

Drenaje Superficial y Profundo y su Incidencia Geotécnica en las Infraestructuras Lineales



Deep and Surface Drainage and
its Geotechnical impact in Lineal Infrastructures

Carlos Oteo Mazo
Prof. Dr. Ing. de C. C. y P.
Catedrático de Ing. del Terrento

Resumen

En este artículo se presentan, esquemáticamente, los problemas más importantes que se plantean en el entorno de obras viarias, en relación con el agua, considerando tanto los problemas de inestabilidad de taludes y terraplenes a media ladera, como los casos de filtración bajo la plataforma viaria y el efecto del agua sobre las propiedades físico-químicas del terreno. A la vista de estas características, se analizan los procedimientos más usuales de estabilización de desmontes y terraplenes, se presta atención especial a los fenómenos que pueden inducirse en el fondo de trincheras o al pie de desmontes en terrenos colapsables y expansivos, completándose la exposición con un análisis del problema del agua en relación con túneles, bien artificiales, bien subterráneos.

PALABRAS CLAVES: Geotecnia, excavaciones a cielo abierto y subterráneas, taludes, refuerzo del terreno.

Abstract

This article presents, schematically, the most important problems that arise in the road works environment, in relation to water, considering the problems of instability of slopes and embankments along the hillside, such as road platform filtration and the effect of water on the physicochemical properties of the ground. Considering these characteristics, the most common procedures for stabilization of cuttings and embankments have been analysed, special attention is given to the phenomena that can be induced in the bottom of trenches or at the foot of cuttings in collapsible and expansive grounds, completing the study with an analysis of the water problems in relation to tunnels, artificial or underground tunnels.

KEY WORDS: Geotechnical, open pit diggings and underground diggings, slopes, soil reinforcement.

1. Introducción

Hace unos cuatro años el Comité de Geotecnia Vial de la A.T.C. organizó, en Antequera, una Jornada sobre drenaje subterráneo en infraestructuras del transporte. El motivo principal era difundir el documento elaborado por la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento titulado "Recomendaciones para el proyecto y construcción del drenaje subterráneo en obras de carreteras" (Orden Circular 17/2003).

En esa jornada no sólo se resumió y debatió dicho documento sino que se presentaron diversas experiencias oficiales en Castilla y León y en Andalucía, así como otras experiencias españolas, tanto en obras de carretera como de ferrocarril.

En el presente artículo se vuelve – dada su importancia – a tocar el tema del drenaje, pero no sólo profundo sino también superficial. Y esto último con motivo de los estudios que, bajo el impulso de la misma Dirección General de Carreteras antes citada, se han desarrollado para el cálculo de caudales superficiales.

El tema es muy importante, por los daños que puede originar el agua en la carretera y en su entorno (taludes inestables, terraplenes "en marcha", erosiones, etc.), lo cuál acaba afectando a la propia vía de comunicación que, a veces, puede comportarse como un verdadero sistema de interrupción a la circulación del agua (superficial y semiprofunda, al disminuir, bajo carga, la permeabilidad del terreno)

Por eso en este artículo se va a prestar atención especial a la relación amor-odio del agua y el terreno, en el entorno de infraestructuras lineales, tanto superficiales como subterráneas, principalmente en túneles artificiales, ya que estos – sobre todo, en medio urbano – han venido aumentando extraordinariamente en longitud, en la última década y, con ello, sus problemas.

Como decía CASTILLA (2008, Jor-

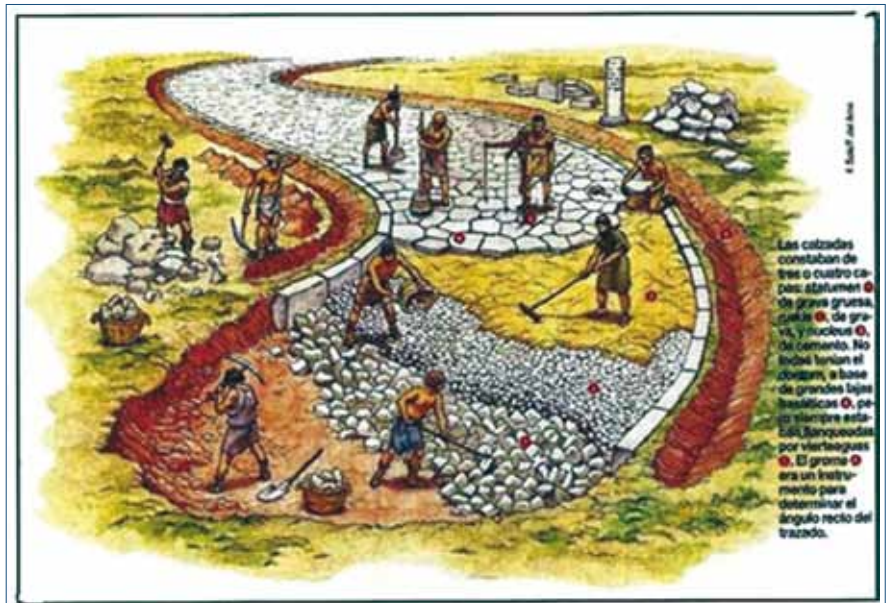


Figura 1. Esquema de las capas que constituían una calzada romana (Fonseca, 1989)



Figura 2. Calzada romana con "socavón" por arrastre de finos inferiores (Jordania)

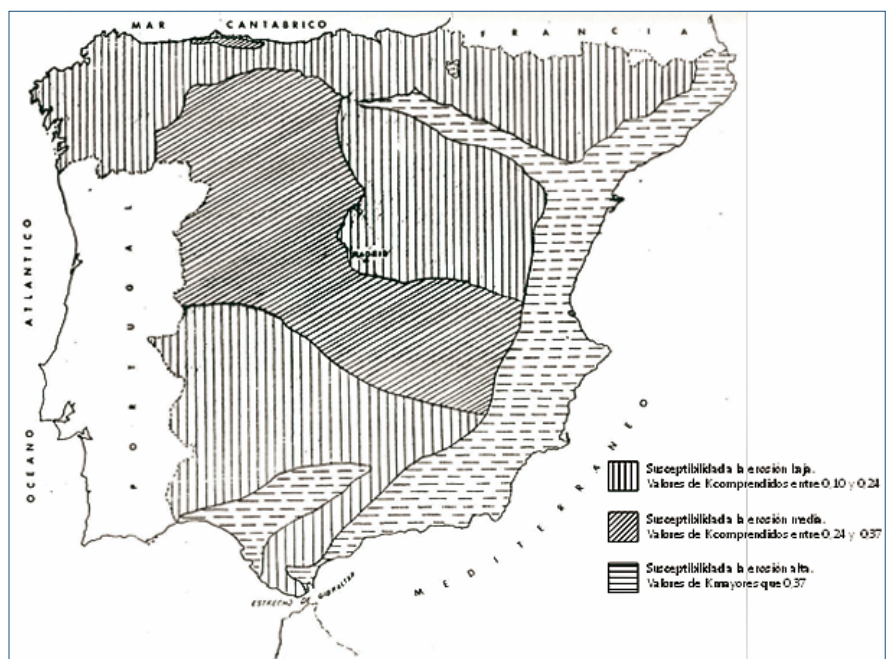


Figura 3. Mapa de zonación del factor, K, de susceptibilidad a la erosión.

nada de Antequera), “ya los romanos conocían el efecto destructivo del agua y preservaban el firme de las losas de piedra del contacto con la subbase mediante la interposición de una capa de arena”. “Hasta el siglo XIX se hicieron pocos progresos. En este siglo aparecieron científicos ilustres que resaltaron la importancia de mantener seco el firme, atribuyendo al mal drenaje el estado defectuoso de las carreteras de Gran Bretaña”.

En la Fig. 1 se presenta un esquema de la construcción de una calzada romana: El firme final y superficial son losas pétreas, pero debajo hay una capa claramente drenante, con una capa intermedia (a manera de filtro), recebada. El fallo de la evacuación del agua a través de esa capa drenante (por contaminación con la superior, si el papel de “filtro” no había sido conseguido) producía arrastres y hundimiento del firme superficial (Fig. 2).

Ya el empleo de elementos gruesos intentaba, además de resistir las capas, el evitar el efecto de la erosión, tan importante en las calzadas en la época primitiva, al no haber elementos aglomerantes. También es importante la erosión del medio que rodea a la carretera, ya que el terreno arrasado acabará, en parte, al pie del talud (afectando al drenaje) y, en parte, como barro sobre la calzada, afectando a su servicio. Aunque ya es antiguo, como todavía es válido, se ha reprodu-

cido en la Fig. 3, el mapa de “isoerosionabilidad específica” elaborado en el CEDEX (bajo la dirección de Antonio López Corral) en 1981. Ni este tema – ni el de socavación en pilas de puentes – se trata en estas páginas, por no disponer de espacio ni de tiempo de exposición suficientes. Remitimos al lector al Simposio de Torremolinos de 1989 sobre estos temas y a textos más modernos (Congresos mundiales de carreteras de Tokyo y México).

2. El Agua en el Entorno de las Vías de Comunicación

Este es el importante objetivo de esta Jornada, tema al que la Asociación Técnica de Carreteras, a través de su Comité de Geotecnia vial, ha venido prestando atención especial:

- En 1989 se celebró en Torremolinos un “Simposio sobre el agua y el terreno en las Infraestructuras Viarias”, de 3 días de duración, con cuatro sesiones y múltiples ponencias y comunicaciones.
- En 2007 celebramos en Antequera la “Jornada sobre drenaje subterráneo en Infraestructuras de Transporte”, con cerca de cuatrocientos asistentes.
- En diversos simposios (Vigo, Santander, etc.) se han tratado, lateralmente, este problema.

Todo lo que se diga sobre la protección de la vía de comunicación frente

al agua es poco, por los problemas de arrastre y reblandecimiento que supone para el terreno subyacente a la plataforma viaria, a parte de los de contaminación con finos de la calzada o del balasto ferroviario.

Algunos puntos importantes sobre el tema son : (Fig. 4, Oteo, 2004).

- La precipitación en parte se infiltra, en parte pasa a ser escorrentía superficial y, en parte, se evapotranspira.
- La infiltración va pasando hacia las capas más profundas de base, más sanas y compactas. Sin embargo, dado que suelen existir zonas preferenciales de menor permeabilidad (con fronteras quasi-paralelas al talud, que vienen a separar zonas de diferente naturaleza o distinto grado de alteración, como son los coluviales y los eluviales), parte del agua circula dirigida por esas fronteras o contactos, con lo que la saturación se inicia a poca distancia de la superficie del talud y sube hacia ésta, como ocurre en las formaciones arcillosas (Fig. 5).
- La circulación en esos contactos puede dar lugar a la presencia de fuentes o a la alimentación de cauces al pie de la ladera natural, con el consiguiente aumento de presiones intersticiales y erosiones. En épocas de sequía estas fuentes no se ven, por eso conviene preguntar “a los del lugar”.

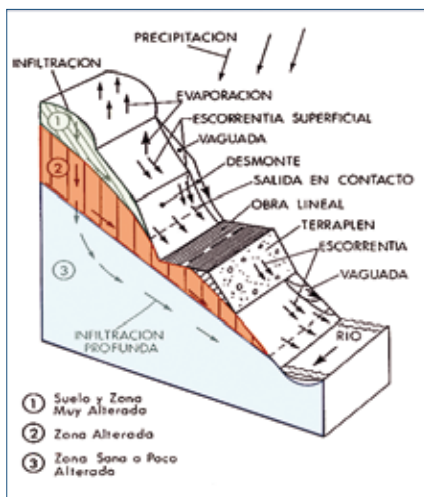


Figura 4. El agua en desmonte, explanada y terraplén.

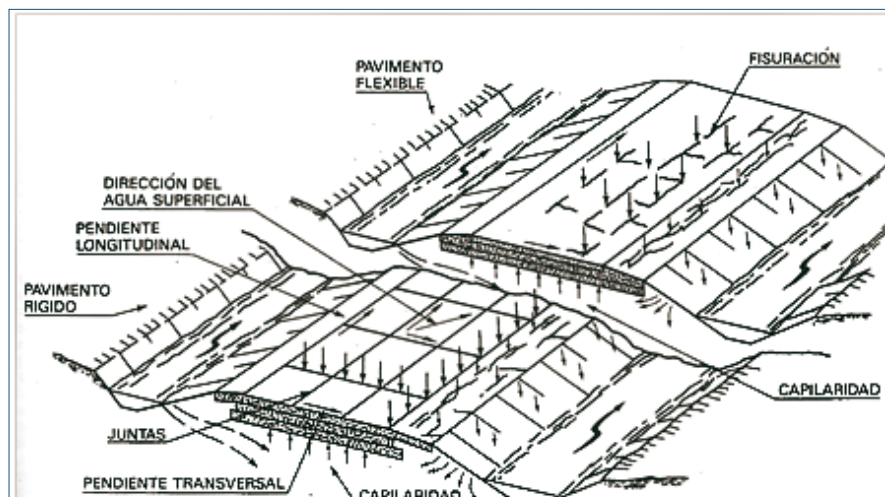


Figura 5. El agua en la explanada (DIEZ, 2008)

- El desmonte (a veces con terraplén a media ladera) puede suponer una barrera total o parcial a la filtración de agua apoyada en las zonas de frontera antes citadas, elevando localmente el nivel piezométrico del agua de esas capas (más o menos superficial).
 - El agua de escorrentía puede producir arrastres, erosiones y empujes sobre bloques rocosos de pequeño y mediano tamaño, al circular por las diaclasas y grietas. Además facilita acciones de tipo meteorizante, al combinarse su acción con los descensos y ascensos cíclicos de temperatura (en materiales rígidos), efecto al que hay que agregar el dañino cambio de humedad (humedad-sequedad) estacional, muy importante en materiales de tipo margo-arcilloso, efectos a los que hay que añadir posibles cambios químicos por hidratación o disolución.
 - Concentración de agua en vaguadas y trincheras, con acumulación de problemas.
 - El desmonte puede generar –si la geometría del problema es la adecuada- importantes cambios tensionales, por la descarga que supone en el material situado bajo la masa (y en sus laterales) eliminada: Por un lado se liberan tensiones internas -lateral y verticalmente- que pueden desencadenar peligrosas decompresiones; ello da lugar a entumecimientos del terreno, que el caso de materiales estratificados, supone la apertura de fisuras y separación de estratos. Por otro, permite el acceso del agua a nuevas zonas, antes prácticamente inaccesibles, dada la compacidad del material, lo cual puede originar cambios físico-químicos, como hinchamientos en arcillas con minerales esmectíticos, transformaciones químicas, (paso de la anhidrita a yeso dihidratado, con el consiguiente y lento aumento de volumen), etc., a parte del consabido reblandecimiento.
 - Existe la posibilidad de que el nivel del río de base cambie considerablemente, por la creación de embalses. Ello da lugar al aumento de presiones intersticiales no previstas, con los consiguientes problemas. En otros casos -cerca de presas, aguas abajo- las laderas son desmontadas, corregidas y reforzadas, a fin de que soporten la acción erosiva en su pie de la descarga hidráulica de aliviaderos, acción a la que hay que prestar especial atención por el riesgo que encierra. En el embalse del Esla, al embalsar, la carretera de circunvalación presentó, más de treinta inestabilidades. Este riesgo también existe en el caso de desmontes cerca de ríos no protegidos, por la acción erosiva que éstos originan en sus pies.
- Todo ello depende de:
- Geomorfología de la zona.
 - Estructura geológica.
 - Problemas hidrológicos e hidrogeológicos.
 - Propiedades geotécnicas del terreno.
 - Características de la obra realizada, etc.
- En cualquier caso se deben contemplar (Oteo, 2004):
- Problemas de inestabilidad general del desmonte y de inestabilidad general de la ladera en que se inscribe.
 - Problemas de inestabilidad general superficial y de erosión (arrastres, caída de bloques, etc.).
 - Estabilidad del fondo de la excavación.
 - Las propiedades resistentes representativas de los materiales y su evolución con el contenido de humedad.
 - Las acciones del agua, con definición de niveles piezométricos adecuados, posibilidad de agua en grietas produciendo empujes localizados, etc.
 - La acción de excavaciones sobre el estado del terreno y del procedimiento de excavación del talud.

En el caso de rocas, una mala voladura puede abrir diaclasas y dañar mucho el talud.

- El potencial erosivo superficial.
- Las acciones de la decompresión (apertura de finos, aumento de permeabilidad en el fondo de trincheras, etc.).
- La posibilidad de que el agua origine cambios físico-químicos (hinchamientos, colapsos, hidrataciones...).
- Que el caso más peligroso es el de la trinchera, por la capacidad de almacenamiento del agua de lluvia directa (no se olvide que en las normas norteamericanas se considera que se infiltra, a través del firme, hasta el 60% de la precipitación) y de escorrentía.
- Que es muy importante diseñar unas labores importantes de drenaje en las plataformas en trinchera, sobre todo en el caso de suelos con finos (no olvidando que la decompresión por excavación “afloja” el terreno y abre fisuras y caminos horizontales al agua). En la Fig. 6 se esquematiza una posible so-

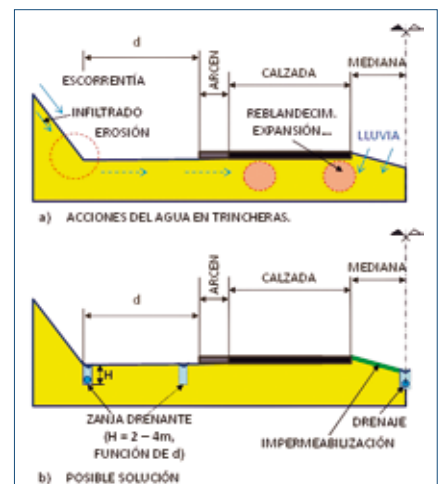


Figura 6. Drenaje en plataforma en trinchera.

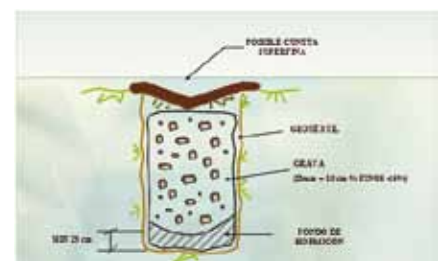


Figura 7. Zanja drenante sin tubo

lución para este caso. Si se hacen sobreexcavaciones para conseguir más materiales hay que cuidar la zona de anchura "d", para que no se introduzca más agua, impermeabilizándola superficialmente (un riego asfáltico o una capa de suelo con cal o similar) o realizando doble drenaje (Fig. 6).

- Las zanjas drenantes pueden llevar tubo o no (Fig. 7), siendo esta última circunstancia más fácil de construir, sobre todo al pie de desmontes, con las condiciones de la figura señalada. El geotextil (drenante y anticontaminante) debe ser del tipo manta (con un peso aparente de 100-200 gr/m²), aunque también puede pensarse en barreras laterales (del lado que viene el agua) con "hueveras" o similares.

3. El Efecto del Agua Sobre el Terreno

La circulación del agua en el terreno puede tener diversos efectos:

- Originar saturación del mismo, lo cuál suele – en líneas generales – producir un "reblandecimiento" o disminución de resistencia y aumento de su deformabilidad, lo que hace que la plataforma viaria vaya deformándose más al llegar a un cierto nivel de tensiones respecto al terreno situado por debajo (sea terraplén o sea terreno

natural). Si se trata del fondo de una trinchera, ésta circulación se ve favorecida, ya que la decompresión, por lo general, aumenta la permeabilidad de conjunto y, además, puede abrir fisuras y facilitar la circulación de agua.

- En los casos en que la estructura del material lo permita, esta aportación de agua puede inducir disoluciones y colapsos (suelos con densidad muy baja), lo cuál puede haber estado sucediendo mucho antes de que se construyera la vía, por lo que puede estarse en la situación de afectar a un terreno cárstico (calizo o yesífero), como son los casos mostrados en la Fig. 8. Contra estos problemas hemos luchado bien rellenando huecos con mortero, bien levantando la zona de posible disolución y colapso (limos yesíferos, por ejemplo, en la entrada a Zaragoza de la L.A.V.) y recompactando el terreno (Fig. 9). En otras ocasiones se ha reforzado la base de la calzada con losas de hormigón de 30 cm de espesor y algo de armadura (L.A.V. a Barcelona en la zona de Torija y M-45 I en Madrid), o con geotextiles (R-3, cerca de Madrid).
- Si el material natural es potencialmente expansivo, el cambio de régimen hídrico puede tener doble consecuencia: a) Desechar la superficie expuesta de taludes, sobre todo en su pie, con lo que se pro-

ducen cuarteamientos, desprendimientos y arrastres, con la consiguiente debilidad para el talud de desmonte (sobre todo, al afectar a su pie), que puede ir originando inestabilidades superficiales pero continuar, con atoramiento de las cunetas de drenaje. En la bajada de Perales de Tajuña (N-III, cerca de Madrid), se llegó a construir muros de gaviones, con aportación de terreno no expansivo que cubriera parte del talud (Figs. 10 y 11). b) Levantamiento del fondo de la trinchera (no uniforme, claro está), lo que puede producir roturas en el firme. Estos también puede suceder en el caso de mezclas de yesos de tipo glauberita (o sea, con cloruro sódico o sal de Glauber) con arcillas expansivas. La circulación de agua, al pasar por la glauberita, permite introducir en la red expansiva de la arcilla iones sodio, lo que aumenta la expansividad de la arcilla. En el Sur de Madrid hemos visto al menos dos veces este fenómeno, con levantamientos de más de 1 m y ruina total del pavimento y de instalaciones de depuración de agua.

Ese colapso que hemos citado anteriormente puede ser "enorme", según la densidad seca natural del terreno y su grado de saturación. En el caso de los limos yesíferos de Alfajarín (sobre los que se asienta la autovía Zaragoza-Alfajarín) el colap-



Figura 8. Formaciones de cuevas y simas por disolución y arrastre.



Figura 9. Excavación y recompactación de limos yesíferos colapsables

so, en laboratorio, por inundación con agua destilada (bajo una presión de 3 Kp/cm²), llegó al 11,3%, como demostró el Dr. FARACO en su Tesis Doctoral (1977). Pero también el colapso puede producirse en materiales de los terraplenes ferroviarios. En la Fig. 12 se muestra un caso de limos arcillosos porosos, (índice de huecos del orden de 0,85), situados en fondos de valles planos en la cuenca del Ebro, en que el colapso llegó, en laboratorio, al 5,5%, tras inundar, después de haber aplicado una presión de 200 KPa. El grado de saturación inicial era sólo del 43% (ALONSO, 2004).

El estado de compactación del terraplén y su naturaleza geotécnica influyen extraordinariamente. En la Fig. 13 se reproducen los resultados obtenidos por LAWTON y otros (1989) con la técnica de doble edómetro en una arena arcillosa (SC), con un contenido del 15% de arcilla, cargando las muestras con una presión bastante alta (400 KPa). Uno de los ensayos se hacía a humedad natural y el segundo sobre muestra inundada. La Fig. 13 muestra la transición entre el comportamiento expansivo a altas densidades y el del colapso a densidades bajas, lo que se produce a densidades ligeramente inferiores a la óptima del ensayo de Proctor Normal. Este doble comportamiento también lo observamos en suelos salinos de Irán hace más de

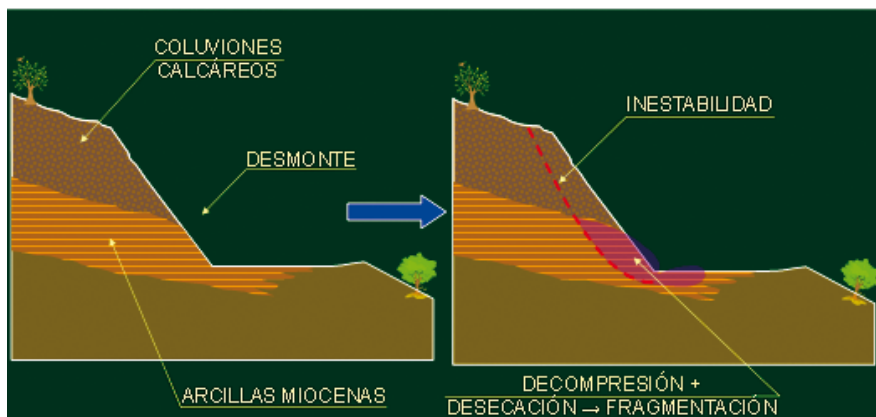


Figura 10. Bajada de Perales de Tajuña (N-III). Situación inicial

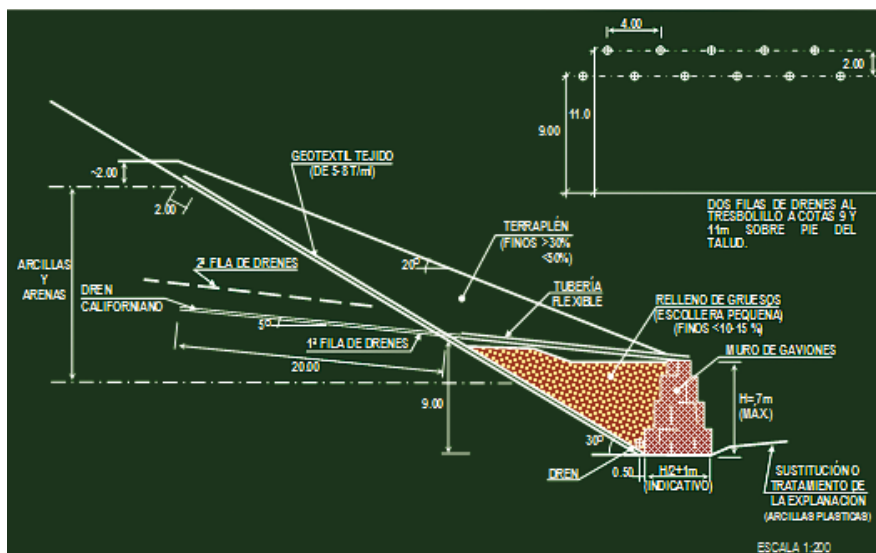


Figura 11. Bajada de Perales de Tajuña (N-III) Solución adoptada.

veinticinco años.

En suelos colapsables (como los de la pampa argentina, los limos yesíferos del Valle del Ebro, etc.), no sólo hay que tener en cuenta el cambio de volumen sino el de resistencia al corte que puede inducir la

saturación. En la Fig. 14 se muestra esa disminución en limos colapsables, según resultados de REDOLFI (1990), de su Tesis Doctoral (bajo nuestra dirección): La humectación puede reducir la tensión tangencial resistente al 40-50% de la máxima

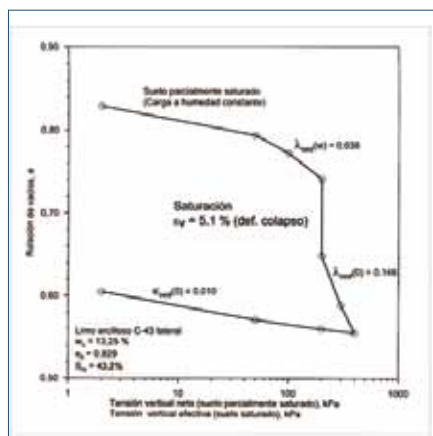


Figura 12. Ensayo de colapso en célula edométrica de un limo arcilloso natural de la zona de Segarra-Garrigues (ALONSO, 2004)

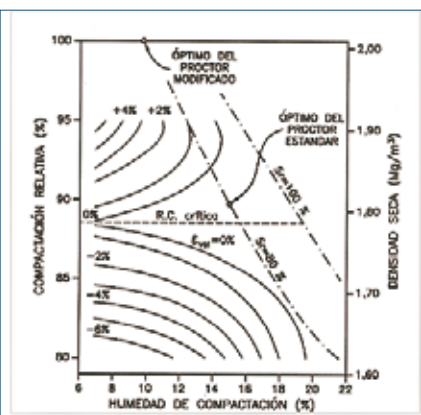


Figura 13. Ensayos con doble edómetro en arena arcillosa. Por encima de un grado de compactación del 88% el material es expansivo, por debajo colapsable. (LAWTON Y otros, 1989).

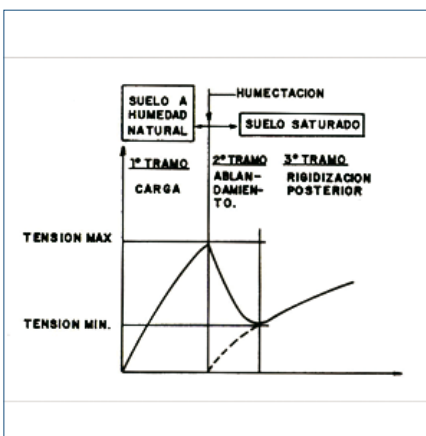


Figura 14. Resultado de ensayos de corte sobre suelos colapsables (Redolfi, 1990)

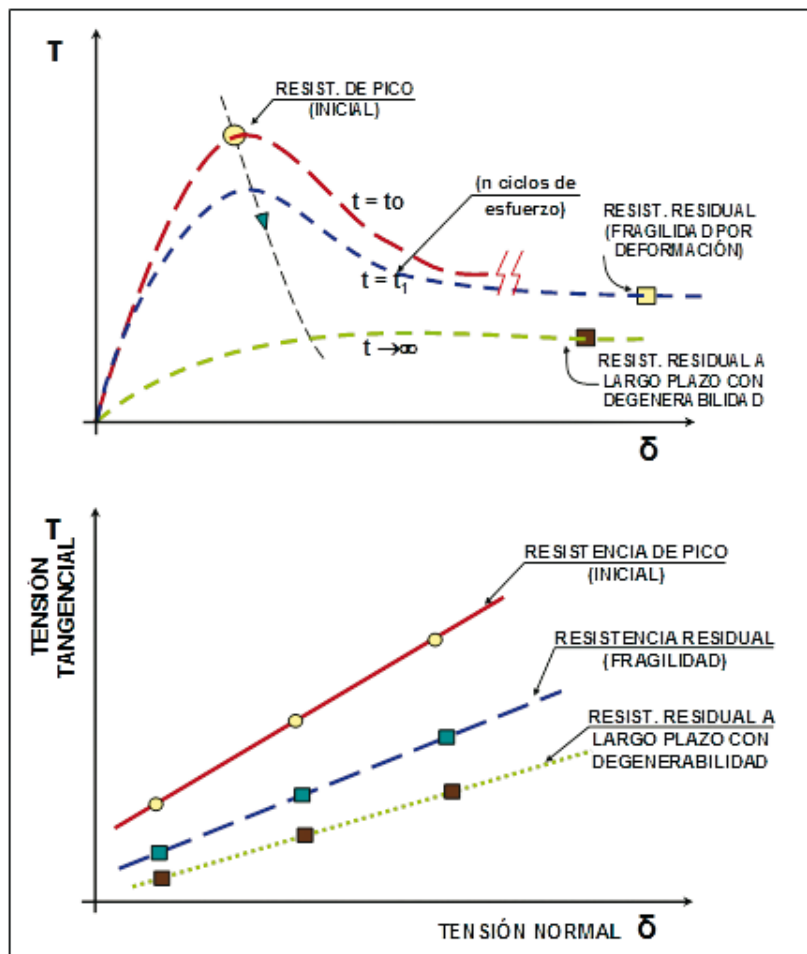


Figura 15. Degenerabilidad (en arcillas rígidas fisuradas (OTEO, 2008))

en seco; posteriormente se produce una rigidización que no alcanza la máxima en seco.

La combinación deformación tangencial-circulación de agua también puede inducir otros efectos, como el que denominamos “degenerabilidad” y detectado claramente en las arcillas miocenas fisuradas andaluzas (“margas azules” del Guadalquivir y formaciones similares). En estos materiales está clara su rigidización con la deformación, pero al aumentar ésta se llega a una resistencia residual que puede ser del orden del 30-40% de la de pico (Fig. 15). Si en esa masa de suelo (bajo un terraplén, por ejemplo) se inician movimientos apreciables, la deformación tangencial abre las fisuras y permite una circulación más fácil al agua a una profundidad mayor de la que antes tenía fácil acceso. Al circular más agua va bajando la resisten-

cia, hasta llegar (con el tiempo) a una profundidad máxima de unos -10 m, en que la tensión total no permite que el fenómeno siga progresando (Fig. 15). Se obtiene, así, una disminución de la resistencia residual a largo plazo, por “degenerabilidad” que puede dar lugar a importantes fenómenos de inestabilidad, como hemos observado en la Cuesta de Linares: Al tardar mucho tiempo en poder arreglar los primeros deslizamientos (casi 5 años), el fenómeno se produjo y la potencial superficie de inestabilidad descendió de unos 3-4 m de profundidad a unos 9-10 m, con la consiguiente continuidad de los problemas y la poca validez de las soluciones de drenaje acometidas a los cinco años, guiadas por los datos de inclinómetros instalados al principio del fenómeno. En el capítulo 5 se da más información sobre este tema. En la rotura de la Presa

de Aznalcollar consideramos que también se produjo un fenómeno de este tipo y que la rotura (deducida por los peritos judiciales a unos 9-10 m de profundidad) no fue por la existencia una capa más débil (deducida pero no detectada en campo) sino por un fenómeno del tipo que acabamos de describir.

4. El Agua en Desmontes

La morfología de las formas de rotura de masas y de suelo son bastante conocidas y existen métodos, hoy muy difundidos, para analizar roturas de tipo paralelo al talud (con expresiones analíticas), de tipo circular (Métodos de Fellenius y Bishop, por ejemplo), de forma cualquiera (Janbu, Spencer, etc.), definidas por bloques diferentes, etc. Pero en estos casos siempre se tropieza con la dificultad de definir las presiones intersticiales, u , actuantes.

Es usual emplear, para ello, el coeficiente de presión intersticial, ru , definido como: $ru = u / \gamma z$, en que γ es el peso específico del suelo y z la profundidad considerada. Este parámetro viene a variar entre 0 y 0,5, aproximadamente (para una altura media del nivel freático del 20% de la del talud, H , desde el pie, $ru \approx 0,1$; para una altura de $0,5 H$, puede valer del orden de 0,25 y para saturación total, del orden de 0,5).

Tampoco debe de despreciarse el uso de ábacos tradicionales, como los de Taylor o los de Janbu, para terrenos homogéneos (sin o con nivel freático horizontal intermedio, respectivamente), para estimar lo que sucede en un talud problemático. Lo que importa es deducir suficientemente bien la configuración del deslizamiento y estimar los valores de los parámetros resistentes medios, sobre todo para actuaciones rápidas, más que intentar aplicar métodos muy refinados, que encierren una gran indefinición de parámetros. Además es corriente que se produzcan fenómenos de inestabilidad que

se inician por una rotura del terreno (quasi-circular, en el caso de suelos) en la zona del propio desmonte, y que continúan con un movimiento de ladera prácticamente plano, al faltar el apoyo de la zona del desmonte (OTEO, 2004).

En otras ocasiones hay que utilizar sistemas de análisis de tipo numérico, como los clásicos de Bishop y Janbu ya citados, pero debe hacerse con adecuado criterio ya que para terrenos uniformes y superficies circulares el resultado es similar al del ábaco de Taylor, más fácil y rápido de utilizar.

Sin embargo, si se tienen que diseñar cambios geométricos, drenajes parciales con zanjas drenantes y drenes californianos, etc., es necesario acudir a análisis algo más sofisticados, como los que proporcionan los Códigos numéricos de elementos finitos tipo ANSYS, Z-SOIL y PLAXIS.

Pero no basta disponer de métodos de análisis. Es necesario estimar adecuadamente los parámetros de resistencia al corte: Primero ha de establecerse el tipo de análisis a realizar (corto, intermedio y largo plazo), luego definir los parámetros, drenados o no, que representen esa situación. Pero, al hacerlo, deberá tenerse en cuenta la evolución temporal a que se verá sujeto el talud, como ya se ha indicado al hablar del efecto del agua en el terreno.

En la Península Ibérica son habituales los problemas de inestabilidad en masas arcillosas que se apoyan sobre estratos más rígidos. En estos de apariencia más resistente (sobre todo cuando se les llama "margas" inadecuadamente) se están efectuando desmontes con fuertes inclinaciones de hasta 60 °, aunque no de excesiva altura, que son inadecuados. Aunque estos taludes sean bastante adecuados para reducir los efectos de la erosión superficial, llevan a situaciones no aceptables desde el punto de vista resistente. Se originan así, problemas de inestabilidad en laderas cuya pendiente esta-

ble original es de 10-15 ° (lo que da idea de su baja resistencia residual).

El agua es, insistimos, el principal agente inestabilizador de los taludes, por lo que las condiciones ambientales y pluviométricas tienen una gran influencia. En la Tabla 1 se ha reproducido un criterio indicativo de la peligrosidad de corrimientos en función de la pluviometría de la zona, elaborado por ROMANA (1989). Este criterio, a veces, es muy conservador, sobre todo en el caso de las formaciones arcillosas – la saturación de la parte superior del talud es lo que da problemas – por lo que bastan pluviometrías inferiores a las indicadas por la Tabla 1 para tener importantes movimientos. En nuestra opinión, parece ir mejor en suelos en que predominan suelos de comportamiento granular y otros materiales más rocosos. En el caso del Sur de la Península Ibérica creemos más adecuado nuestro propio criterio (OTEO, 1997), representado en la Fig. 16 y que relaciona la precipitación máxima diaria con la precipitación total mensual. Este criterio ha sido ajustado a casos de Málaga, Jaén y Granada.

En muchas ocasiones los desmontes inducen movimientos importantes en laderas de inestabilidad ya precaria en origen. Pequeños desmontes originan inestabilidades con roturas progresivas, que se ex-

tienden ladera arriba, con importantes dimensiones. Tal como pasó en algunos taludes del Valle de Medinaceli, al construir la autopista que le atraviesa o en algunas laderas afectadas por la construcción de la Autovía A-92 en Granada (Diezma, por ejemplo), en que la inestabilidad de desmonte de la trinchera abierta ha dado lugar al movimiento de masas de uno a dos millones de metros cúbicos, según una rotura prácticamente escalonada o progresiva.

En el caso de taludes en roca, el tipo de posible rotura viene condicionado por la estructura del macizo. Estas masas pueden comportarse como aparentemente continuas (rocas homogéneas, roca meteorizada, etc.) y como claramente discontinuas (esquistos, rocas ígneas fracturadas, etc.). Cuando las familias de discontinuidades presentes definen zonas claramente diferenciadas pueden definirse bloques potencialmente inestables, cuya caída puede producirse, siempre que sea cinemáticamente posible.

Aunque la estructura puede ser variada, es posible considerar cuatro tipos principales de rotura en taludes rocosos:

- Rotura plana, típica de masas rocosas de estructura orientada.
- Rotura circular, en el caso de que no existan estructuras identifica-

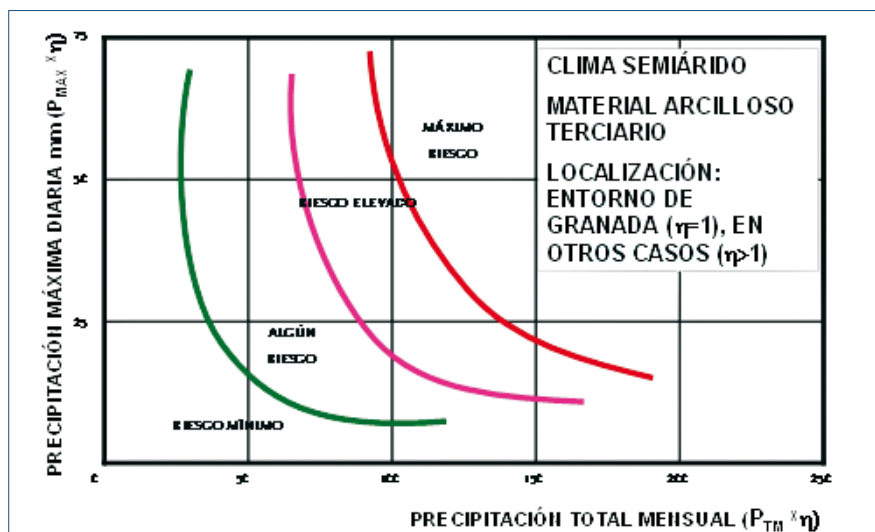


Figura 16. Posible criterio de riesgo de inestabilidad de taludes para suelos arcillosos andaluces (OTEO, 1997).

bles y no haya elevadas resistencias (rocas muy fracturadas, meteorizadas, etc.)

- Roturas de cuña, por intersección de discontinuidades, fallas, etc.
- Rotura por vuelco de estratos, en rocas duras con estructura columnar y estratificación contra el talud.

Los grandes problemas de rotura registrados han correspondido, generalmente, a uno de los tres tipos primeros de fallo, con diferente desarrollo a lo largo del tiempo:

- Rotura regresiva, si el sistema rocoso se vuelve estable después del fallo.
- Rotura progresiva, si el sistema se vuelve cada vez más inestable.
- Mixto.

La rotura más frecuente es la caída, desprendimiento o deslizamiento de bloques tetraédricos, lo que corresponde a macizos rocosos resistentes, diaclasados. Y por ello en los textos de Mecánica de Rocas se le presta mucha atención a este problema (analizándole con métodos analíticos, gráficos, informáticos, etc.). Pero, si bien no debe de dejar de estudiarse este caso, en España suele limitarse a bloques de tamaño relativamente pequeños (1-30 m³), producido por la apertura de discontinuidades en la superficie del talud. Pero suele haber otros problemas en

Tabla 1. Criterio indicativo de la peligrosidad de corrimientos en función de la pluviometría (Romana, 1989):

A) Clima húmedo, veranos cortos, lluvia anual mayor de 1000 mm
B) Clima seco, veranos largos, lluvia anual menor de 800 mm.

Corrimientos		Intensidad de lluvia (mm)		Fracción de la lluvia anual
Riesgo	Gravedad	Horaria	Diaria	
Muy reducido	Muy escasa	<40	<120	<8%
Menor	Escasa	40-60	120-180	8-12%
Apreciable	Media	60-80	180-250	12-17%
Grande	Severa	80-100	250-300	17-20%
Muy grande	Desastre	>100	>300	>20%

Corrimientos		Intensidad de lluvia (mm)		Fracción de la lluvia anual
Riesgo	Gravedad	Horaria	Diaria	
Muy reducido	Muy escasa	<100	<200	Se reactivan corrimientos
Menor	Escasa	100-150	200-300	Roturas
Apreciable	Media	150-200	300-500	Muchas roturas
Grande	Severa	200-300	500-900	Grandes Roturas
Muy grande	Desastre	>300	>900	

macizos rocosos, en que las roturas son más parecidas a las de suelos debido a la meteorización y fuerte tectonización.

En estos casos ha de determinarse, como en suelos, la red de filtración, aunque ahora las dificultades son mayores, por la anisotropía que introduce en el macizo la presencia de discontinuidades, alternancia de capas de diferente permeabilidad, etc. En el caso de aumentar la permeabilidad horizontal se produce un aumento de presiones hacia el

pie del talud, mientras que cuando los estratos son paralelos al talud, las equipotenciales se hacen paralelas a éste y es más fácil que aumenten los empujes sobre los estratos. El mantener el talud paralelo a esa estratificación (solución que propugnan diversos técnicos) puede ser peligroso: posibilidad de despegue, pandeo, etc., y por lo que debe ejecutarse con el debido estudio, y generalmente, con la introducción de bermas intermedias que no concentren tensiones en el pie del talud ni en las columnas



Figura 17. Inestabilidad de un talud en arcilla expansiva en un campo de golf malagueño.



Figura 18. Inestabilidad superficial en desmonte de los Cerros de Úbeda.

de estratos paralelos al talud.

En el libro de "Ingeniería Geológica" (GONZÁLEZ DE VALLEJO y otros, 2002) pueden verse, con detalle, el análisis y formulaciones correspondientes a todos estos casos (deslizamientos, pandeo de estratos, etc.).

Sin embargo, estos esquemas de análisis suponen el material más o menos homogéneo y el problema de muchas formaciones rocosas es que su parte superior está meteorizada o alterada. Por ejemplo, en formaciones pizarrosas no es extraño encontrarse los 20 m superiores muy alterados a alterados, lo que supone que esa zona tiene propiedades geotécnicas diferentes, más propias de suelos (y, a veces, quasi-blandos) que de rocas.

La acción erosiva del agua, generalmente, excede la mera producción de suelos sueltos que quedan en el pie del talud, caso que suele resolverse dejando cunetas de protección en ese pie (lo mismo que para recoger la caída de ciertos bloques). Pero en otras ocasiones, más excepcionales, la acción erosiva de una corriente fluvial puede dar lugar a movimientos de ladera que incluyen desmontes al afectar a su pie (la zona más delicada y resistente), como sucedió en Port de Suert (Pirineos) o como sucede frecuentemente en los

Andes. En esos casos es necesario estabilizar la acción erosiva del río, con importantes costes, antes de realizar otras actuaciones en la ladera.

En el caso de las arcillas con potencial expansivo apreciable la apertura de fisuras en la época seca permite (al llover) penetrar al agua fácilmente en el terreno y originar, generalmente, inestabilidades relativamente superficiales que se mueven, a menudo, en forma de barro (Fig. 17 y 18).

En cuanto a la estabilización de desmontes se puede acudir a diferentes métodos, actuando sobre su geometría, sobre la presión intersticial, añadiendo elementos que dan un aumento aparente de la resistencia al corte o mezclando estas actuaciones.

La actuación que acuda a sistemas de drenaje puede ser muy efectiva y, en general, suele ser la más adecuada. Existen diversos procedimientos de drenaje y captación de agua posibles en taludes:

- Cunetas y zanjas de recogida de escorrentía.
 - Drenes horizontales.
 - Galerías drenantes, con taladros de captación.
 - Pozos drenantes.
 - Pantallas continuas drenantes, etc.
- A la hora de planificar el sistema

de drenaje hay que tener en cuenta la estratigrafía, homogeneidad del macizo, etc.

Hoy día, resulta posible la disposición de "pantallas" de pozos drenantes. Pero necesitan su interconexión para hacer su descarga y evacuación del agua por gravedad, lo que entrañaba hasta hace poco serias dificultades (no puede pensarse en dejar en ellos bombas de actuación continua, por los problemas de mantenimiento que supondría). Actualmente los pozos, de Ø 1,5 a 2 m, se sitúan próximos (5-15 m) y se interconectan lateralmente con taladros efectuados desde el fondo de los pozos.

Por supuesto a estos sistemas hay que añadir todos aquellos de drenaje superficial ("espinas de pez", zanjas drenantes poco profundas, cadenas de escollera, etc.) que, a veces son muy eficaces, sobre todo, en el caso de inestabilidades paralelas al talud de poco espesor (Figs. 19, 20 y 21).

Como antes se ha comentado, en muchos casos se hacen actuaciones mixtas. Como ejemplo es válida la estabilización a un desmonte realizado para la A-92 (OTEO, 2003), con el movimiento de millón y medio de metros cúbicos. En la Fig. 22 se puede ver un perfil transversal a la Autovía en que se indican los terrenos

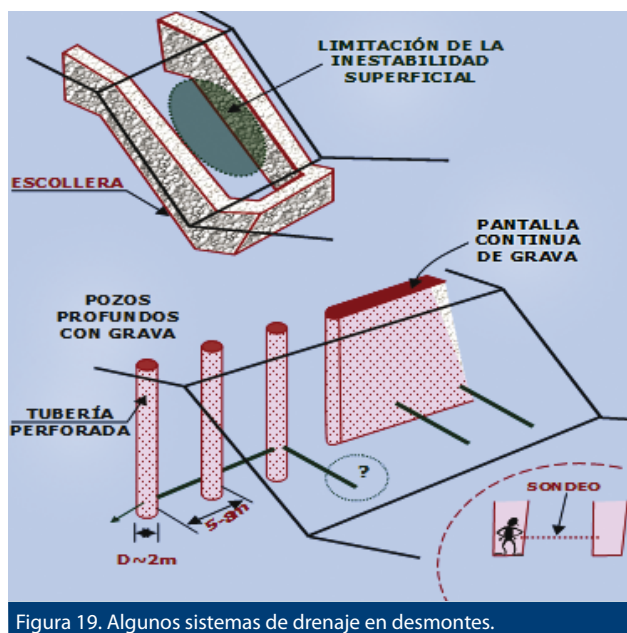


Figura 19. Algunos sistemas de drenaje en desmontes.

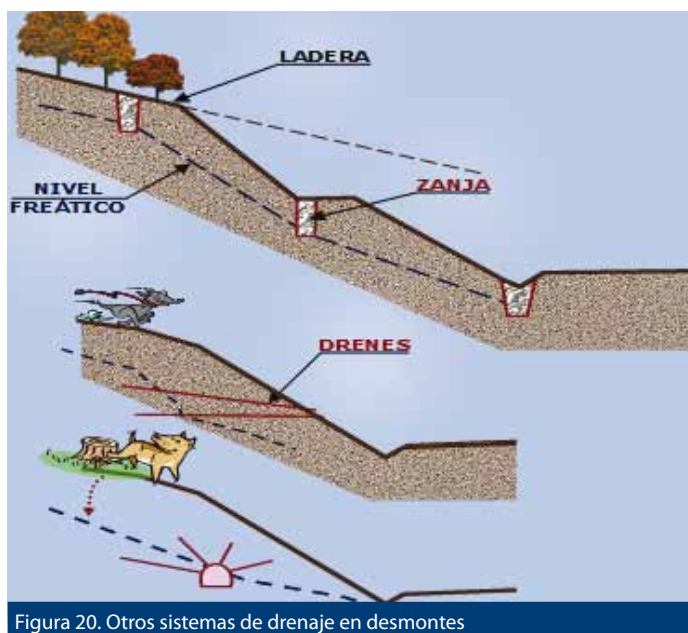


Figura 20. Otros sistemas de drenaje en desmontes

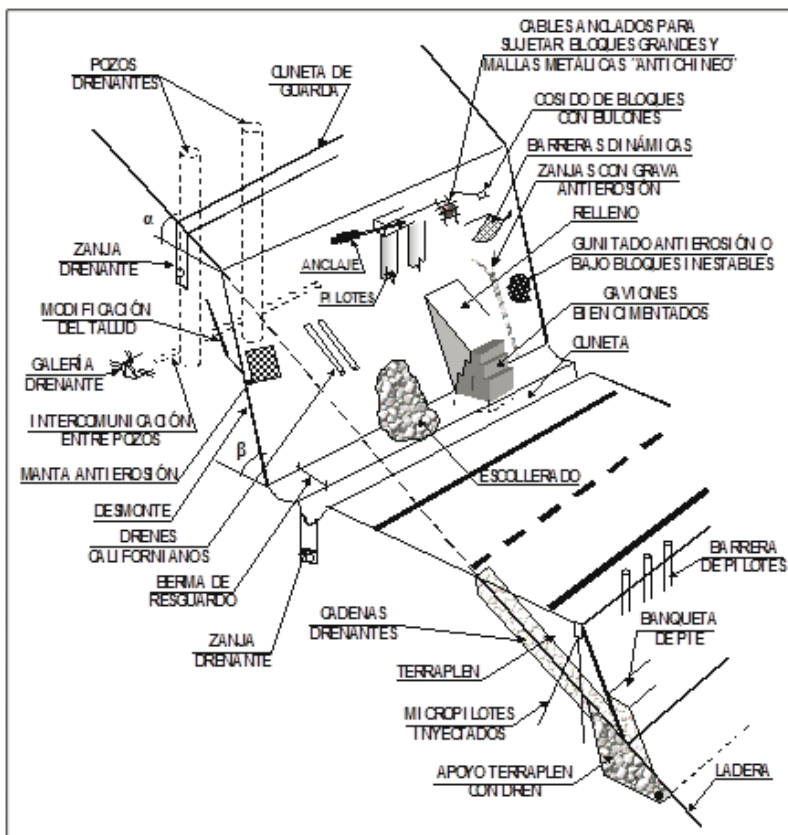


Figura 21. Diversos tipos de actuaciones para corregir inestabilidades de taludes. (Ampliado de Uriel, 1991)

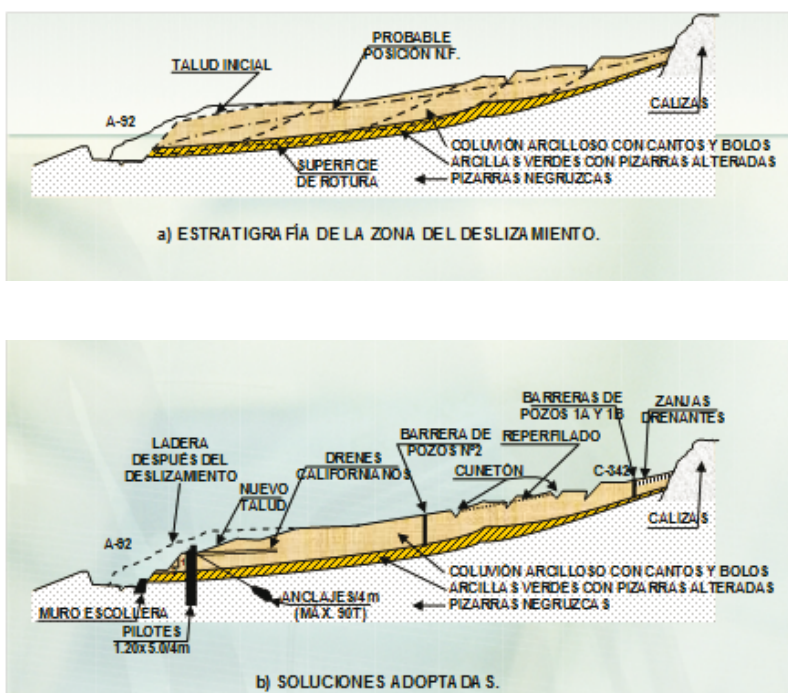


Figura 22. Actuaciones para estabilizar el deslizamiento de Diezma en la A-92 (ÓTEO, 2003)

existentes y la morfología del deslizamiento. En la ladera se detectó un coluvión constituido por una masa arcillosa, algo margosa, con estratificación quasi-paralela a la ladera, que incluye nódulos de carbonatos y gravas calcáreas y pizarrosas, de plasticidad media a alta y con una zona bastante húmeda a 14-17 m de profundidad. Por debajo aparece el sustrato constituido por pizarras (esquistos y filitas) de color verde oscuro, cuya parte superior está alterada hasta constituir arcillas y limos (con tonalidades negruzcas). Esta zona alterada no es paralela a la superficie sino que tiene forma de artesa transversal a la dirección del deslizamiento. En la parte superior de la ladera aparecen más recubrimientos arcillosos y afloramientos de caliza, que proporcionan surgencias de agua.

Esta zona debe corresponder a un antiguo deslizamiento (lento, pero progresivo) y que fue reactivado por el desmonte de la Autovía, por la acumulación de agua en su parte superior y por las lluvias de finales de los 90. Como se llegó a comprobar tras diversos sondeos, el espesor máximo de la zona en movimiento alcanza los 35 m (en el fondo de la artesa citada).

Después de diversos análisis numéricos, se propuso como solución, el conjunto de las siguientes actuaciones (Fig. 22):

- Encauzamiento de las aguas que llegaban desde la zona superior y construcción de una zanja drenante, de 4 m de profundidad, rodeando el deslizamiento.
- Realización de dos zanjones de drenaje superficiales (con fondo hormigonado) para drenar las zonas centrales del corrimiento, y evitar su erosión.
- Construcción de dos filas de pozos profundos de drenaje.
- Construcción de una barrera de pilotes (de 1,20 x 5,0 m) unidos por una viga de atado en cabeza, con un anclaje cada 4 m. La carga del anclaje previsto fue de unas 90

T/4 m. Los pilotes y anclajes tenían que introducirse en las pizarras.

En 2010 hubo alguna reactivación, mínima, de la zona superior (carretera C-342, Fig. 22), lo que obligó a reponer diversos pozos drenantes de la fila superior y alguno de la inferior. Los anclajes estaban perfectamente, según indicaron diversas células de carga. Ello hace recordar que todas estas soluciones necesitan un mantenimiento adecuado.

Esta solución hace pensar sobre la ubicación de las posibles barreras de pozos o pantallas drenantes. Si la masa inestable está limitada a muy cerca del talud (Fig. 23a) hasta una barrera o elemento tipo zanja. Pero si la masa inestable se aleja de la superficie del talud (Fig. 23b) puede hacer falta dos barreras. Su situación puede definirse con la Fig. 24.

Por último queremos recordar que, aunque se pueden utilizar mu-

chos sistemas para aumentar la estabilidad de un desmonte (Figs. 19 y 21), a veces se utilizan medios desproporcionados. En la Fig. 25 y 26 hemos incluido unas recomendaciones en que los sistemas de actuación se relacionan bien con la masa de movimiento, bien con la altura e inclinación del talud.

5. El Agua en Terraplenes de Media Ladera

Podemos distinguir dos grandes casos, dentro del binomio agua-terraplenes (independientemente de su construcción y compactación):

- Terraplenes de media ladera.
- Terraplenes sobre suelo horizontal blando.

En el primer caso, el propio terraplén afecta (disminuye) la permeabilidad de la zona superficial del talud, con lo que aumentan las presiones

intersticiales en esa zona y pueden producirse roturas como la esquematizada en la Fig. 27, lo que puede dar lugar a deslizamientos muy importantes (Fig. 28). Esta rotura está, a veces, mediatizada (en cuanto al drenaje) por la presencia de desmontes próximos (Fig. 29).

Como un terraplén “sui-generis” también debe considerarse el caso de muros sobre vaguadas, cuando el derrame excesivo no puede ser admitido. En esos casos, si el material del trasdós del muro no es suficientemente drenante, al problema expuesto se añade el de posibles empujes del agua sobre parte de dicho trasdós, con el posible riesgo de deslizamiento el muro por su base (Fig. 30).

La combinación de la acción de las lluvias en la parte superior del terraplén y del problema de la presión intersticial antes citado pueden conducir a la ruina a importantes terra-

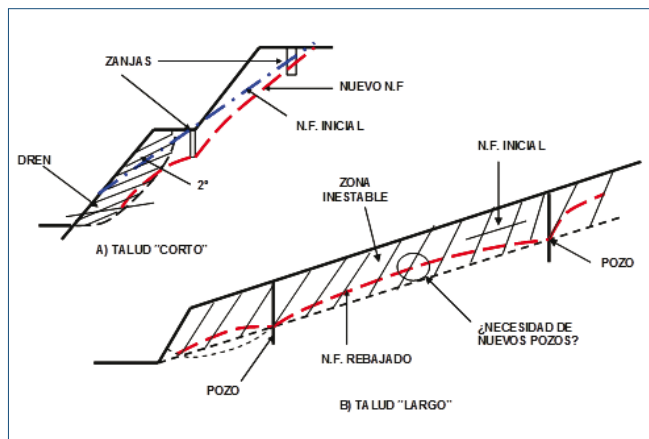


Figura 23. Análisis de la distancia entre puntos drenantes.

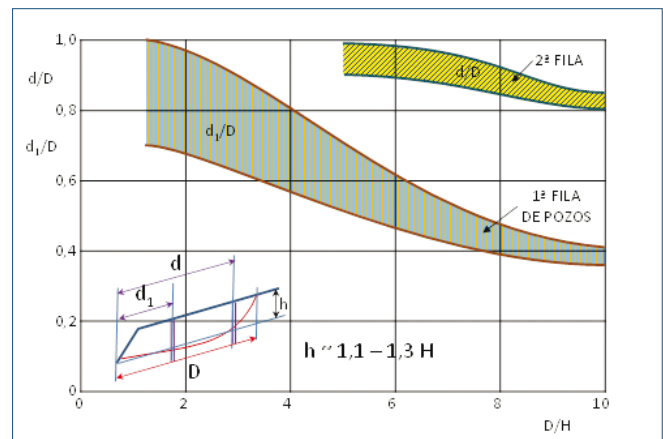


Figura 24. Posible criterio para fijar la posición de filas de pozos de drenaje.

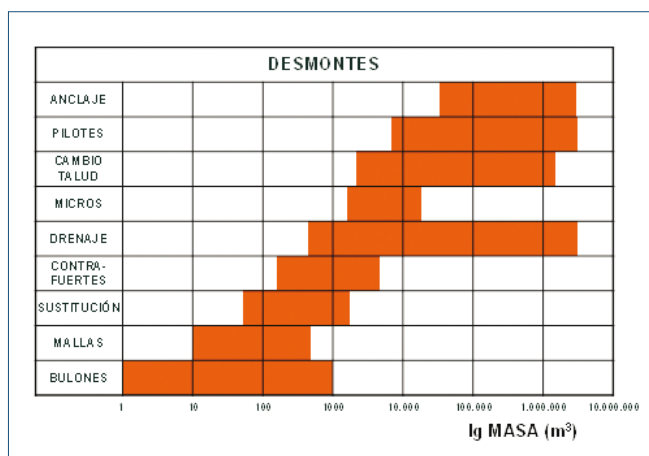


Figura 25. Actuaciones recomendadas en desmontes, según la masa en movimiento.

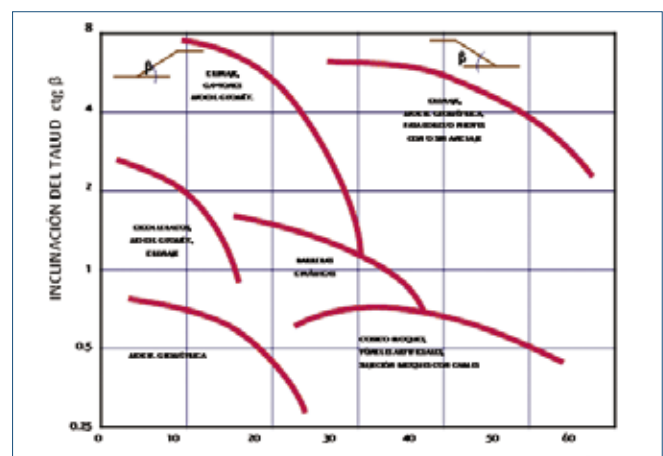


Figura 26. Medidas de corrección en taludes de desmonte (Oteo, 2001)

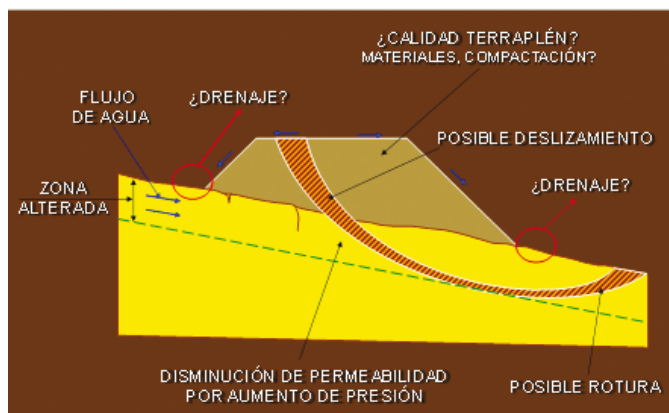


Figura 27. Rotura a media ladera.

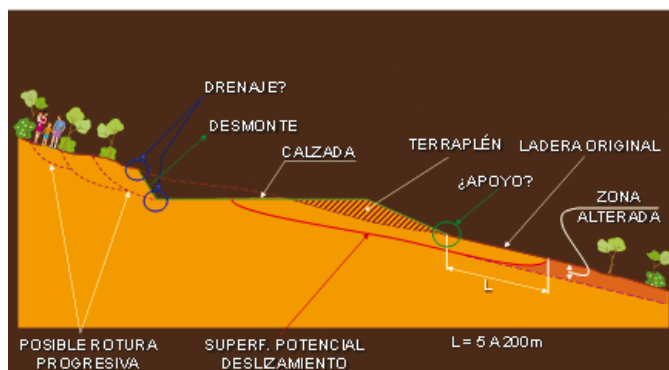


Figura 29. Posible inestabilidad de desmonte y terraplén.

plenes, como un caso en Villacarrillo (Jaén), en que el terraplén de la nueva N-323 (sin asfaltar) deslizó junto a la parte superior de una ladera de arcillas miocenas fisuradas. La Fig. 31 muestra el estado del terraplén después de la inestabilidad y la Fig. 32 la solución adoptada, después de remover toda la masa deslizada: zanjas drenantes para cortar el flujo paralelo a la ladera, unidas por "contrafuertes" o "costillas de escollera", con tacos drenantes de envergadura al pie del terraplén y tacón de escollera por encima para aumentar la resistencia del terraplén y suavizar su talud. No hay que olvidar

que el suelo natural circundante ya ha sido sometido a esfuerzos cortantes y deslizamientos y que "guarda memoria".

Esto nos ha quedado claro en la Cuesta de Linares, en que intervenimos junto al responsable del mantenimiento, el experimentado ingeniero D. Francisco Varo (del que tanto hemos aprendido en aquellas regiones) y junto a nuestros amigos José M^a Po-yatos y José Santos. En este caso, con las lluvias de 1996-97 se produjo el movimiento de los dos taludes de un terraplén (en curva) sobre una media ladera (en las arcillas miocenas fisu-

radas típicas de la provincia de Jaén). La rotura suponía grietas de anchura decimétrica y salvar más de medio metro de altura (Fig. 33). En la Fig. 34 puede verse como estaban afectados los dos taludes del terraplén y la superficie de las "margas" jienenses. Varios inclinómetros permitieron fijar la profundidad del deslizamiento en unos 3,5 m. Por ello se diseñó un sistema general de drenaje de la vaguada sobre la que se asentaba el terraplén y el apoyo del mismo, a base de zanjas drenantes y tacones de escollera al pie de los taludes (conectados por cadenas de escollera) (Fig. 34). La parte



Figura 28. Deslizamiento de un terraplén sobre "margas del Guadalquivir" en Almodóvar del Río (ABC)



Figura 30. Ruina de un muro de tierra armada en la bajada de Granada a Motril (Lluvias de 1997)



Figura 31. Deslizamiento en Villacarrillo

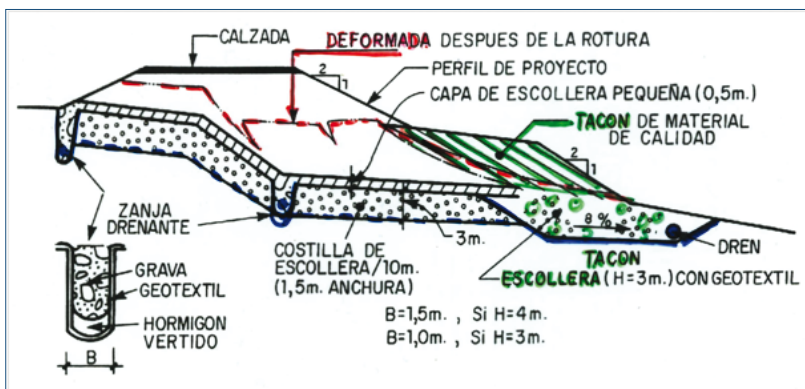


Figura 32. Solución adoptada en el terraplén de la Fig. 5.5 (Villacarrillo)



Figura 33. Cuesta de Linares

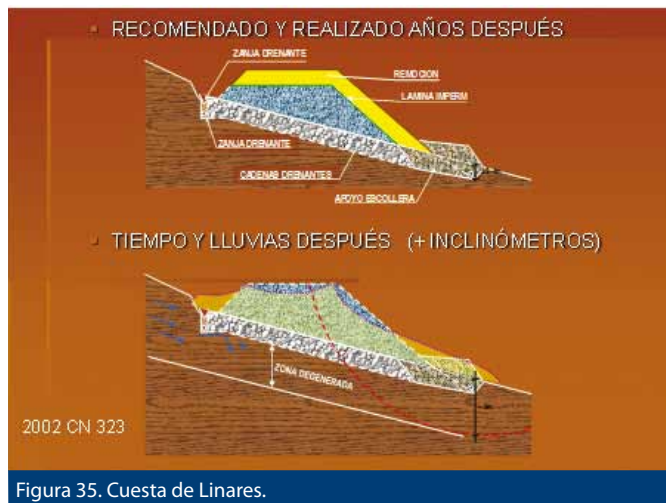


Figura 35. Cuesta de Linares.

superior del terraplén se reconstruyó y se impermeabilizó para que el agua no afectara al núcleo del terraplén (arcillas miocenas compactadas), como se ve en la parte superior de la Fig. 35. Pero esta solución – dadas las grandes reparaciones que hubo que acometer los años 1997 y 98 en Andalucía – fue retrasándose por falta de recursos económicos, resolviéndose momentáneamente con un desvío (antigua carretera). Varias lluvias y años después empezaron a notarse, de nuevo, los mismos síntomas de inestabilidad en los taludes del terraplén. Nuevos inclinómetros y sondeos permitieron ver que se había producido un fenómeno de “degenerabilidad” en las “margas”, por la circulación del agua a las fisuras y zonas afectadas por el movimiento anterior, de forma que, ahora, la superficie de deslizamiento estaba a unos 9 m de profundidad (Fig. 35, parte baja). Ahora la solución tuvo que ser más “potente”: a) Pozos de Ø 1,5 m y 12 m de profundidad para captar

de forma profunda el agua que venía a lo largo de la Cuesta de Linares. b) Una barrera de pilotes al pie del terraplén (talud mayor), lo que puede verse en la Fig. 36. No ha habido nuevos problemas, a pesar de haber pasado varias temporadas de lluvias desde la última intervención.

Al analizar la inestabilidad de un terraplén a media ladera es necesario considerar que la posible rotura no va a ser sólo de talud, sino que afecta, al menos, a la parte superficial de la ladera (la más alterada, de forma natural, por la acción del agua, antes de construir el terraplén) y que esa zona es la que hay que intentar drenar. Recuerdese que, en general, los mayores terraplenes, a media ladera, vienen a corresponder con vaguadas, o sea, con zonas de acumulación de agua superficial y algo profunda. Se trata, a veces, de verdaderas “hoyas” (a veces con nombre de tal) y esas son zonas peligrosas cuando vienen las lluvias.

Una cosa que no hay que olvidar



Figura 34. Solución inicial ejecutada en la Cuesta de Linares.

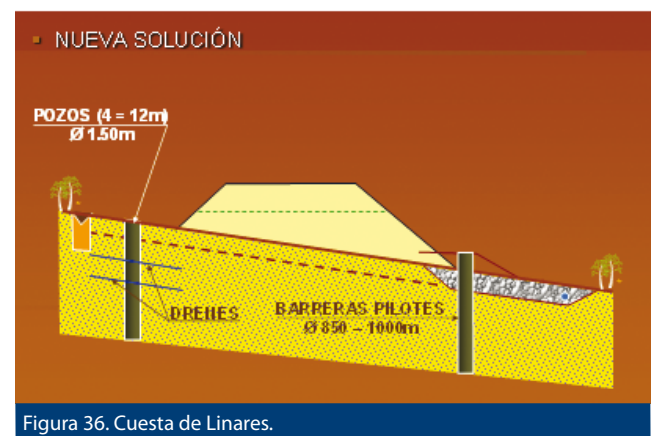


Figura 36. Cuesta de Linares.

es que cuando se produce una inestabilidad en un terraplén a media ladera, por lluvias, la situación va a ir deteriorándose con el tiempo. Hemos visto – en la zona de Jaén, en que se han producido fenómenos de este tipo abundantemente, tanto a finales de los 90 del siglo XX como a finales de los 10 del XXI – fenómenos de este tipo, en que el salto de la inestabilidad era de unos 30 cm días después de iniciarse; al cabo de un mes ya era de 1-2 m y al cabo de dos meses el terraplén estaba totalmente destruido.

No siempre se puede actuar inme-

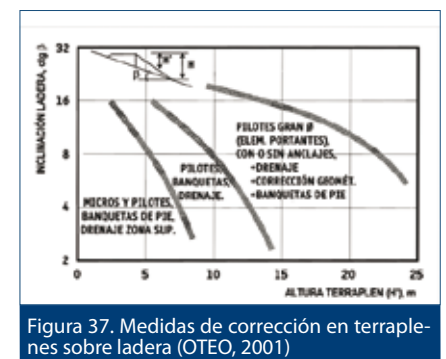


Figura 37. Medidas de corrección en terraplenes sobre ladera (OTEO, 2001)

diatamente después de la inestabilidad (sobre todo, si siguen las lluvias), pero hay que tener cuidado con las decisiones que se toman. Hace años vimos, cerca de Torreperogil, el estribo de un puente dañado por un problema de este tipo, con fisuras en el muro de la aleta del estribo. Como la financiación para el arreglo se retrasó (mientras, se hizo un desvío), cuando ya se quiso intervenir el estribo se había desplazado algunos metros y el puente tuvo que ser derruido (estaba, realmente, ya arruinado).

En la Fig. 37 puede verse una cierta recomendación para elegir el sistema adecuado para aumentar la estabilidad de un terraplén a media ladera, en función del ángulo de ésta y de la altura del terraplén.

Hemos visto casos en que se ha tratado de resolver la inestabilidad del talud de un terraplén de gran altura con una fila de pilotes anclada, con la zona de “anclaje” dentro del cuerpo del terraplén. Eso es muy arriesgado y, en general, no da resultado, ya que lo que se consigue es aumentar el volumen de zona inestable. Si se emplean pilotes o micropilotes hay que tener en cuenta que deben anclarse a la ladera natural. Los micros no deben tener más de 6-8 m por encima de la superficie de inestabilidad y, por debajo, casi otro tanto, y puede conseguirse su estabilidad con anclajes o

con sucesivas filas de micros. Con los pilotes pasa algo similar, lo que si puede hacerse es que el anclaje se incline bastante (45°, por ejemplo), con lo que puede llegarse al terreno natural.

Pero no hay que olvidar que si el material del núcleo del terraplén es arcilloso – lo que ocurre, a menudo, en gran parte de nuestra Península Ibérica – deben tomarse precauciones contra el agua: Desde reforzarla con cal (para evitar expansividades y disminuir la deformabilidad) hasta encapsular ese núcleo con láminas, materiales impermeables, etc. Sin embargo, hemos visto, en alguna ocasión, disponer zórras permeables en la parte inferior del firme, lo que conduce (aunque se ponga cierta pendiente al contacto con el núcleo) a almacenar el agua que se infiltra a través del pavimento o de los taludes y “empapuzar” el núcleo y llevarlo a una situación análoga a la que, durante la compactación, se suele denominar como “colchoneo”.

6. El Agua Bajo Terraplenes

En cuanto a los problemas derivados del apoyo de un terraplén sobre suelo blando horizontal, también existen problemas diversos:

- Los de estabilidad del talud del terraplén, junto con varios metros del suelo blando natural.

- Los derivados de la excesiva deformabilidad del suelo blando y su lenta evolución con el tiempo, lo que puede llegar a arruinar la calzada o la plataforma ferroviaria, si éstas se construyeron antes de que se reduzcan los asentos residuales a valores admisibles (10-15 cm en carreteras, 4-5 cm en ferrocarriles convencionales y 5-7 mm en ferrocarriles de alta velocidad).

- Los derivados de cambios de las propiedades del terraplén a lo largo del tiempo por las acciones ambientales: Erosión y formación de cárcavas, dispersabilidad del material del núcleo, efecto de inundaciones en la base del terraplén, etc. Contra estos fenómenos existen diversas soluciones:

- Precargas, para inducir los asentos, lo que puede hacerse con el propio terraplén, sin colocarle la plataforma viaria. A veces, se puede añadir algo de terraplén que, después, se elimina (sobrecarga). Estas precargas pueden acelerarse con el uso de drenes banda, de 10 × 3 cm de anchura, debidamente utilizados (Fig. 38).
- Reforzando el terreno de cimentación mediante columnas de grava (que refuerzan y aceleran la consolidación), con columnas de jet-grouting (sólo refuerzan), con columnas de suelo-cal, con columnas

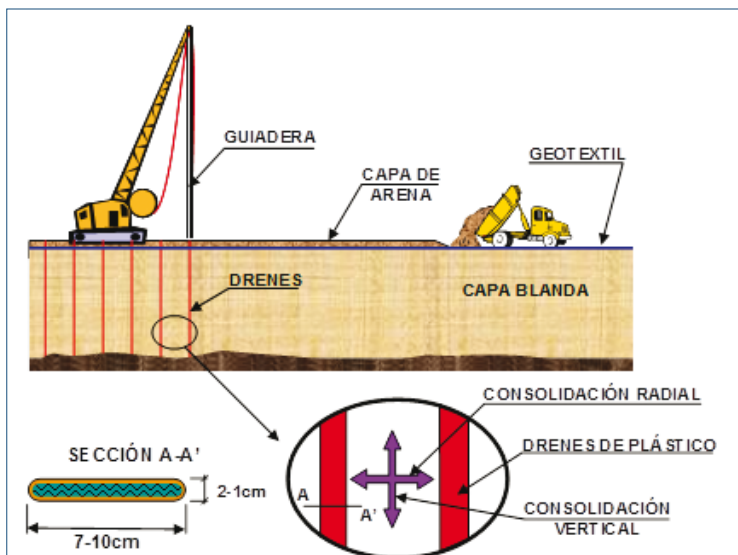


Figura 38. Hincia de drenes-banda.

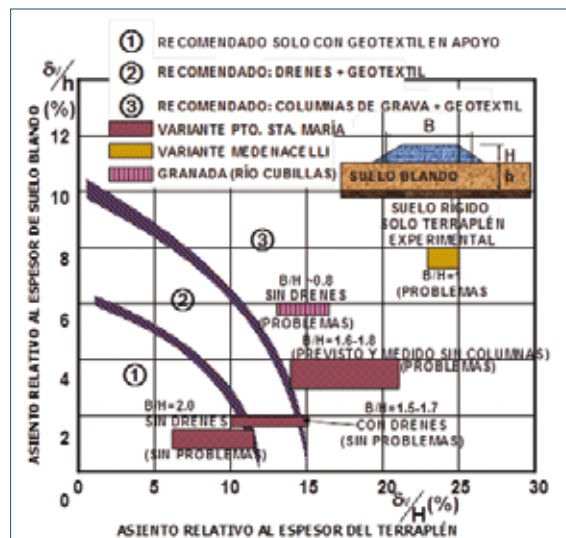


Figura 39. Criterios para determinar el uso de drenes-banda y columnas de grava.

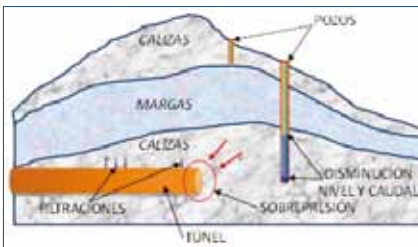


Figura 40. Problemas con agua en túneles de montaña.

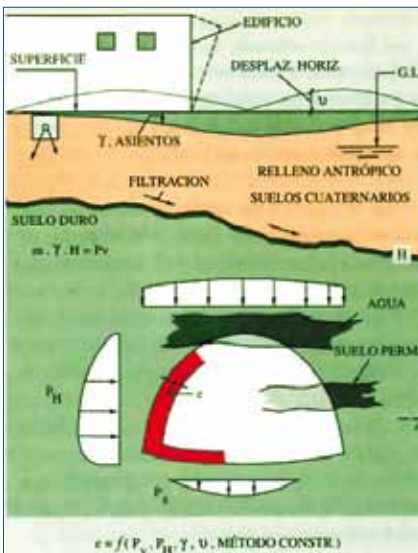


Figura 41. Agua en túneles construidos por procedimientos convencionales.

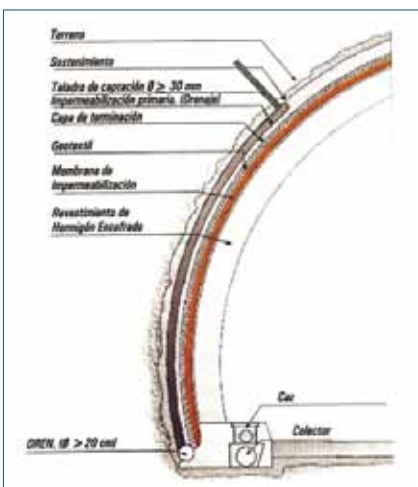


Figura 42. Sistema de impermeabilización en un túnel carretero, (BAYON, 2005)

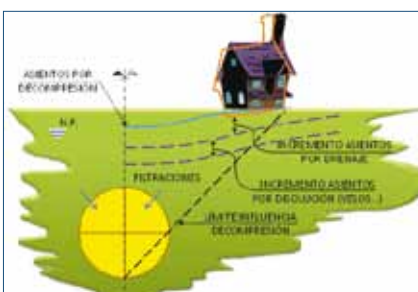


Figura 43. Asientos inducidos por excavación de túneles.

de mortero, con o sin expansión (como acabamos de hacer en el by-pass de las L.A.V. Madrid-Valencia-Sevilla, en Torrejón de Velasco, cerca de Madrid, con unos 200.000 m.l. de columnas de este tipo.

- Reforzando la base de apoyo con escolleras y/o geotextiles resistentes a tracción.
- Intentando aumentar la densidad aparente del terreno con bandejas vibrantes, supercompactadores, compactación dinámica, etc. Cada técnica tiene una penetración diferente en el terreno.

En la Fig. 39 puede verse un criterio para discernir cuando no hace falta refuerzo y cuando pueden usarse drenes-banda o columnas de grava.

7. El Agua en Túneles

Durante las últimas dos décadas se ha incrementado fuertemente la realización de túneles en España, tanto para carreteras (al ampliar la red de autovías), como para ferrocarril (debido al enorme desarrollo de la red de alta velocidad y velocidad alta). Tampoco ha de despreciarse el incremento de construcción de túneles para abastecimiento de agua y saneamiento. Ello ha dado lugar a la realización de túneles de longitudes y secciones muy variables: Desde 500 a 27.000 m y desde 3-4 m² a 180 m².

En muchos de estos casos, el agua (sea su drenaje o, por el contrario, el intentar que no penetre en la sección de la infraestructura viaria) ha tenido un protagonismo muy importante:

- Por las consecuencias en acuíferos próximos, al drenar un caudal excesivo que puede afectarles extraordinariamente, como ocurrió en los túneles de Abdalajis (Málaga), antes de tomar importantes medidas de impermeabilización, medidas similares a las que se están adoptando ahora mismo en los túneles de Pajares (Fig. 40).
- Por las dificultades que el flujo de agua puede introducir durante el periodo constructivo. En el caso

de tuneladoras de frente cerrado (E.P.B. ó hidroescudos), la dificultad puede estar solamente – a veces – en diseñar la tuneladora para las presiones de agua que se esperan. Sin embargo, en un caso en Madrid (bajo el Parque Juan Carlos I), al cortar un antiguo pozo para regadío, se puso a la cabeza de la tuneladora con la presión que se derivaba de la existencia del canal de regatas por encima del túnel. En ese momento – en que, además, la máquina tenía averiadas dos reductoras de las ocho existentes – la presión total sobre el frente de la tuneladora podía llegar a exceder a la prevista por el constructor (y no por la Dirección de Obra), lo que obligó a adoptar importantes medidas de impermeabilización en el terreno (con inyecciones de resinas) para introducir la cabeza en esas zonas y disminuir en ellas la presión de agua. En el caso de túneles realizados por otros procedimientos (Alemania, Tradicional de Madrid, N.A.T.M., Preserrado, etc.) la presencia de agua puede hacer inestable la bóveda y el frente en el avance, el apoyo de la bóveda o los hastiales, sobre todo si existe la peligrosa combinación agua-arena, con los arrastres e inestabilidades correspondientes (Fig. 41).

- Por las presiones que puede suponer sobre el sostenimiento provisional o sobre el revestimiento definitivo. Esto último puede evitarse con drenaje, pero ello implica hacerlo de forma inteligente y adecuada, ya que – si no – puede hacerse trabajar a la sección resistente con presiones asimétricas, que suele ser lo peor para el revestimiento del túnel.
- Por las molestias, para caudales de filtración relativamente pequeños, que el agua puede suponer para el servicio de la infraestructura, bien empapando el firme de aglomerado (y reduciendo su adherencia) o introduciendo riesgos sobre instalaciones eléctricas (principalmente

en el ferrocarril). Por ello, no es raro ver soluciones con láminas impermeables, con o sin sistemas de drenaje previos, como se esquematiza en la Fig. 42, correspondiente a un túnel carretero (BAYON, 2005).

- Por los asentamientos superficiales que pueden producirse al drenar el terreno alrededor del túnel, por efecto de incrementar las presiones efectivas o por los movimientos del terreno que se pueden inferir, añadidos a la subsidencia originada por decompresión del terreno (Fig. 43). Por ejemplo, esto ha sucedido en el túnel ferroviario de acceso (en granito alterado) a Vigo, recientemente. El caso de

los daños de diversos edificios en Oslo, durante la construcción del Metro es ya un clásico.

El que un túnel tenga mucha agua o no, a veces, es relativo. Suele decirse que un caudal inferior a 5 l/seg (en uno o dos kilómetros de túnel, lo que equivale a unos 10-15 l/día/m²), es un valor muy bajo y totalmente asumible para el servicio de la vía, sin más que suponer el drenaje habitual de evacuación, bien en la zona de hastiales (Fig. 42), bien con un colector central. En la Tabla adjunta 2 se reproducen los criterios de una Norma UNE, en la que se indica el caudal (en litros/día/m²) que resulta adecuado para ser un túnel “impermeable” o “relativamente

impermeable”.

Por estos motivos es necesario tomar la decisión, en cada caso, si es mejor tener un túnel “drenado” o un túnel “impermeable” (dentro de lo que cabe). Generalmente, es preferible “ver” el agua y drenarla, pero si la afluencia es excesiva hay que impermeabilizar. A veces la entrada de agua puede ser pequeña, pero si el terreno alrededor del túnel está conectado con otras zonas blandas, las repercusiones del drenaje pueden ser muy importantes.

Así ocurrió durante la construcción de un tramo del Metro de Bilbao hace unos 11-12 años, concretamente en la zona próxima al cruce bajo el Ner-

Tabla 2. Definición de impermeabilidad para el diseño de túneles y galerías (Anejo A) Informativo de la Norma UNE 104424

Grado de impermeabilidad	Características de la humedad	Utilización de la obra	Filtraciones l/día/m ²
1	No permitida la difusión de vapor desde el interior	• Locales secos. • Locales refrigerados. • Presencia continuada de personas. • Almacenes sensibles a la humedad (papel, alimentos...)	0
2	SECO Permitida la difusión de vapor	• Instalaciones militares y locales húmedos (baños). • Locales con instalación de suministro de energía (subestaciones). • Locales subterráneos de uso general.	0
3	SECO	• Almacenes y locales comerciales. • Estaciones de metro.	<0,001
4	CASI SECO	• Túneles de autopista. • Túneles de montaña. • Túneles ferroviarios	<0,01
5	Filtraciones capilares	• Aparcamientos. • Túneles de carretera y en roca	<0,1
6	Ligero goteo de agua	• Túneles de ferrocarril. • Líneas de metro	<0,5
7	Goteo de agua	• Túneles de alcantarillado	<1,0

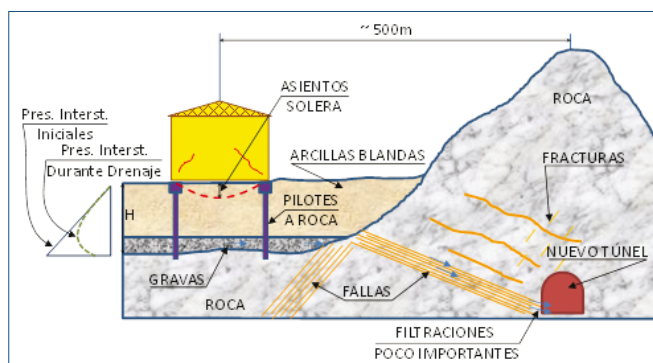


Figura 44. Influencia de la construcción de un túnel del metro de Bilbao en un edificio industrial lejano.

Tabla 3. Túneles excavados con hormigón proyectado.

Característica	Unidad	Norma	Valor
Resistencia a tracción	kN/m	EN ISO 10319	> 7
Elongación a rotura	%	EN ISO 10319	> 40
Resistencia a compresión	N	EN ISO 604	> 500
Transmisividad i=1	10 ⁻⁴ m ² /s a 200 kPa	EN ISO 12958	> 0,1

Tabla 4. Definición de las propiedades mecánicas e hidráulicas mínimas del geotextil, según el tipo de túnel.

Característica	Unidad	Norma	Túneles a cielo abierto	Túneles excavados con hormigón proyectado	Túneles excavados con dovelas
Resistencia a tracción ⁽¹⁾	kN/m	EN ISO 10319	> 7	Tabla 2	> 7
Elongación a rotura ⁽²⁾	%	EN ISO 10319	> 80/40		> 80/40
Resistencia a perforación estática CBR	N	EN ISO 12236	> 1.500		> 1.500
Permeabilidad en el plano ⁽³⁾	10-4 m2/s a 200 kPa	EN ISO 12958	10-7		10-7

(1) En el sentido de fabricación y en el sentido perpendicular a la fabricación.

(2) Valor en el sentido de fabricación / Valor en el sentido perpendicular.

(3) Los valores reflejados corresponden a condiciones normales de caudal.

vi6n. La roca (calizas algo margosas, fracturadas, con alguna falla importante) producía filtraciones pequeñas (al final de la construcci6n fueron inferiores a 0,5 l/día/m2), que apenas se reflejaron en los partes de avance, al perforar con el N.A.T.M. Sin embargo, a unos 500 m de distancia se apreciaron asientos importantes en una nave industrial (que en ese momento era un laboratorio mecánico-estructural) de forma que el terreno superficial (arcillas blandas sobre gravas y roca calcárea) fue bajando y aparecieron las cabezas de antiguos pilotes de edificios demolidos, por lo que el asiento puedo estimarse en unos 350 mm, aproximadamente. Se midieron presiones intersticiales en el terreno y puedo verse que en las gravas infra-yacentes a las arcillas blandas (y en la parte baja de éstas) se había producido un importante decrecimiento de dichas presiones, dando lugar a una consolidaci6n de las arcillas. Las gravas, en contacto con la roca fisurada, había aportado el agua que se filtraba por el túnel, a través de las fracturas y, sobre todo, de las fallas importantes. Aunque el caudal en el túnel no era importante, el volumen total de agua extraída era equivalente a la expulsada por las arcillas para experimentar el asiento citado (Fig. 44).

Las membranas de impermeabilizaci6n suelen protegerse con un geotextil no tejido agujado. La Tabla 3 indica las características de estos geotextiles, según la Norma UNE 104424 (año 2000), para el caso de túneles en

que el sostenimiento se hace con hormig6n proyectado. En caso contrario, las exigencias aparecen en la Tabla 4 (LA TORRE, 2002). En zonas con flujo de agua muy localizado, pueden usarse las típicas “hueveras”, conectadas al sistema general de drenaje.

8. El Agua en Túneles Artificiales.

Si bien la longitud de los túneles interciudades ha crecido extraordinariamente, como decíamos en el capítulo anterior, en los últimos veinte años, no ha sido tampoco pequeño el desarrollo de túneles urbanos sobre todo del tipo artificial, a base de pantallas continuas o semi-continuas. Los túneles excavados subterráneamente tienen la misma problemática de la que ya hemos hablado. Y los túneles realizados en el fondo de desmontes con elementos prefabricados o encofrado deslizante tienen otra, aunque como se puede colocar una impermeabilizaci6n exterior, resulta bastante similar a la de los túneles reales.

Sin embargo, los túneles realizados con el llamado “método Milán” o “cut-and-cover” (es decir: A base de pantallas paralelas continuas y losa en cabeza, con o sin puntales intermedios y losa de solera), pueden tener importantes problemas en relaci6n al agua, si están cerca de servicios que pierden, niveles freáticos altos, el mar o ríos importantes próximos, etc. (Fig. 45):

- Derivados de entrada de agua en-

tre las juntas de pantallas continuas (dos situadas cada 3,5-5,5 m de túnel) con los posibles arrastres del terreno del trasdós y la posible formaci6n de un posible socav6n superficial.

- Del ataque de aguas ácidas al hormig6n.
- De la carbonataci6n del hormig6n próximo a las juntas o fisuras de la pantalla.
- Cuando se producen problemas de “tecleo” de elementos de pantalla, lo que acentúa el riesgo de fallo de la junta. Ello puede presentarse en pantallas mal guiadas, en módulos muy largos o en los módulos de cierre (cuando los contiguos llevan mucho tiempo hechos) o cuando hay “barrigas” en los módulos anteriores.
- En el caso de desvíos muy importantes (se llega a entrar en el gálibo), como hay que demoler parcialmente las pantallas, tanto el cuerpo principal como las juntas pueden quedar muy debilitadas y ofrecer poco obstáculo al paso del agua. Además puede eliminarse la armadura existente.
- En el caso de escaleras de emergencia, como son recintos adjuntos a las pantallas continuas, las juntas pueden quedar bastante mal.
- Cuando la losa superior es aligerada con cilindros de porespán y existe agua por encima, el espesor de hormig6n a recorrer por el agua resulta muy pequeño y el agua

puede pasar y atacar al hormigón y a las armaduras (carbonatación) llegando a formar estalactitas colgando de la losa, etc.

En la Fig. 45 y 46 se esquematizan algunos de estos problemas. La entrada de agua no es sólo un riesgo para el arrastre del terreno del trasdós, sino para la seguridad de la vía: Humectación de aglomerado, aportación de finos al balasto y al firme de carretera, rotura de la solera, etc. Para luchar contra ellos se puede recurrir a diversos procedimientos:

- Tacones de hormigón en la zona en que penetre el agua (junta por ejemplo).
- Muro de hormigón adosado a la pantalla y anclado a los módulos contiguos al dañado.
- Inyección de la junta con resinas acua-reactivas, en puntos a diversas alturas, después de haber amorterado la junta y dejando algún tubo para que rebose la inyección. No se trata de inyectar el trasdós desde dentro del túnel (lo que es peligroso) sino atravesar la junta transversalmente, sin llegar al trasdós. Este sistema nos ha dado buen resultado en muchas obras lineales con agua. Puede pensarse en un consumo de unos 8-12 l/m.l de junta.
- Desde fuera (cuando es posible) pueden construirse varios "micro-

pilotes", sin armar, de diámetro Ø 200-225 mm inyectados por gravedad. Estos pilotes se colocan en dos-tres filas muy cerca de la zona problemática.

- Si se ha producido ya el taponazo y ha habido entrada del terreno en el túnel, lo primero es rellenar el hueco formado por mortero, lo que puede hacerse desde arriba y por fuera como hemos dicho en el párrafo anterior o con taladros de Ø 150-180 mm inclinados, desde dentro y desde una cota tal que la presión del nivel freático no sea importante. Una vez relleno el hueco (lo que evita que llegue como socavón a superficie), si no se ha parado el flujo de agua, se puede empezar con los taladros de inyección acua-reactiva.
- Si se trata de pantallas de pilotes secantes, el problema es doble: a) Hay un mayor número de juntas y los pilotes secundarios pueden estar desviados, con lo que en vez de junta hay un hueco. b) Los pilotes de mortero podrían reventar si la presión de agua exterior es muy importante. En estos casos hay que acudir a reforzar la sección (con chapa "bernold" y hormigón, por ejemplo o con un muro armado de hormigón) y a inyectar más mortero (desde fuera) o inyecciones acua-reactivas desde dentro.

En cualquier caso, algo de agua entrará a través de juntas entre pantallas, juntas entre losas y pantallas, fisuras, por lo que debe disponerse un cierto drenaje para recoger el agua que salga por estos puntos. Una canaleta horizontal puede ser pertinente (Fig. 47), pero debe de tener dimensiones adecuadas y ser accesible para su limpieza, cosa que no siempre el Proyecto contempla.

Tanto en estos túneles como en los realmente excavados en forma subterránea para definir bien las zonas problemáticas se pueden usar diversas técnicas destructivas:

- Termografía, fácil de aplicar y que proporciona las zonas de mayor concentración relativa de humedad.
- Geo-radar; a fin de detectar la posible presencia de huecos en el trasdós, lo que puede estar asociado con filtraciones y arrastres. También permite comprobar espesores de pantalla.
- Tomografía sísmica entre módulos, para determinar calidades del hormigón, huecos, etc.

En este caso de túneles urbanos al abrigo de pantallas continuas no puede olvidarse el efecto "barrera" que se puede originar si hay un nivel freático y el túnel se coloca contra la circulación del agua. Conocemos diversos problemas originados por esta situa-

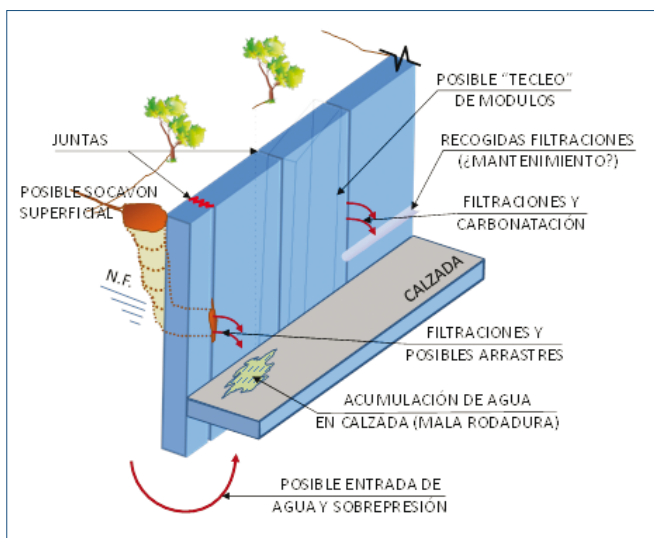


Figura 45. Problemas relacionados con el agua en infraestructuras lineales entre pantallas

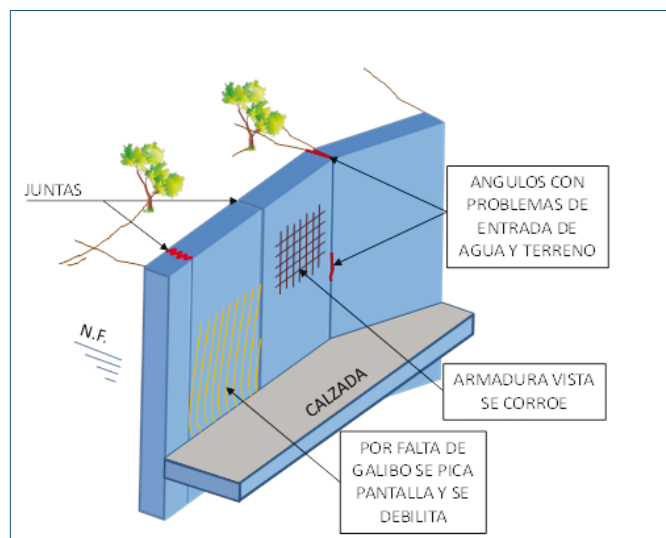


Figura 46. Defectos en obras lineales construidas con el método "cut and cover".

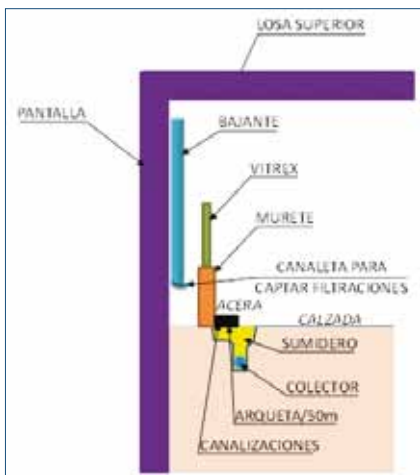


Figura 47. Esquema de la solución de drenaje lateral en los Túneles de Calle 30

ción. Por ejemplo, en Madrid la construcción de una Estación del metro hizo subir algo el nivel freático local, lo que provocó la expansividad de una zona arcillosa, con levantamientos de hasta 8-10 mm que afectaron a diversos edificios; dado que el movimiento fue muy uniforme no hubo daños; este problema se resolvió con una serie de pozos que, captando el agua y comunicando con el drenaje de la Estación, estabilizó el nivel freático. En Málaga, la construcción del Metro ha originado el rebajamiento del nivel freático lado mar, haciendo asentar – muy uniformemente – el terreno (unos 5-8 mm, sin daños). Es necesario, al hacer las pantallas y, a ser posible, antes de excavar establecer comunicación entre los dos lados del túnel (p.e., con pozos, con almenas, etc.), para mantener el nivel freático en su posición inicial.

Por supuesto, no debe olvidarse el problema de la excavación total del recinto entre pantalla y posible inestabilidad del fondo a corto plazo, ni la seguridad a corto y largo plazo de la solera inferior. Más o menos lentamente (acabará rehaciéndose la red de flujo y la presión bajo la solera sea la misma que antes de excavar, por lo que dicha solera debe de resistir esa subpresión por flexión (anclándola en las pantallas) o por gravedad (con el espesor adecuado, lo que suele ser muy caro). La posibilidad de solera drenada es una realidad, pero debe

de tener un mantenimiento continuo. En el caso de establecer pasos de agua (portillos) antes de excavar, como presoleras a base de columnas de jet-grouting, el sistema puede ser una buena solución, pero, a largo plazo, el agua acaba pasando entre el jet y la solera debe resistir la subpresión.

También es solución el alargar algo las pantallas y hacer recintos (con pantallas transversales a las del túnel) de 100-150 m, con achique interior, lo que suele evitar influir en edificios próximos y permitir excavar y construir una solera resistente. Así se ha hecho, con gran éxito, en el soterramiento del ferrocarril en Cádiz, teniendo a un lado el Océano Atlántico y, a otro, la Bahía de Cádiz.

9. Últimas Reflexiones

Como se deduce de todo lo expuesto anteriormente, nos encontramos con un amplio panorama en lo que se refiere al papel que el agua puede jugar en las infraestructuras del transporte. Como ya hemos dicho, se trata de un maridaje complicado, de una relación amor-odio que no siempre se resuelve satisfactoriamente para la infraestructura.

Por eso, cabe señalar:

- Es necesario determinar, lo mejor posible, la existencia de niveles piezométricos, así como la dirección de su flujo (antes y después de la obra) y sus posibles variaciones estacionales.
- Hay que tener en cuenta el posible cambio de propiedades geotécnicas que el paso del agua por el terreno (bien cuerpo de terraplenes, bien superficies de taludes, bien fondos de trincheras) pueden originar (reblandecimiento, hinchamiento, disolución, etc.). Para ello es necesario una buena caracterización geotécnica: Potencial de expansividad, erosionabilidad, contenido de sales, potencial de colapsabilidad, etc.
- Debe consultarse los datos habituales de pluviometría de la zona

y compararlos con los criterios prácticos que hoy existen (aunque no sean totalmente definitivos) y con los mapas de riesgo disponibles de la zona, a efectos de tener alguna idea sobre el nivel de riesgo que se puede tener al implantar la infraestructura. Algunos de estos criterios no son totalmente analizables, pero cada día hay más “mapas de riesgo”, en que se tienen en cuenta los materiales del área, las pendientes de los taludes naturales, la orientación de los taludes, etc., como los mapas que ha venido desarrollando el equipo del Profesor Chacón en la Universidad de Granada o los mapas de riesgo por expansividad de arcillas a escala 1:1.000.000 (IGME-CEDEX) o de carst (IGME).

- Al diseñar desmontes debe estudiarse la zona y comprobar la inclinación de los taludes naturales y de los hechos por la mano del hombre. En general, puede decirse que si un talud natural tiene un ángulo α de inclinación con la horizontal; no puede pasarse, en un nuevo talud, de un valor del orden de $2,0\alpha$ (para $\alpha < 40^\circ$).
- Las técnicas para resolver problemas de estabilidad de taludes de desmonte y de terraplenes a media ladera son diversas pero el drenaje suele ser la más efectiva, aunque – a veces – debe complementarse con otras medidas importantes (pilotes, micropilotes, anclajes, etc.). Es importante, en cualquier caso, disponer de medidas de mantenimiento de estas actuaciones, sobre todo de las de drenaje, ya que puede haber atoramientos, roturas de pozos por el movimiento residual del deslizamiento, etc. Desgraciadamente, no siempre se hacen estas labores.
- La auscultación, en estos últimos casos, es un arma poderosa que hay que mantener “cargada” mucho tiempo y que no se controle sólo mientras se hacen las actuaciones de estabilización.

- En el caso de túneles excavados subterráneamente hay que pensar no sólo en arrastres del terreno, sino en las presiones asimétricas que el agua puede originar en sostenimientos y revestimientos, así como en las consecuencias que un drenaje en el túnel puede tener en el medio ambiente próximo (asientos, agotamiento de acuíferos, etc.)
- En el caso de túneles artificiales (hechos con pantallas continuas o semi-continuas) si existen niveles freáticos altos, es necesario cuidar muy bien las juntas para controlar la entrada de agua y que ésta afecte al servicio de la infraestructura, así como evitar los arrastres del terreno que pueden llegar a formar socavones en superficie.
- Siempre hay que recordar que necesitamos el agua (sin ella no hay compactación, por ejemplo, ni se apaga la sed ni se riegan los campos), pero – a la vez es nuestro enemigo (erosiones, deslizamientos, etc.). Hay que vivir con ella y para ella. Como decía Santa Teresa de Jesús: “Si nos falta, mata; y si nos sobra, nos acaba la vida”. Por ello, como final, reproducimos como Fig. 48 un chiste del genial D. Antonio Mingote sobre el agua y las carreteras.

10. Referencias.

- [1] ALONSO, E. E. (2004). “Análisis del comportamiento de terraplenes frente a cambios de humedad”. “El agua y la carretera”. Revista Técnica de la Asociación Española de la Carretera. Número extraordinario. pp. 314-39.
- [2] BAYON, E. (2005). “Drenaje de túneles”. “El agua y la carretera”. Carreteras Revista Técnica de la Asociación Española de la carretera. Número extraordinario. Pp. 140-64.
- [3] CASTILLA, J. (2008). “Drenaje subterráneo en infraestructuras del transporte. Experiencias en Andalucía”. Jornada sobre Drenaje subterráneo en Infraestructuras del Transporte. Antequera. Asociación Técnica de Carreteras (A.T.C.). Madrid. pp. 75-84.
- [4] DIEZ, F. (2008). “Algunas consideraciones constructivas en el drenaje subterráneo de las carreteras”. Jornadas sobre drenaje subterráneo en Infraestructuras del Transporte. Antequera. A.T.C., pp. 167-77.
- [5] FARACO, C. (1972). “El colapso de los limos yesíferos”. Tesis Doctoral. E.T.S. Ing. C. C. y P. Univ. Politécnica de Madrid.
- [6] FONSECA, J.M. (1989). “El drenaje en las vías romanas”. Simposio

sobre el Agua y el Terreno en las Infraestructuras viarias”. Torremolinos. ATC-SEMSIG. Torremolinos, pp. 33-50.

[7] GÓMEZ, M.; JUANCO, A. y PARRILLA, A. (2008). “La orden circular 17/2003 de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento. Criterios Generales”. Jornada sobre Drenaje Subterráneo en Infraestructuras del Transporte, Antequera, A.T.C. Madrid, pp. 7-33.

[8] GONZÁLEZ DE VALLEJO, L.; FERRER, M.; ORTUÑO, L. y OTEO, C. (2002). “Ingeniería Geológica”. Ed. Prentice Hall. España.

[9] LATORRE, J. C. (2002). “Protección de geomembranas en túneles. Túnel de Piedrafita”. II Simposio Nacional de Geosintéticos, Madrid. A.T.C. pp. 657-60.

[10] LAWTON, E.C.; FRAGASZY, R.J. y HARCATTLE. (1989). “Collapse of compacted clayey sand”. Journal of Geotech. Eng., A.S.C.E., Vol 115, nº 9, pp. 1252-67.

[11] OTEO, C. (2001). “Reflexiones de un arreglador de taludes inestables”. V Simposio Nacional sobre taludes y laderas inestables. Madrid. Vol. II.

[12] OTEO, C. (2003). “Diseño y ejecución del tratamiento para estabilizar el deslizamiento de Diezma (Granada)”. III Congreso Andaluz de Carreteras. Vol. I. pp. 899-910.

[13] OTEO, C. (2004). “El agua en los desmontes”. Número extraordinario de Carreteras “El agua y la carretera”, pp. 228-61.

[14] OTEO, C. (2008). “Experiencias de drenaje en taludes de desmonte y terraplén”. Jornada sobre Drenaje subterráneo en Infraestructuras del Transporte. Antequera. Asociación Técnica de Carreteras (A.T.C.). Madrid. pp. 99-133.

[15] REDOLFI, E. (1990). “Comportamiento de pilotes en suelos colapsables”. Tesis doctoral. E.T.S. Ing. C. C. y P. Univ. Politécnica de Madrid.

[16] ROMANA, M. (2002). “Aplicaciones de los geosintéticos en túneles”. II Simposio Nacional de Geosintéticos, Madrid, A.T.C. pp. 635-54. ♦



Figura 48. Tomado de Mingote