

En las dos últimas décadas, la construcción de obras lineales ha experimentado una fuerte expansión en España. Son numerosos los túneles construidos, algunos de gran dificultad, y los viaductos, algunos de ellos espectaculares. En este artículo se analiza el proceso constructivo de un desmonte y de un relleno que, aunque de menor relevancia, pueden considerarse singulares, especialmente por las condiciones geométricas que han debido ser respetados y que han obligado a adoptar medidas de refuerzo.

Diseño y construcción de desmontes y rellenos singulares en la autovía del Noroeste

POR EVARISTO DEL MONTE RAMOS
INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.
JOSÉ MANUEL GUTIÉRREZ MANJÓN
INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.
IGNACIO QUECEDO GUTIÉRREZ
INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.
ALBERTO MANERA BASSA
GEÓLOGO.

Introducción

La autovía del Noroeste, en el descenso del Puerto del Manzanal hacia la cuenca del Bierzo, presenta un importante movimiento de tierras. En un tramo de 5 km discurre con pendiente del 5% sobre materiales del paleozoico pertene-

cientes a los periodos Ordovícico, Silúrico y Carbonífero. En este tramo se han proyectado y construido varias obras singulares, como desmontes de hasta 60 m de altura, rellenos de 80 m y viaductos con 90 m de altura de pila.

En esta publicación se describe el proceso de diseño y construcción de uno de los desmontes y de un relleno muy

singular. Ambas unidades de obra se localizan en la margen derecha del arroyo de La Silva, inmediatamente al sur de la actual carretera N-VI, encajados entre ambos. Se han incluido en un solo artículo, pese a su carácter bien diferenciado, por el hecho de que la mayor parte del relleno se ha construido con los materiales excavados en el desmonte.

En el emplazamiento del desmonte, excavado en lutitas negras del Ordovícico, el relieve del terreno es muy abrupto. En una sección representativa, la carretera N-VI discurre a la cota 1 050 m, mientras que el cauce del arroyo profundiza hasta la cota +925 m. La distancia en planta entre la carre-

tera y el arroyo de La Silva es de unos 175 m. Complementariamente, ha sido necesario construir unas estructuras de contención en el lado de aguas abajo de la autovía para evitar el derrame de los rellenos en la cabecera de unas pequeñas vaguadas transversales. La altura máxima del talud derecho del desmante es de 38 m.

El aspecto relativamente singular de este desmante está determinado por la presencia de la actual N-VI en su coronación, que, en un tramo de unos 150 m discurre en paralelo, a una distancia de 20 m en planta, contada desde el pie del talud, y a una cota aproximadamente 40 m superior. Esta geometría condiciona la pendiente mínima 2V:1 H para el talud derecho, superior al talud estable, por lo que ha sido necesario diseñar y construir un refuerzo sistemático.

Aguas abajo del desmante se ha proyectado un relleno de 80 m de altura, emplazado sobre materiales de la serie carbonífera ya en el flanco Oeste de la falla regional que pone en contacto los materiales ordovícicos y carboníferos. La singularidad de este relleno está determinada por los aspectos siguientes:

- El derrame de las tierras del talud izquierdo está limitado por las edificaciones de unas instalaciones mineras activas. Para evitar las afecciones ha sido necesario proyectar y construir sendos muros, de coronación (tierra armada de 12 m de altura) y de pie (esollera hormigonada de 22,5 m de altura). Entre ambos muros, el relleno se ha construido con pendiente 1V: 1,3 H y berma intermedia, de 3 m de ancho, para facilitar la instrumentación.

- Subsistencia minera residual, dado que bajo el emplazamiento del relleno se han explotado en mina diferentes capas de carbón, en un pasado

Aguas abajo del desmante se ha proyectado un relleno de 80 m de altura

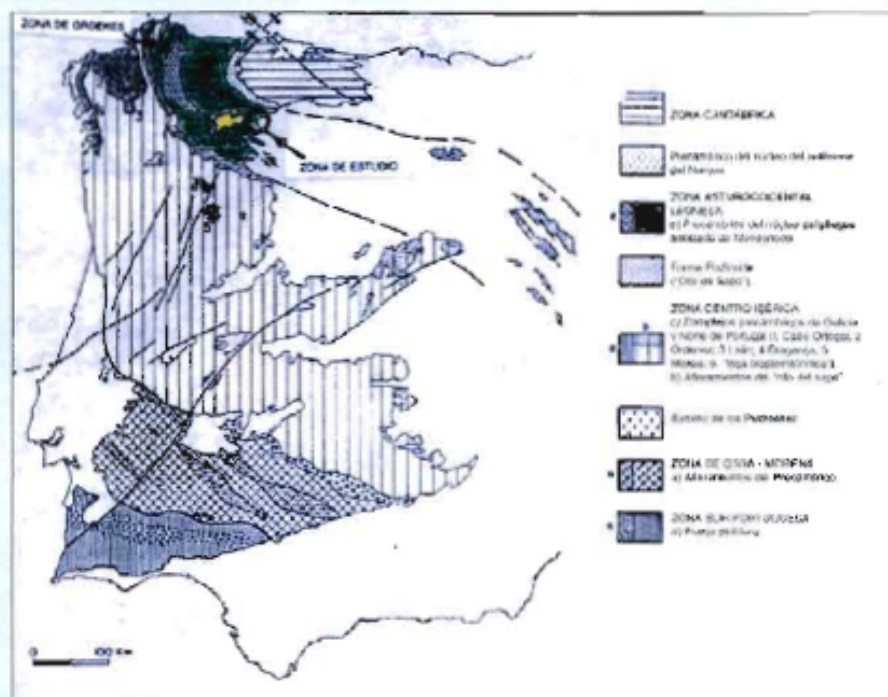


Figura 1. División del macizo ibérico en zonas, según JULIVERT, FONTBOTE, RIBEIRO y CONDE (1974), basada en las clásicas zonas de LOTZE.

reciente. El proceso de extracción aún continúa en zonas próximas.

- El relleno se ha zonificado. En el pie, adosado al trasdós del muro de esollera hormigonada, se ha empleado esollera de roca caliza. El resto del cuerpo del relleno se ha construido con material procedente de las filitas negras del desmante adyacente.

Tanto el comportamiento del desmante como el del relleno han sido plenamente satisfactorios durante el proceso constructivo. No ha habido más incidencia destacable con la N-VI que los breves cortes de tráfico asociados a las voladuras. Asimismo, las deformaciones medidas en el relleno han sido muy moderadas, de pocos centímetros, en los dos meses siguientes al final de proceso constructivo.

Desmante de La Silva

ENCUADRE GEOLÓGICO

Las filitas del Ordovícico, en las que se excava el desmante, se encuentran distribuidas al Sur de la zona Asturoccidental Leonesa. En la figura 1, se muestra un esquema regional de las distintas subdivisiones del macizo ibérico realizadas por Julivert y otros (1974), y otros basadas en Bard (1971) y Lotze. Puede apreciarse la ubicación de las obras.

La zona Asturoccidental Leonesa tiene forma de arco, constituido por materiales paleozoicos y terciarios. Desde la costa Cantábrica hasta las proximidades de Ponferrada, la estructura regional mantiene una dirección Norte-Sur, incurvándose progresivamente desde Ponferrada hacia el

Puerto de Manzanal con direcciones aproximadas Noroeste-Sureste a Este-Oeste. Localmente, en el emplazamiento de las unidades de obra consideradas, las direcciones generales se ven afectadas por direcciones Norte-Sur consecuencia de las distintas fases de deformación que han afectado a la zona durante la orogénica Hercínica.

CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

Los materiales de tipo filítico del Ordovícico presentan un comportamiento diferenciado frente a las excavaciones, dependiendo de los factores propios de cada afloramiento. En términos generales, **los factores que inciden en el diseño de taludes en roca** pueden agruparse en la forma siguiente: litología, estructura, características geotécnicas e hidrogeología. La toma de datos de campo, la investigación geotécnica y los ensayos de laboratorio y campo han permitido caracterizar cada uno de los factores indicados y subdividir el macizo rocoso en dominios estructurales homogéneos. El análisis y cálculo, basados en la combinación ingenieril de estos factores, ha permitido definir el ángulo de corte del talud estable o bien, en su caso, la adopción de medidas de refuerzo o complementarias, condicionadas por la proximidad de la carretera N-VI. Se ha tomado como ejemplo el gran desmonte excavado en la margen derecha del arroyo de La Silva, entre los pp.kk. 3+630-4+230, cuyo talud derecho alcanza 38 m de altura.

En las figuras 2 y 3 se muestran las plantas geológica y estructural, respectivamente, de la zona estudiada.

Factor litológico

En su conjunto, el Ordovícico está delimitado al sur de la zona por una falla de dirección sensible Norte-Sur, que lo se-



Figura 2.

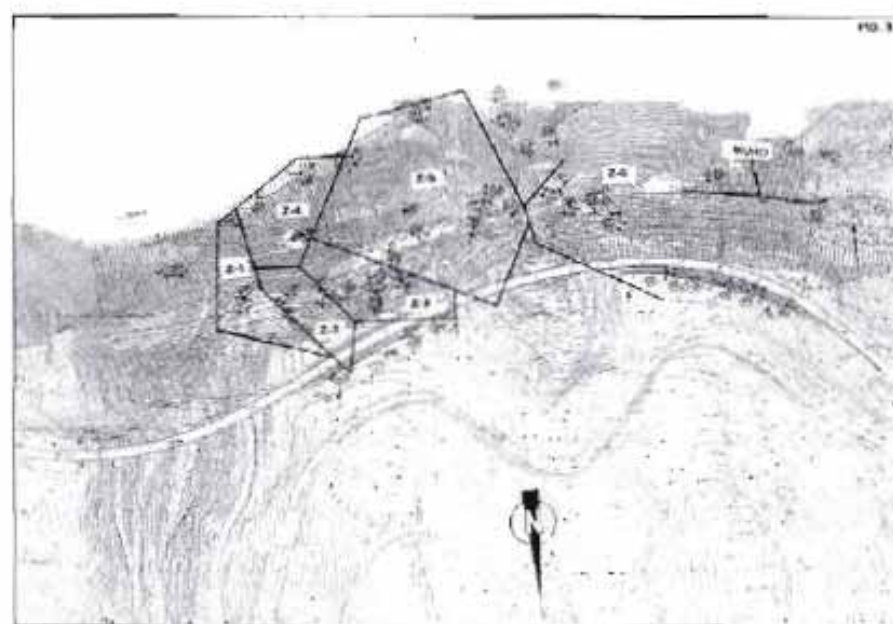


Figura 3.

para de los materiales cámbricos pertenecientes a la serie de los Cabos, constituidos por filitas con intercalaciones de cuarcitas. Hacia el noroeste queda delimitado por los materiales del Carbonífero mediante otra falla de unos 100 m de anchura, que discurre con orientación Noreste-Suroeste.

En los desmontes estudiados se han identificado dos tipos principales de rocas: filitas y cuarzofilitas.

Las **filitas** son rocas metamórficas de tipo detrítico de grano fino-medio, con clara esquistosidad. Están constituidas por minerales de tipo arcilloso, en una proporción aproximada del 70%. El resto son granos de cuarzo y materia orgánica. Los minerales principales suelen ser moscovita, biotita y clorita. Como accesorios, presentan materia carbonosa, opacos, etc.

Las **cuarzofilitas** son rocas intermedias entre las filitas y

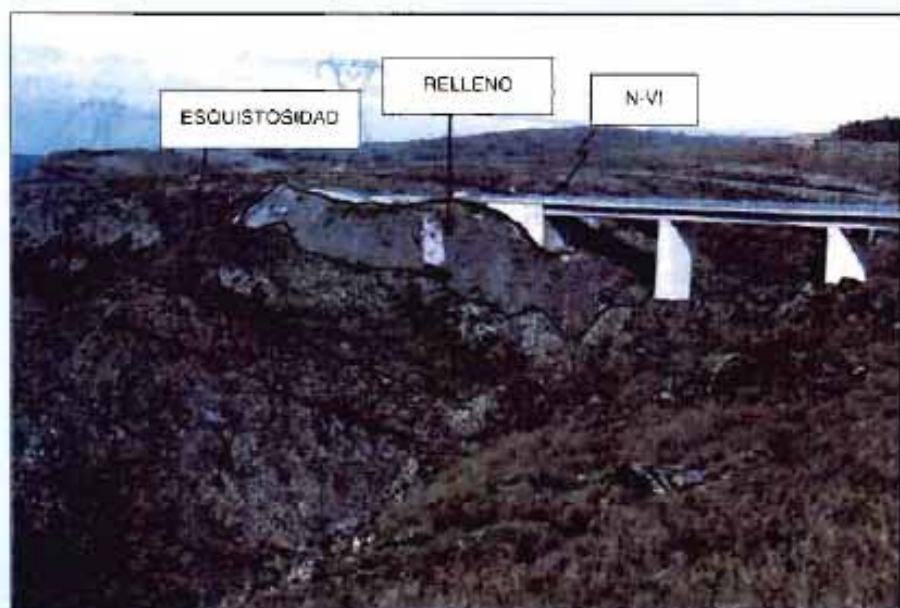


Foto 1. Panorámica de las filitas y cuarzofilitas antes de la excavación. Puede observarse el fuerte relieve.



Foto 2. Panorámica de la zona una vez realizadas las excavaciones.

las cuarcitas. Están formadas por un 30 a 50% de cuarzo detrítico y el resto por minerales arcillosos. Como minerales principales, suele presentar cuarzo, moscovita y biotita. Como accesorios, puede incluir circón, turmalina, materia carbonosa y otros.

En la zona objeto de este trabajo, estos materiales se presentan de forma semimasiva y monótona con una marcada esquistosidad. En las fotografías 1 y 2 se presenta una panorá-

mica antes y después de las excavaciones. Puede apreciarse el color negro característico de la roca y los resaltes en el relieve a modo de crestones.

Factor estructural

El factor estructural incide de forma directa en el diseño de los desmontes. Dada la necesidad de definir con la máxima precisión los taludes estables y, en su caso, el refuerzo requerido para el talud compatible con la N-VI, se ha dividido la zona en dominios con ca-

racterísticas estructurales homogéneas. En la figura 3 se muestran la subdivisión efectuada. En cada dominio se han obtenido, la distribución y la densidad de las distintas discontinuidades, para poder establecer con posterioridad las bases de cálculo para el análisis de estabilidad.

En el tramo considerado, la esquistosidad es subparalela a la dirección de la autovía con rumbo de N 80° a N 95° y buzamiento de 35° a 43° hacia el interior de la ladera. La esquistosidad presenta ondulaciones suaves en forma de pliegues con longitud de onda comprendida entre 50 y 100 m.

Dada la disposición estructural de la esquistosidad, la estabilidad del desmonte está condicionada por los sistemas de juntas. En la figura 4, se muestran los diagramas estructurales con la distribución de las juntas en los dominios más representativos: Z-3, Z-5 y Z-6.

Básicamente existen dos direcciones principales. La primera, N 0°-40° con buzamiento subvertical y la segunda de dirección N90°-140° con buzamientos medios de 45°-55° hacia el sur y sur-suroeste, es decir, hacia fuera de la excavación. Coincidiendo con la primera y segunda dirección existen fallas que presentan zonas milonitizadas de 0,10-0,50 m de potencia.

Las direcciones de las juntas muestran variaciones en rumbo y buzamiento, que han sido la base para realizar las subdivisiones en dominios. Las características de estas variaciones pueden observarse en los diagramas estereográficos presentados en la figura 4. Los cálculos de estabilidad se han realizado teniendo en cuenta esta distribución.

Factor geotécnico

En general, la roca se presenta sana, grado II-III, salvo los 2 a 3 m superficiales don-

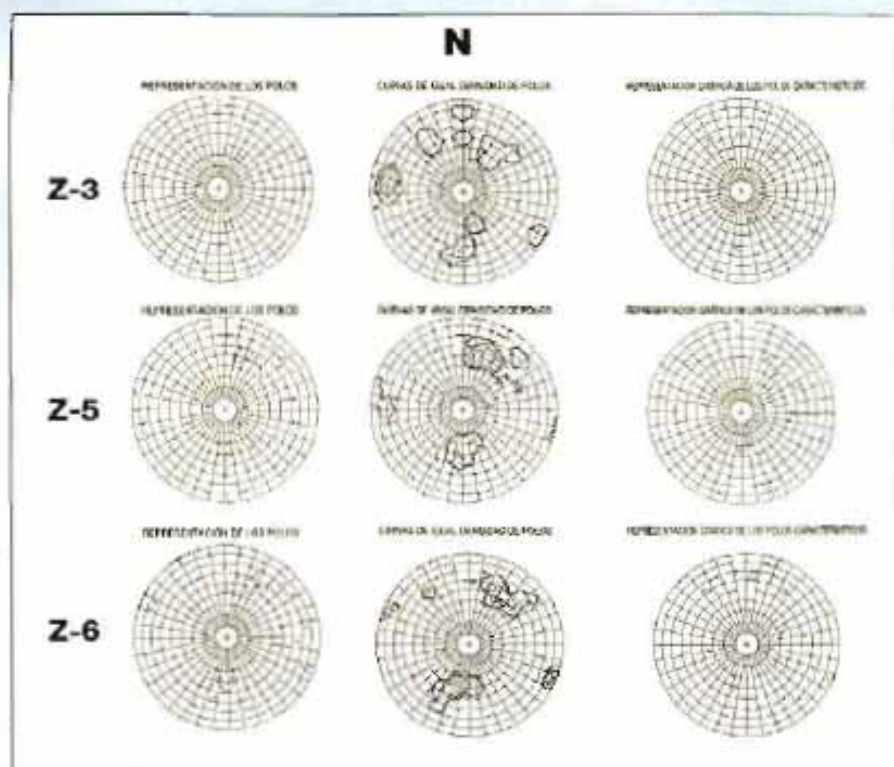


Figura 4. Distribuciones de discontinuidades en el macizo rocoso.

de puede aparecer meteorizada, grado IV-III.

En la tabla adjunta, se señalan los parámetros geotécnicos obtenidos en las filitas a partir de los ensayos realizados.

Tipo de ensayo	N° ensayos	Media
Densidad	12	2,8t/m ³
Res. a compresión	12	27 MPa

De acuerdo a los resultados obtenidos, las filitas y cuarzo-

filitas se pueden clasificar como rocas de resistencia baja-moderada ISRM (1979), Bieniawski (1973). El RQD medio obtenido en los sondeos varía entre 50 y 60%, lo que indica un índice de calidad de roca medio. En conjunto, la clasificación de Muller modificada

Litología	Discontinuidad	ϕ	Cohesión
Filita	Esquistosidad	27°	0
Cuarzofilita	Junta	31-34°	0

permite caracterizar a las filitas como una roca en bloques, moderadamente fracturada o masiva con pocas juntas, clasificándose como macizo rocoso débil.

El ángulo de fricción básico de estos materiales, después de efectuar ensayos de corte (de resultados nada satisfactorios) sobre los planos de discontinuidad, se ha definido de acuerdo con los valores recomendados en la bibliografía geotécnica. El ángulo real de fricción de cada una de las familias se ha determinado utilizando, con algunas limitaciones, el método propuesto por Barton y Choubey (1977), teniendo en cuenta la rugosidad, continuidad (efecto escala) y el estado de los labios de las discontinuidades típicas de cada familia.

Para la esquistosidad, se ha preferido adoptar directamente el ángulo de fricción básico, sin ningún tipo de incremento. En el cuadro inferior se indican los valores adoptados.

La separación media de las



Foto 3. Aspecto de las filitas en el interior del macizo.

juntas varía entre 1 y 3 m. Su continuidad, en algunos casos, puede superar los 10 m, aunque lo normal son continuidades de 3 a 7 m.

El espaciado de la esquistosidad varía entre 20 y 60 cm, superior a la media habitual en filitas que suelen presentar una foliación más intensa (ver figura 4).

Factor hidrológico

Las filitas son rocas bastante impermeables; no obstante, en las fracturas pueden almacenar un cierto volumen de agua, que perjudica a la estabilidad de los taludes. Además, la estructura hacia el interior

del talud es desfavorable para el drenaje natural. En los sondeos realizados se detectó agua a unos 20 m de profundidad, por lo que se han diseñado drenes californianos sistemáticos en el tercio inferior de los taludes. En otros ámbitos geográficos, como en la zona de Ordenes, en Galicia, las filitas intercalan importantes acuíferos y zonas intensamente meteorizadas que influyen de forma negativa en la estabilidad de los taludes.

Diseño del desmonte

CARACTERÍSTICAS DEL MACIZO ROCOSO

Las clasificaciones del ISRM y de Muller modificada, en general, penalizan el comportamiento de este tipo de roca. Sin embargo, en los desmontes estudiados, la roca presenta intercalaciones de cuarzofilitas, así como un espaciado de la esquistosidad superior al más habitual en estos materiales y, desde el punto de vista estructural, buzamiento relativamente suave hacia el interior de la excavación. Todo ello confiere a la roca un comportamiento más masivo, favoreciendo la estabilidad de los taludes.

En la fotografía 3 realizada sobre el testigo de un sondeo se observa el aspecto semimasivo de la roca y su baja exfoliación.

En la figura 2, se muestra un plano geológico estructural del emplazamiento del desmonte en la margen derecha de la autovía. En este plano figuran los datos de las esquistosidades que, en general, buza hacia el interior del talud. En la figura 4, se muestran los diagramas estructurales, complementarios con los datos de las juntas, que condicionan caídas por cuña o bloque hacia la excavación. En la figura se han



Foto 4. Caída tipo bloque.

señalado los diferentes dominios en los cuales se ha subdividido el desmonte basándose en la distribución y características de las juntas; la distribución de polos de planos; y los diagramas de densidad y los polos medios característicos considerados para el cálculo de estabilidad. Como puede apreciarse, existen una serie de discontinuidades definidas por las juntas con buzamientos hacia el Sur, Sureste y Suroeste, es decir, hacia fuera de la excavación, que darán lugar a caídas tipo cuña y bloque.

ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD

El análisis de la estabilidad se ha desglosado para cada uno de los dominios estructurales identificados, aplicando los programas CAL 1 y 2 desarrollado por TYPISA. En la figura 4 se

muestra la salida del programa, correspondiente al análisis estadístico de polos para los dominios Z-3, Z-5 y Z-6. Como resultado final se han obtenido los polos medios característicos de las juntas y de la esquistosidad, teniendo en cuenta las variaciones laterales de las nubes de polos con mayor incidencia en la estabilidad del desmonte.

En cada dominio se han combinado los polos medios y determinado el tipo de caídas que pueden darse en el desmonte, en función de los parámetros resistentes asignados a cada uno de los planos. Para cada una de las combinaciones analizadas se ha obtenido su factor de seguridad. Las caídas más frecuentes obtenidas son del tipo cuña y bloque a favor de juntas. Para varias combinaciones de juntas el factor de seguridad es 1,1 o inferior. El



Foto 5. Calda tipo cuña.

ángulo de buzamiento de la esquistosidad es suave, con valores medios de 35° y 43° , hacia el interior de la ladera, por lo que no hay que prever fenómenos de vuelco. En las fotografías 4 y 5 se muestran los

planos de discontinuidad que conforman caídas del tipo bloque y cuña, respectivamente.

Una vez realizado el análisis se comprobó, sobre el terreno, que las combinaciones obtenidas en los cálculos respondían

a una realidad física en los desmontes de la actual N-VI y en afloramientos. Seguidamente, se ajustó el talud más favorable, tratando de dejar calzados los ejes de la cuñas y bloques. No obstante, se comprobó que, incluso con el talud 1(V):1(H), se podían producir caídas en alguno de los dominios.

MEDIDAS DE REFUERZO

Dadas las dificultades geométricas de encaje del talud y, en todo caso, la necesidad de diseñar medidas de refuerzo, se recomendó la ejecución de precorte en todo el paramento, de modo que se evitase la creación de nuevas discontinuidades que introdujesen un factor adicional de inestabilidad.

El talud 2(V):1(H) es el que mejor se adapta a los condicionantes geométricos del desmonte. Para este talud se analizaron las diferentes caídas, de tipo cuña y bloque, posibles en cada dominio, así como los volúmenes que retener. El cálculo de volúmenes se efectuó asignando a cada plano de junta las continuidades mayores y más representativas observadas en campo.

Una vez obtenido el volumen y peso de cada cuña o bloque, se procedió a calcular la fuerza de anclaje necesaria, en función de la fuerza desestabilizadora. Para el cálculo se adoptó un factor de seguridad 1,5. Los bulones se calcularon con una inclinación de 10° respecto a la horizontal.

Para el diseño final se adoptó la combinación de discontinuidades más desfavorable que constituía la envolvente de las posibles caídas. Dada la posición aleatoria en el frente del talud de las distintas cuñas o bloques que pueden llegar a caerse, se recomendó un bulonado sistemático. Para ello, se calculó la fuerza de anclaje necesaria por metro cuadrado de talud. La malla óptima de bulo-

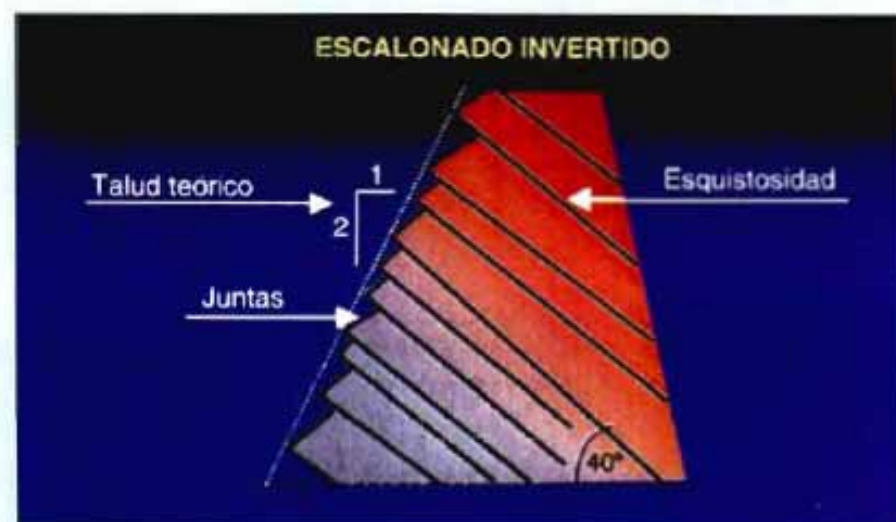


Figura 5. Esquema de los escalonados invertidos en el talud.

nado resultó ser de $3 \times 3 \text{ m}^2$, con bulones tesados a 15 t, dispuestos al tresbolillo. Las longitudes propuestas fueron de 6 m en los dominios Z-1, Z-2, Z-3, y Z-5 y de 5 m en el dominio Z-6.

Con el fin de proteger estos elementos contra la corrosión, se han inyectado en toda su longitud, excepto un tramo de 1,5 m en que se han recubierto con una vaina.

Para facilitar el drenaje y evitar empujes hidrostáticos, no considerados en el cálculo, se han instalado drenes californianos en los puntos en que se han detectado flujos de agua asociados a algún acuífero discontinuo establecido a favor de juntas.

Como medida de seguridad complementaria, se ha cubierto todo el talud con malla de triple torsión, para la guía de pequeños bloques desprendidos hacia un pequeño cunetón de pie de talud, de 2 m de anchura en la base.

COMPORTAMIENTO DEL DESMONTE

Actualmente, el desmonte está finalizado y las medidas de refuerzo instaladas. Su comportamiento es satisfactorio como puede apreciarse en las fotografías adjuntas.

Las cañas de los taladros de precorte se observan bien distribuidas aunque con desvíos sistemáticos en varias zonas. Localmente, como se muestra en la figura 5, existen escalonados invertidos que podrían dar lugar a pequeñas caídas ocasionales, por despegues a favor de los planos principales, que serían retenidas por la malla de protección (ver figura 5).

En los taludes pueden observarse las cuñas y bloques retenidos por los bulones de refuerzo. Localmente se han producido pequeñas caídas previas a la instalación de los bulones, como se muestra en la fotografía 7.



Foto 6. Aspecto actual de talud. Disposición de las medidas de refuerzo.

Relleno de La Silva

INTRODUCCIÓN

El producto de la excavación de los desmontes descritos se ha empleado en la construcción del terraplén comprendido entre los puntos kilométricos 4+250 y 4+674, aproximadamente.

Como se ha indicado en la

introducción de este trabajo, el cuerpo del terraplén, que alcanza una altura máxima de talud de 80 m, está compuesto por tres partes: muro de pie, núcleo de terraplén y muro de coronación, que suman un volumen de 878 652 m^3 . La figura 6 muestra su sección transversal y su planta mientras que la fotografía 7 recoge una vista desde su pie.

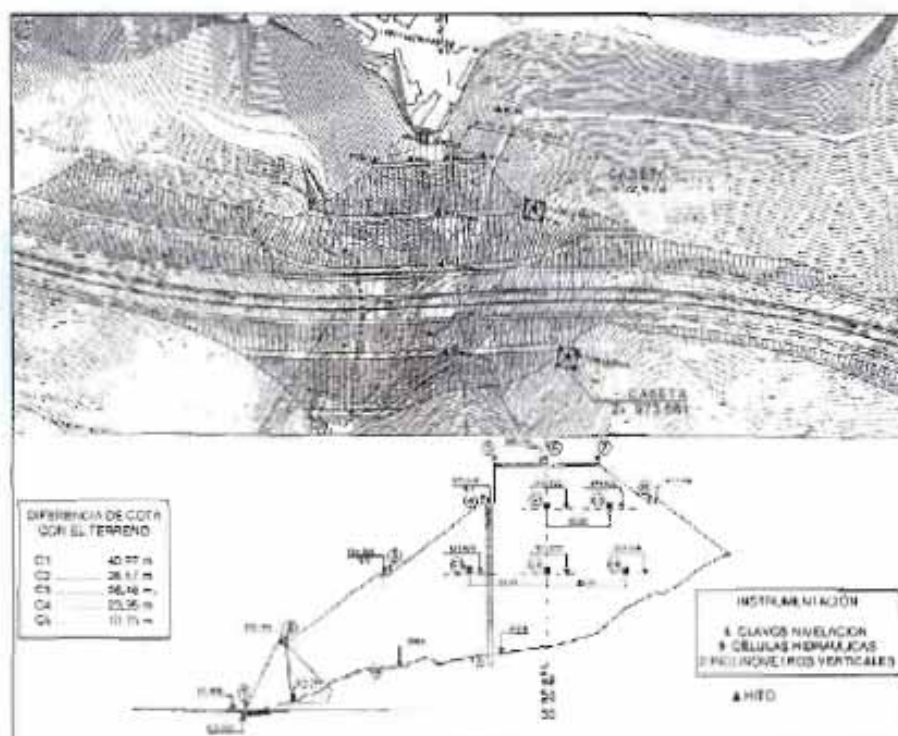


Figura 6. Planta y perfil del terraplén. Situación de la instrumentación.



Foto 7. Vista de la obra desde su pie de aguas abajo.



Foto 8. Proceso de ejecución del muro de escollera situado en el pie del terraplén.

En los siguientes puntos se describen la geometría y las características principales de esta obra.

ZONIFICACIÓN Y DISEÑO DEL TERRAPLÉN

La existencia junto a la traza de las instalaciones de la empresa minera Antracitas de la Silva ha limitado la superficie de ocupación del terraplén, complicando su diseño. El talud medio que habría sido necesario para evitar afectar a dicha empresa es el 1(V):1,2(H).

La introducción en la sección tipo de un muro de pie y

otro de coronación ha permitido suavizar el talud geométricamente necesario hasta un valor admisible para los materiales disponibles. Los ensayos y los cálculos han mostrado que el cuerpo del terraplén, compuesto principalmente por un todo-uno de filitas, admite un talud no superior al 4(H):3(V), que en este caso no se ha alcanzado al construir una berma intermedia.

La definición del muro interior ha tratado de asegurar el buen comportamiento del pie del terraplén. El muro alcanza una altura de 22,5 m y está

Rutas Técnica

construido con escollera hormigonada. Su espesor varía entre 3 m en su coronación y 13 m en su base. Se trata de un muro de gravedad que apoya en ligera contrapendiente sobre un macizo sano con una estructura de orientación favorable. Para asegurar, aún más, el comportamiento de esta zona del terraplén, su trasdós se ha rellenado con escollera de roca sana con una resistencia a compresión simple superior a 50 MPa.

A partir de los cálculos se concluyó que el muro de pie debía tener un trasdós quebrado que permitiese formar un talón. Teniendo en cuenta las dificultades de ejecución se decidió, finalmente, dar una única inclinación al trasdós aunque ello supusiese engrosar el cuerpo del muro, cuyo volumen final, hormigonado, alcanzó los 6 256 m³. La fotografía 8 muestra un instante de su proceso de ejecución.

Por otra parte, la resistencia al deslizamiento en el contacto terreno-terraplén se ha garantizado mediante la excavación de bermas en el terreno natural, bajo el talud de aguas abajo como es práctica habitual. El volumen excavado con este propósito se ha elevado a 61 600 m³.

El muro superior en un macizo de tierra armada, suficientemente flexible para soportar la totalidad de los asentamientos postconstructivos.

PUESTA EN OBRA

El producto de la excavación de las filitas en los desmontes se ha empleado en el núcleo del relleno comprendido entre los puntos kilométricos 4+250 y 4+674.

Como se ha indicado en la descripción geológica, las filitas se han excavado mediante voladura con precorte. En su práctica totalidad, se encuentran sanas, con grado de meteorización II-III, salvo en la zona

más superficial donde presentan un grado IV-III.

Se trata de rocas de resistencia baja-moderada (ISRM 1979), con un tamaño de grano fino-medio y una esquistosidad marcada, en las que predominan los filosilicatos. El producto de la excavación es un todo-uno de buena calidad que no alcanza las características exigidas a un pedraplén.

Tendiendo en cuenta las dimensiones de la obra y la naturaleza del material ha sido necesario cuidar el proceso de puesta en obra. El tratamiento del material ha buscado lograr una estructura densa, con tamaños reducidos, inferiores a los habituales en un pedraplén, mediante una compactación energética. De esta manera se ha pretendido limitar los asentamientos y conseguir una resistencia al corte suficiente.

La compactación del todo-uno de las filitas se ha realizado en tongadas de 60 a 80 cm de espesor, mediante 6 pasadas de un rodillo liso vibratorio doble muy pesado (18 t de peso estático). La zona exterior del terraplén, en un espesor variable entre 15 m en la base del muro superior y 30 m en la base del terraplén, se ha realizado con el material más grueso obtenido de la excavación. El aspecto que presentaba el material una vez puesto en obra puede observarse en la fotografía 9.

Tanto el espesor de la tongada como el número óptimo de pasadas se determinaron en un área de prueba, al inicio de la colocación del material tipo todo uno. La densidad seca media del material puesto en obra ha sido de 1,96 t/m³.

CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES

El diseño del terraplén ha exigido estimar la seguridad frente al deslizamiento de la masa de terreno y los valores máximos de sus deformaciones.



Foto 9. Aspecto del todo-uno de filitas una vez puesto en obra.

La determinación de los parámetros geomecánicos necesarios para caracterizar el material en ambos aspectos presenta el problema, como es sabido, de la diferencia de escala entre el material *in situ* y las probetas de laboratorio. Los ensayos realizados se han considerado como aproximativos, únicamente, del comportamiento real del material puesto en obra.

Además de los ensayos normales de caracterización, se ha llevado a cabo la rotura de probetas en célula triaxial de 4" del tipo consolidado-no drenado y un ensayo edométrico en célula Rowe (10"). Las tensiones de confinamiento en la célula triaxial han variado entre 0,65 y 0,9 MPa. También se ha realizado un ensayo de resistencia al desmoronamiento (Sehudes) que permite considerar la roca como de durabilidad muy alta según la clasificación de Gamble.

Las probetas se han elaborado con roca relativamente sana machacada con un tamaño máximo de 25 mm. El grado y la humedad de compactación han sido los mismos exigidos en obra.

De los resultados se ha podido deducir los valores que definen la deformabilidad de acuerdo con el modelo hiper-

bólico propuesto por Duncan (1974) haciendo depender el módulo elástico de la naturaleza del propio material, de su presión de confinamiento y de su nivel de tensiones. El valor del módulo de Poisson se ha considerado constante.

La resistencia al corte se ha considerado únicamente friccional y el valor de su ángulo de rozamiento interno se ha hecho depender de la presión de confinamiento del material. La ley de variación se ha estimado a partir de los resultados de los ensayos triaxiales y del modelo de Barton y Choubey que proporciona la variación de Φ a escala real. Los valores adoptados se indican en el apartado siguiente.

ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD Y DE LAS DEFORMACIONES

El diseño y la comprobación del comportamiento del relleno se ha realizado con ayuda de cálculos de estabilidad de equilibrio límite (Morgenstern-Price) y de un modelo numérico resuelto mediante diferencias finitas.

El modelo numérico ha constado de 4 600 elementos cuadriláteros de 4 nodos.

Dentro de él se han diferenciado 4 materiales:

Número de modelo (K)	Exponente del módulo (n)	Razón de rotura (Rf)	Dens. aparente (t/m ³) γ	Tipo de terreno
500	0,67	0,8	2,2	Todo uno de filitas
800	0,3	0,7	2,0	Escollera
600	0,55	0,7	2,1	Tierra armada

• Muro de escollera hormigonada.

• Escollera.

• Núcleo del terraplén.

• Macizo de tierra armada.

El primero de estos materiales se ha modelado como elástico lineal, comprobándose *a posteriori* que no se ha alcanzado la rotura con un margen de seguridad suficiente. El comportamiento de los restantes materiales se ha aproximado mediante el citado modelo hiperbólico. La tabla superior muestra los parámetros asociados a cada tipo de terreno.

La resistencia al corte se ha estimado a partir de las siguientes leyes:

Filitas

$$\sigma = 27 + 9,5 \log_{10} \left| \frac{18,4}{\sigma_n} \right|$$

Escollera

$$\sigma = 30 + 8 \log_{10} \left| \frac{35}{\sigma_n} \right|$$

Muro de tierra armada

$$\Phi' = 40^\circ$$

$$c' = 0,01 \text{ MPa}$$

Donde σ_n es la tensión normal a la superficie de deslizamiento en MPa.

En los cálculos se ha supuesto que la construcción del relleno se realizaría en 46 toneladas horizontales. Los resultados llevaron a prever un máximo asiento vertical de 35 cm y un desplazamiento horizontal de 10 cm. Los datos de auscultación han proporcionado los valores correspondientes de 28 y 3 cm, que pueden considerarse moderados.

Los desplazamientos diferidos se han estimado asimilando el efecto de las deformaciones diferidas a un aumento de la densidad. Se ha previsto un asiento vertical diferido má-

ximo en torno a los 10 cm.

Las figuras 7 y 8 muestran las distribuciones de desplazamientos en metros.

Conclusiones

Tanto el desmante como el relleno presentados en este artículo han finalizado hace unos meses (julio 1999). Su comportamiento puede juzgarse plenamente satisfactorio, si bien su vida es aún corta; aun-

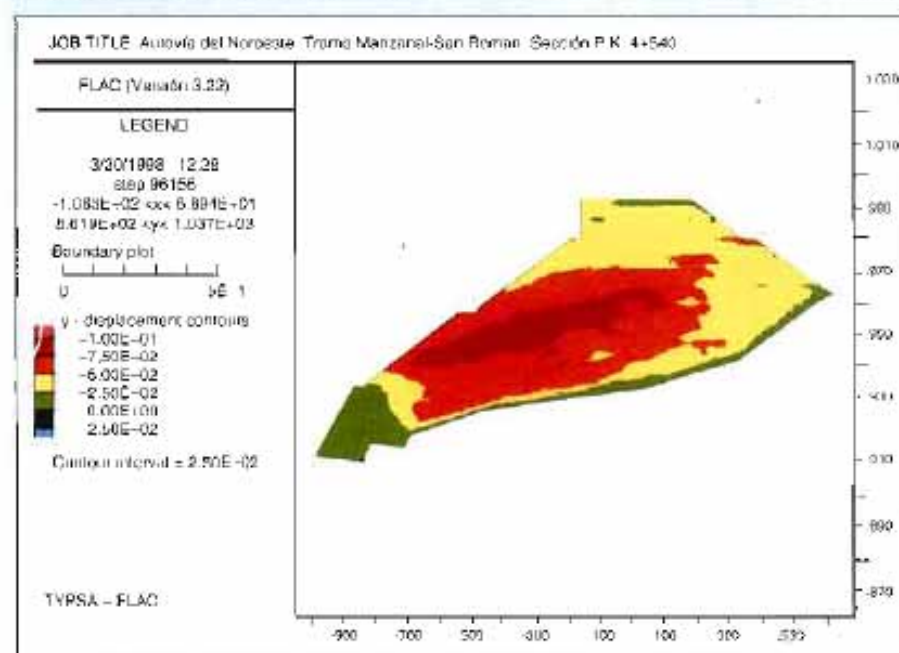


Figura 7. Desplazamientos verticales al final de la construcción.

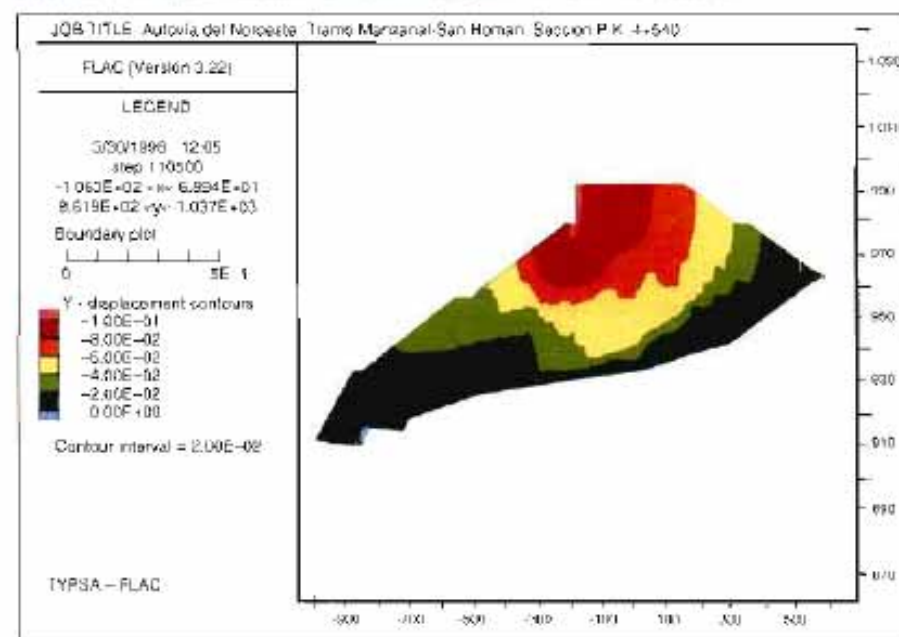


Figura 8. Desplazamientos verticales diferidos.



Foto 10. Visión del conjunto de las obras comentadas.

que el desmonte ha debido soportar, desde el mismo periodo constructivo, el tráfico pesado de la actual N-VI que discurre directamente sobre su coronación. La *fotografía 10* muestra el conjunto de las obras comentadas.

Durante el diseño del desmonte se planteó la conveniencia de complementar las medidas de refuerzo, con las aplicaciones siguientes:

- Capa de hormigón proyectado.
- Red de cables.

En ambos casos, se pretendía retener las pequeñas cuñas o bloques, intercalados entre la red de bulones y no fijadas por éstos. Simultáneamente se favorecía el reparto de las fuerzas de anclaje en los tramos donde la fracturación del macizo rocoso fuera elevada.

En primera opción, se descartó la solución de hormigón proyectado por su falta de estética, aun en un paisaje ya degradado por las actuaciones mineras.

La solución con red de cables, seleccionada inicialmente, también fue finalmente descartada, dado que la moderada fracturación de las filitas no lo justifica, al ser el RQD medio

del orden de 50-60%, superior al reconocido en otros ámbitos geográficos.

El comportamiento del desmonte confirma, al menos hasta la fecha, la solución de refuerzo adoptada.

También los condicionantes geométricos del emplazamiento del relleno de La Silva han forzado su diseño.

Durante el periodo de diseño se contemplaron diferentes soluciones:

- Talud 3H:2V, expropiando las instalaciones mineras.
- Muro de pie de talud, y pendientes entre 3H:2V y 1,3H:1V para los rellenos.
- Muro en coronación con taludes análogos para el relleno.
- Muro de pie y de coronación.

Descartada la primera solución, contraindicada frente a la problemática minera en la zona del Bierzo, se analizaron las tres restantes, considerando diferentes alturas de muros. Resultó más favorable la última, más acorde con el relieve del terreno, con el muro de pila bien encajado en los materiales carboníferos del fondo de la vaguada afluente del arroyo de La Silva.

Tanto la caracterización de los materiales con los que se ha construido, como los análisis de estabilidad y deformaciones efectuados, han permitido zonificar y ajustar razonablemente el comportamiento del relleno.

No se han incluido en este artículo los análisis efectuados sobre la posible afección de la carga del relleno sobre un pozo inclinado (45°) de acceso a los talleres de explotación minera que discurre por el límite norte del relleno. Tampoco se ha descrito el estudio de las subsidencias provocadas por las explotaciones mineras en curso. Ambos factores podrán ser desarrollados en otra oportunidad. No obstante, puede adelantarse que resulta irrelevante la influencia del relleno en el pozo inclinado. La subsidencia afecta principalmente al talud derecho del relleno. El asiento se estima menor de 10 cm en el pie del talud derecho, disminuyendo gradualmente hacia el eje de la autovía y talud izquierdo.

También se ha pospuesto el análisis detallado de los datos obtenidos de la auscultación. Actualmente, estos datos se encuentran en proceso de elaboración.

Agradecimientos

No puede terminarse este artículo sin agradecer a Manzanal UTE, empresa constructora, integrada por DRAGADOS y FCC, tanto su colaboración como las facilidades de acceso a las obras durante el proceso constructivo, incluidos los datos obtenidos de la auscultación. ■

Evaristo del Monte Ramos, Jefe del departamento de Geotecnia de TYPESA; José Manuel Gutiérrez Manjón, Director del departamento de Geotecnia de FCC; Ignacio Quecedo Gutiérrez, Departamento de Geotecnia de TYPESA y Alberto Manera Bussa, Colaborador de TYPESA.