, J. y PARRILLA, A. (2001). "Principales innovaciones en el PG-3 sobre Geotecnia Vial y Drenaje". Revista RUTAS. (A.T.C.). nº 84. Mayo-Junio, pp. 15-28.

SORIANO, A. (1994) "Características del comportamiento de terraplenes y pedraplenes" III Simposio Nacional de Geotecnia Vial. Vigo. pp. 207-225.