

SOBRE LA UTILIZACION DE LOS DRENES CONTRAFUERTES, CON ALGUNAS IDEAS GENERALES SOBRE LOS CORRIMIENTOS DE TIERRAS

Por FRANCISCO JAVIER URQUIA ZALDUA,
Ingeniero de Caminos.

Continúa y concluye en el presente artículo el interesante trabajo iniciado en nuestro número anterior con este título. En él se presenta un método de cálculo de los drenes contrafuertes y algunos casos de aplicación práctica.

II

Campo de aplicación de los drenes contrafuertes.

En el estudio anterior hemos expuesto algunas ideas sobre el campo de aplicación de los distintos métodos de corrección de corrimientos, que puedan orientar sobre el que corresponde a los drenes contrafuertes.

Hemos visto que los métodos de saneamiento ocupan un papel preponderante y que la aplicación de los drenes contrafuertes depende del coste del material granular que se disponga y se aplican a corrimientos de profundidad reducida.

A nuestro juicio, y descendiendo a casos concretos, pensamos que los drenes contrafuertes son útiles, entre otros, en los casos siguientes:

a) Desmontes muy castigados por el agua superficial y donde la plantación no es suficiente para evitar los corrimientos.

b) Como refuerzo de terraplenes de escasa calidad o mal consolidados.

c) Como refuerzo de terraplenes asentados sobre terreno natural de inclinación importante, sin los escalonamientos adecuados.

d) En el caso de corrimientos poco profundos de arcillas de gran susceptibilidad tixotrópica si, producido el movimiento, se pretende la rápida consolidación del mismo.

e) Como elemento complementario de los muros de pie, para evitar que se produzcan deslizamientos por encima de su cabeza.

Método que se propone para el cálculo de los drenes contrafuertes.

Supongamos un talud de tierras, cuya planta y sección se indica en la figura 12, reforzado por un relleno en forma de drenes contrafuertes, cuyo contorno en sección se marca con línea gruesa.

El corrimiento puede producirse de tres formas distintas, indicadas en dicha figura:

I) Por una superficie de deslizamiento, por debajo del apoyo de los drenes contrafuertes.

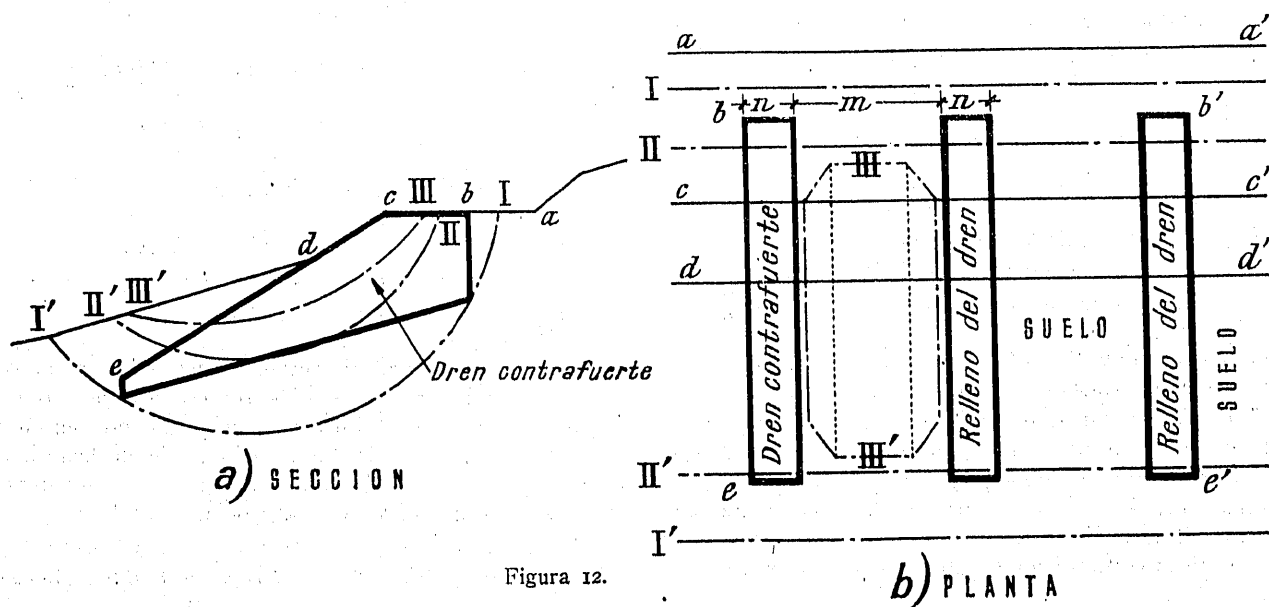


Figura 12.

II) Por una superficie de deslizamiento, que en unos tramos pertenece al suelo y en otros al relleno de los drenes.

III) Por una superficie de deslizamiento situada totalmente en la zona de suelo comprendida entre dos drenes contrafuertes contiguos.

En este cálculo emplearemos la palabra "suelo" indicando el que compone el talud de tierras que se trata de reforzar, y "relleno", el material con que se rellenan las zanjas correspondientes a los drenes contrafuertes.

Hipótesis de cálculo I.— Para la hipótesis I pueden tantearse diversas superficies de deslizamiento por debajo del apoyo de los drenes contrafuertes, realizándose el estudio de ella de acuerdo a los métodos corrientes de la Mecánica del Suelo. Como en terrenos arcillosos la cohesión crítica varía relativamente poco con la profundidad, se comprende que, normalmente, será necesario que el suelo donde apoyan los drenes contrafuertes tenga ciertas características de resistencia superiores al de la superficie, bien por su mejor calidad o por su menor contenido de agua previsible.

Hipótesis de cálculo II.— Para la hipótesis II pueden tantearse diversas soluciones de superficies deslizantes que afectan, en unos tramos, al suelo, y en otros, al relleno del dren.

Supongamos que existe una transmisión correcta de esfuerzos entre el suelo y los drenes, por abovedamiento, adhesión y rozamiento; es decir, que no hay inestabilidad en ninguno de los casos correspondientes a la hipótesis III.

En este caso, la estabilidad se plantea en unas zonas de la superficie de deslizamiento del suelo en que la resistencia posible es inferior a las solicitaciones, y otras, del relleno, en que la resistencia debe superar a las solicitaciones en una magnitud superior al déficit de las primeras.

Partamos de una distribución de drenes contrafuertes (fig. 12) y unas características conocidas:

γ_r y γ_s , peso específico.

ϕ_r y ϕ_s , ángulo de rozamiento interno.

c_r y c_s , cohesión.

m , ancho de suelo comprendido entre dos drenes contrafuertes.

n , ancho de un dren contrafuerte.

L , longitud de la curva de deslizamiento.

en que el subíndice r corresponde al relleno de los drenes contrafuertes, y s , al suelo a reforzar.

En primer lugar estudiamos el caso en que el relleno de los drenes contrafuertes sea de un material granular, cuya resistencia queda especificada por su cohesión y ángulo de rozamiento interno, principalmente de este último.

Para la comprobación, vamos a utilizar el método

del planímetro (1), que tiene la ventaja de poder adaptarse a superficies deslizantes de cualquier configuración.

Partiendo de las hipótesis en que se basa dicho método, vamos a ver que el cálculo de los drenes contrafuertes puede ser equivalente al de un talud simple, de la misma forma que el que se calcula, y compuesto de un terreno cuyas características son una combinación de las del suelo y relleno reales.

En el caso de una curva de deslizamiento circular, como el que se indica en la figura 13, tenemos los siguientes esfuerzos tangenciales en la superficie de deslizamiento, para ancho unidad:

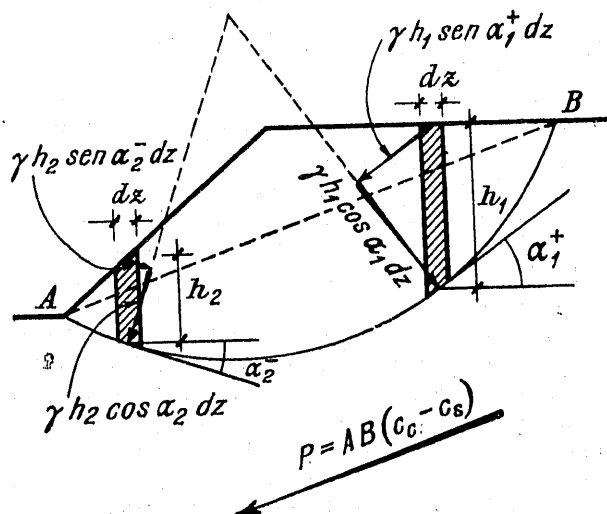


Figura 13.

Esfuerzos que tienden a la estabilidad:

$$cL + \gamma \operatorname{tg} \phi \int N dz + \gamma \int T^- dz = cL + \\ + \gamma \operatorname{tg} \phi \int h \cos \alpha dz + \gamma \int h \operatorname{sen} \alpha^- dz.$$

Esfuerzos que tienden a la inestabilidad:

$$\gamma \int T^+ dz = \gamma \int h \operatorname{sen} \alpha^+ dz.$$

Y el coeficiente de seguridad:

$$\frac{cL + \gamma \operatorname{tg} \phi \int h \cos \alpha dz + \gamma \int h \operatorname{sen} \alpha^- dz}{\gamma \int h \operatorname{sen} \alpha^+ dz}.$$

Aplicando estas fórmulas a una faja de terreno comprendida entre los ejes de dos drenes contrafuertes, o sea de anchura $m + n$, y teniendo en cuenta que al ser idéntica la superficie de deslizamiento son comunes los valores de las integrales, obtenemos los siguientes esfuerzos tangenciales totales:

(1) Véase Jiménez Salas: *Mecánica del Suelo*, pág. 209.

Esfuerzos que tienden a la estabilidad:

$$m c_s L + m \gamma_s \operatorname{tg} \varphi_s \int h \cos \alpha dz + m \gamma_s \int h \operatorname{sen} \alpha^- dz + n c_r L + n \gamma_r \operatorname{tg} \varphi_r \int h \cos \alpha dz + n \gamma_r \int h \operatorname{sen} \alpha^- dz.$$

Esfuerzos que tienden a la inestabilidad:

$$m \gamma_s \int h \operatorname{sen} \alpha^+ dz + n \gamma_r \int h \operatorname{sen} \alpha^+ dz.$$

Y el coeficiente de seguridad, agrupando partidas:

$$\frac{(m c_s + n c_r) L + (m \gamma_s \operatorname{tg} \varphi_s + n \gamma_r \operatorname{tg} \varphi_r) \int h \cos \alpha dz + (m \gamma_s + n \gamma_r) \int h \operatorname{sen} \alpha^- dz}{(m \gamma_s + n \gamma_r) \int h \operatorname{sen} \alpha^+ dz}$$

Que es equivalente a:

$$\frac{\frac{m c_s + n c_r}{m + n} L + \frac{m \gamma_s + n \gamma_r}{m + n} \cdot \frac{m \gamma_s \operatorname{tg} \varphi_s + n \gamma_r \operatorname{tg} \varphi_r}{m \gamma_s + n \gamma_r} \cdot \int h \cos \alpha dz + \frac{m \gamma_s + n \gamma_r}{m + n} \cdot \int h \operatorname{sen} \alpha^- dz}{\frac{m \gamma_s + n \gamma_r}{m + n} \cdot \int h \operatorname{sen} \alpha^+ dz}$$

que corresponde al coeficiente de seguridad de un talud simple, de igual forma al que se estudia, y compuesto de un suelo con las características siguientes:

$$\begin{aligned} \gamma &= \frac{m \gamma_s + n \gamma_r}{m + n}; \\ c &= \frac{m c_s + n c_r}{m + n}; \\ \operatorname{tg} \varphi &= \frac{m \gamma_s \operatorname{tg} \varphi_s + n \gamma_r \operatorname{tg} \varphi_r}{m \gamma_s + n \gamma_r} \end{aligned}$$

En caso de curvas de deslizamiento no circulares, basta sustituir los elementos infinitesimales por vectores, cuyo módulo es el valor de cada elemento, y su línea de acción, la tangente a la curva de deslizamiento en cada punto, o sea, por ejemplo:

$$\overrightarrow{h \cos \alpha dz} \quad \text{en lugar de} \quad h \cos \alpha dz$$

y en la expresión del coeficiente de seguridad, sustituir las integrales por el módulo de la resultante de los vectores infinitesimales, o sea, por ejemplo:

$$\left| \int \overrightarrow{h \cos \alpha dz} \right| \quad \text{en lugar de} \quad \int h \cos \alpha dz.$$

Como estas expresiones son también idénticas en la zona de suelo y del relleno del dren, pueden aplicarse todos los razonamientos anteriores expuestos para la curva de deslizamiento circular, y por tanto,

ampliar sus conclusiones a superficies de deslizamiento de cualquier forma.

Igualmente, como los distintos métodos de comprobación de taludes, aun basados en hipótesis algo diferentes, conducen a resultados bastante análogos, entendemos que, por lo menos para los tanteos preliminares, puede sustituirse el cálculo completo de los drenes contrafuertes por el de un talud simple, compuesto de un suelo cuyas características son las que se marcan anteriormente en el recuadro, aunque no se emplee el procedimiento del planímetro.

Por ello, el estudio de esta hipótesis II queda simplificado grandemente al poder emplearse los abacos y fórmulas deducidos para los taludes simples.

De todas formas, para la comprobación total por un método cualquiera, bastará comparar los esfuerzos de sollicitación y resistencia tangenciales de una zona comprendida entre los ejes de dos drenes contrafuertes contiguos.

En el caso de que el relleno de los drenes contrafuertes sea de mampostería en seco u otro material cuya resistencia no pueda definirse por su cohesión y ángulo de rozamiento interno, bastará hallar la resultante R de las fuerzas tangenciales de estabilidad e inestabilidad de ancho m entre las secciones interiores de dos drenes contrafuertes contiguos:

$$R = m c_s \int \overrightarrow{ds} + m \gamma_s \operatorname{tg} \varphi_s \int \overrightarrow{h \cos \alpha dz} - m \gamma_s \int \overrightarrow{h \operatorname{sen} \alpha dz}$$

y calcular el dren contrafuerte sometido a la acción de su propio peso y de la sollicitación R .

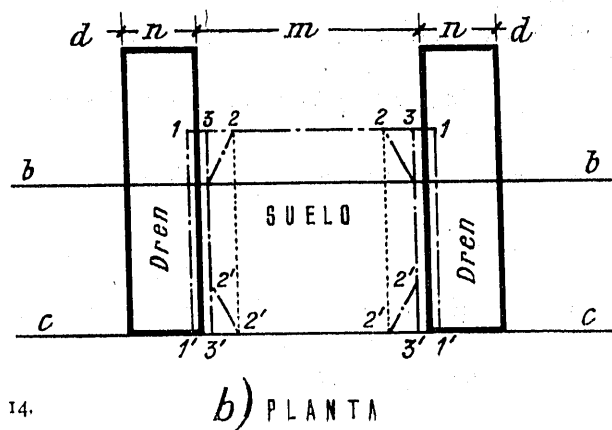
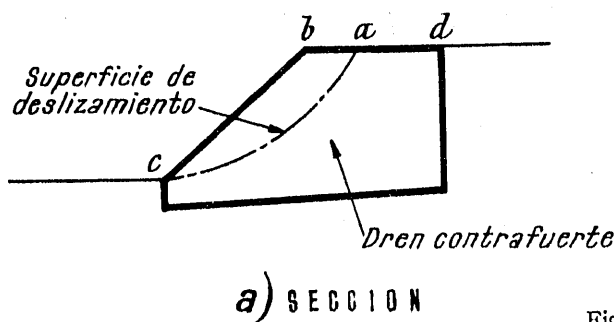


Figura 14.

Si se emplea procedimiento distinto del método del planímetro, puede resultar cómodo calcular la cohesión crítica del suelo entre drenes contrafuertes. La fuerza R que actúa sobre estos últimos será la resultante de los vectores infinitesimales no resis-

tidos $(c_c - c_s) ds$, o sea una fuerza cuyo punto de aplicación es el de la resultante de los vectores infinitesimales ds , su dirección la de la cuerda AB y su módulo igual a $m(c_c - c_s) AB$, donde c_c es la cohesión crítica (fig. 13).

Hipótesis de cálculo III.—Ya hemos indicado que para que un dren contrafuerte actúe como refuerzo de un talud de tierras es necesario que las tensiones secundarias debidas a la transmisión de esfuerzos entre suelo y dren no sean capaces de provocar deslizamientos parciales del talud. Este es el caso que se estudia en esta hipótesis III (fig. 14).

Las secciones límite de separación del suelo y del dren contrafuerte, 1-1' y 3-3', son las más desfavorables y deben resistir un esfuerzo de corte que, como hemos visto anteriormente, vale $m(c_c - c_s) AB$.

Si partimos de un estado inicial de compresiones sobre dichas secciones nulo, el equilibrio crítico se sobrepasa primeramente, en la sección 1-1', cuando se trata de rellenos granulares de cohesión prácticamente nula, ya que al faltar la compresión se anula también la resistencia tangencial debida al rozamiento.

Este estado inicial de desequilibrio tiene repercusiones distintas, según que el material granular de relleno tenga una densidad superior o inferior a la crítica (1).

En el primer caso, la deformación debida al esfuerzo de corte tiende a aumentar el volumen, lo que trae como consecuencia una compresión mutua entre suelo y dren, de la que se deriva un aumento de la resistencia tangencial en la sección 1-1' del relleno y el efecto bóveda en el suelo.

En el segundo caso, la deformación debida al esfuerzo de corte tiende a disminuir el volumen, y el relleno granular deslizaría por una sección análoga a 1-1'.

El estudio teórico del equilibrio en esta sección 1-1' resulta sumamente complejo, ya que la resistencia al corte y el efecto de bóveda provienen de los esfuerzos normales de compresión que se desarrollan en dicha sección, que a su vez dependen del estado inicial de presiones de consolidación, de la deformabilidad del relleno granular a esfuerzos de corte y de la compresibilidad del suelo.

Para las aplicaciones prácticas, hay que tener en cuenta que en los rellenos de los drenes contrafuertes no debe emplearse arenas finas, por lo que no cabe suponer se produzca una densidad inferior a la crítica, circunstancia que, por otra parte, se podría evitar con un apisonado, aunque sólo fuera medianamente cuidadoso.

Como en la realidad no hemos encontrado ningún caso de rotura como el que se acaba de estudiar, entendemos no debe ser tenida en cuenta, habiéndose incluido con el único objeto de completar, en lo posible, el estudio teórico que se está desarrollando.

No sucede lo mismo, para las secciones cercanas al límite lateral de separación de relleno y suelo, que pertenecen a este último, siendo frecuentes las roturas por superficies de deslizamiento, tales como 2-2'.

Dada la escasa profundidad de los movimientos que responden a esta hipótesis III y a las formas observadas en la realidad, cabe sustituirla, con un escaso margen de error, por la sección 3-3', cuyo cálculo es mucho más sencillo.

En este caso y como los drenes contrafuertes se aplican normalmente en el refuerzo de suelos arcillosos, cuyo ángulo de rozamiento interno es muy reducido, puede suponerse que la resistencia tangencial disponible en las dos secciones 3-3' es debida a la cohesión y vale, por tanto, $2c_s \int h ds$.

Con estas bases y contando los esfuerzos, tanto en las secciones laterales 3-3' como en las de fondo

(1) Véase Jiménez Salas: *Mecánica del Suelo*, pág. 113.

de la superficie de deslizamiento, tenemos los siguientes valores (fig. 12):

Esfuerzos tangenciales que tienden a la estabilidad:

$$2 c_s \int h dz + m c_s L + \gamma_s \operatorname{tg} \varphi_s \int h \cos \alpha dz + \gamma_s \int h \operatorname{sen} \alpha^- dz.$$

Esfuerzos tangenciales que tienden a la inestabilidad:

$$\gamma_s \int h \operatorname{sen} \alpha^+ dz.$$

Y el coeficiente de seguridad:

$$\frac{2 c_s \int h dz + m c_s L + \gamma_s \operatorname{tg} \varphi_s \int h \cos \alpha dz + \gamma_s \int h \operatorname{sen} \alpha^- dz}{\gamma_s \int h \operatorname{sen} \alpha^+ dz}$$

Por tanto, el cálculo se reduce a tantear diversas curvas de deslizamiento y a hacer su comprobación, de acuerdo a la fórmula anterior. Normalmente, las curvas de deslizamiento desfavorables son más superficiales y de mayor inclinación que las que corresponden al caso corriente de estabilidad de taludes, en que no suelen tenerse en cuenta resistencias adicionales en las secciones laterales extremas del mismo.

Exposición de tres casos prácticos de utilización de drenes contrafuertes. — Entre los casos prácticos que hemos tenido que tratar hemos elegido los tres que nos parecen más representativos, para exponerlos a continuación en orden de importancia creciente.

Primer caso. — Corrimiento del Km. 8,100 de la carretera nacional de San Sebastián a Santander y La Coruña. — En el citado punto kilométrico, la carretera discurre a media ladera, y a finales del año 1949 se presentó un hundimiento de unos 20 metros de longitud y que afectaba a los dos metros finales del firme, en el lado del terraplén. El asiento era tan sólo de unos 10 cm. y, por ello, la reparación consistió en un recargo de piedra hasta la rasante correspondiente. No fué necesario cerrar la carretera al tráfico.

En el mes de octubre de 1950 volvió a presentarse el hundimiento, exactamente con la misma configuración, aunque la magnitud del asiento era algo mayor: unos 25 cm. El personal encargado de la conservación de dicho tramo de carretera manifestó que desde hacía muchos años se producían asientos en dicho punto y que siempre lo habían reparado haciendo el consabido recargo de piedra.

Aunque este procedimiento resultaba muy barato, por lo menos de momento, pensamos que era conveniente estudiar la forma de atajar definitivamente estos asientos "crónicos" en evitación de las molestias que ocasionaba al intenso tráfico que circula por esta carretera nacional.

La carretera en este punto discurre por una media ladera de pendiente bastante fuerte, del orden del 50 %. No se observan a simple vista síntomas de que haya habido terraplenado, ya que, por el contrario, la pendiente es más suave junto a la carretera (fig. 15), posiblemente por coincidir con la parte inferior de los corrimientos sucesivos, en que el movimiento tiene una dirección ascendente. En la ladera y a cierta distancia de la explanación, se observan

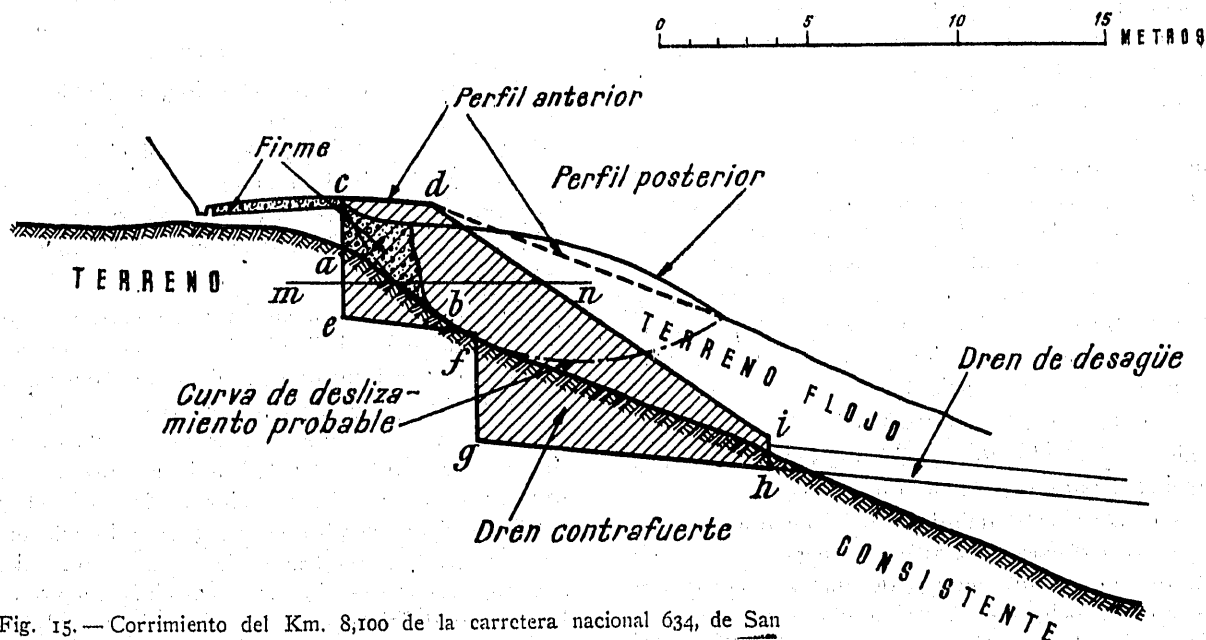


Fig. 15. — Corrimiento del Km. 8,100 de la carretera nacional 634, de San Sebastián a Santander y La Coruña.

frecuentes grietas, que demuestran su estabilidad precaria, pero no huellas de ningún corrimiento reciente.

Pensando que la causa del corrimiento sería el agua que, de una u otra forma, podía concentrarse en dicha zona, proyectamos una zanja profunda en el lado del desmonte, para captarla, antes de que llegase al suelo afectado por el movimiento.

Realizadas unas catas, pudimos comprobar que la profundidad de la arcilla, en dicho lado de la carretera, era escasísima, encontrándose a unos 50 cm. de la rasante margas y pizarras arcillosas de bastante consistencia, en capas delgadas.

Como esto indicaba que la corriente subterránea, causa posible del corrimiento, tenía que estar muy profunda, y, por otro lado, la excavación en zanja longitudinal de las capas consistentes citadas era sumamente costosa, abandonamos esta idea, decidiendo hacer una zanja transversal en el lado del terraplén, que pudiera servir de observación y de dren contrafuerte, en su caso.

Excavada la primera zanja, pudimos hacer las siguientes observaciones:

1.^a El corrimiento se había producido repetidas veces exactamente por la misma superficie de deslizamiento. Como se indica en la figura 15, el firme de la carretera en el lado no movido era de unos 25 cm. de piedra, mientras en la parte corrida, a pocos centímetros de la anterior, el firme tenía más de dos metros de espesor, producto de los sucesivos recargos de piedra que se habían hecho al producirse los hundimientos anteriores.

2.^a Se podía apreciar la parte alta de la superficie de deslizamiento coincidiendo exactamente con un plano bastante inclinado que separaba dos suelos de calidad totalmente distinta, a nuestro juicio: el terraplén y el terreno natural.

Por ello deducimos que la masa de suelo flojo en que se producían los hundimientos, en terraplén, en nuestra opinión, descansaba por su parte inferior en un terreno consistente, con una superficie de apoyo muy inclinada (*ab* de la fig. 15), y lateralmente en una ladera de estabilidad precaria, formada por arcillas muy plásticas. Además, al separar dicho plano inclinado terrenos de distinta permeabilidad, tenía que ser zona de acumulación de agua, que reduciría la cohesión o la adherencia.

Con todos estos datos, dibujamos la curva de deslizamiento, y el cálculo nos dio una cohesión crítica, equivalente, para $\phi = 0$, de 140 gr./cm.².

Como corrección definitiva del movimiento, ejecutamos tres drenes contrafuertes (perfil *c d e f g h i* de la fig. 15) de dos metros de ancho y separación entre ejes de ocho metros. El fondo se preparó con piedra como dren y el resto se rellenó de escoria.

A continuación, proseguimos las zanjas, con un ancho de 50 cm., en forma de dren, para desaguar las aguas fuera de la zona de ladera, cuyo corrimiento pudiera afectar a la carretera.

Como complemento de estos drenes contrafuertes y uniendo sus cabezas, se practicó un dentado (perfil *c d m n* de la fig. 15) para mejorar el apoyo del terraplén sobre el terreno natural, excavación que se rellenó igualmente de escoria, con ventaja para el saneamiento.

Hasta el momento actual no se han observado, en dicho punto, ninguna clase de movimientos, a pesar de haber transcurrido tres inviernos desde la reparación, lo que parece demostrar la eficacia del procedimiento empleado.

Segundo caso. — Corrimiento del Km. 8,200 de la carretera nacional de San Sebastián a Santander y La Coruña. — En este punto, situado a unos 100 metros del anterior, la carretera discurre por una media ladera de fuerte pendiente, del orden del 40 %. Tampoco se observan huellas del terraplén, cuya transición con el terreno natural es prácticamente imperceptible. Como en el caso anterior, se advierten en la ladera grietas y otras señales de su estabilidad precaria.

A 32,50 m. de distancia del borde de la explanación, y a unos 13 m. por debajo de la rasante, hay una gran explanada, donde se asienta una fábrica muy importante.

En 1951, deseando dicha factoría ampliar una de sus calles de circunvalación, solicitó y obtuvo permiso para construir un muro de 3 m. de alto. Dicho muro quedaba a unos 27,50 m. del borde de la explanación, y su coronación, a unos 10 m. por debajo de la rasante.

Construido el muro y debido, probablemente, a una cimentación insuficiente, se produjo un corrimiento en la ladera que arrastró el citado muro de pie en una longitud de unos 15 m., paralelamente, hasta una distancia como de 1 m. de su posición primitiva (fig. 16, *a*). El corrimiento se inició el 14 de octubre de 1952.

El muro fué apuntalado rápidamente, consiguiéndose su inmovilidad. Teniendo en cuenta que la zona afectada estaba muy distante de la explanación de la carretera, no parecía existir peligro para la misma.

Una vez que mejoró el tiempo, la fábrica procedió, con la mayor celeridad, a la reconstrucción del muro, por trozos, con una cimentación más eficaz.

El 10 de noviembre de 1952, cuando sólo quedaba por sustituir un tramo de 4 m., y coincidiendo con un temporal de lluvias, se produjo un gran deslizamiento de tierras, por encima de la cabeza del muro que, intacto, quedó tapado por el suelo en

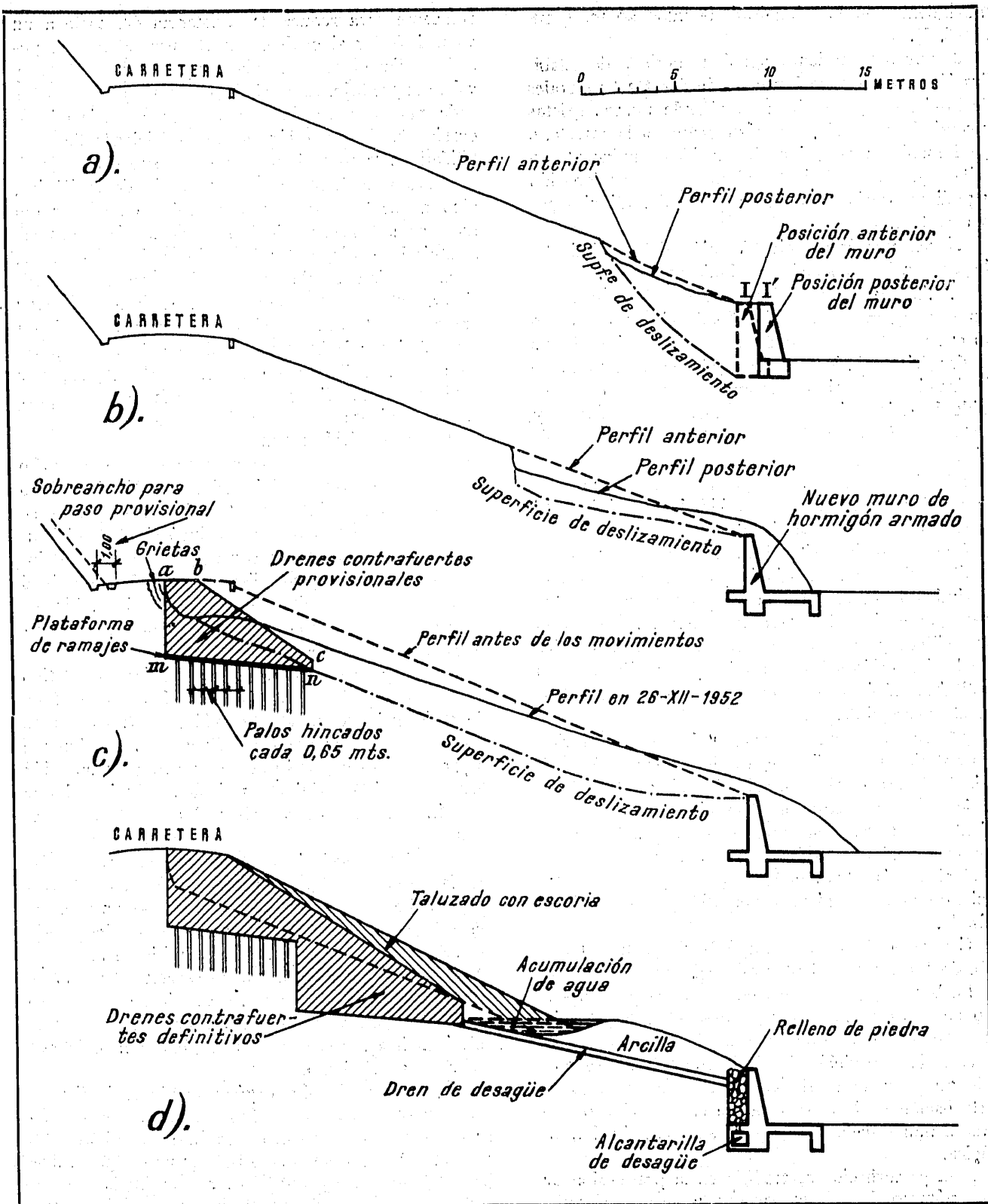


Fig. 16. — Corrimiento del Km. 8,200 de la carretera nacional 634, de San Sebastián a Santander y La Coruña. a) Corrimiento del muro del 12 de octubre de 1952. b) Deslizamiento de ladera del 10 de noviembre de 1952. c) Estado del deslizamiento el 26 de diciembre de 1952 y reparación provisional. d) Reparación definitiva.

movimiento, en una longitud de unos 20 m. (figura 16, b).

A este deslizamiento siguió un período de estabilización y a continuación otro, de fuertes temporales de lluvia, en que se iban sucediendo nuevas grietas y corrimientos, cada vez más cercanos a la carretera. Se imponía la adopción de medidas conducentes a evitar que el corrimiento afectase a la explanación y pudiera ocasionar la interrupción del tránsito por la carretera.

Hecha una inspección detenida del corrimiento, llegamos a las conclusiones siguientes:

1.^a Aunque la extensión del movimiento era bastante considerable, la profundidad del suelo afectado no era grande. El corte plano y casi vertical de los bordes del corrimiento no encajaba en una curva de deslizamiento de tipo circular, y por ello, era probable la existencia de una capa, poco profunda y bastante resistente, sobre la que tenía lugar el movimiento.

2.^a El terreno movido parecía estar compuesto de arcillas de gran susceptibilidad tixotrópica. El aspecto de la masa deslizante era la de una serie de fragmentos de arcilla dura flotando en un "mortero" semilíquido. La pérdida de resistencia con el movimiento era patente. Cuando llovía, no se podía pasar por encima del corrimiento sin hundirse hasta las rodillas, y en cuanto se retiraban los materiales que habían caído sobre el camino de la fábrica, eran sustituidos rápidamente por nuevas masas con movimiento perceptible.

3.^a En esta zona no parecían haberse producido con anterioridad deslizamientos importantes. Aunque toda la ladera estaba surcada de grietas, la sección de la carretera puesta al descubierto por el movimiento mostraba una disposición ordenada de las capas; no había rastros de firmes, raíces, tierra vegetal ni ningún otro síntoma especial, y el pavimento tenía un espesor uniforme, en todo el ancho de la calzada.

Con estos datos se formuló la siguiente explicación de los acontecimientos que habían tenido lugar:

La ladera se encontraba en estado cercano al crítico en el momento de construirse el muro de pie. Al fallar, en octubre de 1952, la cimentación de éste y pasar de la posición I a la I' (fig. 16, a), se produjo un pequeño corrimiento que causó una grave perturbación en la estructura del suelo arcilloso cercano al muro, debido a su gran susceptibilidad tixotrópica.

Esta perturbación se tradujo en la producción de gran número de grietas por donde penetró el agua que, en menos de un mes, ocasionaría un gran empapamiento y debilitamiento de dicha parte de suelo, cercana al muro. Este efecto desfavorable debió ser

suficiente para reducir la resistencia del suelo a un valor inferior al crítico, que correspondía a un posible deslizamiento, por encima de la cabeza del muro, y éste se produjo. El corrimiento iba afectando a zonas cada vez más amplias, ya que cada deslizamiento ocasionaba la reducción de las condiciones de estabilidad de la parte inmediatamente superior.

Puestos al habla con la Dirección de la fábrica, vino a aceptarse que el deslizamiento había tenido lugar como consecuencia de la construcción del muro, mostrándose dispuestos a facilitar los materiales, mano de obra, camiones y demás elementos que hicieran falta para la corrección del deslizamiento. Hay que hacer patente la celeridad con que se acometieron los trabajos y la importancia de los elementos puestos a nuestra disposición, sin los cuales no creemos hubiera podido evitarse el corte de la carretera, pues el deslizamiento afectaba cada vez en mayor proporción al firme de la misma.

Como primera medida se dispuso que en dicho tramo se ampliase la explanación 1 m. hacia el lado del desmonte, habilitando este sobreebancho para paso de vehículos. Esta labor se concluyó el 26 de diciembre de 1952. Con ello se conseguía alejar los camiones del borde del corte, disminuyendo la posibilidad de un accidente y evitar que el peso de los vehículos pudiese tener una repercusión desfavorable e importante en el fenómeno.

Hubo que desechar una posible solución del tipo de saneamiento puro, ya que el problema era la falta de resistencia de la masa movida, que no era apta para soportar ninguna clase de cargas. Igualmente, no podía pensarse en ejecutar un muro, pues no había firme y hubiese exigido, un tiempo superior al que parecía disponerse para evitar el corte de la carretera.

Por ello se decidió la excavación, en la parte alta de la zona corrida, de zanjas transversales, para llegar a un suelo no movido y de cierta consistencia, en que se pudiesen apoyar contrafuertes de escoria que, deteniendo el movimiento, permitiesen mantener el paso de vehículos, aunque fuese con un ancho de calzada inferior al normal. Posteriormente podían completarse estos drenes contrafuertes, por su parte inferior, hasta recuperar la explanación existente antes del movimiento.

El momento decisivo llegó el sábado 28 de diciembre de 1952, a las once de la mañana. El movimiento había progresado lentamente durante los últimos días en que el tiempo había sido bueno; pero aquella mañana los síntomas presagiaban nuevas lluvias.

Únicamente quedaba, desde el corte del corrimiento, un ancho de unos 3,25 m. de la antigua carretera, de los que estaban sin grietas 2,50 m. Este ancho, unido al metro ganado hacia el lado del des-

monte, permitía un paso de vehículos con vigilancia continua.

Se habían excavado dos zanjas hasta una profundidad de 4 m. por debajo de la rasante (fig. 16, c). De esta forma podían apoyarse dos contrafuertes de escoria sobre la zona *m n* del fondo de la zanja que no había sido afectada por el movimiento. Sin embargo, teniendo en cuenta que la calidad del suelo en la parte cercana a *n* había mejorado muy poco, temíamos que el aumento de sollicitación que supondría el vertido de la escoria podría producir su movimiento. Por ello, en condiciones normales, hubiese sido prudente profundizar más la excavación, o, en último caso, rellenarla de piedra plegada o mampostería en seco que, a igualdad de resistencia, hubiese permitido disminuir el ancho de apoyo.

Pero, como en tantas otras ocasiones, las circunstancias momentáneas mandaban, ya que era obligada una decisión rápida. En caso contrario, las nuevas lluvias que se anunciaban traerían nuevos deslizamientos, y con ellos, el corte de la carretera y la destrucción de toda la labor realizada. En aquel momento disponíamos de unas horas de tiempo, de las dos zanjas excavadas, de escoria en cierta cantidad y de unos palos de 2 m. de longitud, que el servicial encargado de la obra había descubierto en la fábrica.

Ante esta situación, decidimos clavar tres filas de palos en cada zanja, espaciados 0,65 m. en ambas direcciones, y sobre ello, una cama de ramajes. Con ello se pretendía interesar en la estabilidad del conjunto zonas de suelo situadas por debajo del fondo de las zanjas. La hinca se realizó a mano, con toda rapidez. Sobre este apoyo se vertió escoria en una sección aproximada, *a b m n c* (fig. 16, c), y esperamos los acontecimientos.

El sábado por la noche y domingo, llovió con cierta intensidad, sin que se notase el lunes ningún progreso en el movimiento, ni posteriormente, durante la realización del resto de los trabajos.

A continuación se ejecutaron otros dos drenes contrafuertes, análogos a los anteriores, y más tarde se complementaron todos ellos, inferiormente, hasta recuperar todo el ancho de explanación primitivo (fig. 16, d).

Posteriormente se mejoró la estabilidad, recreciendo el talud con escoria, para disminuir su inclinación, y conectando el sistema de drenes contrafuertes con una alcantarilla que corría adosada al paramento interior del muro, por zanjas en forma de drenes. Con esta última medida, se tendía a encauzar el agua que salía de los drenes contrafuertes, evitando pudiera perjudicar la estabilidad del talud.

Al excavar estas zanjas-drenes, de 50 cm. de ancho, de abajo a arriba, surgieron corrientes de agua

en distintos puntos. Examinada la cuestión, pudimos observar un hecho, comprobado en casos análogos, cuando se vierte escoria u otro relleno permeable resistente sobre un suelo arcilloso deslizante de escasa consistencia.

El relleno empuja al suelo en movimiento, que va descendiendo en forma de ola, produciéndose una cavidad rellena de terreno permeable, rodeado de suelo bastante impermeable, lo que se traduce en acumulaciones de agua que causan un efecto desfavorable en la estabilidad del conjunto (fig. 16, d).

Por esta causa, al traspasar con la zanja la parte baja de arcilla y llegar a la escoria, el agua acumulada encontraba un camino rápido de desagüe, originándose las corrientes observadas.

Posteriormente se han observado, en la zona del corrimiento, algunos pequeños asientos que puede pensarse corresponden a la consolidación de la gran masa de escoria vertida.

Cabe esperar que la arcilla, de gran susceptibilidad tixotrópica que componía la capa superficial de la ladera, esté recomponiendo su estructura y recuperando paulatinamente su resistencia.

Por ello creemos que las condiciones de estabilidad serán cada vez más seguras, y que el problema ha sido resuelto con la reparación realizada.

Tercer caso. — Corrimiento de un terraplén en el kilómetro 479,200 de la Carretera Nacional de Madrid a Irún. — En las cercanías de dicho punto kilométrico, la carretera, con un trazado en curva, atraviesa una vaguada sobre un terraplén de unos 15 m. de altura, cruzado por una alcantarilla que recoge las aguas de dicho valle.

Este terraplén se recreció en anchura hacia el año 1943, con motivo de las obras de acondicionamiento y pavimentación con hormigón blindado que se llevaron a cabo en todo este tramo.

Según se desprende de la documentación encontrada referente a esta obra, y de las manifestaciones del personal que la vió ejecutar, todas las operaciones se realizaron normalmente y sin que se observara ninguna clase de daños en el pavimento ni movimientos en la explanación hasta el mes de enero de 1945.

El día 11 de enero de 1945, por la mañana, y coincidiendo con un temporal de nieve, se observó, hacia el centro del pavimento, una grieta de 30 m. de longitud y anchura media de 20 cm., y que la mitad izquierda de la carretera había sufrido, en esta zona, un asiento de unos 50 cm. Por la tarde, tuvo lugar un deslizamiento general de esta parte de terraplén, afectando el movimiento a unos 35 m. de longitud y siendo el descenso del orden de los 6 m. (fig. 17, a). El tráfico quedó interrumpido automáticamente.

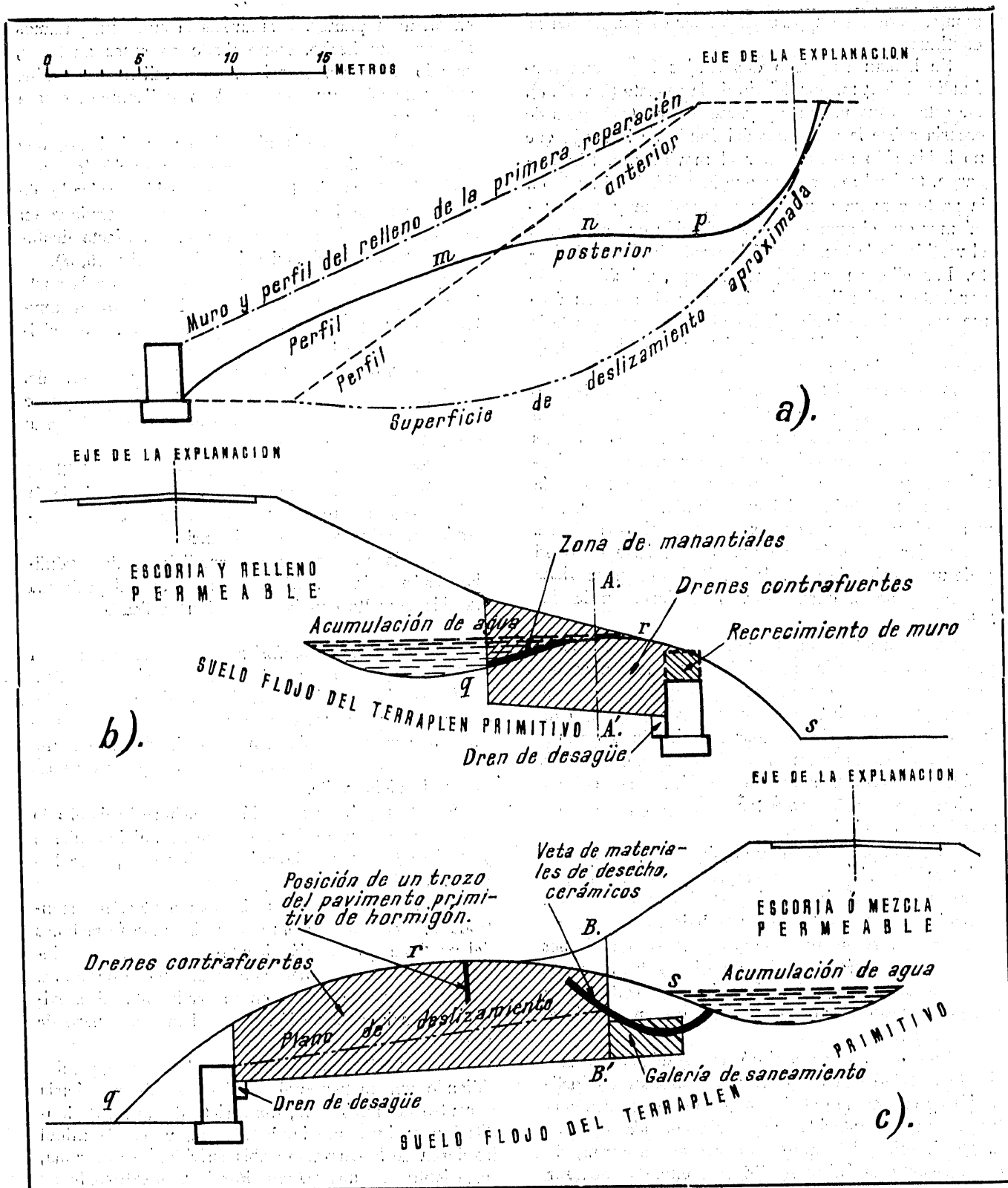


Fig. 17. — Corrimiento del Km. 479,200 de la carretera nacional de Madrid a Irún. a) Talud izquierdo. Corrimiento de 2 de enero de 1945 y perfil de la primera reparación. b) Talud derecho. Perfil del verano de 1953 y sección del recrecimiento del muro y de los drenes contrafuertes de la segunda reparación. c) Talud izquierdo. Perfil del verano de 1953 y secciones de los drenes contrafuertes y galerías de la segunda reparación.

Más tarde, y en la mitad derecha, tuvieron lugar algunos corrimientos; aunque de menor importancia.

Para la reparación de este deslizamiento se proyectó la prolongación, en ambos sentidos, de la alcantarilla transversal; la ejecución de dos muros de pie, más separados de la carretera que el pie del terraplén primitivo, y el relleno posterior, desde la cabeza del muro al borde de la explanación. Con este proyecto se pretendía, en primer lugar, evitar el contacto de las aguas de la regata con el pie del terraplén, cuyo reblandecimiento se presumía era la causa del corrimiento. Además, el talud nuevo era del orden del 2,25 por 1, mucho más suave que el 1,5 por 1 primitivo, lo que hacía mejorar su estabilidad.

Los muros se ejecutaron de acuerdo con el croquis de la figura 17, *a*, y posteriormente el relleno, que alcanzó mayor volumen que el que se indica, ya que, por movimientos posteriores, la cabeza del terraplén debió sufrir descensos importantes. El relleno se realizó, primeramente, con tierra, y luego, con escoria. Restablecida la circulación con un firme provisional, siguieron observándose nuevos descensos gradualmente decrecientes, que se rellenaban con escoria, dando lugar a la ejecución de dos nuevos firmes provisionales, en distintas épocas.

A partir de julio de 1948, en que me hice cargo de este Servicio, y por tanto del problema que se estudia, no se observaron movimientos en la mitad izquierda de la explanación, la más afectada anteriormente por los mismos. En la mitad derecha y en la zona de paseo, han aparecido algunas grietas de escasa importancia, que se corrigieron con medidas locales.

En vista de ello se decidió, en 1951, ejecutar el firme definitivo de hormigón vibrado, para sustituir al provisional de riego superficial que desentonaba en esta zona, dotada de pavimento de hormigón.

Ya el problema parecía resuelto, cuando en 1952 se observó una grieta que afectaba a los 2 m. finales del pavimento. La anchura de la grieta se mantuvo en unos pocos milímetros, hasta 1953, en que tuvieron lugar descensos del orden de centímetros, en distintos puntos de la explanación, que ocasionaron la rotura de varias placas y obligando a ejecutar un firme provisional en algunas zonas.

Aunque los movimientos eran muy lentos y podían repararse sin interrumpir el tráfico, pensamos que era necesario estudiar a fondo el problema, para corregirlos totalmente y estabilizar la explanación.

Una vez conocidos los antecedentes que se acaban de exponer, se hizo una inspección a fondo del terraplén, en el que pudo observarse que éste había sobrepasado los muros de pie, tapándolos totalmente (fig. 17, *b* y *c*). Como dichos muros estaban intactos

en su posición, venía a demostrarse la falta de estabilidad de la parte de terraplén por encima de la cabeza del muro, que había ocasionado su deslizamiento.

Ya desde el primer momento pudimos darnos cuenta que el relleno del proyecto de reparación había empujado al suelo movido en el primitivo deslizamiento, hasta ponerlo en contacto con el muro de pie, y al no poder derribar este obstáculo, había pasado por encima de su cabeza. Por ello, el terraplén estaba compuesto, en su parte superior, de un relleno resistente y permeable como la escoria, y en su pie, de un suelo arcilloso de gran plasticidad, cuya pérdida de equilibrio ocasionaba los movimientos de la parte superior, y, con ello, de la explanación.

Hechas algunas comprobaciones del terraplén en diversas hipótesis, hallamos que la cohesión crítica equivalente para $\phi = 0$ del corrimiento primitivo, era de 410 gr./cm.². Con la solución adoptada en el proyecto de reparación, y supuesto un relleno uniforme, la parte situada por encima de la cabeza del muro de pie estaba en un estado de equilibrio crítico, con una cohesión para $\phi = 0$ de 275 gr./cm.².

El recrecimiento de los muros de pie, como solución del problema planteado, era caro y no daba garantías de que el terraplén no volviese a deslizarse por encima de su cabeza, dada la resistencia escasísima de la parte inferior. A pesar de ello, y como medida secundaria, se recreció 1,50 m. el muro de pie del talud derecho.

Como medida definitiva se decidió atacar el problema en su raíz, buscando la consolidación de la parte baja del terraplén de arcilla plástica. Para ello se proyectaron drenes contrafuertes de 2 m. de ancho, con una separación entre ejes de unos 6 m., y con una cota de fondo a la salida algo inferior a la de las cabezas de los muros.

De esta forma se ponía en comunicación el relleno resistente de escoria, y el muro, a través de unos elementos transversales bastante fuertes que, actuando como "puntales", descargarían el empuje sobre la arcilla plástica. Igualmente, serviría para desaguar las acumulaciones de agua que pudieran existir en la zona baja de la escoria, por la configuración irregular de la superficie de separación con la capa inferior de arcilla. Temíamos pudieran producirse acumulaciones análogas a las descritas en el caso núm. 2 expuesto anteriormente, aunque estábamos muy lejos de sospechar que alcanzaran el volumen comprobado posteriormente.

Hay que hacer notar que los movimientos del talud derecho e izquierdo correspondían a tramos distintos del terraplén, no coincidiendo ambos en ninguna sección transversal. Por ello, las figuras corres-

ponden a las semisecciones en que se desarrollaron los movimientos.

Se empezó la reparación en el pie del terraplén derecho, recreciendo el muro y excavando las zanjas correspondientes a los drenes contrafuertes (figura 17, b). En los primeros metros no se notaron síntomas de agua, hasta la sección A A', en que se empezaron a observar algunas humedades, y más adelante brotó un manantial, cuyo caudal podía estimarse en unos 4 litros por minuto. Este manantial siguió manando durante cuarenta y ocho horas, pudiéndose calcular el volumen desaguado en unos 10 000 litros. Concluida la excavación, se preparó como dren el fondo de la zanja, así como otra de desagüe adosada al muro, conectada a la alcantarilla, procediéndose entonces al relleno con escoria y dándose por terminadas las operaciones de este primer dren contrafuerte.

En las otras cuatro zanjas de la parte derecha del terraplén, y en situaciones análogas a las de la primera, brotaron manantiales de agua, aunque la cantidad evacuada fué menor.

Durante las operaciones de apertura de las zanjas no se notó ninguna clase de movimientos en el terreno.

Al excavar las zanjas del pie izquierdo del terraplén (fig. 17, c), no se observaron, al principio, indicios de agua, pero sí el movimiento lento, pero perceptible, del suelo que componía dicho pie, por una superficie de deslizamiento plano que, partiendo de la cabeza del muro de pie, subía con una inclinación de unos 6°. Como dato interesante, consignaremos que se tropezó con un trozo grande del pavimento de hormigón blindado, en posición casi normal a la de su situación antes de los deslizamientos.

Al llegar a la sección B B', la altura de la excavación aumentaba rápidamente, haciendo peligroso la continuación de la zanja, sin fuertes entibaciones de coste prohibitivo. Al principio pensamos que la falta de agua respondía al hecho de que ésta hubiese buscado su salida por los drenes contrafuertes de la parte derecha. Sin embargo, como observamos que las paredes de la zanja seguían componiéndose, casi exclusivamente, de arcilla plástica, decidimos prolongar, en galería, una de las zanjas, hasta buscar la escoria o relleno permeable.

Cuando se llevaban excavados unos metros de galería, se manifestó un manantial que salía de una veta gruesa de ladrillos y otros materiales de desecho de tipo cerámico, a la que no habíamos concedido importancia hasta entonces. El caudal del manantial era del orden de 10 litros por minuto, que siguió manando durante unas cuarenta y ocho horas, pudiéndose calcular el volumen desaguado en unos 20 000 litros. Coincidiendo con la evacuación de este

manantial, se observó un descenso de unos 20 cm. de la explanación de la carretera, en la parte de la zanja. Durante el desagüe se oía perfectamente el ruido del agua al filtrar por la escoria, deduciéndose que la acumulación de agua que lo alimentaba estaba hacia la derecha, en posición del observador mirando a la carretera.

Por ello, se prolongó en galería otra zanja más a la izquierda, situada frente a la parte de terraplén que podía quedar sin sanear. Nuevamente tropezamos con la veta de material cerámico de desecho, y brotando de ella, otro manantial de un caudal de unos 5 litros por minuto, que siguió manando durante unas doce horas, y con un volumen desaguado de unos 3 000 litros.

Como por la disposición de la capa citada de tipo cerámico (fig. 17, c) se comprobó que habíamos llegado a su punto bajo, dimos por terminados los trabajos de saneamiento, rellenando las galerías y zanjas con los drenes adecuados de fondo y de desagüe a la alcantarilla.

Hay que tener en cuenta que estas decenas de miles de litros de agua evacuados del terraplén, lo fueron al final del verano de 1953, uno de los más secos que hemos conocido en Guipúzcoa.

Con todos estos datos, creemos que se puede dar una explicación bastante satisfactoria sobre los distintos movimientos ocurridos en este terraplén.

El deslizamiento de 1945 puede considerarse ocasionado por algún hecho eventual, que hizo aumentar el contenido de agua de todo o parte del suelo del terraplén, rebajando su cohesión por debajo de la que le correspondía al equilibrio crítico de un talud de 15 m. de altura e inclinación 1,5 por 1 (aproximadamente, 410 gr./cm.², para $\phi = 0$).

Una vez ejecutado el muro de la primera reparación, se empezó a efectuar el terraplenado: primero, con tierra, y luego, con escoria. Durante el relleno con tierra se vertieron escombros procedentes de una tejería cercana y de la fábrica "Porcelanas del Bidasoa, S. A.", formando una capa continua de cierto espesor.

El peso del relleno que se vertía empujaba a la cola del deslizamiento de forma de onda (*m n p* de la figura 17, a), que iba corriéndose como una ola, hasta llegar a ponerse en contacto con el muro de pie, sobrepasarlo y alcanzar el terreno natural al otro lado del mismo. En este momento, dichas olas (*q r s* de las figuras 17, b y c) alcanzaron una posición de equilibrio, debido a la disminución de talud que había resultado del movimiento.

A esta posición de equilibrio siguió un período de acumulación de agua en la parte inferior de la escoria o material permeable, que quedaba más baja que la arcilla impermeable circundante.

La estabilidad de la parte del pie del terraplén empeoró, por un lado, por la presión del agua intersticial acumulada, de cuya magnitud da idea el descenso importante de la explanación que siguió a la evacuación rápida de dicho líquido. Por otro lado, la salida lenta del agua acumulada a través de la arcilla impermeable que la rodeaba, llevaba consigo un empapamiento muy lento pero progresivo de la misma.

Por ello, las partes bajas del terraplén (*q r s* de las figuras 17, *b* y *c*) venían a ser malecones sometidos al empuje de la parte alta del terraplén y del agua intersticial y bajo el efecto de un proceso de debilitamiento progresivo por la filtración del agua a través del mismo, que hacía aumentar su contenido de agua. Estas acciones combinadas, sobrepasando eventualmente las posibilidades de resistencia, ocasionaron los movimientos observados años después del primer deslizamiento.

Con la ejecución de los drenes contrafuertes de la segunda reparación, se ha conseguido la evacuación del agua acumulada en la parte baja del terraplén, facilitada por la capa de materiales de desecho cerámicos, que ha puesto una comunicación por un medio permeable, el agua y los drenes contrafuertes. Con ello se ha conseguido, desde el primer momento, la desaparición del efecto perjudicial de la presión del agua intersticial. Igualmente, el relleno de escoria de los drenes contrafuertes mejora las posibilidades de resistencia al quedar sustituida parte de la arcilla plástica por un material de mejor calidad.

Además, existe un factor que mejorará la estabilidad del terraplén con el tiempo, y es la desecación

lenta de dicha parte baja, que se traducirá en un aumento de su cohesión.

Actualmente se han hecho observaciones en momentos de lluvia, habiéndose advertido las corrientes de agua que, saliendo del sistema de drenes contrafuertes, desagüan en la alcantarilla y que denotan el funcionamiento normal del saneamiento.

También hay indicios de un menor contenido de agua en la parte baja del terraplén, habiéndose previsto la formación de una capa vegetal encima de la escoria, para disminuir la entrada del agua en el terraplén.

Posteriormente a los movimientos de asiento descritos al tratar la segunda reparación, no se ha notado ninguna clase de movimientos, lo que nos hace sospechar que el problema está resuelto y podrá ejecutarse en breve el firme definitivo de hormigón.

Para terminar el artículo, deseo expresar mi agradecimiento a D. José Antonio Jiménez Salas, Jefe de la Sección de Mecánica del Suelo, del Laboratorio del Transporte, por la documentación facilitada, por sus orientaciones y consejos, claros, certeros y prácticos, sin los cuales no hubiese podido lograr un cierto ajuste entre las teorías de la Mecánica del Suelo y los fenómenos reales.

Igualmente, a todo el personal de mi Servicio de la Jefatura de Obras Públicas de Guipúzcoa y concretamente al Ayudante de Obras Públicas D. Francisco Ansa y Capataz-Celador D. Gregorio Gurruchaga, por su colaboración leal y estrecha, que permite una labor de equipo en que no caben distinguir realizaciones personales.