



AJ

Jornadas sobre
**OBRAS DE INTERÉS GEOTÉCNICO
EJECUTADAS POR
LOS CONSTRUCTORES ESPAÑOLES
CICLO: EMPRESAS CONSULTORAS**

27^a SESIÓN
2 Diciembre 2003

Con la colaboración de
**CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACIÓN
DE OBRAS PÚBLICAS (CEDEX)**





Jornadas sobre
**OBRAS DE INTERÉS GEOTÉCNICO EJECUTADAS POR
LOS CONSTRUCTORES ESPAÑOLES**
CICLO: EMPRESAS CONSULTORAS

27^a SESIÓN
2 Diciembre 2003
Con la colaboración de
**CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACIÓN
DE OBRAS PÚBLICAS (CEDEX)**

SUMARIO

- **Diseño y construcción de un pedraplén de 100m. y un viaducto en la N-III en Contreras**
- **Diseño y ejecución de un desmonte en roca con vuelco de estratos en la variante de Idiazabal**
- **Diseño y construcción de un relleno de 90m. con materiales de mala calidad y estabilización de dos deslizamientos en la N-I en Etxegárate**

Se fundó en San Sebastián
Federación y otras en Madrid
y la Aut. Bilbao-Behobia
y otra ISA independiente / Aut
Art 7500 pes y 15M €, int.

Notas manuscritas:

- 1. No existen geólogos como ahora
- 2. Oficina geotécnica

JORNADAS SOBRE OBRAS DE INTERÉS GEOTÉCNICO EJECUTADAS POR LOS CONSTRUCTORES ESPAÑOLES

CICLO : EMPRESAS CONSULTORAS



DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE UN PEDRAPLÉN DE 100 M DE ALTURA Y CIMENTACIÓN DE UN VIADUCTO EN EL CRUCE DE LA N-III SOBRE EL EMBALSE DE CONTRERAS

1996 Asistencia y -
Const. ACS (OCP+Aux+Fund)

Federico Pascual Pastor
Ing. de Caminos, C. y P.
Responsable de Geotecnia
en Euroestudios a fin

1. INTRODUCCIÓN

En 1996, bajo la dirección de la Demarcación de Carreteras de Valencia, Euroestudios elaboró el proyecto constructivo de la autovía N-III a su paso sobre el embalse de Contreras. La obra fue ejecutada entre 1997 y 1998 por ACS. El cruce del embalse, en una zona topográficamente muy movida, exigió el diseño de seis elementos muy relevantes en un tramo de 2,5 kilómetros: el viaducto del Embalse (con 4 vanos de 170 metros de luz máxima), el túnel doble del Rabo de la Sartén (de 250 metros de longitud), el viaducto del Istmo (con 19 vanos de 45 metros de luz), un desmonte en calizas y dolomías de 40 metros de altura, el viaducto del barranco de La Vid (con 8 vanos de 37 metros de luz máxima) y un pedraplén de 100 metros de altura. En las fotografías 1 y 2 se presentan dos vistas generales desde ambos lados de la autovía donde se pueden observar los cinco primeros elementos mencionados. En la fotografía 3 aparece el viaducto del barranco de La Vid y el último elemento, el pedraplén.



Foto 1 (portada) y Foto2. Vistas panorámicas del cruce del embalse de Contreras



Foto 3. Viaducto del Barranco de la Vid y pedraplén de 100 m de altura

Debido a lo escarpado de las laderas que forman el vaso del embalse, el acceso a los emplazamientos de estos elementos durante la elaboración del proyecto exigía la realización de importantes caminos cuya excavación necesitaba la utilización de explosivos. Los condicionantes medioambientales exigidos para la ejecución de los caminos, en lo que se refiere a la imposibilidad de utilizar explosivos en ciertas épocas del año, impidieron llevar a cabo la campaña geotécnica de campo en esta zona durante la realización del proyecto. Aunque la geología es complicada, afortunadamente existían abundantes afloramientos del macizo rocoso que permitían realizar un levantamiento geológico detallado a escala 1:1000. En la fotografía 4 se presenta un ejemplo de afloramiento situado en la cerrada de la presa, donde se aprecia la complejidad de las características geológicas de detalle. En estas condiciones se decidió que los datos necesarios para el proyecto se obtendrían únicamente de dicha cartografía y que se confirmarían con posterioridad. La investigación mediante sondeos se realizaría al inicio de la obra, cuando se pudieran realizar los caminos de acceso.

Es evidente que se había aceptado un riesgo considerable en esta decisión, tanto de tipo técnico como de tipo económico y de plazo constructivo. Por estos motivos la investigación geotécnica se inició rápidamente, cuando las condiciones de la obra lo permitieron, como parte de las labores de la Asistencia Técnica a la Dirección de Obra, que también realizó Euroestudios. Para ello fue fundamental la estrecha coordinación con la empresa constructora, para conseguir que los cambios de diseño que se adoptasen pudieran llevarse a cabo sin perjuicio para el plazo de obra.

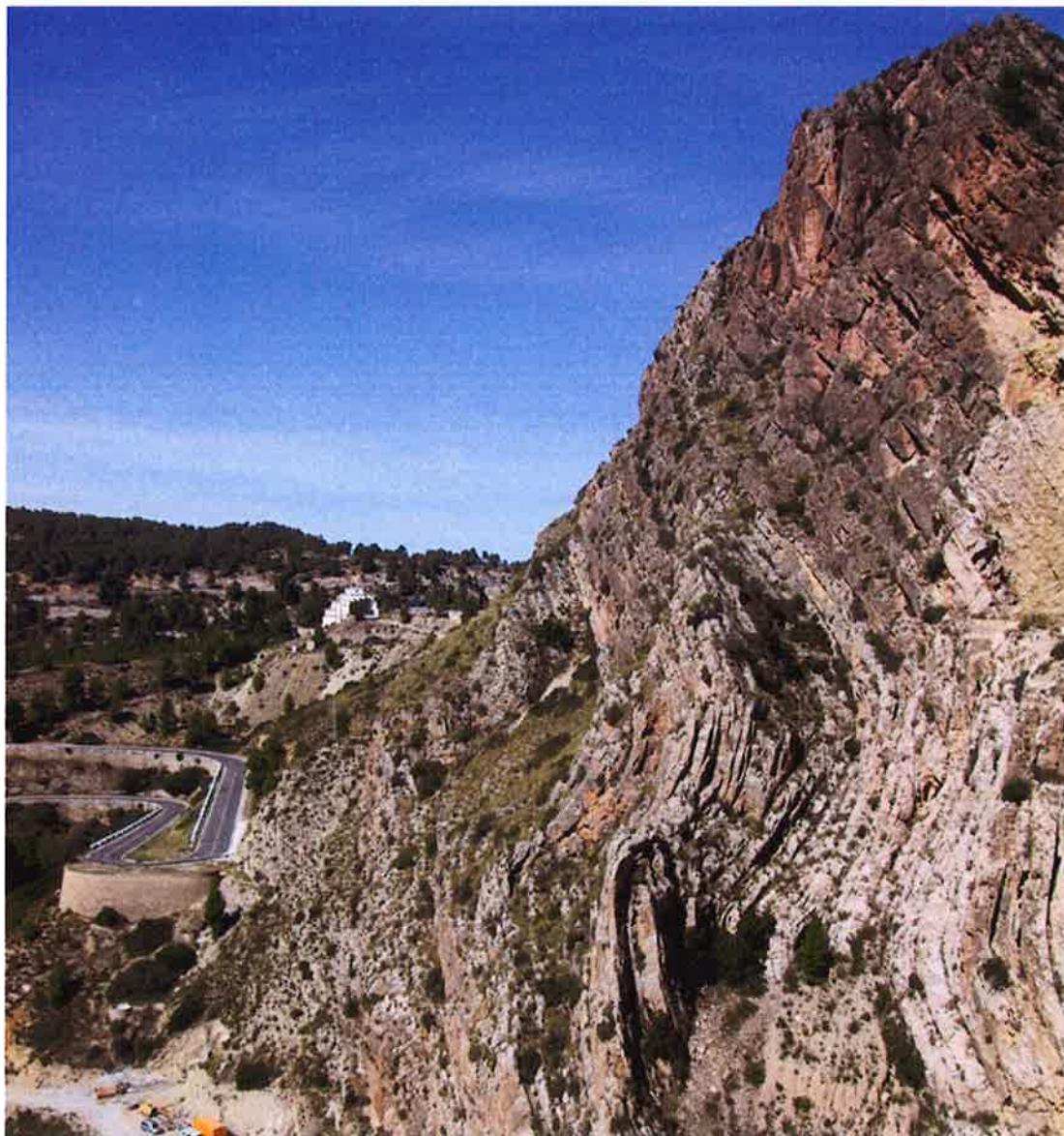


Foto 4. Afloramiento de calizas y dolomías jurásicas en la cerrada de la presa

En líneas generales la investigación geotécnica posterior confirmó las hipótesis y parámetros adoptados, por lo que, tras la finalización de las obras, se puede decir que la información obtenida en la cartografía geológica fue suficiente y la obra se realizó según lo previsto en cuatro de los seis elementos mencionados. Las dos excepciones fueron el pedraplén y el viaducto del Istmo. En el primer caso las condiciones geotécnicas reales fueron mejores que la supuestas, por lo que resultó un beneficio para la obra, que consistió fundamentalmente en una mayor facilidad y rapidez en la construcción. En el caso del viaducto del Istmo las condiciones encontradas fueron peores, lo que tuvo repercusiones fundamentalmente de tipo económico, al resultar una cimentación más cara que lo previsto. En esta comunicación se describen las causas y consecuencias de las variaciones observadas en las condiciones del terreno, y se presentan las lecciones aprendidas de todo el proceso.

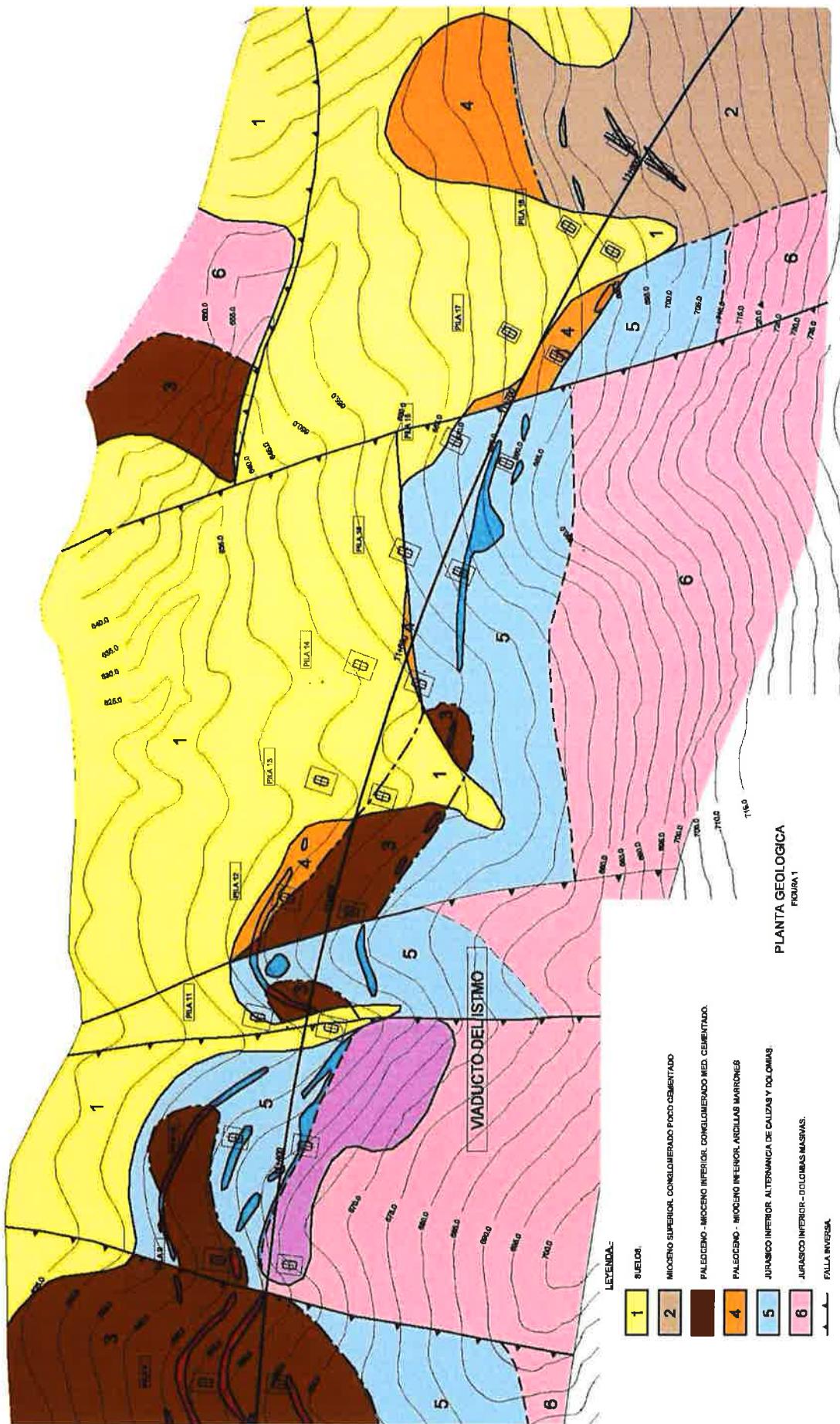
2. VIADUCTO DEL ISTMO

En la fotografía 5 se aprecia que se trata de un doble viaducto hiperestático de 855 m de longitud en 19 vanos de 45 metros de luz. Una característica importante de la cimentación del viaducto es que la mayoría de los apoyos son inundables por el agua del embalse al estar situados por debajo de la cota de máximo nivel. En el levantamiento geológico de proyecto se habían detectado en su emplazamiento abundantes afloramientos de calizas y dolomías jurásicas y un conglomerado terciario, todos ellos materiales competentes con elevada resistencia a la compresión simple. De acuerdo con la experiencia geológica de la zona, se había interpretado que el Terciario, que aparecía bastante masivo, se encontraba subhorizontal y discordante sobre un Jurásico replegado, fallado y con signos no muy importantes de karstificación. Aunque se había detectado la presencia de un coluvial, debido a la abundancia de afloramientos, no se esperaban espesores importantes de suelos, y por tanto se había previsto cimentación directa para todos los apoyos del viaducto, con la única precaución de realizar inyecciones bajo las zapatas en el caso de localizarse cavidades de origen kárstico.

En la figura 1 se presenta la planta geológica real del emplazamiento del viaducto en su parte final, que es la que presentó variaciones sobre lo previsto. En dicha planta se han incorporado todos los datos obtenidos de las excavaciones y de los 47 sondeos efectuados durante la construcción, con un total de 1000 metros de perforación. Los afloramientos representados son prácticamente los mismos que se habían localizado durante el proyecto, pero existían tres diferencias principales respecto de la geología inicial:



Foto 5. Vista general del viaducto del Istmo



Diseño y construcción de un pedraplén de 100 m de altura y cimentación de un viaducto en el cruce de la N-III sobre el embalse de Contreras

- En los sondeos apareció un Terciario arcilloso (número 4 en la figura 1) que no afloraba por estar recubierto por suelos (número 1).
- Ni la arcilla ni el conglomerado terciario estaban horizontales, sino verticales adosados al Jurásico, habiendo sufrido fallas y plegamientos al mismo tiempo que éste. Esta deformación del Terciario solidaria con el Jurásico es una novedad geológica en la zona.
- En algunos puntos existe un recubrimiento de suelos coluviales muy importante (hasta 13 metros), coincidiendo con las zonas donde el sustrato está formado por el Terciario arcilloso, puesto que es un material mucho más erosionable.

Estas tres características se resumen en el perfil transversal al viaducto por la pila 13, que se presenta en la figura 2, donde se advierte que el contacto arcilla terciaria – conglomerado terciario y conglomerado terciario – Jurásico es prácticamente vertical, tal y como pusieron en evidencia repetidamente los sondeos efectuados. En la figura se representa también la situación prevista para las zapatas en el proyecto y la tipología y situación de la cimentación finalmente adoptada (pilotes con los encepados situados entre 5 y 10 metros más bajos de cota que las zapatas de proyecto).

En la fotografía 6 se presenta la excavación de esta pila 13 con el contacto coluvial-conglomerado claramente visible. Se aprecia el aspecto masivo del conglomerado, que es muy uniforme en toda la zona y que recuerda por el aspecto a un hormigón pobre. En la fotografía 7, pila 9 derecha, se aprecia un aspecto representativo de la dolomía plegada y fallada. Las dolomías jurásicas presentaban una resistencia a compresión simple del orden de 30 Mpa y los conglomerados bien cementados hasta 8 Mpa. El aspecto del terciario arcilloso, que prácticamente no llegó a aflorar en las excavaciones, se puede observar en las cajas del sondeo de la pila número 14, fotografía 8.

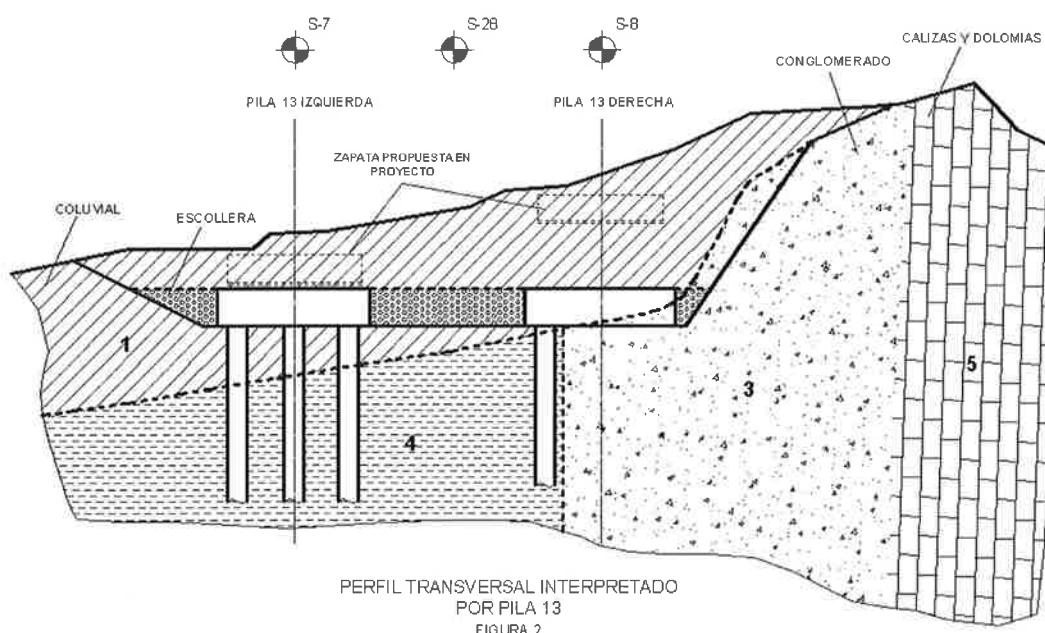




Foto 6. Excavación pila 13 derecha



Foto 7. Excavación pila 9 derecha

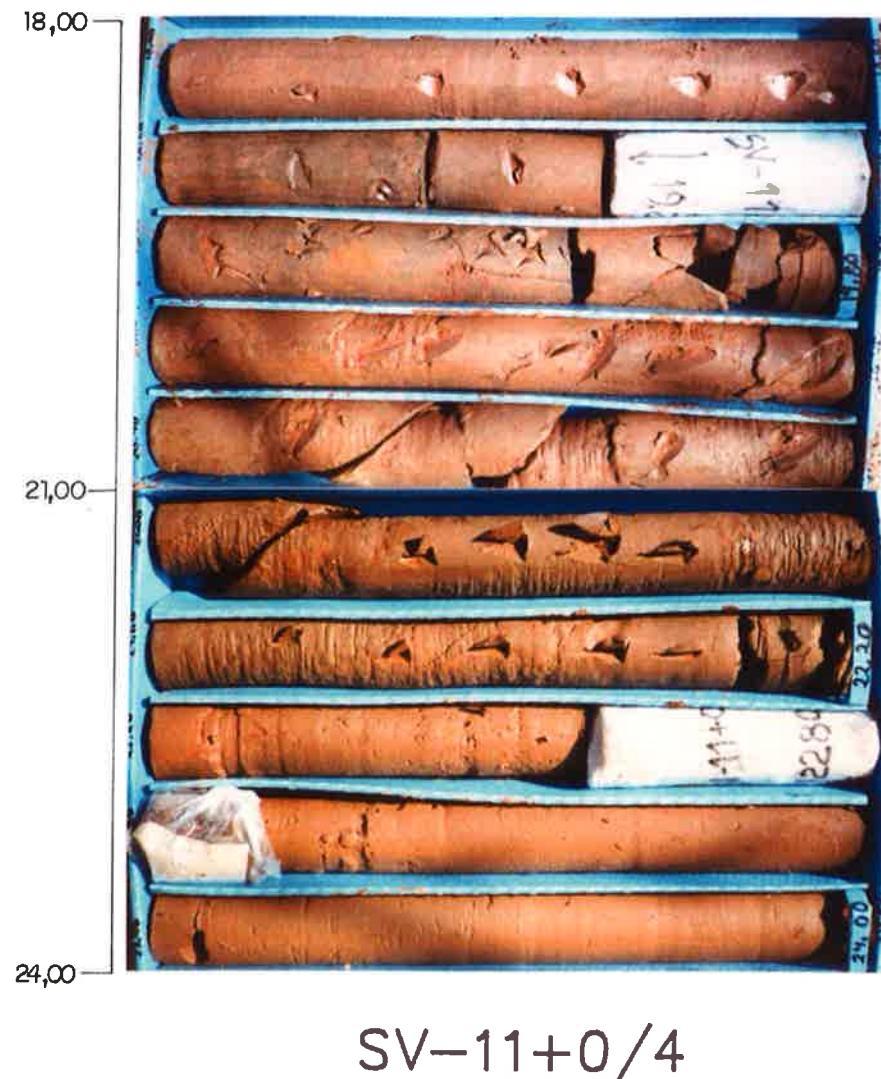


Foto 8. Caja de testigos de sondeo en terciario arcilloso

La aparición del terciario arcilloso hizo reconsiderar la tipología de la cimentación de los apoyos. Las características resistentes de este material, que se presentan en el cuadro I, hubieran producido asientos admisibles sin la presencia del agua del embalse. Sin embargo, se consideró que, al estar algunas cimentaciones bajo la cota de máximo nivel y por tanto ser inundables de forma periódica, las deformaciones a largo plazo podrían ser intolerables para la estructura debido a un reblandecimiento y alteración de la arcilla terciaria con el tiempo. El reblandecimiento podría producirse en el futuro, no habiéndose producido hasta el momento debido a que el embalse de Contreras no se ha llenado prácticamente nunca hasta la cota prevista para la cimentación del viaducto.

ARCILLA TERCIARIA

Densidad	Compresión simple (0-10 m)	Compresión simple (10-20 m)
2,20 t/m3	0,47 Mpa	1,18 Mpa

Cuadro I

Se adoptó la decisión de cimentar las zapatas situadas sobre el terciario arcilloso mediante pilotes de 1,5 metros de diámetro. También se decidió excavar los suelos y bajar de cota los encepados, para evitar la inestabilidad del coluvial ante un desembalse rápido, con los consiguientes empujes sobre los pilotes que lo atravesaran.

Algunos de los apoyos quedaron en situación peculiar, con parte de la superficie sobre materiales competentes (Jurásico o conglomerados) y otra parte sobre las arcillas terciarias. En estos casos se decidió realizar una cimentación mixta mediante un elemento que era a la vez zapata y encepado, apoyando directamente sobre las dolomías y el conglomerado y mediante pilotes en las arcillas. En las figuras 3, 4 y 5 se presentan

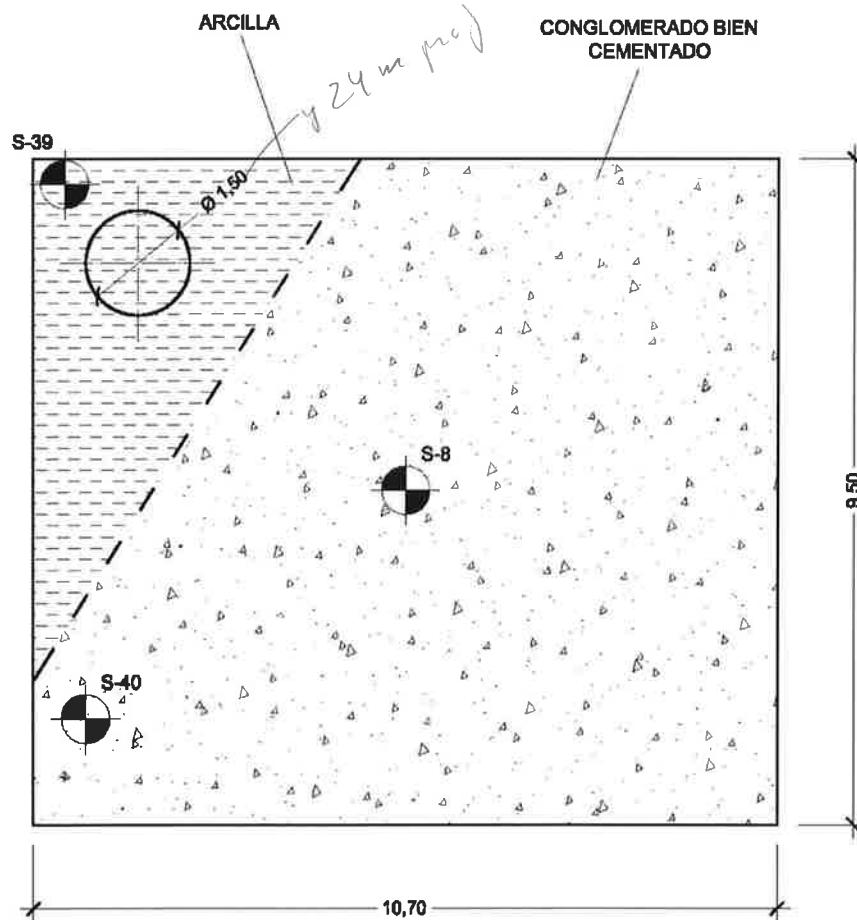


Figura 3. APOYO 13 DERECHO

Diseño y construcción de un pedraplén de 100 m de altura y cimentación de un viaducto en el cruce de la N-III sobre el embalse de Contreras

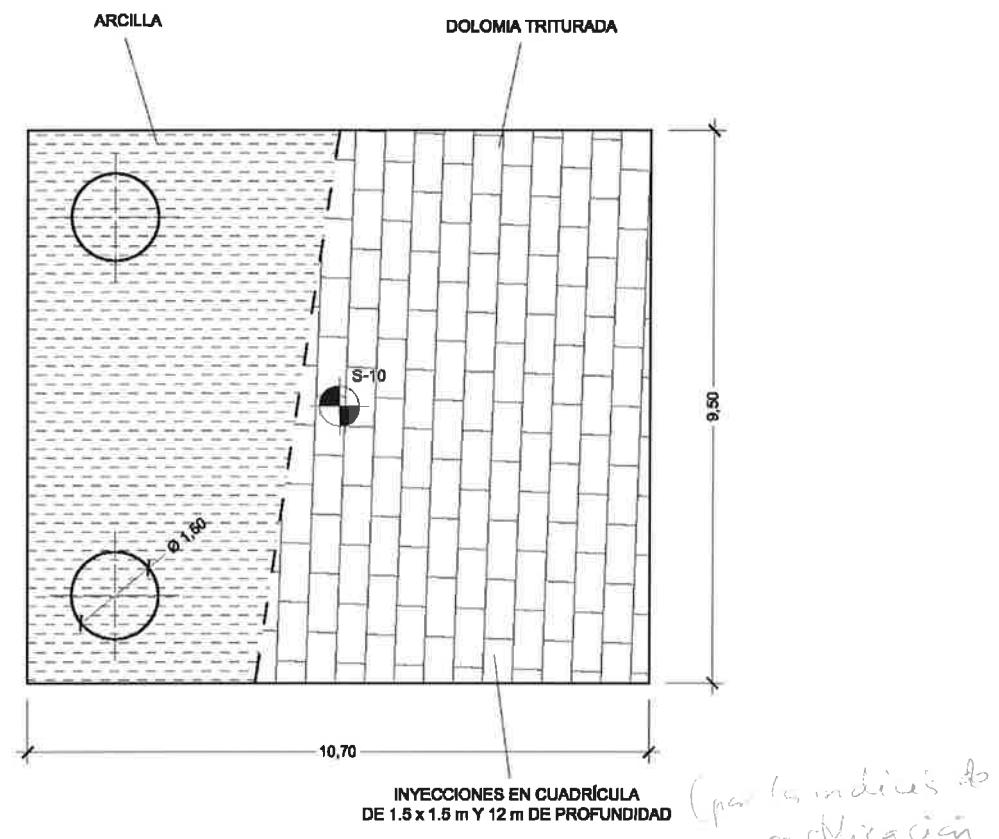


Figura 4. APOYO 16 IZQUIERDO

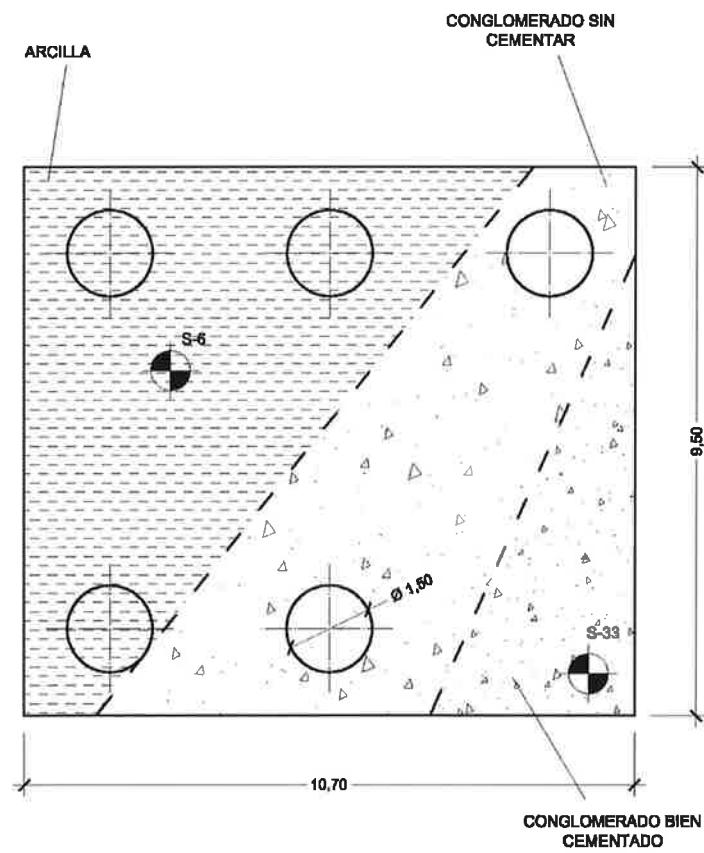


Figura 5. APOYO 12 IZQUIERDO

los esquemas de tres de ellos, con los contactos deducidos de los sondeos y de la inspección de las excavaciones. En algún caso se realizaron tres sondeos por apoyo que siempre confirmaron la verticalidad de los contactos. Como medidas adicionales, en algún caso (apoyo 16 Izquierdo) se realizaron inyecciones por el estado muy triturado o karstificado de la dolomía, y cuando el conglomerado no se encontraba cementado (caso del apoyo 12 Izquierdo) se excavaron pilotes totalmente embebidos en él.

En resumen, de los 40 apoyos se pilotaron completamente 3 y otros 5 de la forma parcial descrita. Para las zapatas se adoptó una carga admisible de 10 kg/cm² cuando apoyaban sobre Jurásico o conglomerado, y de 5 kg/cm² cuando lo hacían sobre las arcillas terciarias por encima del nivel máximo de embalse. Los pilotes se diseñaron para una capacidad de carga de 54,3 kg/cm², con un coeficiente de seguridad 3 para punta y 1,5 para fuste, lo que resultó en una longitud de empotramiento en las arcillas terciarias de 24 metros. Los encepados tenían 6 pilotes y unas dimensiones de 10,70 por 9,50 metros y 3 metros de canto.

Las consecuencias desfavorables para la obra, por motivo de la diferencia entre las condiciones del terreno supuestas y las reales, fueron un mayor volumen de las excavaciones para el apoyo de las cimentaciones y la aparición de los pilotes que eran unidades de obra no previstas, lo que provocó un aumento del coste. No se afectó al plazo de obra, que era muy estricto, debido a que el rediseño se realizó adaptándose a la marcha de las obras.

3. PEDRAPLÉN

En la fotografía 9 se presenta el estado actual del pedraplén, que tiene una longitud de 350 metros. Se diseñó sustituyendo a un viaducto previsto inicialmente en los estudios previos, con el evidente propósito de utilizar las excavaciones en roca de los desmontes cercanos, que, de no existir el pedraplén, deberían ser llevadas a vertedero. Las características geométricas del barranco a cruzar eran favorables, ya que era factible el apoyo sobre ambas laderas, evitando casi totalmente la disposición a media ladera, resultando un relleno recostado sobre una de ellas; también las características del cimiento permitían un apoyo sencillo, ya que el sustrato estaba formado por calizas y dolomías jurásicas que afloraban en gran parte del emplazamiento. Como investigación para el apoyo sólo se realizó una cartografía geológica 1:1000, sin datos de sondeos o calicatas.

**Foto 9. Vista del pedraplén**

La principal incógnita para el diseño se encontraba en el desconocimiento de las propiedades resistentes y deformacionales del material con el que sería construido el pedraplén, ya que no se disponía de sondeos ni de muestras para ensayar en los desmontes de la traza que se utilizarían como préstamos. De las mismas formaciones pero en distintos emplazamientos, se disponía de los siguientes ensayos de laboratorio:

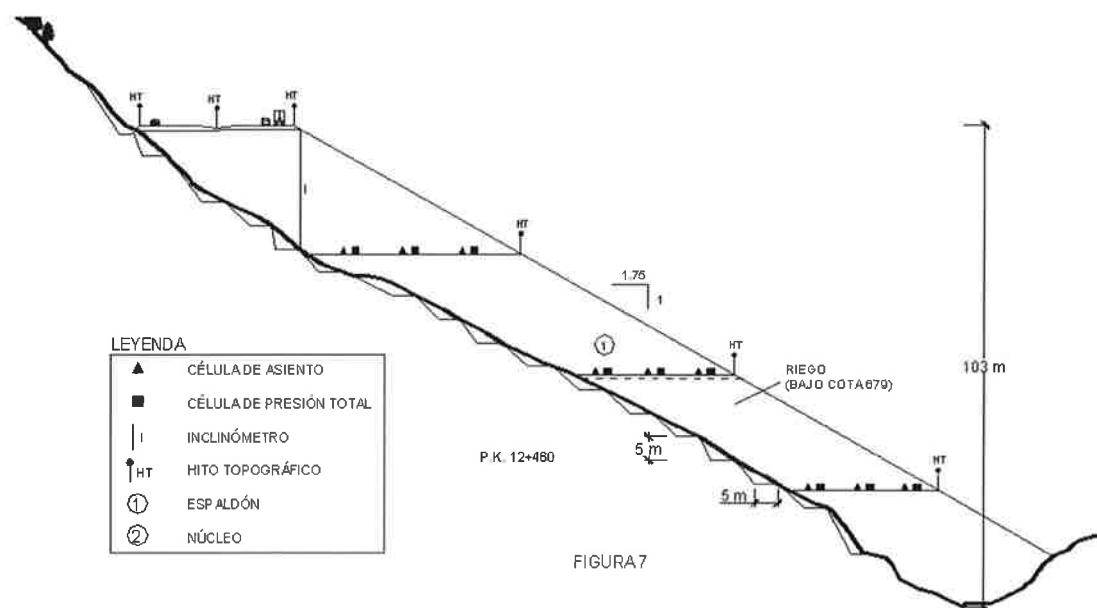
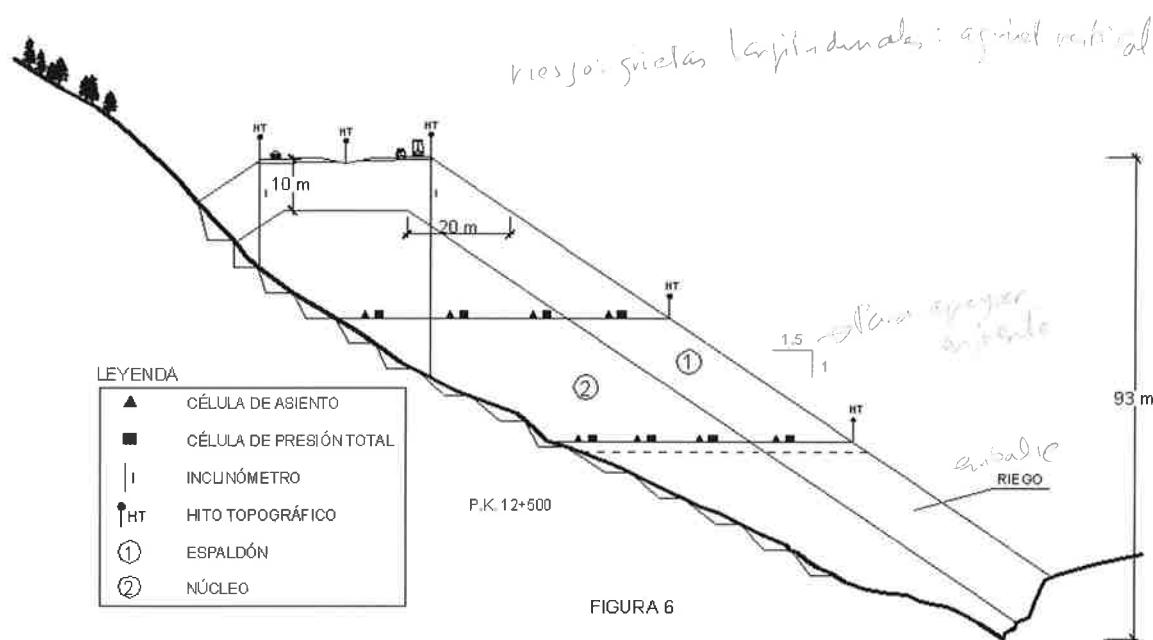
Compr. simple sin saturar, R_c	Compr. simple saturado, R'_c	Densidad	R_c/R'_c
31,8 Mpa	27,5 Mpa	2,6 t/m ³	0,87

Cuadro II

Diseño y construcción de un pedraplén de 100 m de altura y cimentación de un viaducto en el cruce de la N-III sobre el embalse de Contreras

Normalmente se admite que un material es adecuado para formar un pedraplén si la resistencia a la compresión simple es mayor que 25 Mpa y $R_c/R_c' > 0,75$, por lo que en este caso el material presentaba características aceptables pero que estaban cercanas a los valores mencionados.

Con estos datos se realizó el diseño que se presenta en las figuras 6 y 7. Los taludes se ajustaron al 1,75(H):1(V) para alturas mayores de 95 metros y al 1,50(H):1(V) para alturas inferiores, procurando eliminar la cimentación a media ladera con la utilización de muros o con un talud suficiente para apoyar en la ladera opuesta. Se previó una instrumentación de control consistente en células de asiento, células de presión total, inclinómetros e hitos topográficos.



euroestudios

Diseño y construcción de un pedraplén de 100 m de altura y cimentación de un viaducto en el cruce de la N-III sobre el embalse de Contreras

A pesar del desconocimiento de las características resistentes del material este diseño permitía asegurar razonablemente un coeficiente de seguridad al deslizamiento adecuado para los taludes. No se esperaban grandes asientos verticales, ya que al estar el pedraplén recostado sobre la ladera, aunque a efectos de estabilidad la altura sobrepasa los 100 metros, a efectos de asientos es inferior a los 60 metros. La principal preocupación se encontraba, debido a la resistencia no muy elevada de la roca, en las posibles deformaciones horizontales, que al traccionar el pedraplén podrían dar origen a grietas longitudinales en la calzada. Por esta razón se previó una zonificación en la que se compactaban más los bordes exteriores, para hacerlos más rígidos y disminuir así la tendencia del relleno a estirarse en coronación, que se vería compensada por la tendencia a cerrarse por la mayor deformabilidad del núcleo frente a los bordes.

Las especificaciones de compactación y de granulometría del material fueron las siguientes:

- Zona 1 (espaldón): compactación con tongada de 80 centímetros y 8 pasadas de rodillo de 13 t para conseguir una porosidad de al menos 0,17 y un módulo de deformación de 80 Mpa.
- Zona 2 (núcleo): compactación con tongada de 100 centímetros y 6 pasadas de rodillo de 13 t para conseguir una porosidad de al menos 0,20 y un módulo de deformación de 60 Mpa.
- La granulometría después de compactar debía ser la siguiente:

Tamaño máximo	0,5 –1,0 m
Pasa # 25 mm	< 35 %
Pasa # 5 mm	< 15 %
Pasa # 0,080 mm	< 5 %

- Por debajo de la cota de máximo nivel del embalse, situada a 47 metros por encima del pié del pedraplén, se utilizaría riego con un volumen de agua equivalente al 20 % del volumen de la tongada.

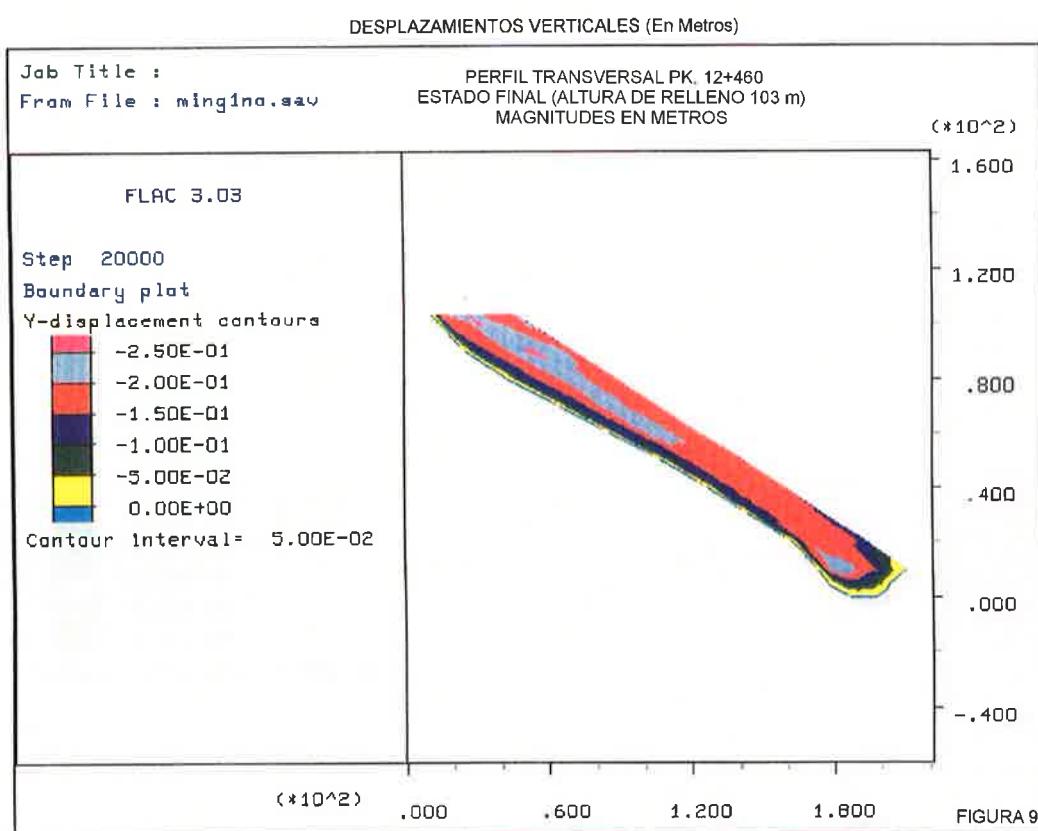
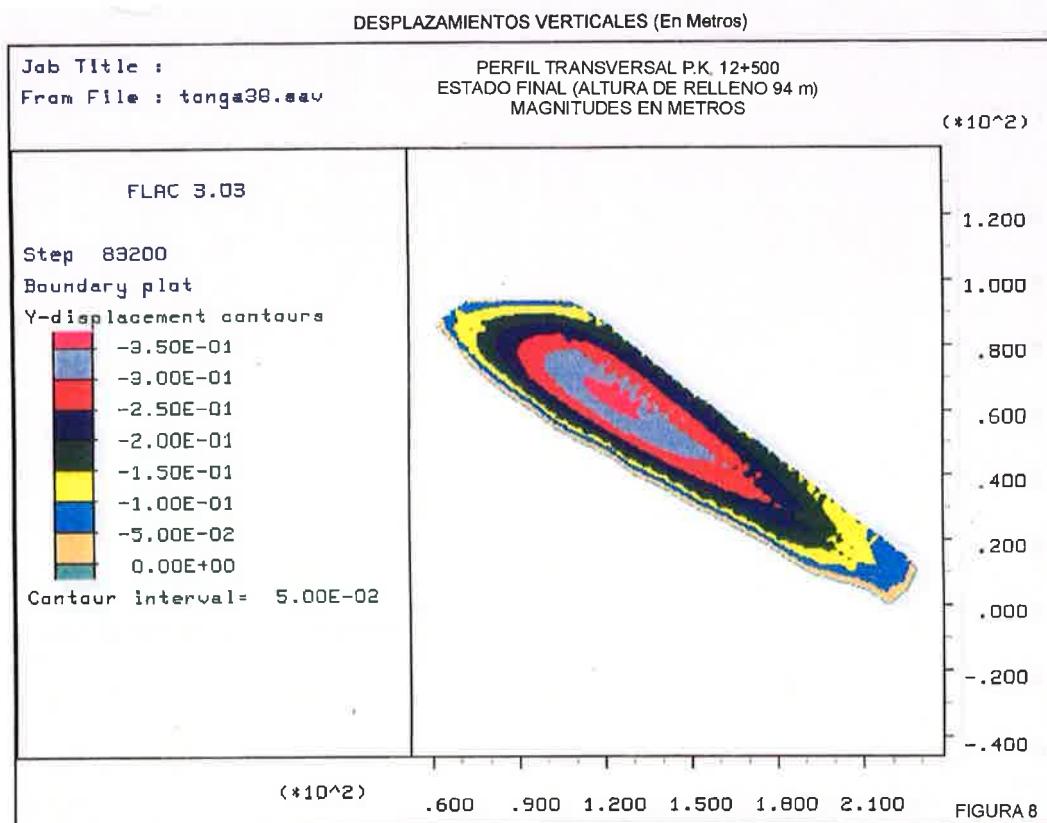
Con este diseño se obtuvo de la literatura técnica (Leps, 1970 y Duncan, Byrne et al, 1980) y de experiencias propias, los parámetros de cálculo para el modelo hiperbólico de tensión-deformación, que fueron los siguientes:

Zona	D (t/m ³)	Fi	IncrFi	c (t/m ²)	K	n	Rf	Kb	m
1	2,20	52,2	6,7	1	800	0,4	0,7	240	0,2
2	2,10	52,2	6,7	1	600	0,4	0,7	180	0,2

El cálculo se realizó con el programa FLAC de diferencias finitas, con una simulación para la construcción del pedraplén de 38 tongadas. Los resultados, que se presentan en las figuras 8 y 9 fueron los siguientes:

euroestudios

Diseño y construcción de un pedraplén de 100 m de altura y cimentación de un viaducto en el cruce de la N-III sobre el embalse de Contreras



euroestudios

Diseño y construcción de un pedraplén de 100 m de altura y cimentación de un viaducto en el cruce de la N-III sobre el embalse de Contreras

P.K.	Asiento máximo	Asiento en calzada	Deformación horizontal en calzada
12+460	25 cm	25 cm	10 cm
12+500	35 cm	5 cm	2 cm

En ambos casos las tensiones horizontales y verticales en superficie eran de compresión, por lo que la fisuración en la calzada no era posible y el diseño adoptado se consideró adecuado.

El pedraplén se construyó en un plazo muy corto, un año, entre Noviembre de 1997 y Noviembre de 1998, colocándose un volumen de escollera algo mayor que 1.000.000 m³. En primer lugar se realizó un terraplén de ensayo con el material que se iba a utilizar con posterioridad y que provenía de los desmontes antes inaccesibles. Resultó que la resistencia a la compresión simple era mayor que la esperada (más de 50 Mpa frente a los 32 previstos), y que el módulo de deformación se acercaba más a los 80 Mpa que a los 60 Mpa incluso con tongada de 1 metro.

En ese momento se decidió que se podía prescindir de la zonificación de proyecto adoptando una compactación en 6 pasadas, con un rodillo más pesado de 18 toneladas, en tongadas de 1 metro de espesor. El volumen de agua de riego se fijó en el 30 %. Este rediseño simplificaba y facilitaba la ejecución de forma muy notable unificando las tongadas con el espesor máximo antes previsto, con el consiguiente ahorro económico y de tiempo, lo que tenía importancia en una obra con el plazo muy ajustado.

Durante la ejecución se realizó un control muy intenso de las características geotécnicas y del comportamiento del terraplén, obteniéndose las siguientes características medias, que se comparan con las previstas en proyecto para la zona 1 (espaldón).

	Densidad	Porosidad	pasa # 25 mm	Rc	R'c	Rc/R'c
Proyecto	>2,20	<0,17	<35%	31,8 Mpa	27,5 Mpa	0,87
Obra	2,27	0,152	23,8%	63,4 Mpa	54,6 Mpa	0,86

Todas las características resultaron mejores que las previstas, ya que incluso el módulo de deformación se estimó, mediante las placas de carga, en unos 100 Mpa, frente a los 80 especificados para la zona 1.

En la figura 10 se presenta la evolución de la célula de asientos número 18 (en el p.k. 12+500), que como el resto fue medida desde su colocación en Abril de 1998 hasta año y medio después de la terminación del pedraplén, en julio de 2000. El valor del asiento obtenido en esta célula, 31,9 centímetros, es el máximo en esta sección y presenta variaciones mínimas en las últimas mediciones. El asiento en coronación sólo se ha medido durante año y medio arrojando un resultado de 3,9 centímetros. Por tanto la comparación entre los asientos previstos en proyecto y los realmente medidos han sido:

SECCIÓN P.K. 12+500

Asiento máximo en el cuerpo del relleno Asiento en coronación

Calculado	35 cm	5 cm
Medido	31,9 cm	3,9 cm

Auscultación del comportamiento: Células 17 (presión) y 18 (asiento)

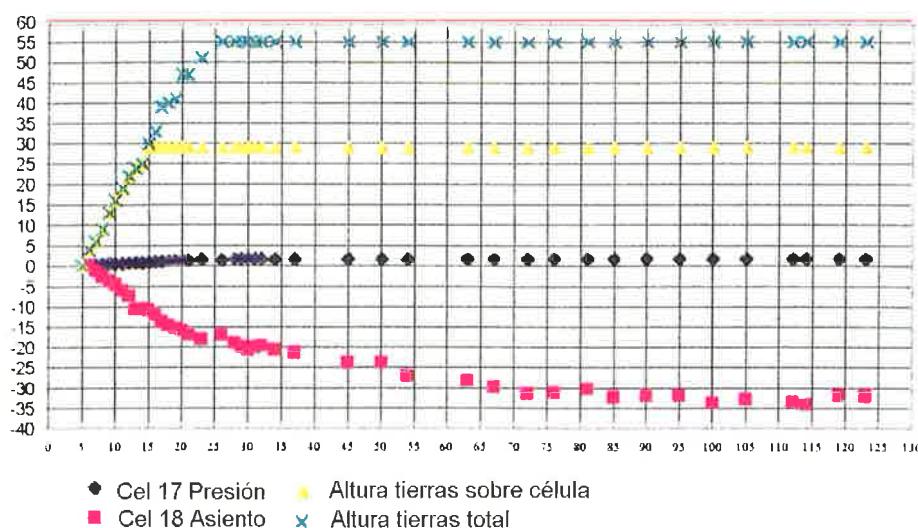


FIGURA 10

Aunque es conocido que los asientos de los pedraplens sólo pueden darse por definitivos cuando han pasado unos 10 años desde su terminación, por lo que las deformaciones indicadas probablemente pueda alcanzar con el tiempo valores algo mayores, parece claro que el pedraplén se ha comportado con un módulo de deformación mayor que lo supuesto en proyecto. Se puede realizar una estimación, en el momento actual, de que dicho módulo se sitúa en el orden de los 100 Mpa, valor que coincide con los deducidos de las placas de cargas realizadas durante la ejecución. Con las deformaciones a 10 años el valor estimado podría reducirse en un 20%. La concordancia de los valores también valida el método de cálculo utilizado, de acuerdo con la experiencia en casos similares.

El comportamiento del pedraplén a fecha de hoy ha sido excelente, sin grietas longitudinales aunque con una transición perceptible entre desmonte y relleno, lo que se ha resuelto con mezcla asfáltica. No han aparecido grietas longitudinales. La decisión de eliminar la zonificación prevista en proyecto fue por tanto acertada, y se tomó tras la realización del terraplén de ensayo, lo que confirma una vez mas la importancia de estos elementos para el diseño y construcción de grandes rellenos.

1.000.000 m³ en tan

4. CONCLUSIONES Y EXPERIENCIAS EXTRAÍDAS

- El proyecto de una obra civil termina cuando termina la construcción. Esto es más verdad en las cuestiones geotécnicas, donde nunca se tiene toda la información durante el diseño. La presencia en obra del proyectista es muy conveniente porque conoce mejor las hipótesis adoptadas durante la realización del proyecto y puede adaptarse mejor a cualquier cambio que se produzca.
- Una cartografía geológica detallada es muchas veces suficiente para interpretar las condiciones del terreno cuando no se tienen otras fuentes de información adicionales. En este caso únicamente con ella se han diseñado dos viaductos muy importantes, un túnel y un desmonte de 40 metros de profundidad, que luego se han construido sin incidencias dignas de mención.
- Cuando se es consciente de que falta información geotécnica, como en este caso, se deben realizar diseños conservadores o prever alternativas, aunque parezcan poco probables, para facilitar en lo posible la ejecución de la obra y evitar retrasos.

**JORNADAS SOBRE OBRAS DE INTERÉS GEOTÉCNICO EJECUTADAS POR
LOS CONSTRUCTORES ESPAÑOLES**

CICLO : EMPRESAS CONSULTORAS



**DISEÑO Y EJECUCIÓN DE UN DESMONTE EN ROCA CON
VUELCO DE ESTRATOS**

qs 1998-1999
D. P. Gipúzkoa

**VARIANTE DE LA N-I EN EL PUERTO DE ETXEGARATE FASE 2^a
DESDOBLAMIENTO TRAMO VARIANTE DE IDIAZABAL**

Marcelo Usabiaga Lasa
Ing. de Caminos, C. y P.

prop. 35
Dalg. S. Sebastián

INDICE

- 1. INTRODUCCIÓN**
- 2. CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO**
- 3. SOLUCIONES PLANTEADAS**
 - 3.1 Solución excavación con talud 40°
 - 3.2 Solución excavación con talud 1H:2V
- 4. DESARROLLO DE LA SOLUCION**
- 5. DISEÑO DEL SOSTENIMIENTO**
 - 5.1 Consideraciones iniciales
 - 5.2 Método de cálculo
 - 5.3 Parámetros utilizados
 - 5.4 Dimensionamiento inicial
 - 5.5 Primera corrección
 - 5.6 Segunda corrección
- 6. CONCLUSIONES**
- 7. REFERENCIAS**

1 INTRODUCCIÓN

El desmonte se encuentra ubicado dentro de las obras de la “*Variante de la N-I en el puerto de Etxegárate fase 2º Desdoblamiento Tramo variante de Idiazabal*”. El proyecto constructivo fue redactado en 1994 por las empresas IDOM, L.K.S. y SESTRA. La Diputación Foral de Gipúzkoa adjudicó las obras a la empresa Construcciones Mariezcurrena, que comenzaron en Febrero de 1998 y finalizaron en Abril de 1999, con una duración, por lo tanto, de 14 meses. Tal y como viene siendo habitual en Gipúzkoa, se contrató por separado los trabajos de Asistencia Geotécnica a la Dirección de Obra cuya responsabilidad recayó en la empresa de Ingeniería Euroestudios. La Asistencia se concretó con la presencia continua en obra de un geólogo de ocho años de experiencia en trabajos geotécnicos, la supervisión de un Ingeniero de Caminos con 14 años de experiencia en proyectos y obras, y la dirección de un Ingeniero de Minas con 30 años de experiencia.

La obra consistía básicamente en la ampliación a cuatro carriles de la calzada de la CN-I a lo largo de 3140 m., a la altura del Municipio de Idiazábal que se encuentra al pie del Puerto de Etxegárate. Dado que el anterior trazado discurría prácticamente en su totalidad en sección mixta desmonte-terraplén, la ampliación a dos carriles se conseguía aumentando tanto desmontes como rellenos, y prolongando los pasos inferiores existentes.

Cabe destacar la dificultad que suponía el ejecutar los trabajos previstos sin afectar al intenso tráfico que tiene la CN-I en este tramo con una IMD de 15.000 vehículos, de los cuales el 60% corresponde a tráfico pesado.

El desmonte en cuestión se encontraba al final del tramo, tiene una longitud de 100 metros, y en el proyecto se contemplaba ejecutarlo con un talud 1H:2V, alcanzando una altura de 15 m.

El interés de este caso radica en mostrar el comportamiento de un desmonte en roca, afectada previamente a la excavación por vuelco de estratos, en distintas fases de ejecución de excavación y sostenimiento, gracias a la instrumentación instalada, así como en la obtención de los parámetros geotécnicos (fricción entre estratos, cohesión y fricción del plano de vuelco) que influyen de manera determinante en los cálculos de estabilidad.

Las características técnicas más importantes de la obra son :

Longitud	
Tronco.....	3140 m.
Ramales.....	1100 m.
Caminos.....	1700 m.
Movimiento de tierras	
Excavaciones.....	418.000 m ³
Terraplenes.....	158.000 m ³
Escolleras.....	45.000 m ³
Hormigón ciclópeo.....	4.100 m ³
Gunita.....	1.100 m ³
Bulones.....	3.000 ml
Firmes	
Explanada mejorada.....	37.000 m ³
Zahorra artificial.....	24.000 m ³
Mezclas bituminosas.....	36.000 m ³
Estructuras	
Puentes.....	6
Pasos inferiores.....	2
Muros.....	1
Hormigón.....	16.425 m ³
Armaduras.....	469.400 Kg
Vigas prefabricadas.....	1.826 ml
Encofrados.....	10.500 m ²
Revegetaciones	
Tierra vegetal.....	13.750 m ³
Siembra e hidrosiembra.....	82.500 m ²
Plantaciones.....	2.100 ud
Presupuesto	1.355.248.426 Ptas. (8.145.207 €)

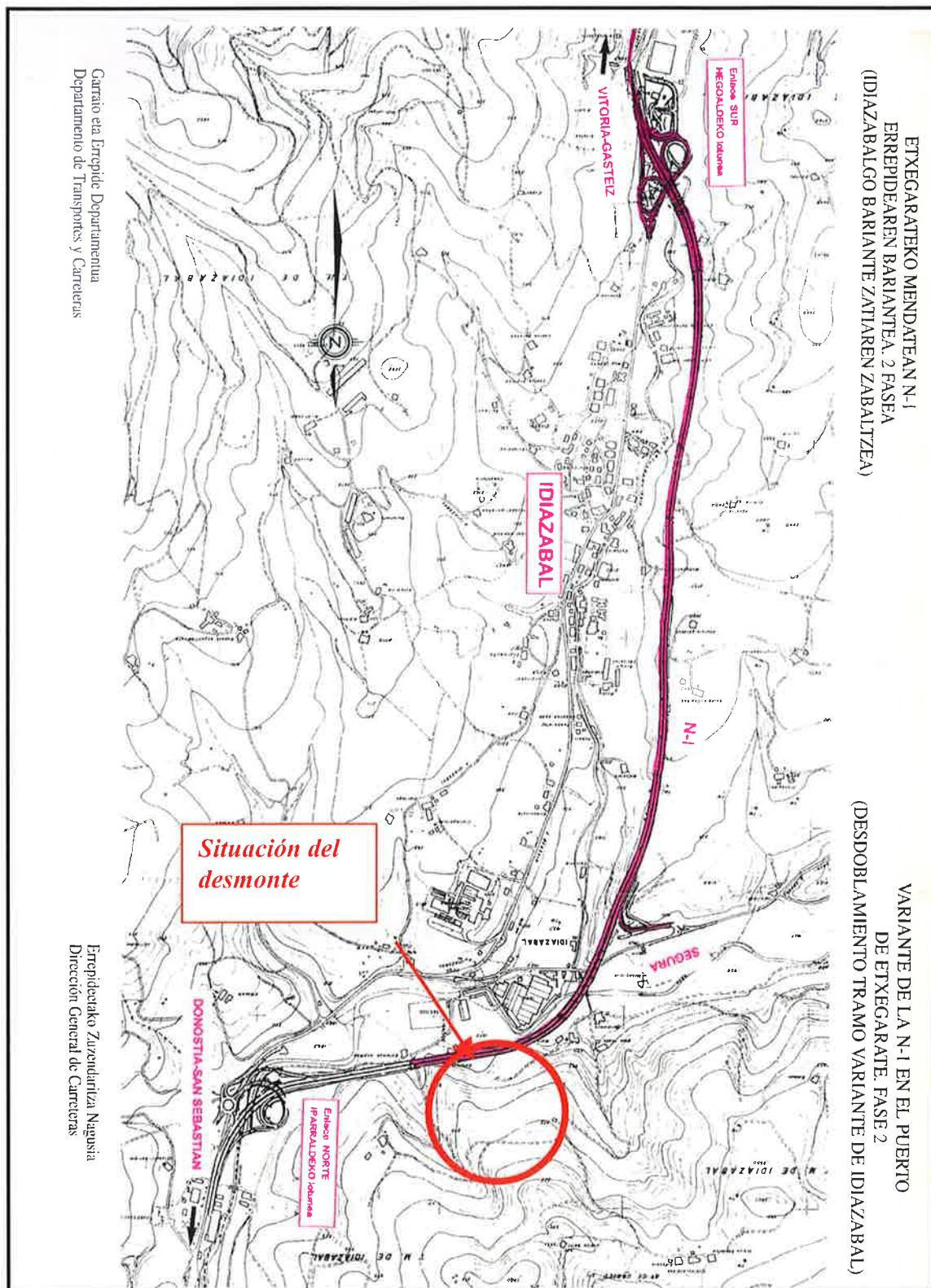


Figura nº 1 Planta general de situación de la obra

2. CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

La información geotécnica que contenía el Proyecto de Construcción para el desmonte en cuestión, se reducía a una geología 1:1000 con representación de recubrimientos y tipos de suelos, afloramientos de roca, datos estructurales, áreas afectadas por vuelco de estratos (ver Figura nº 3). No se perforaron sondeos ni excavado calicatas, basando las conclusiones prácticamente en el único afloramiento cartografiado de roca in situ. Junto a éste afloramiento la planta geológica representaba una zona afectada por vuelco. En las conclusiones del anexo se recomendaba un talud 1H : 2V, con previsión de 30 ud. de bulones para un sostenimiento ocasional, concluyéndose por lo tanto que la totalidad del desmonte quedaría en roca in situ, con la estratificación buzando entre 65º y 70º hacia el exterior del desmonte, tal y como indicaba el afloramiento colindante.

Una vez revisado el anexo, la primera labor de la asistencia fue la ampliación de la cartografía geológica, con la búsqueda de nuevos afloramientos ladera arriba y toma de datos estructurales (ver Figura nº 4). La conclusión a la que se llegó fue que el área afectada por el vuelco de estratos era mucho mayor, y por lo tanto su espesor, de tal manera que gran parte del desmonte se excavaría en roca con vuelco de estratos. Dichas conclusiones se transmitieron a la Dirección de Obra así como la necesidad de modificar el sostenimiento previsto.

El macizo rocoso está constituido por limolitas y argilitas con intercalaciones puntuales de areniscas de hasta 0,5 m de espesor.

Gran parte de la ladera está afectada por procesos de toppling antiguos (ver figura nº 2). En un principio se desconocía la morfología y situación (tanto en profundidad como en orientación y en inclinación) del plano de contacto entre la roca in situ y la roca volcada. La inexistencia de una junta complementaria clara y el paso gradual de roca in situ a roca con vuelco de estratos (tal y como se pudo observar durante las excavaciones) indica que se trata de toppling por flexión de estratos. (ver figura nº 2).

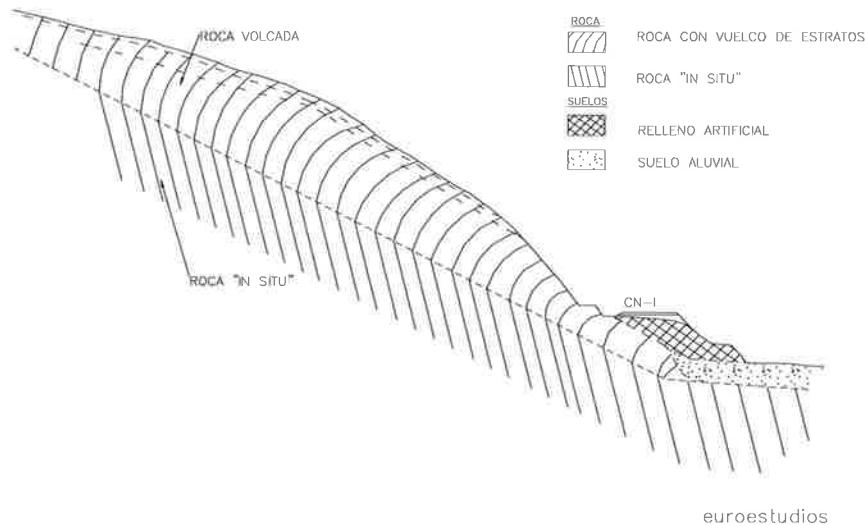
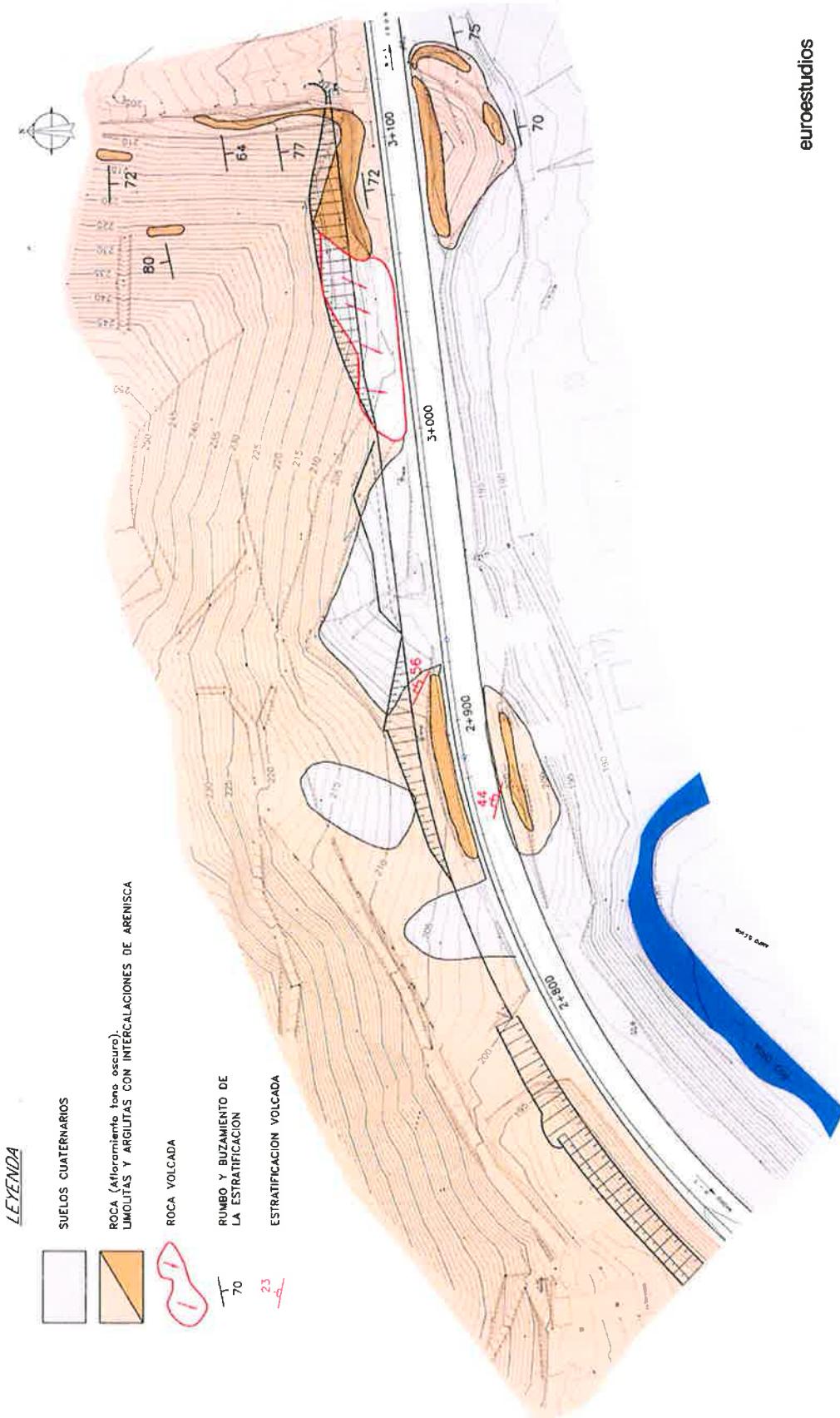


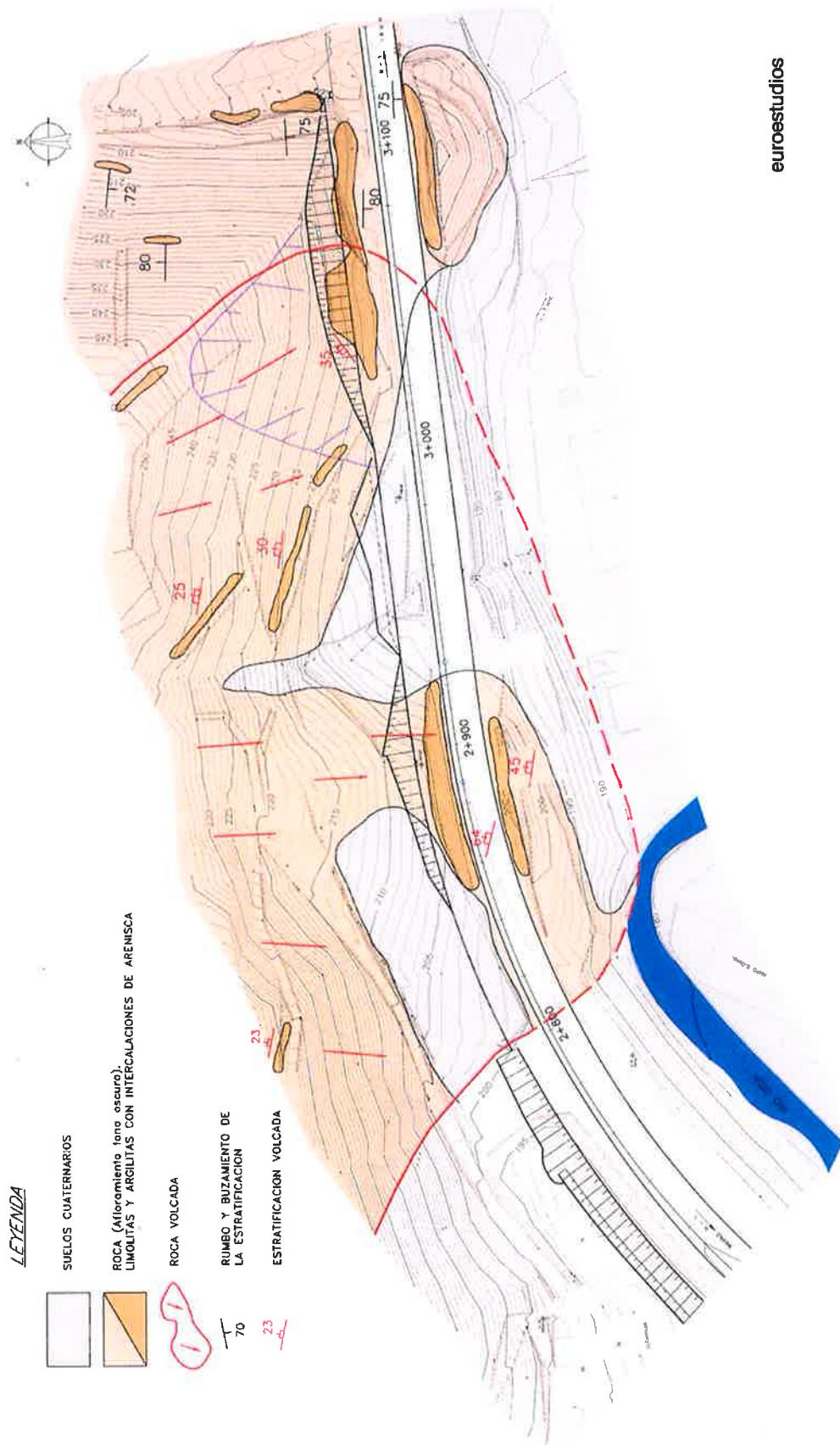
Figura nº 2 Perfil interpretado del terreno antes de la excavación

No se pudo llevar a cabo una investigación en profundidad mediante sondeos mecánicos con recuperación de testigo continuo, por lo que el reconocimiento de las características reales del macizo rocoso se obtuvo durante el transcurso de las excavaciones. Ante las incertidumbres existentes se optó por un seguimiento de la excavación diario y minucioso con toma de datos estructurales, determinación de la calidad de la roca, anotación de incidencias tales como observación de grietas, que continuamente se trasladaban a un perfil geotécnico. También se recomendó el control topográfico desde el inicio de las excavaciones de los posibles movimientos del desmonte, concretándose en un primer momento con la colocación de varillas metálicas en coronación cada 20 m, y posteriormente con dianas de precisión a cotas 237, 227, 217 y 207 m.



euroestudios

Figura nº 3 Planta geológica del Proyecto





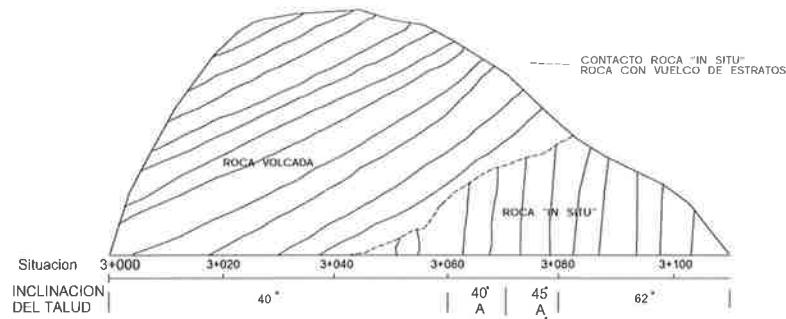
La estructura de la roca es variable. La dirección de buzamiento medio es de N 320° E con una oblicuidad de 30° con respecto al desmonte, en cambio el buzamiento varía de 25° en los 5 m. superficiales aumentando progresivamente hasta 90° en las zonas próximas al contacto con la roca in situ. En general se observó, una vez abierto el desmonte, que los buzamientos predominantes en la cara del desmonte oscilaban entre los valores de 55° a 60°.

Foto nº4. Plano de vuelco



Foto nº5. Aspecto general del desmonte

Como el contacto es oblicuo al eje de la carretera, el espesor de roca con vuelco de estratos es variable. (Ver Figura nº 5)



euroestudios

Figura nº 5 Alzado del desmonte excavado

En resumen, los espesores de roca con vuelco en el desmonte son los siguientes:

- 3+080 4 m
- 3+060..... 15 m
- 3+040..... 15-20 m
- 3+020..... 15-20 m

Desde el PK 3+080 al 3+040 el desmonte descalza el contacto roca in situ- roca con vuelco.

En el PK 3+040 el contacto se sitúa en el pie del desmonte (ver figura nº 5), y en el PK 3+020 se estima que en el pie del desmonte se sitúa a unos 5 m por debajo de la cota de la cuneta.

Por último, los índices de calidad del macizo rocoso varían en función del grado de meteorización y fracturación obteniéndose un RMR entre 25 y 45 para la roca con vuelco

3 SOLUCIONES PLANTEADAS

Básicamente se plantearon a la propiedad dos soluciones:

- Exacavación con talud 40°
- Exacavación con talud 2V:1H y estabilización con bulones y gunita

3.1 Solución excavación con talud 40°

Por experiencias obtenidas en obras anteriores se observó el buen comportamiento de desmontes en roca con vuelco con estos taludes. Por otro lado, no se cumplía la condición cinemática de Goodman (1):

$$\tau > \Phi + 90^\circ - \beta \quad \text{siendo :}$$

Φ = fricción entre estratos

β = buzamiento de los estratos

τ = talud del desmonte

En nuestro caso, considerando una fricción de 15° entre estratos y un buzamiento máximo de 45° obtenido en la ladera antes de excavar, el talud del desmonte para que se pudiera producir toppling debería ser superior a 60° .

Esta solución consiste en excavar unos 68000 m^3 de roca alterada en el tramo afectado por toppling con los siguientes taludes: (Ver figura nº 6)

3+020.....	40°
3+040.....	40°
3+050.....	40°
3+070.....	45°
3+080.....	2V:1H

Las desventajas de esta solución son :

- se produce una sobrareexcavación de unos 30000 m^3
- aumenta considerablemente la altura de desmonte llegando a 45 m . De altura
- en el PK 3+020 afecta al borde de expropiación
- la incertidumbre del resultado final de la estabilidad puesto que el número de casos era reducido y la extrapolación no se consideraba muy fiable.

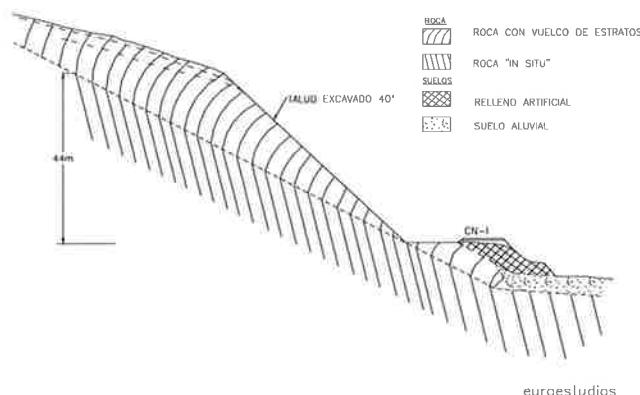


Figura nº6. Solución con excavación con talud 40 °

3.2 Solución con excavación con talud 2V : 1 H

Para taludes de $2V:1H$ y ángulos de buzamiento medio de 45° el toppling podría reactivarse, según se desprende de la condición cinemática, por lo que se propuso estabilizarlo mediante bulones $\phi 32$, tesados a 28 toneladas, en tres filas y separados entre sí unos dos metros. Como elemento de reparto y debido a la fracturación del macizo se recomendó la extensión de dos capas de 5 cm. de hormigón proyectado con malla electrosoldada de $15x15x4.5$ (Ver figura nº 7).

La Dirección de Obra, a la vista de las conclusiones, decidió optar por la solución de excavación con talud 40°.

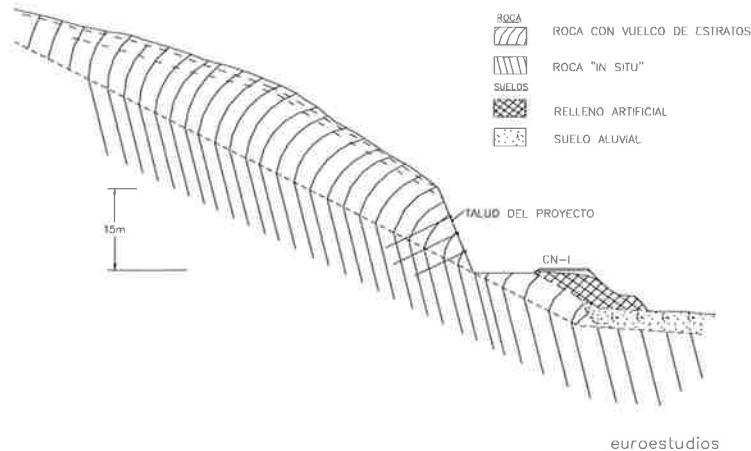


Figura nº 7 Solución excavación 2V : 1 H

4. DESARROLLO DE LA SOLUCIÓN

FASE I Excavación sin movimientos

Esta primera fase transcurre entre la primera semana de Septiembre, fecha de inicio de la excavación, y el 20 de Octubre, donde los desplazamientos medidos son pequeños y su cuantía entorno al margen de error del sistema.

En este periodo los únicos hitos colocados consistían en varillas hincadas a 5 m de la coronación del desmonte. En el Gráfico nº 1 se representan los movimientos en la coordenada "Y" transversal al talud, en el hito del PK 3+040, que consideramos más representativo, mientras que las coordenadas X miden desplazamientos paralelos al desmonte.

En este periodo el desplazamiento medio fue de 1,5 mm./dia, y se excavaron aproximadamente los 30 m. superiores del desmonte (ver figura 8).

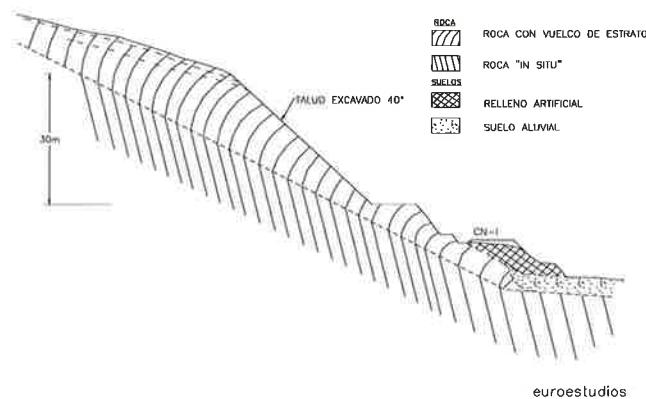


Figura nº 8 Excavación a fecha 20 / 10 / 98

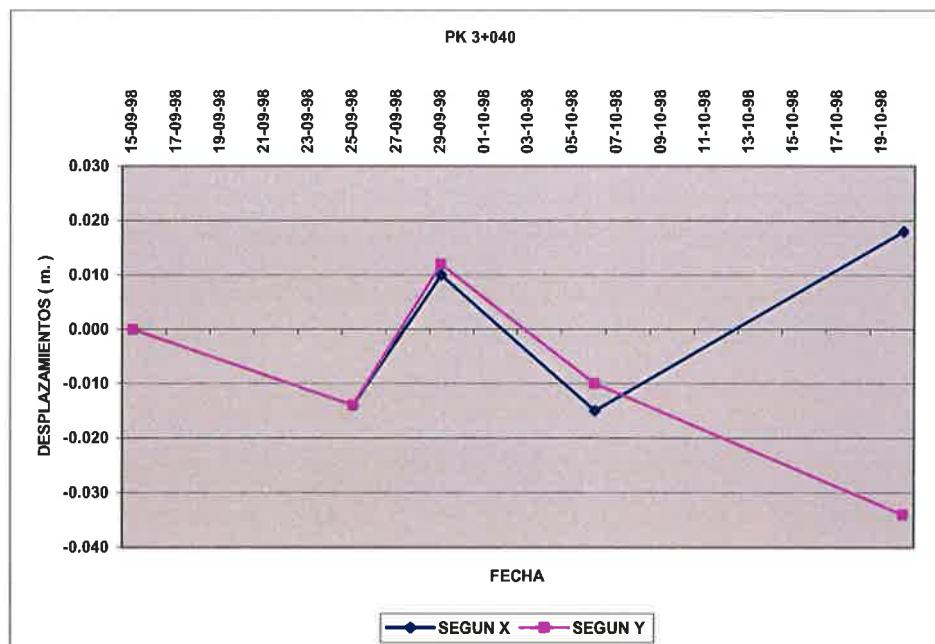
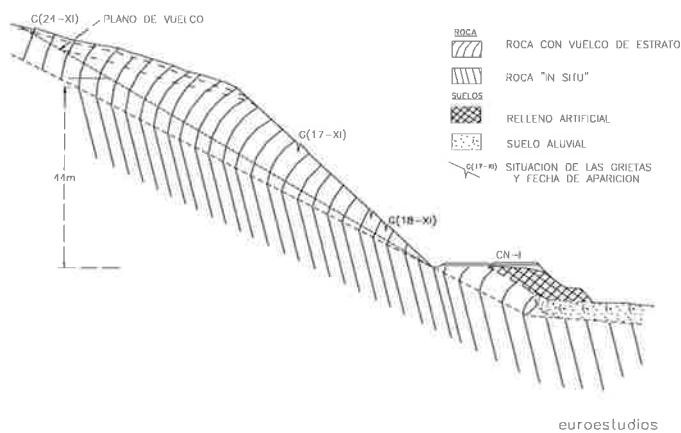


Gráfico nº 1 Desplazamientos hito coronación en 3+040 en Fase I

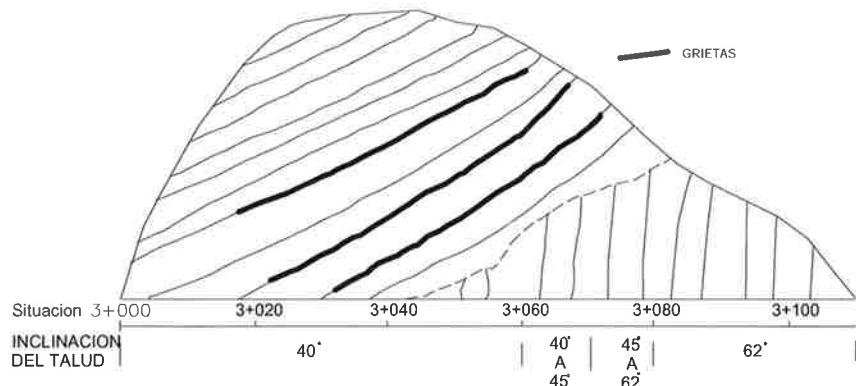
FASE II Inicio y aceleración de movimientos

Esta segunda fase discurre entre el día 20 de Octubre y el 30 de Noviembre. En ella se observó la aparición de grietas los días 17 y 18 de Noviembre con elevación del labio superior clásicos en deformaciones por vuelco (ver figuras 9 y 10), además de la aceleración de los movimientos.



euroestudios

Figura nº 9 Situación de grietas en el 3+040 y fecha de aparición



euroestudios

Figura nº 10 Alzado con situación de grietas



Foto 6. Vista superior grietas



Foto 7. Vista frontal grietas



Foto 8. Vista lateral de las grietas con levantamiento de labio inferior una vez iniciadas las obras de sostenimiento

En el gráfico nº 2 se refleja claramente el aumento progresivo de la velocidad de deformación:

PERIODO	DEFORMACION (mm / dia)
10 / XI al 18 / XI	14
18 / XI al 24 / XI	20
24 / XI al 30 / XI	31

Aunque las medidas topográficas que indican la aceleración del movimiento se recibieron el 16 / XI , el mismo 17/ XI se dio la recomendación de actuar inmediatamente, y colocar dos filas de bulones ϕ 32 mm tesados a 25 Tn, y separados 2 m. entre sí. Estas dos primeras filas de bulones no estuvieron tesados (lo que constituía 25 t. por metro lineal de desmonte) hasta el 30 / XI y la respuesta del desmonte no se percibiría hasta el día 3 / XII (ver Gráfico nº 3).

Hasta el día 18 / XI la periodicidad del control fue una vez por semana y desde ésta fecha en adelante, diaria.

El movimiento detectado tiene una dirección oblicua al eje de la carretera, es decir transversal a la estratificación, y con un descenso en la coordenada Z que como término medio es el 30% al 50% del movimiento en la coordenada Y.

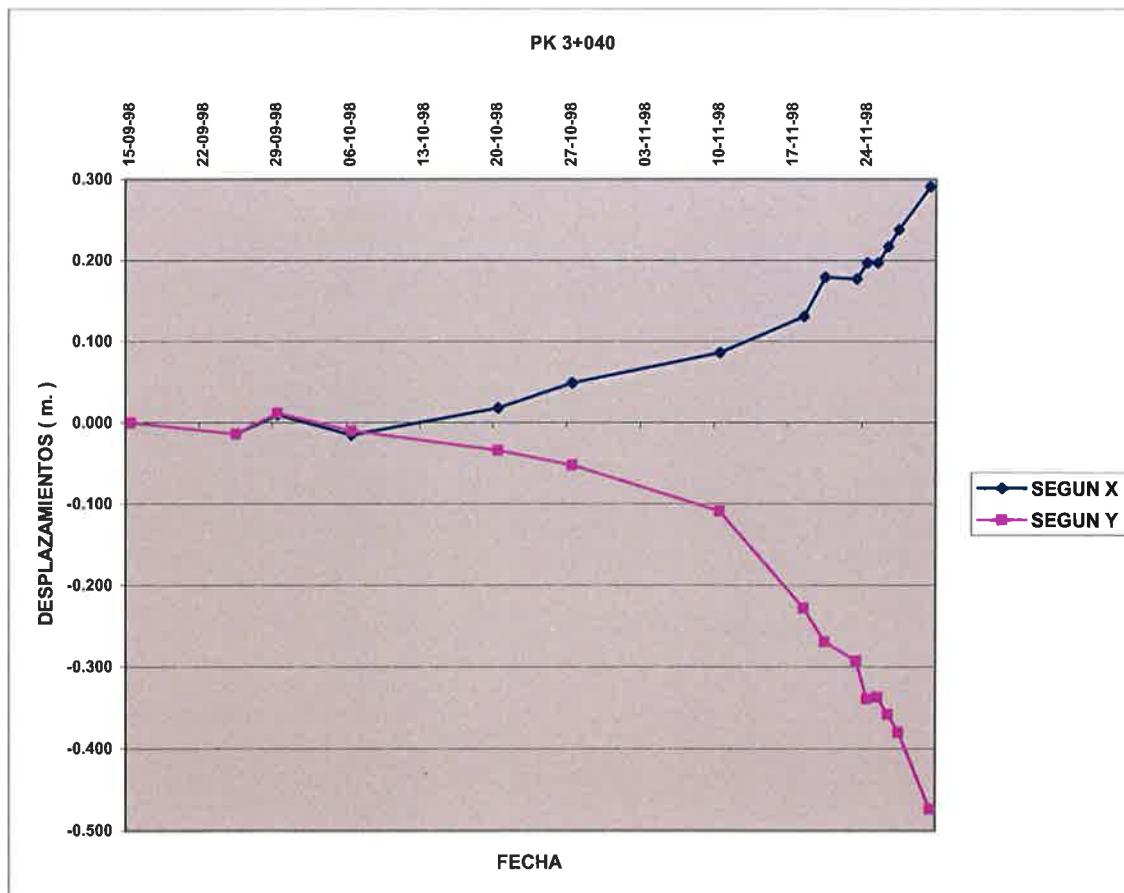
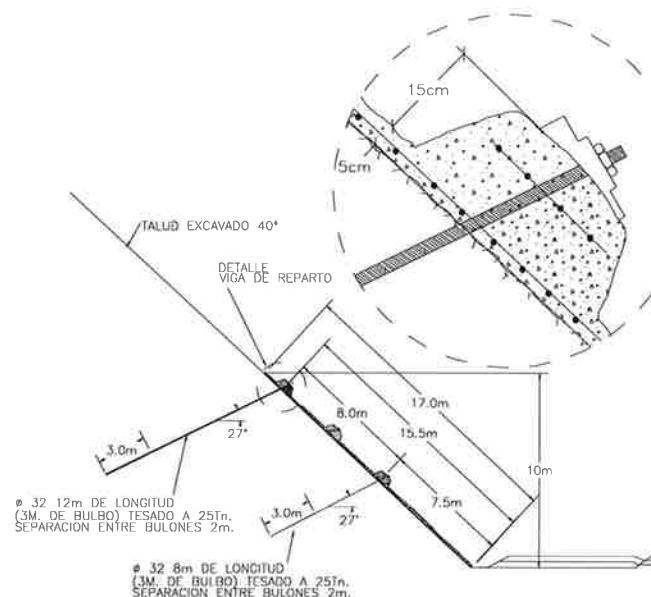


Gráfico nº 2. Desplazamiento hito coronación en 3+040 en Fase II

El movimiento es muy importante entre el PK 3+020 y el PK 3+060, y de mucha menor cuantía y con tendencias más erráticas entre el PK 3+060 y 3+100 donde los espesores de roca con vuelco de estratos son mucho menores.

FASE III Colocación de medidas de estabilización

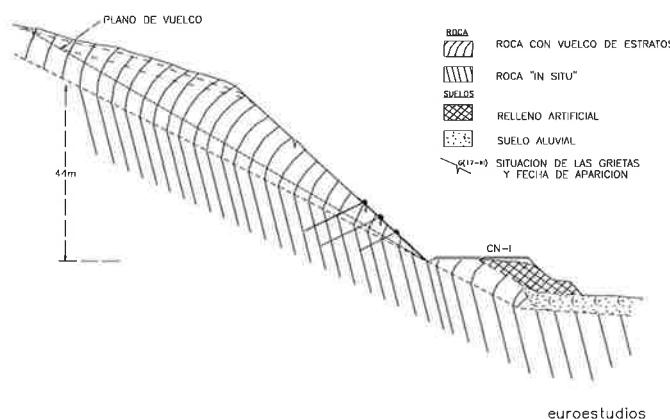
Las medidas de estabilización se colocaron entre el día 20 / XI y el día 10 / XII. Estas consistieron en dos filas de bulones ϕ 32 mm tesados a 25 Tn, y separados 2 m entre sí, con longitudes de 12 m en la fila superior a 10 m. de altura y 8 m. en la inferior a 5 m. de altura. La totalidad de la franja se cubrió de 5 cm. de gunita mas un mallazo, salvo en las filas de los bulones donde se colocó a modo de viga de reparto 20 cm. con doble mallazo (ver figura nº 11). El tesado se realizó en dos fases, la primera hasta 11 Tn. Y la segunda a 25 Tn. y de manera repartida por la superficie del talud. Se requirió dos equipos completos de perforación, inyección y grúa, dado el carácter urgente de la actuación.



euroestudios

Figura nº 11. Sostenimiento mediante 2 filas de bulones y viga de reparto

El día 30 / XI, el 80% de los bulones de las filas 1 y 2 se encuentran tesados a 25 Toneladas, aunque se comprobó el fallo en el bulbo de cinco de ellos, los cuales fueron reemplazados ; no obstante, no se percibe desaceleración de movimientos por lo que se decide colocar una tercera fila de bulones. Esta tercera fila de bulones se inyectan el día 3 /XII y se tesan el día 10 / XII (Ver Figura nº 12 y Foto nº 9).



euroestudios

Figura nº 12 Perfil en 3+040 con sostenimiento colocado



Foto 9. · 3 filas de bulones colocadas

Desde la fecha de inyección el 3 /XII, se percibe una desaceleración de los movimientos pasando a 5 mm / día (ver gráfico nº 3)

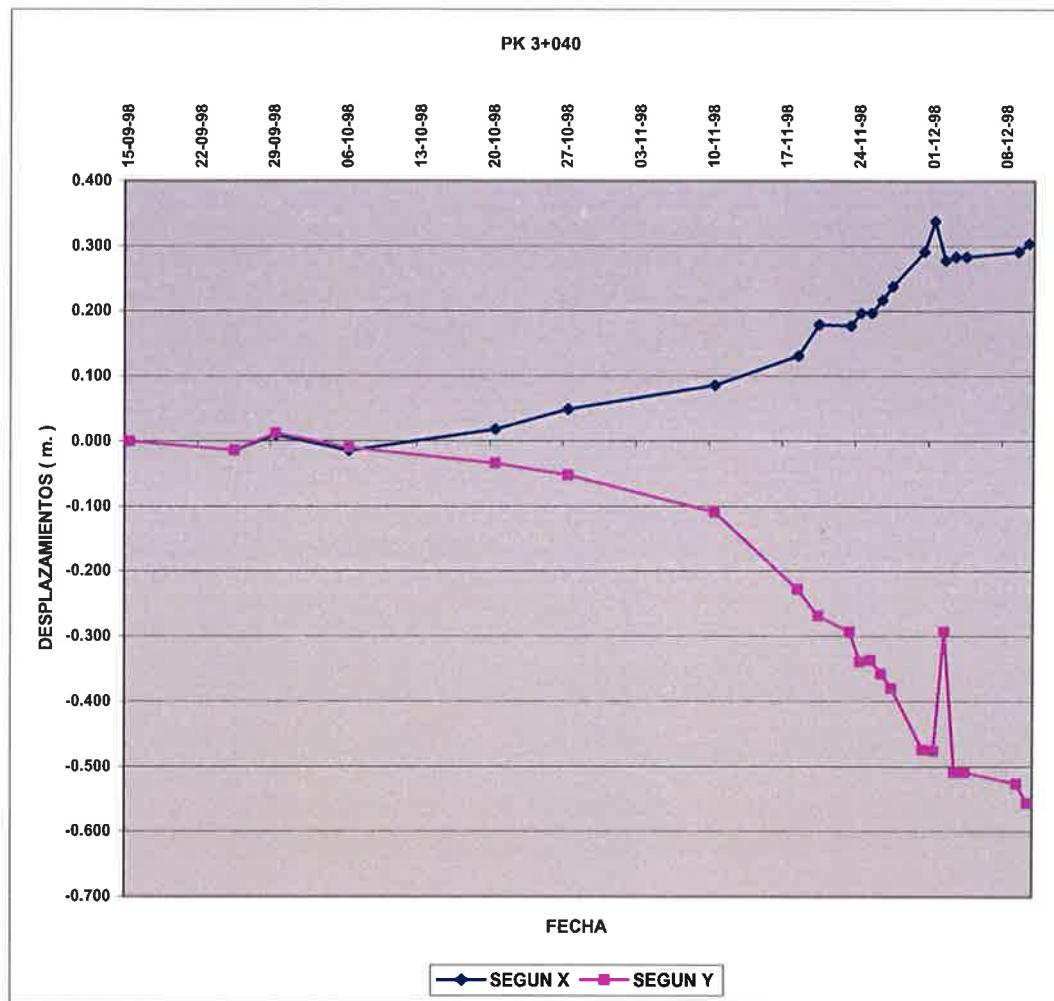


Gráfico nº 3 Desplazamientos en hito de coronación en 3+040 en Fase III

Hay que destacar que el día 3 / XII se colocaron los hitos permanentes en la cara del talud, que consisten en dianas de precisión clavadas a cuatro alturas distintas (COTA 207, 217, 227 Y COTA 237) en los PKs 3+020, 3+040 y 3+060 lo que permitió llevar un control más preciso y diferenciar movimientos relativos (Ver figuras 13 y 14).

FASE IV Control posterior del comportamiento del desmonte

Esta fase discurre desde el 3 / XII / 98 y el 26 / II / 99 en la que se tomaron medidas topográficas de los hitos de coronación y de la cara del talud con una periodicidad mínima de 2 veces por semana.

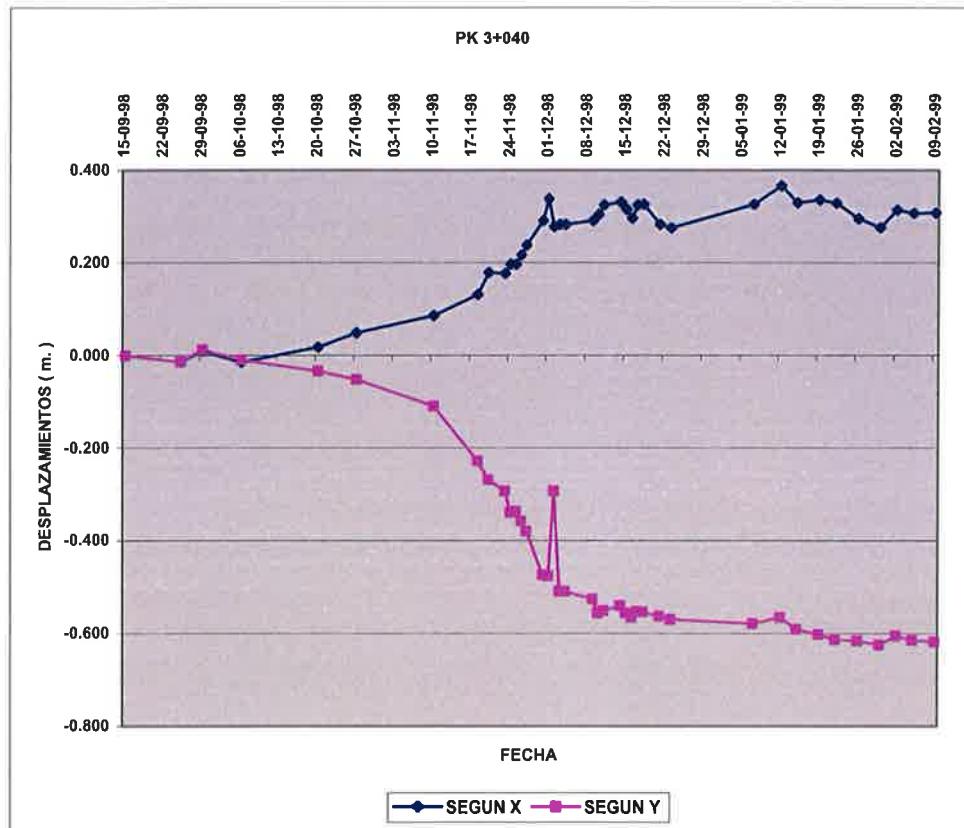


Gráfico nº 4 Desplazamientos en hito de coronación en 3+040 en Fase IV

Entre el pk 3+080 y el pk 3+100, las medidas de las coordenadas indican ausencia de movimientos en este tramo.

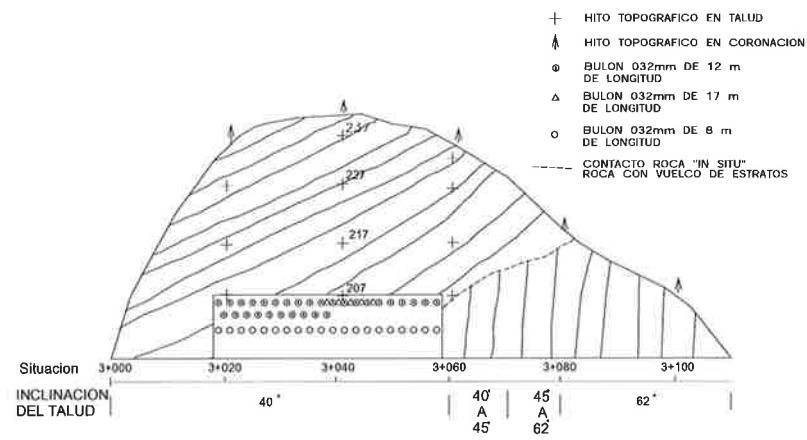
Los datos obtenidos en los hitos de coronación de desmonte dan resultados erráticos con amplitudes entre +/- 5 cm. en el eje X, y +/- 2 cm. en los ejes Y, Z (Ver Gráfico nº 4).

Por otro lado en los hitos colocados en la superficie del talud, se observa una ausencia de movimientos según Y en los colocados justo encima de la franja de bulones y hormigón proyectado (cota 207), mientras que se detectan ligeros desplazamientos según Y en el resto de hitos (COTA 217, 227 Y 237) (ver gráfico nº 5).



euroestudios

Figura nº 13 Esquema con situación de hitos y dianas topográficas en 3+040



euroestudios

Figura nº 14 Alzado con situación de hitos y dianas topográficas

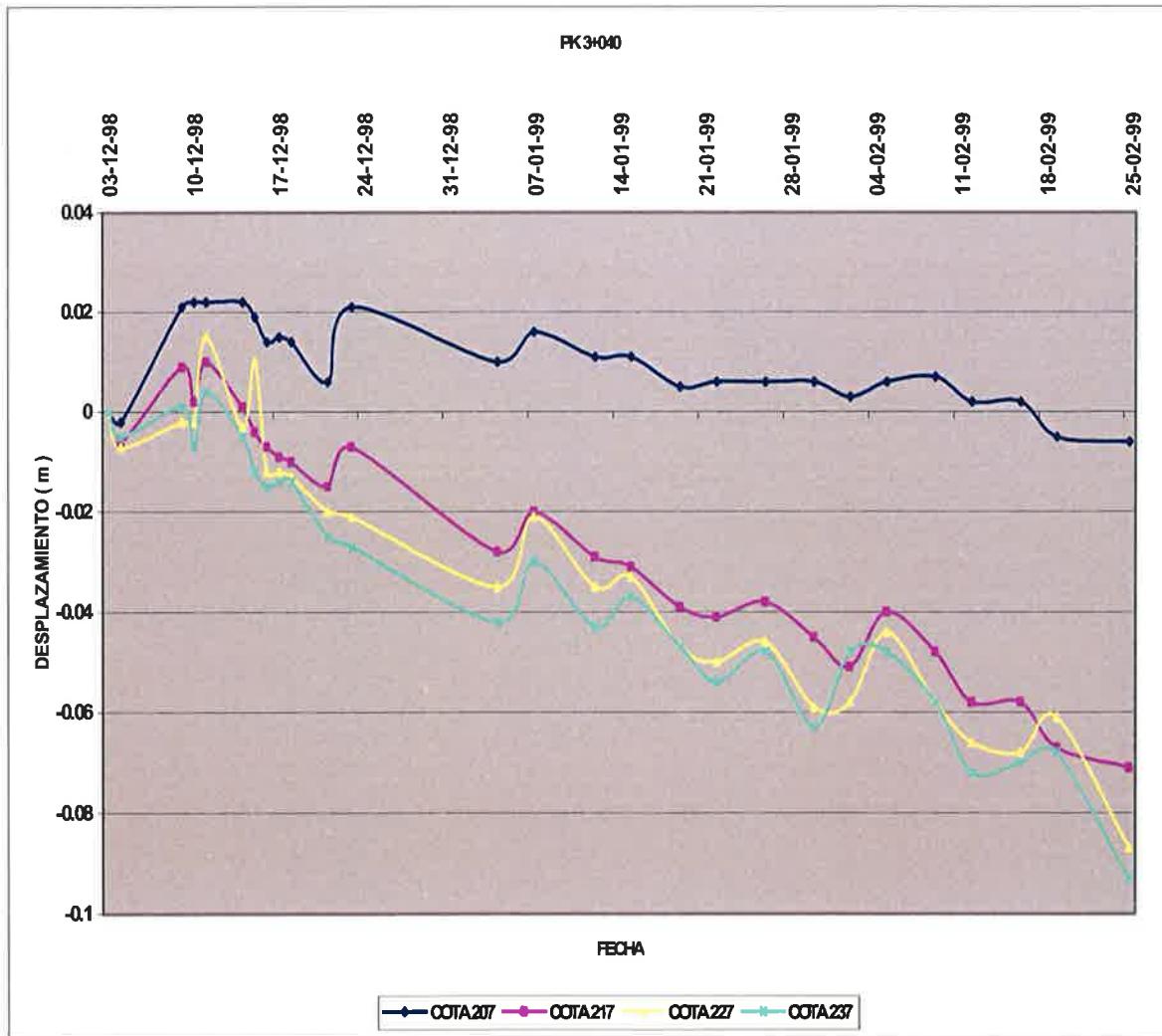


Gráfico nº 5 Desplazamientos en dianas topográficas en 3+040 en Fase IV

Las velocidades medias de desplazamiento según Y en los hitos de los hitos 217, 227 y 237 son :

-3+020.....	1.0 – 1.3 cm/ mes
-3+040.....	2.0-3.0 cm/ mes
-3+060.....	1.3-2.5 cm/ mes

Los movimientos parecen describir una ley lineal.

Por último cabe añadir que durante la inspección del desmonte no se aprecian ni agrietamientos en la superficie gunitada, ni defectos en las zonas bulonadas, ni la aparición de nuevas grietas en la superficie del desmonte.

Al finalizar la Fase IV se recomendó a la administración continuar con las medidas de los desplazamientos, la inspección visual de los elementos de refuerzo y como novedad la comprobación de la tensión en cada uno de los bulones.

FASE V. Inspección del refuerzo, comprobación de tensión en bulones y refuerzo mediante una cuarta fila de bulones

El 29/III se procedió a revisar mediante grúa la parte superior de la zona gunitada anotándose las siguientes observaciones:

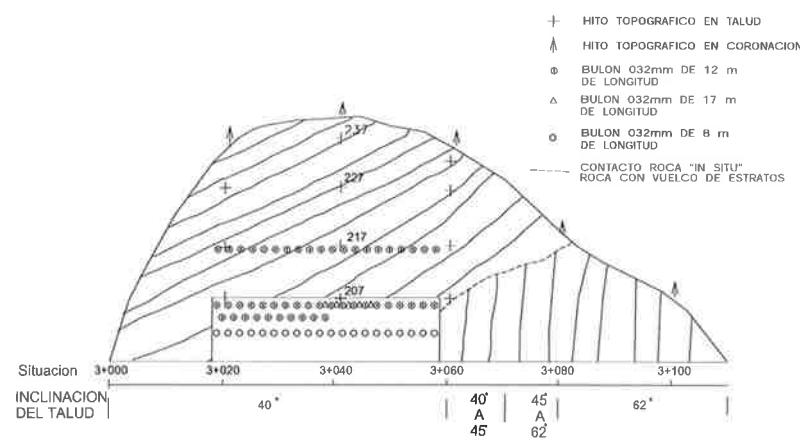
- Entre el 3+030 y el 3+055 en los diez metros superiores el hormigón proyectado se encuentra con numerosas fisuras. La densidad de fisuras aumenta considerablemente en la zona donde el espesor es de 5 cm., siendo prácticamente inexistentes en las zonas con espesor de 20 cms.
- En la fila superior se observaron algunos bulones con la chapa hundida (punzonamiento).

El día 30/III se realizó la comprobación de tensión de los bulones de ϕ 32 mm y 25 toneladas de capacidad al 60 % del límite elástico con el siguiente resultado:

- En la fila superior se comprobaron 11 bulones de los cuales 8 estaban por debajo de 15 tn, y los otros tres a 18, 20 y 30 tn. Respectivamente.
- En la fila intermedia se midieron 2 unidades resultando estar a 20 y 10 tn.
- En la fila inferior fueron comprobadas 5 unidades resultando tensiones de 15 tn. en dos casos, 21 tn en otros dos, y 30 tn. el último.

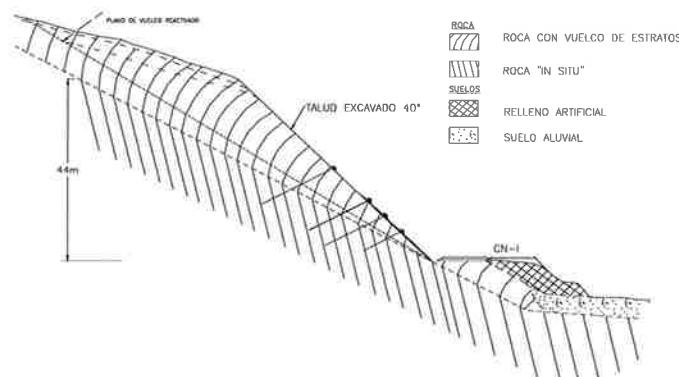
A la vista del resultado de la inspección y de los datos de los movimientos se recomienda colocar una cuarta fila de bulones a 20 m. de altura, de diámetro 32 mm, longitud 12 m. con 3 m de bulbo, y separados entre si unos 2 m. El elemento de reparto como en casos anteriores consistiría en una viga de 1 m. de alto y 20 cm. de espesor formada por sucesivas capas de hormigón proyectado reforzado con doble mallazo de 15x15x6.5. Sobre ésta viga se apoyaría el bulón mediante dados de 30x30 cm. .

El 19/IV se colocaron los bulones de la cuarta fila, comprobándose posteriormente su tensión el 26/IV (Ver Figuras nº 15 y 16).



euroestudios

Figura nº 15 Alzado con sostenimiento definitivo en Fase V



euroestudios

Figura nº 16 Perfil por 3+040 con sostenimiento definitivo en Fase V



Foto 10. 4 filas de bulones colocadas

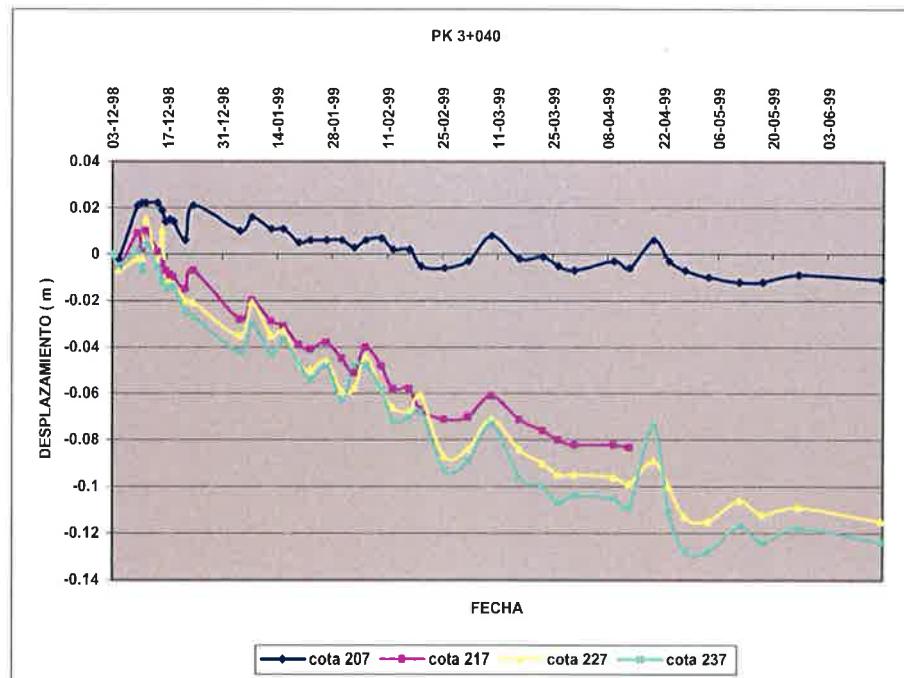


Gráfico nº 6 Desplazamientos en dianas topográficas en 3+040 en Fase V

Diseño y ejecución de un desmonte en roca con vuelco de estratos en la variante de Idiazabal (Gipuzkoa) de la CN-I

Tal y como se puede observar en el Gráfico nº 6, los valores de desplazamientos en el 3+040 en los hitos a cotas 227 y 237 (los de la cota 217 quedan inutilizados por el refuerzo) según la coordenada Y, se paralizan a un valor de 0.12 m., del mismo modo que en los demás perfiles. Se concluye por lo tanto que los movimientos han finalizado y que el refuerzo ha resultado eficaz.

Después de transcurridos cuatro años el desmonte no ha presentado signos de inestabilidad o movimientos.

5.DISEÑO DEL SOSTENIMIENTO

5.1 Consideraciones iniciales

La constante presencia en obra de la asistencia geotécnica, la correcta instrumentación del desmonte desde las fases previas de excavación, un método de cálculo sencillo y ágil, acorde con el modelo físico, han permitido aplicar el Método Observacional (acción-respuesta) a un desmonte afectado por un fenómeno de toppling, con el consiguiente ahorro en el sostenimiento necesario. Obviamente, éste método resulta eficaz únicamente en aquellos procesos en los que la velocidad de deformación permite la aplicación de las medidas de sostenimiento sin que se llegue a la rotura, como es el caso del toppling.

El dimensionamiento de la fuerza de anclaje se ha realizado para el caso del PK 3+040 considerando éste perfil como el más desfavorable por su altura máxima de 44 m. y por darse la circunstancia de que el plano de vuelco pasa por el pié del desmonte en ese punto. La fuerza de anclaje obtenida de este cálculo se ha extrapolado al resto de los perfiles entre el 3+010 y el 3+060.

5.2 Método de cálculo

El método de cálculo de equilibrio límite del talud, se ha basado en el propuesto por M.A. Rodríguez Miranda (2) recientemente (Ingeniería Civil nº 103).

El esquema de rotura supuesto para éste desmonte concreto, afectado anteriormente por el fenómeno de toppling y con calidades de roca descritas en párrafos precedentes con RMR entre 25 y 45, es el de rotura del pié del desmonte por superación de la resistencia al corte en el plano de reactivación del vuelco, provocado por los esfuerzos (P) transmitidos a dicha cuña por los estratos superiores con tendencia al vuelco a causa de su disposición quasi-paralela al desmonte (oblicuidad de 30º) y buzamientos hasta de 60º hacia el interior del mismo.

Tal y como se puede comprobar, la condición cinemática de Goodman no se cumple para los buzamientos medios de la estratificación obtenidos durante las excavaciones.

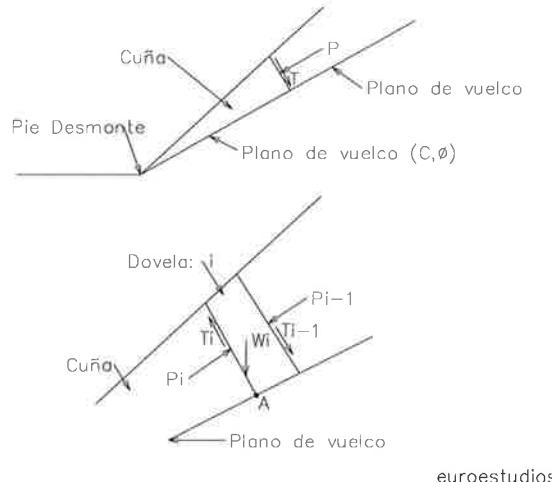
$$\begin{aligned}\tau &> \Phi + 90^\circ - \beta && \text{siendo} \\ \Phi &= \text{fricción entre estratos} \\ \beta &= \text{buzamiento de los estratos} \\ \tau &= \text{talud del desmonte}\end{aligned}$$

Diseño y ejecución de un desmonte en roca con vuelco de estratos en la variante de Idiazabal (Gipuzkoa) de la CN-I

En nuestro caso, con buzamientos de 60° y talud de 40° sería necesario una fricción entre estratos inferior a 10° , valor excesivamente bajo.

Para cada estrato (denominado dovela a partir de ahora) se determinan las fuerzas actuantes por equilibrio de momentos respecto al punto A (pie inferior de la dovela), considerando que existe deslizamiento entre estratos ($T_i = P_i \times \operatorname{tg} \phi_E$) y que las reacciones entre dovelas se aplican en el punto medio de las mismas.

Una vez obtenidas las fuerzas en la dovela i se determina el factor de seguridad al deslizamiento de la cuña inferior a favor del supuesto plano de vuelco, con unos parámetros de resistencia al corte (c, ϕ) (Ver figura nº 17).



euroestudios

Figura nº 17 Esquema de cálculo

Para la determinación de la fuerza de anclaje necesaria, en primer lugar se fija la altura de desmonte a estabilizar y por lo tanto, la dimensión de la cuña. Una vez hecho esto, se calcula la fuerza P que transmiten las dovelas superiores sobre dicha cuña. Con ésta última fuerza y las restantes fuerzas externas actuantes se calcula la fuerza F de anclaje necesaria para la estabilización. A diferencia con el método de M.A. Rodríguez Miranda los bulones solamente se han calculado a tracción, despreciando la colaboración a cortante.

5.3 Parámetros utilizados.

Se llevó a cabo un análisis de sensibilidad de los diversos parámetros que influyen en el resultado de la fuerza de anclaje necesaria.

En primer lugar se pretendió determinar mediante un back-analisis los parámetros de corte en el plano de vuelco, partiendo de una fricción $\phi_v = 30^\circ$ como razonable para una roca intensamente fracturada. En el gráfico adjunto se puede observar la variación del factor de seguridad para cohesiones entre $1 \text{ t}_n / \text{m}^2$ y $4 \text{ t}_n / \text{m}^2$.

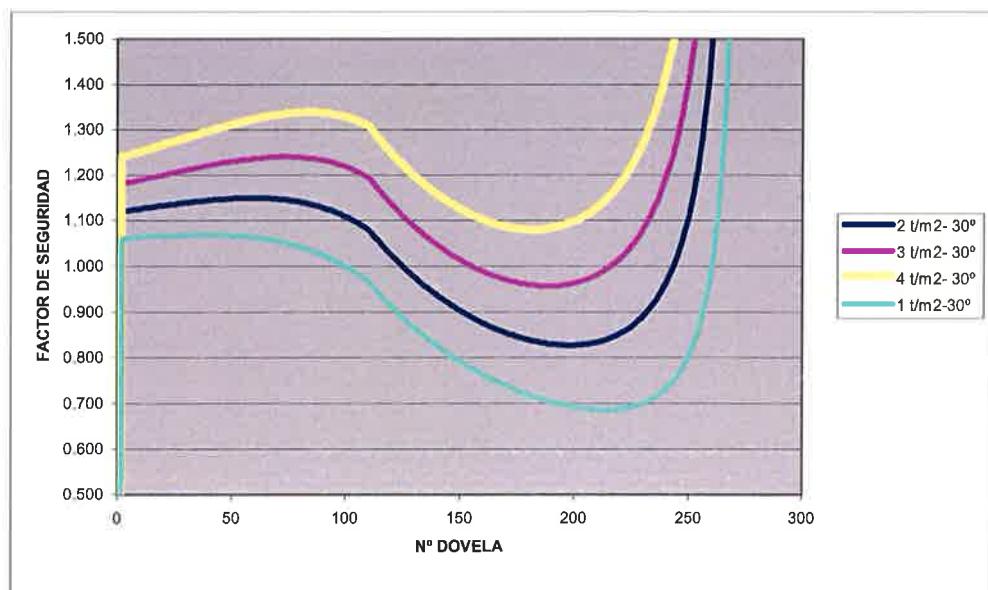


Gráfico nº 7 Variación factor de seguridad frente a la rotura para distintos parámetros de resistencia al corte en el plano de vuelco.

Los datos de entrada fueron:

Altura de talud 44 m.
 Altura de ladera 10 m.
 Inclinación de talud 40°
 Inclinación plano de vuelco 30°
 Inclinación ladera 15°
 Espesor dovela 0.4 m.
 Buzamiento estrato 60°
 Peso específico roca 2.4 t_n / m^3
 Fricción entre estratos 18°
 Cohesión plano de vuelco 1- 4 t_n / m^2
 Fricción plano de vuelco 30°

El resultado presentado en el gráfico revela que para los parámetros considerados, la cohesión del plano de vuelco estaría entre 3 y 4 t_n / m^2 (más cercano a éste último) para un factor de seguridad alrededor de uno (Ver gráfico nº 7). Con los resultados del back-análisis ($c = 3 t_n / m^2$) se calculó el factor de seguridad de un desmonte de altura 34 m., que sería el resultante de sostener los 10 m. inferiores del actual, arrojando dicho cálculo un valor mínimo de 1.1.

Una vez determinados los parámetros resistentes (utilizando para la cohesión un valor inferior de los probables $c = 2 t_n / m^2$) y la altura de talud a sostener (únicamente los 10 primeros metros), se pasó a calcular los esfuerzos sobre la cuña inferior, para lo que se realizó un análisis de sensibilidad para los parámetros tales como "Espesor de dovela" y "Fricción entre estratos", cuyos resultados presentamos en los Gráficos nº 8 y 9.

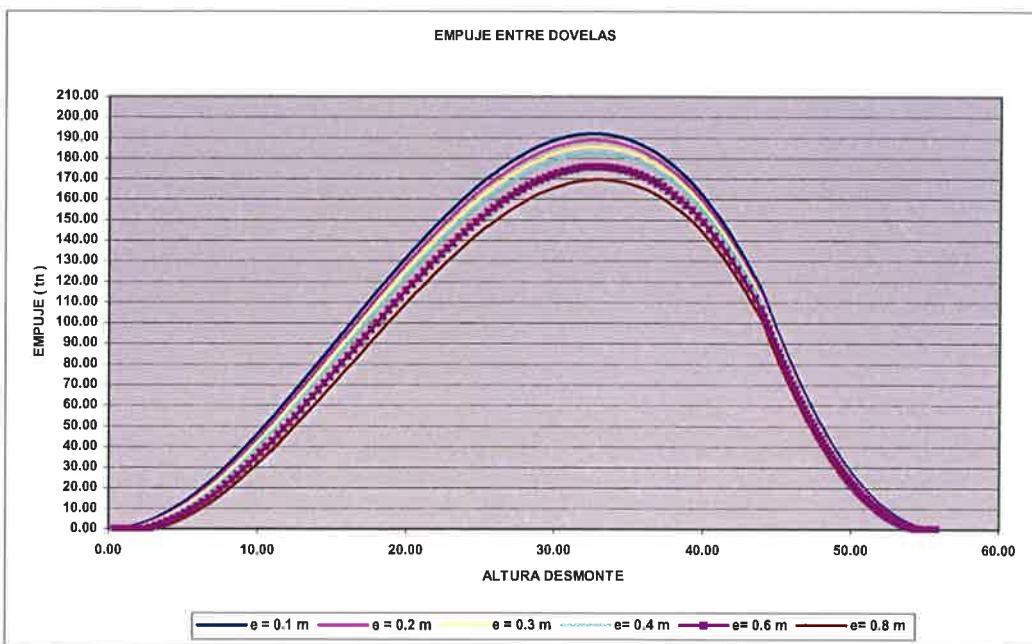


Gráfico n° 8 Empuje entre dovelas- altura desmonte, para distintos espesores de dovelas y 18° de fricción entre estratos.

Para una fricción entre estratos de 18°, el empuje (P) sobre la cuña inferior (altura de desmonte 10 m.) varía entre 30 Tn. y 45 Tn , para espesores entre 0.8 m y 0.1 m. También se observa que la variación del empuje es pequeña para espesores de dovela inferiores a 0.1 m (Ver gráfico n° 8)

En el Gráfico n° 9 se observa por otro lado que, para un espesor de dovela de 0.1 m el empuje varía sensiblemente en función de la fricción entre estratos; en concreto , para una altura de 10 m. el empuje oscila desde 30 Tn para una fricción de 20°, hasta 85 Tn para una fricción de 14°.

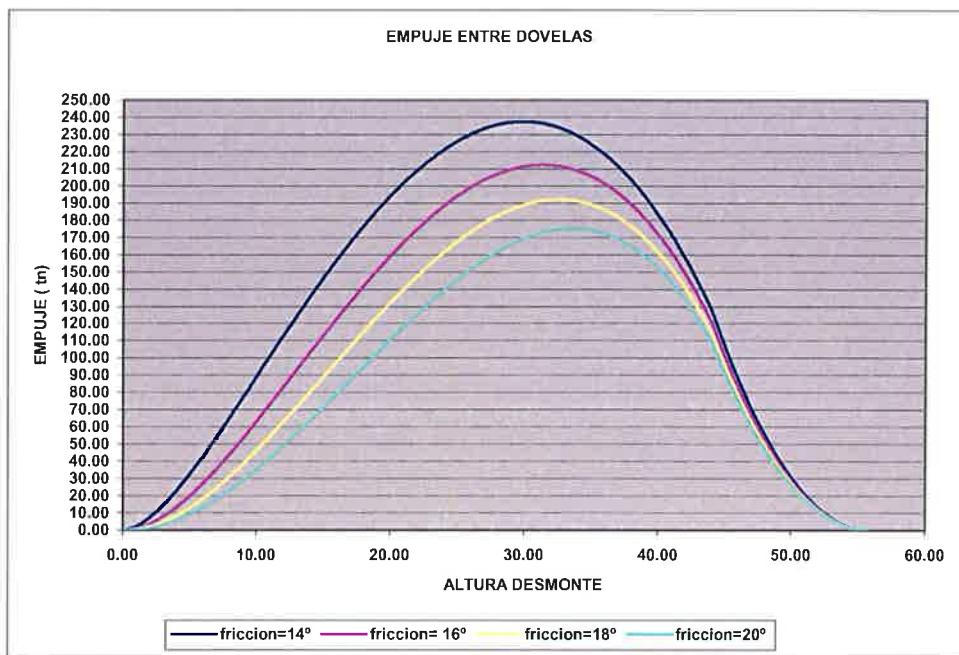


Gráfico nº 9 Empuje-altura desmonte para distintos ángulos de fricción entre estratos, para un espesor de dovela de 0.1m

5.4 Dimensionamiento inicial

En un primer momento, a la vista de los resultados anteriores se decidió calcular la fuerza de anclaje necesaria en los 10 m. inferiores de desmonte con los siguientes parámetros :

Altura de desmonte	44 m.
Inclinación del talud	40°
Inclinación línea de vuelco.....	30°
Inclinación de la ladera	15°
Espesor de dovela	0.1 m.
Buzamiento del estrato.....	60°
Peso específico de la roca	2.4 Tn /m ³
Fricción entre estratos	16 °
Cohesión plano de vuelco.....	2.0n / m ²
Fricción plano de vuelco	30°
Inclinación bulones	26°

Con estos parámetros, para una cuña de peso 55 Tn, se requería una fuerza de anclaje de 21.5 Tn para soportar un empuje de 63 Tn. sobre dicha cuña. (Ver gráfico nº 9)

Por lo tanto se recomendó inicialmente colocar una fuerza de anclaje de 25 Tn / m. mediante dos filas de bulones $\phi = 32$ mm. a 25 Tn. y separados 2 m entre sí.

5.5 Primera corrección

Una vez instaladas las dos primeras filas de bulones se pudo comprobar mediante la instrumentación colocada, que el desmonte seguía sufriendo la misma magnitud de velocidades de deformación, por lo que se decidió colocar una tercera, entre las dos primeras, de manera que se pasó a una fuerza de anclaje media de 37.5 Tn / m.

Un nuevo cálculo, ésta vez con una fricción de 15º entre estratos, indica que el empuje (P) sobre la cuña sería en éste caso de 75 Tn (Ver gráfico nº 10), mientras que la fuerza de anclaje necesaria de 31 Tn.

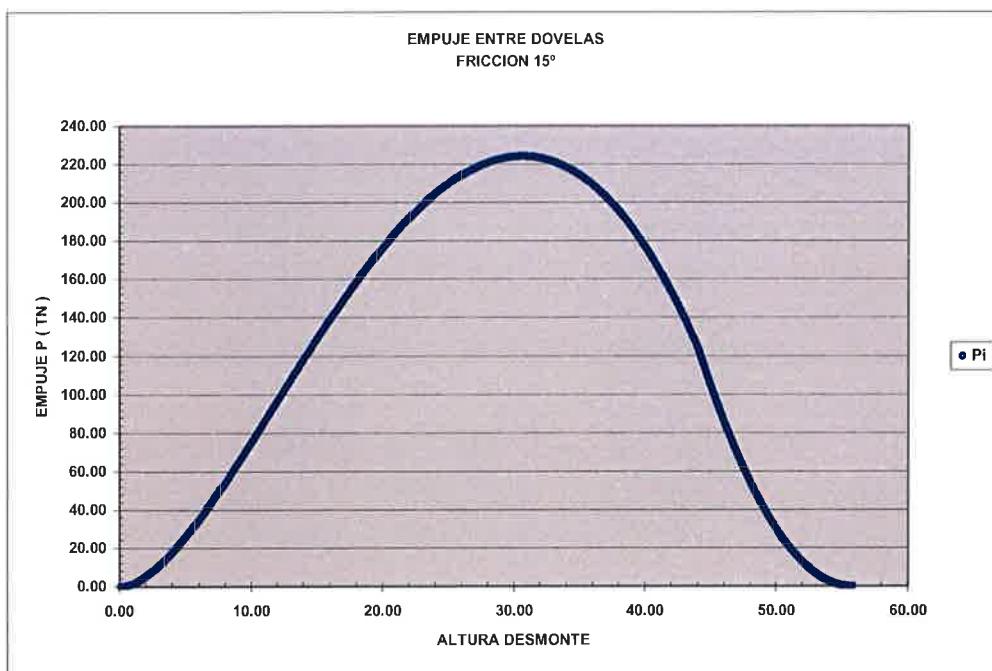


Grafico nº10 Empuje entre dovelas- altura desmonte, para una fricción de 15º

Nada mas colocar esta fila, los hitos colocados en la parte superior de la cuña (COTA 207) se paralizaron, mientras que los otros tres (COTAS 217, 227 y 237) continuaron registrando movimientos pero con velocidades muy inferiores. (ver Gráfico nº 5).

5.6 Segunda corrección

Como se puede observar en el Gráfico nº 6 de movimientos, entre XII/ 98 y IV / 99 continuaron de forma lineal con velocidades inferiores a 1 mm/ día. Este dato parecía indicar que el movimiento de toppling seguía produciéndose por encima de la cuña reforzada, y por lo tanto se decidió colocar una cuarta y última fila de bulones, también de $\phi = 32$ mm., tesados a 25 Tn y separados 2 m, a la cota 217 m., es decir, a 20 m. por encima del pie del desmonte.

Volviendo a los cálculos, éstos indican que para una fricción entre estratos de 15º , una cohesión del plano de vuelco de 3 Tn/ m² y una altura de talud de 34 m, que es lo que

Diseño y ejecución de un desmonte en roca con vuelco de estratos en la variante de Idiazabal (Gipúzkoa) de la CN-I

permanecía sin reforzar, el factor de seguridad era inferior a 1, en consonancia con los movimientos existentes (Ver gráfico nº 11).

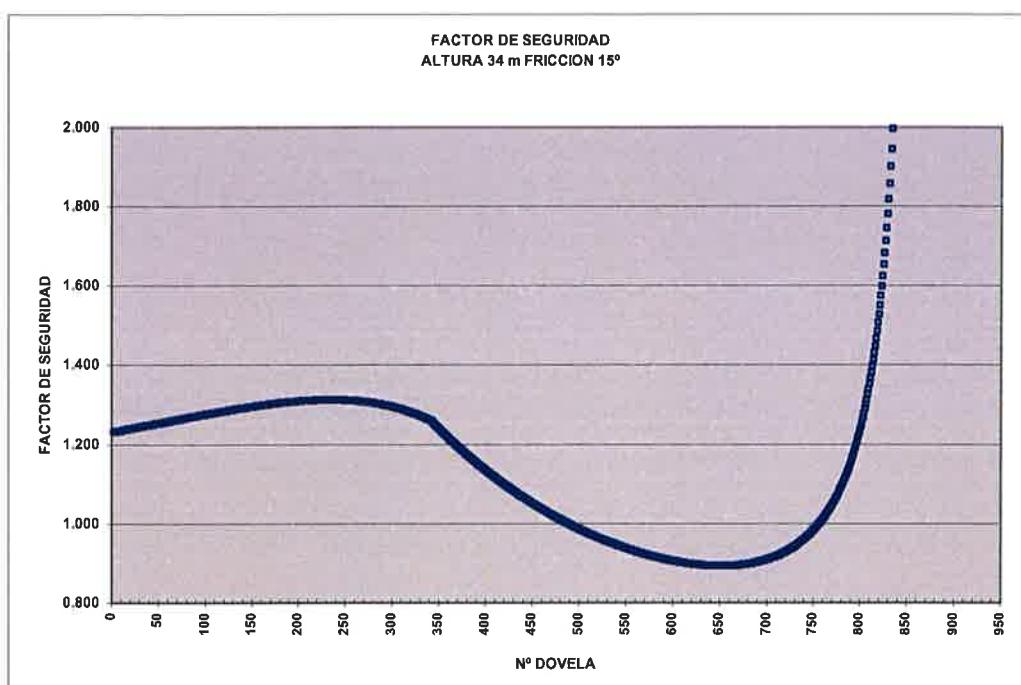


Gráfico nº 11 Factor de seguridad para un desmonte de 34 m., con 15° de fricción

Para estabilizar este tramo de 34 m., según los cálculos a 10 m. de altura hubiera hecho falta una fuerza de anclaje de 7 Tn / m para soportar el empuje de 63 Tn. (ver gráfico nº 12), resultando los 24 m restantes, estables.

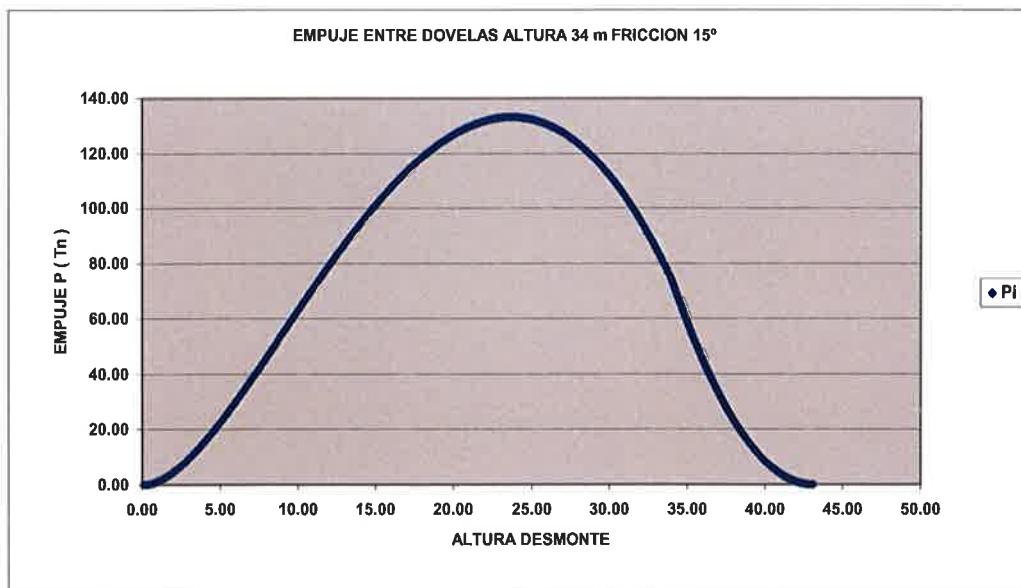


Gráfico nº 12 Empuje entre dovelas para un desmonte de 34 m. y 15° de fricción

Desde la fecha de colocación de la cuarta fila (19 / IV / 99) a la cota 217, los movimientos desaparecieron tal y como se refleja en los gráficos con las medidas realizadas hasta el mes de Julio.

6.CONCLUSIONES

Transcurridos cuatro años desde la finalización de las obras descritas, se puede afirmar que el desmonte se encuentra en buen estado, sin nuevas señales de inestabilidad. Se puede concluir por lo tanto, que la metodología aplicada ha sido correcta puesto que se han alcanzado los objetivos de seguridad (no se ha producido ninguna caída durante ni después de la ejecución) y de economía (el sostenimiento colocado no está sobredimensionado, con una fuerza media de 50 Tn /ml).

Además de la anterior conclusión general, del trabajo descrito se pueden extraer las siguientes conclusiones parciales:

- a. La presencia continuada en obra de personal con amplia experiencia en geotecnia resulta eficaz dado que permite anticiparse a los problemas, diagnosticar el fenómeno, prever medidas de control y diseñar sostenimientos o refuerzos antes de alcanzar la rotura, evitando problemas de seguridad, paradas de obra, cortes de tráfico y soluciones más costosas que supondría el abordar el problema una vez alcanzada la rotura del desmonte.
- b. El Método Observacional (acción-respuesta) resulta muy útil en desmontes en roca con vuelco de estratos puesto que, mediante una adecuada instrumentación desde los inicios de la excavación, las bajas velocidades de deformación habituales en éste tipo de inestabilidad permiten adoptar medidas de sostenimiento gradualmente.
- c. La instrumentación del desmonte mediante dianas topográficas y unas bases adecuadas se revela como suficiente para éste tipo de fenómeno, para las magnitudes de deformaciones registradas (0.6 m.), pues superan ampliamente el rango de error del sistema.
- d. El método de cálculo a utilizar debe ser sencillo y ágil que permita responder con rapidez, y a la vez realizar análisis de sensibilidad. El utilizado en éste caso, ha tenido una buena concordancia con la respuesta del desmonte en las sucesivas fases.
- e. Las correcciones en la fuerza de sostenimiento se han debido a una sobreestimación de la fricción entre estratos. No obstante hay que señalar que no se ha tenido en cuenta la posible influencia de presiones hidrostáticas dentro de determinados estratos.
- f. Las vigas de reparto para los bulones $\phi = 32$ mm. construidas mediante 20 cm. de hormigón proyectado y doble mallazo han resultado eficaces por el reducido plazo de construcción comparándolas con las de hormigón armado.

- g. El tesado de los bulones se debe hacer por etapas para absorber las deformaciones que se producen durante la ejecución; el control de tensión de los mismos se llevará a cabo en un plazo de tiempo que dependerá de las velocidades de deformación.
- h. La condición cinemática de Goodman no se cumple para los buzamientos medios medidos en superficie del talud. Hay que tener en cuenta sin embargo, que al tratarse de un toppling de flexión los buzamientos de los estratos aumentarían progresivamente en profundidad.
- i. En este caso, la reactivación del toppling se ha producido para una oblicuidad de 30°.
- j. Por último, la colaboración a cortante de los anclajes en macizos rocosos meteorizados hay que utilizarla con suma cautela, dado que antes de agotar la capacidad al corte de la barra, el estrato ha podido sufrir plastificaciones locales. Nos parece interesante sin embargo en macizos sanos, pues reduce el número y longitud de los bulones.

7. REFERENCIAS

- (1) GOODMAN, R. E. y BRAY, J. “Toppling of rock slopes”, Rock Engineering, 1976.
- (2) RODRIGUEZ-MIRANDA M. A. “Cálculo de desmontes frente a roturas por vuelco”, Ingeniería Civil nº 103

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE UN RELLENO DE 90 METROS DE ALTURA CON MATERIALES DE MALA CALIDAD Y ESTABILIZACION DE DOS DESLIZAMIENTOS EN LAS OBRAS DE LA VARIANTE DE LA CN-I EN EL PUERTO DE ETXEGARATE



ANDONI ALKORTA LERTXUNDI
Geólogo

11/11/14 9:00

INDICE

1. ENCUADRE GENERAL

- 1.1. INTRODUCCIÓN
- 1.2. RESUMEN DE LAS CARACTERÍSTICAS GENERALES
- 1.3. SINGULARIDADES DE LA OBRA
- 1.4. LABOR REALIZADA POR EUROESTUDIOS

2. ESTABILIZACIÓN DE UN DESLIZAMIENTO EN LAS OBRAS DE LA VARIANTE DE LA CN-I EN EL PUERTO DE ETXEGARATE (DESLIZAMIENTO 3.8.)

- 2.1 INTRODUCCIÓN
- 2.2 CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO
- 2.3 ANÁLISIS DEL PROBLEMA Y DISEÑO DE LA SOLUCIÓN
- 2.4 EJECUCIÓN
- 2.5 CONCLUSIONES

3. RELLENO DE 90 M DE ALTURA REALIZADO CON MATERIALES DE MALA CALIDAD EN LAS OBRAS DE LA VARIANTE DE LA CN-I EN EL PUERTO DE ETXEGARATE (RELLENO 4.9)

- 3.1 INTRODUCCIÓN
- 3.2 PROBLEMÁTICA
- 3.3 CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO
- 3.4 DISEÑO REALIZADO
- 3.5 EJECUCIÓN
- 3.6 CONCLUSIONES

4. ACTUACIONES EN UN GRAN DESLIZAMIENTO EN EL PK 7.2 EN LAS OBRAS DE LA VARIANTE DE LA CN-I EN EL PUERTO DE ETXEGARATE

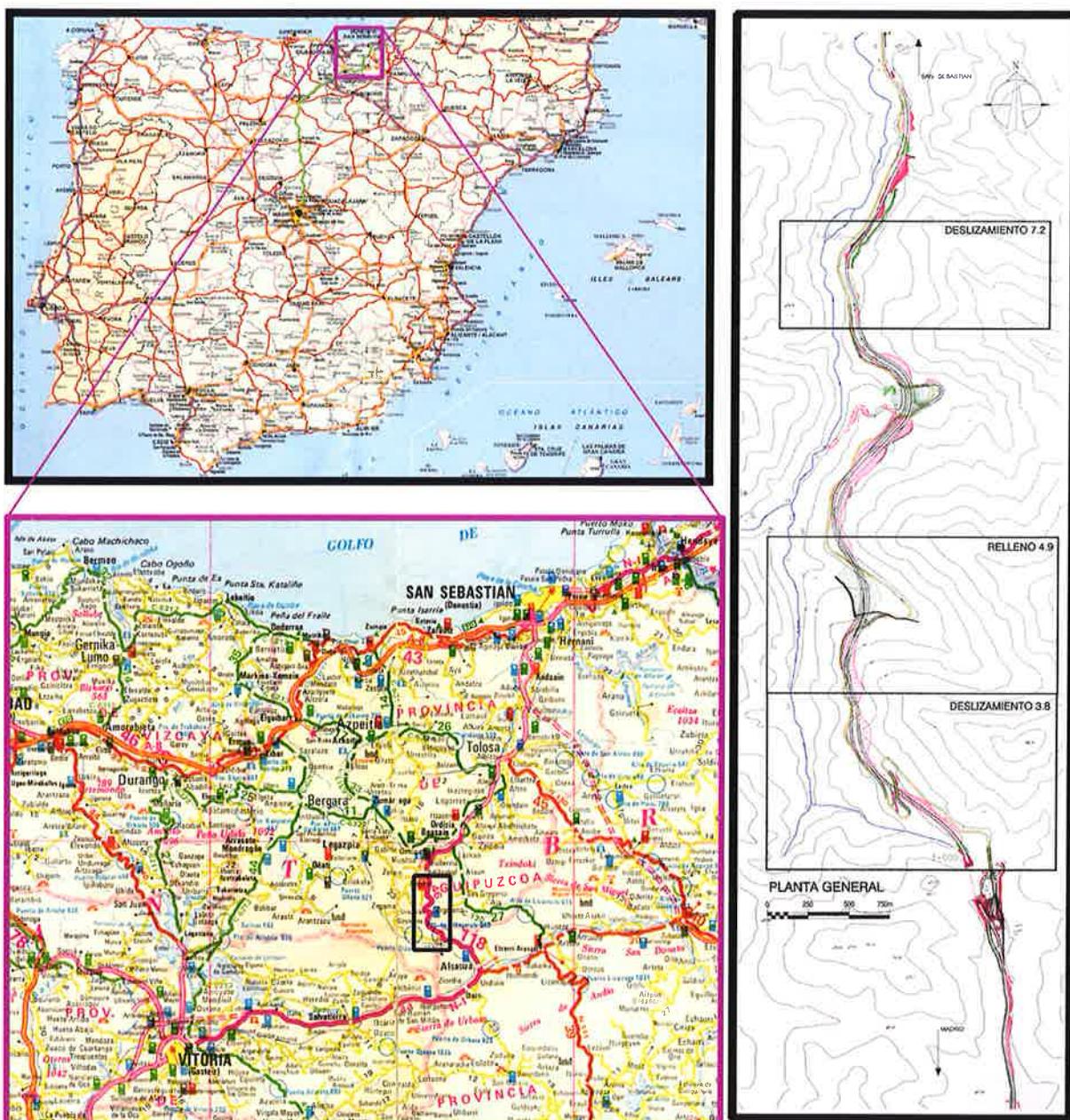
- 4.1 INTRODUCCIÓN
- 4.2 CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO
- 4.3 PROBLEMÁTICA
- 4.4 SOLUCIONES
- 4.5 EJECUCIÓN
- 4.6 CONCLUSIONES

1. ENCUADRE GENERAL

1.1 INTRODUCCIÓN

La carretera CN-1 a su paso por Gipuzkoa en el Puerto de Etxegarate, entre los años 1999 y 2003, ha sido desdoblada entre los Km. 405 y Km. 413,5 pasando a tener características de autovía en la práctica totalidad el tramo.

La obra ha sido promovida y financiada por la Diputación Foral de Gipuzkoa la cual ha facilitado la redacción de la presente comunicación. La dirección de obra ha sido de EUROSETEK. El coste total de la obra ha sido de 10.180,74 millones .(61.187.474,85 €)



1.2 RESUMEN DE LAS CARACTERÍSTICAS GENERALES

Se trata de una carretera de montaña en la que la mayor parte del trazado discurre a media ladera con dos importantes vaguadas transversales. La longitud del tramo es de 8,5 km., pendiente máxima del 6% y radio mínimo 250 metros. Se han realizado dos enlaces nuevos.

La IMD es de 15.000 vehículos / día con 60% de pesados.

El nuevo trazado discurre muy próximo a la antigua CN-1 aprovechando 3.600 metros del antiguo trazado para la nueva calzada de subida, de los cuales 2.800 metros permite encajar un trazado con las características de una autovía.

En un kilómetro en la zona próxima al alto del puerto únicamente se ha realizado una calzada nueva, la de bajada y se prevé desdoblar dicho kilómetro en una futura fase. De los 8.500 metros totales en 6.500 metros las calzadas discurren decaladas con diferencias de cota de hasta 25 metros.

Una de las características de esta obra es el gran movimiento de tierras realizado:

M³ EXCAVACIÓN:	4.100.000 m ³
M³ RELLENO:	2.900.000 m ³
M³ VERTEDERO:	1.100.000 m ³
M³ ESCOLLERA EN CIMENTOS:	100.839 m ³
M³ ESCOLLERA EN MUROS Y TALUDES:	64.500 m ³

Desmontes: La práctica totalidad discurren a media ladera, con alturas máximas que llegan a 70 m, 5 desmontes que superan los 40 m y 1 desmonte que supera los 70 m. La inclinación de los desmontes varía del 3(V):1(H) al 1(H):1(V) en roca y del 1(V):1(H) al 3(H):2(V) en suelos.

Rellenos: Se han realizado importantes rellenos a media ladera; no obstante, los rellenos más importantes se sitúan en las vaguadas de los p.k. 4+9 y 6+3. El primero ha consistido en un relleno zonificado con material tipo todo-uno, de 1.370.000 m³ y hasta 90 m de altura y el otro tipo “sandwich”, de 750.000 m³ y de hasta 50 m de altura.

Túneles: Uno artificial doble de 100 metros de longitud y otro natural de 225 metros de longitud.

Estructuras: Tres viaductos prefabricados y tres pasos.

Muros: Para salvar las dificultades orográficas y geotécnicas se han realizado 29 muros que suman 3.108 ml. distribuidos de la siguiente manera:

TIPO	LONGITUD (M)	ALTURA MÁXIMA (M)
Anclado	1.387	10
Tierra Armada	70	8
Verde	530	25
Prefabricado	646	12
Escollera	475	15

1.3 SINGULARIDADES DE LA OBRA

Dificultades propias del Proyecto:

- El nuevo trazado se ha ejecutado junto a la antigua CN-I manteniéndose el tráfico durante toda la obra.
- Los desmontes se encuentran a un lado de la CN-I y los rellenos al otro lado, con lo que forzosamente ha sido necesario la realización de cruces durante las obra para el transporte del material.
- Durante la mayor parte del año en la zona la climatología es adversa para el movimiento de tierras.

Dificultades geotécnicas:

- La existencia de materiales de mala calidad: el espesor de suelos es elevado siendo de composición arcillosa y con exceso de humedad para su utilización. La mayor parte del macizo rocoso está compuesto por rocas blandas $RCS \leq 250 \text{ Kg/cm}^2$ y con elevados espesores de roca alterada.
- Inexistencia de volumen suficiente de material de buena calidad $RCS \geq 400 \text{ Kg/cm}^2$ para construir un relleno de 90 metros de altura y de $1.400.000 \text{ m}^3$.
- Las laderas tienen importantes recubrimientos de suelos. La mayoría de estas acumulaciones de suelos corresponden a deslizamientos antiguos, de los que hay que destacar cuatro de ellos con volúmenes superiores a $1.000.000 \text{ m}^3$ y con planos de deslizamientos secundarios superficiales.

Modificaciones realizadas al proyecto original:

Tanto el Contratista como la Propiedad plantearon la necesidad de mejorar el trazado del Proyecto siguiendo nuevos criterios.

El proyecto original únicamente contemplaba la realización de una nueva calzada, la de bajada, manteniendo la antigua de subida. Sin embargo, se realizaron en la práctica totalidad dos calzadas nuevas con características geométricas de autovía, características que el proyecto original tampoco cumplía.

1.4 LABOR REALIZADA POR EUROESTUDIOS

La Dirección de Obra ha sido realizada por EUROSETEK en la cual participa EUROESTUDIOS con un equipo destacado en la obra, incluido el director de la obra, y que tiene un equipo geotécnico el cual desde el inicio de las obras llevó a cabo un intenso trabajo: revisión de las hipótesis geológicas y geotécnicas, realización de investigaciones complementarias, diseño y cálculo de las soluciones y, finalmente, supervisión y control durante la ejecución de la obra.

En esta comunicación se presentan tres zonas singulares desde el punto de vista geológico y geotécnico que han tenido especial relevancia en la ejecución de la obra.

2. ESTABILIZACIÓN DE UN DESLIZAMIENTO EN LAS OBRAS DE LA VARIANTE DE LA CN-I EN EL PUERTO DE ETXEGARATE (DESLIZAMIENTO 3.8)



2.1 INTRODUCCIÓN

En las obras de la “Variante de la CN-I en el puerto de Etxegarate” y entre los p.k. 3+730 y el p.k. 3+990 el trazado atraviesa en excavación un gran deslizamiento planar. El deslizamiento denominado “3.8” se encuentra próximo al pasaje conocido popularmente como “curva de la sal”.

El deslizamiento principal a su vez contiene deslizamientos secundarios y la antigua CN-I atraviesa en tres puntos este deslizamiento.

Aunque en el proyecto se conocía la existencia del deslizamiento principal no se preveía deslizamiento secundario alguno en la zona de la traza ni su afección.

El trazado de la carretera construida discurre en excavación al pie de uno de los deslizamientos secundarios con las calzadas decaladas 9 metros. Las excavaciones realizadas desestabilizan el mencionado deslizamiento.

Al principios de la obra se ha realizado una investigación geológica y geotécnica complementaria así como el análisis y diseño de los elementos de contención. Mediante el seguimiento y control en fase de ejecución se han contrastado las hipótesis y se han ajustado las medidas de estabilización.

2.2 CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

El deslizamiento tiene una longitud de 900 metros y una anchura de 170 metros en la zona de la traza siendo el espesor variable entre 15 y 30 metros en el eje del mismo. El volumen estimado es de 2.000.000 m³, la diferencia de cotas entre el escarpe y el pie es de 250 metros y la inclinación del plano de deslizamiento varía entre 15º y 25º.

El deslizamiento principal es de tipo plano y discurre por el contacto suelo-roca; en cambio, los deslizamientos secundarios son circulares de amplio radio o mixtos. La obra ejecutada ha afectado a uno de estos deslizamientos secundarios de tipo mixto que se encontraba con estabilidad crítica.

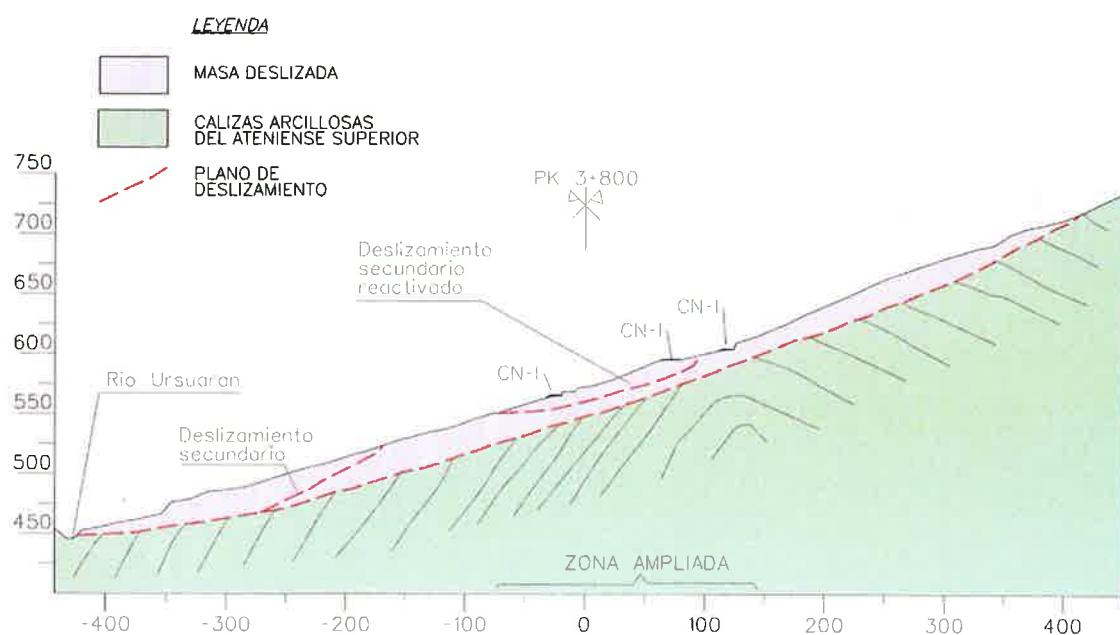
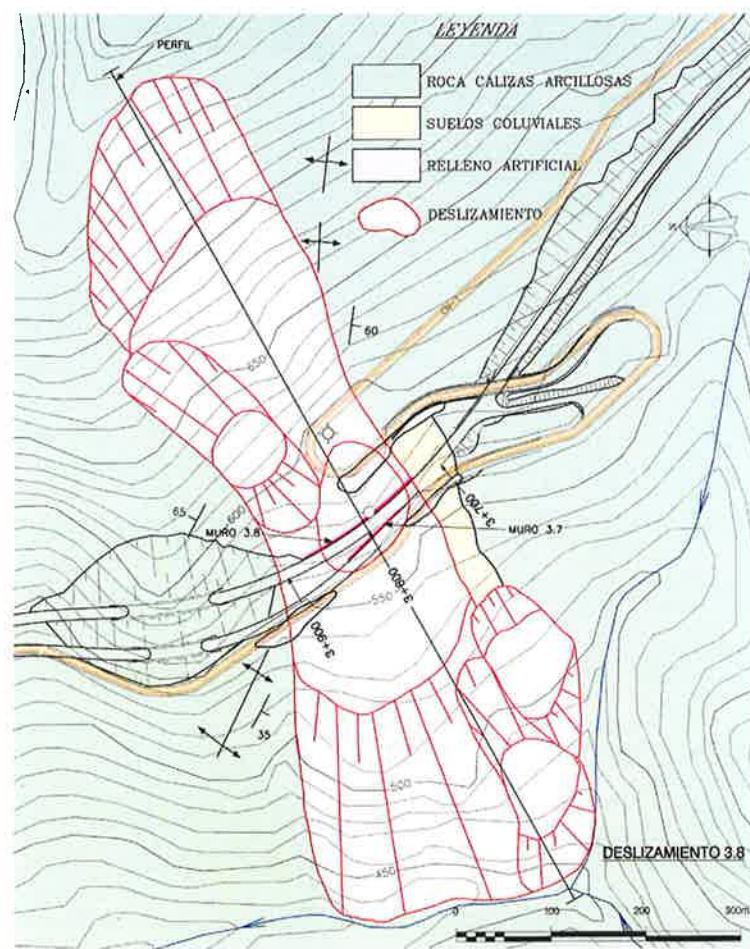
El substrato rocoso está formado por calizas arcillosas y limolitas con cemento calcáreo en estratos decimétricos. Bajo la masa deslizada, la roca se encuentra sana (GM II) y con RQD 90%, es decir, muy poco fracturada.

El mencionado deslizamiento secundario tiene una longitud de 110 metros y 100 metros de anchura. El espesor máximo es de 23 metros y la media de 14 metros siendo el volumen del mismo de 150.000 m³.

La masa deslizada está compuesta por gravas y arenas con algo de arcilla (5-25%), con zonas donde predominan las arenas y otras con predominio de gravas. Entre este nivel granular y el substrato rocoso hay un nivel compuesto por arcillas limosas con indicios de arena y grava de color marrón oscuro, de consistencia moderadamente firme.

En los dos sondeos realizados durante la investigación complementaria se interpreta un plano de deslizamiento a 15 metros de profundidad en el sondeo SM-2 (junto al muro 3.8) y a 5 y 18 metros de profundidad en el sondeo SM-1 situado en la coronación del deslizamiento.

El nivel freático se encuentra muy elevado situándose a 5 metros de la superficie en la zona del muro y a 10 metros en la zona de la coronación. El deslizamiento es de tipo plano con 15º de inclinación y en la cabecera y pie circular. La traza de la carretera discurre por el pie.



2.3 ANÁLISIS DEL PROBLEMA Y DISEÑO DE LA SOLUCIÓN

Durante la revisión geológica y geotécnica realizada en la primera fase de la obra, se observaron en el tramo del deslizamiento 3-8 pequeñas deformaciones en la carretera CN-I. Dichas deformaciones podrían ser indicios de movimientos de un deslizamiento secundario.

El proyecto preveía contener la excavación de dicha zona con un muro anclado de 4,5 metros de altura con anclajes monobarra de 12 metros de longitud y 25 toneladas de fuerza de anclaje por metro lineal. Los bulbos de los anclajes quedaban en los suelos deslizados.

Teniendo en cuenta los indicios existentes, la excavación prevista podría movilizar una importante masa de suelos e incluso afectar a la carretera CN-I y, en consecuencia, se decidió realizar una investigación complementaria a la ya existente en la franja de la traza. Dicha investigación complementaria consistió en: cartografía geológica detallada de todo el deslizamiento, realización de dos sondeos mecánicos, dos inclinómetros y control de la piezometría.

Hay que señalar que, debido a los ajustes de trazado y ejecución de una segunda calzada inferior, las excavaciones en la zona del deslizamiento se duplican respecto a la previsión original; siendo las posibles afecciones mucho mayores.

Con la investigación complementaria se comprobó la existencia de un deslizamiento secundario de tipo plano que sería reactivado con las excavaciones y con posibilidad de producir una rotura circular en suelos; aunque esta posibilidad era más remota al tener un F.S. ligeramente superior.

No se pudo localizar con precisión la cabeza y el pie del deslizamiento secundario; no obstante, esta investigación complementaria permitió realizar un análisis y dimensionamiento de los muros anclados.

De dicho análisis se dedujo que el plano del deslizamiento discurría por el nivel de arcillas (profundidad entre 14 y 20 metros) y su fricción residual podría variar entre 18 y 20° con lo que la fuerza de anclaje necesaria oscilaría entre 60 y 90 t/ml. Los bulbos de los anclajes deberían situarse en roca siendo la longitud de los anclajes del orden de 25 metros. Asimismo, se realizó un plan de excavaciones y control de tensiones deformaciones.

Durante la primera fase de ejecución (ver siguiente apartado), se produjo una reactivación global del deslizamiento secundario a 14 metros de profundidad y se pudo acotar con previsión razonable la morfología del deslizamiento.

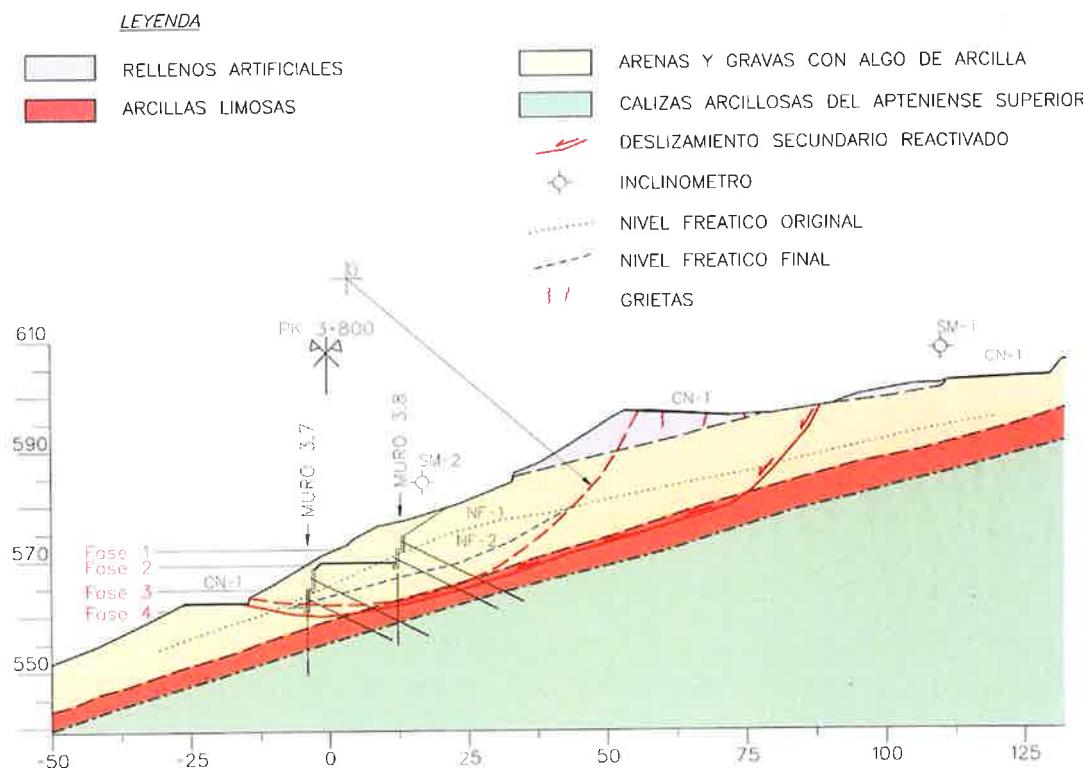
Mediante el retroanálisis realizado se ajustó ϕ' a 19° y se dimensionaron los anclajes. Se analizó que en el perfil pésimo, los empujes con el nivel freático elevado serían del orden de 80 toneladas metro lineal y rebajando localmente 5 metros el nivel freático los empujes se reducirían hasta 64 toneladas metro lineal.

Debido a que la posibilidad de rebajar y mantener el nivel freático bajo sólo era posible en la zona de los muros, se decidió colocar 72 toneladas metro lineal de fuerza de anclaje repartidas al 50% en cada muro, siendo la tensión de trabajo de los anclajes del 60% del límite elástico.

De este modo en caso de elevación del nivel freático en la zona del muro, caso improbable al ejecutarse drenes californianos sistemáticos y un subdrén al pie de cada muro, estarían trabajando los anclajes al 66% de su capacidad. Es decir, el F.S. de la solución sería de 1,5.

La solución ejecutada ha consistido en la realización de dos muros anclados cada uno de ellos con dos filas de bataches, muro superior M-3.8 y muro inferior M-3.7. La totalidad de los anclajes son de barra y de doble protección.

Se han ejecutado las siguientes medidas de drenaje sistemáticas: subdren al pie de cada muro, drenes californianos sistemáticos en cada batache de 18 metros de longitud media y conducción de todos los cursos de agua permanente y estacionales mediante cunetas hormigonadas.



Muro 3.8

Tiene 160 metros de longitud, consta de dos filas de bataches con 1 m de retranqueo entre sí y se ha ejecutado por bataches. Cada fila tiene 2,5 metros de altura más un zócalo de 0,5 m siendo la excavación en la parte superior al 3H:2V entre 0 y 2 m de altura.

En la fila superior se han colocado anclajes tipo GEWI AEH-500 ϕ 32 mm de 22,4 metros de longitud media con bulbo de 6 metros en roca sana. La tensión de trabajo es de 20 a 25 toneladas y la inclinación de 27°.

En la fila inferior se han colocado anclajes tipo ST 1080/1230 ϕ 36 mm de 21 metros de longitud media con bulbo de 5,5 metros y de ϕ 130 mm en roca sana. La tensión de trabajo es de 60 a 62 toneladas y la inclinación de 27°. Además se han colocado micropilotes ϕ 50 mm empotados en roca y de 15 metros de longitud media con la finalidad de absorber los empujes verticales.

Muro 3.7

Tiene 85 metros de longitud, consta de dos filas de bataches con 1 m de retranqueo entre sí y se ha ejecutado por bataches. Cada fila tiene 3,75 metros de altura más un zócalo de 0,5 m.

En la fila superior se han colocado anclajes tipo GEWI AEH-500 ϕ 32 mm de 24 metros de longitud media con bulbo de 3 metros y de ϕ 130 mm en roca sana. La tensión de trabajo es de 25 toneladas y la inclinación de 27°.

En la fila inferior se han colocado anclajes tipo ST 1080/1230 ϕ 36 mm de 26 metros de longitud media con bulbo de 6 metros y de ϕ 130 mm en roca sana. La tensión de trabajo es de 60 toneladas y la inclinación de 27°. Además se han colocado micropilotes ϕ 50 mm empotrados en roca y de 15 metros de longitud media.

2.4 EJECUCIÓN

La excavación y la ejecución de los muros se ha realizado en 14 meses (mayo de 2001 a julio de 2002). Las fases establecidas fueron cuatro y cada fase correspondía a la excavación hasta la base de cada fila de bataches y sus anclajes.

Dentro de cada fase se establecieron subfases con objeto de no descompensar la excavación y la fuerza de anclaje. De este modo se ejecutarían en primer lugar los extremos y en último lugar el tercio central.

La ejecución de los muros se ha realizado por bataches, en total se han excavado 20.050 m³ y se han colocado 5.312 metros lineales de anclaje que suman 8.600 toneladas de fuerza de anclaje en servicio.

Los porcentajes relativos a cada fase teórica son los siguientes:

FASE	EXCAVACIÓN	FUERZA DE ANCLAJE
1	31%	24%
2	25%	43%
3	21%	3%
4	23%	31%

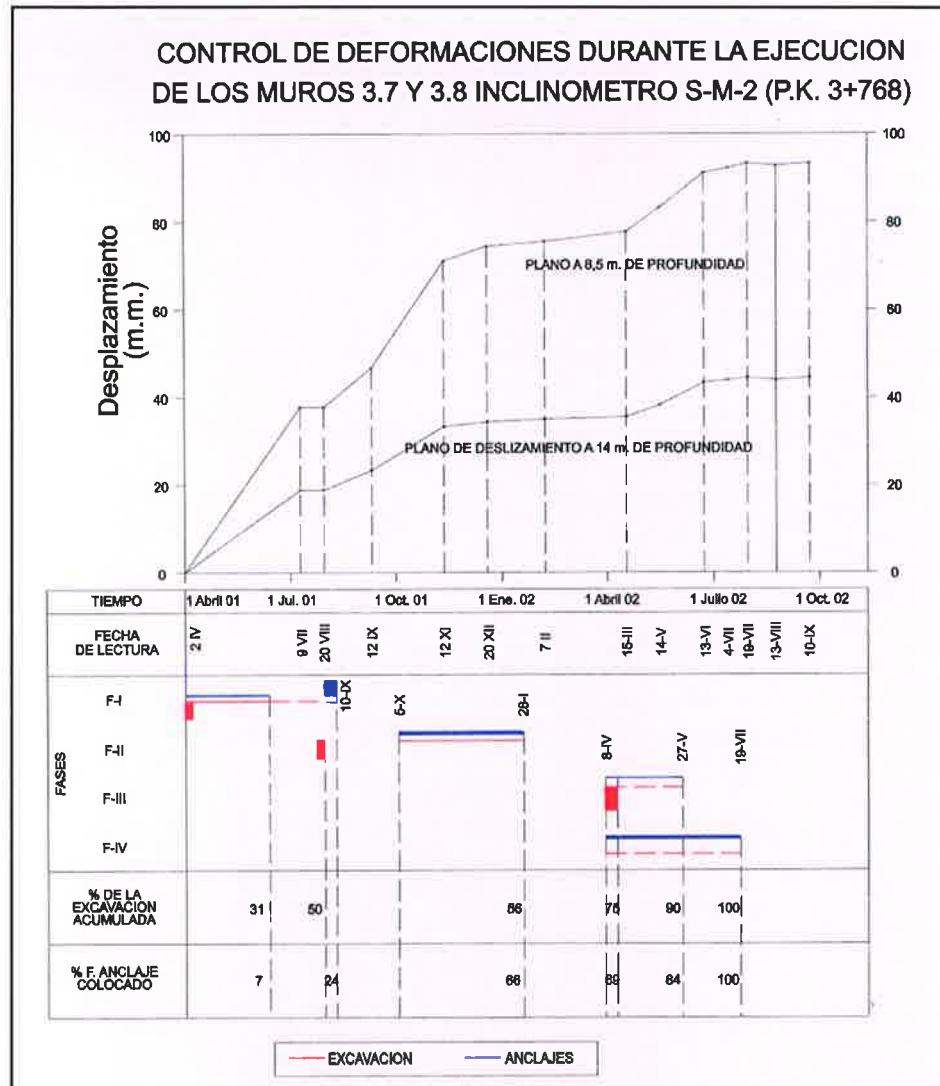
Tal como se ha indicado anteriormente, durante la ejecución se produjeron varias incidencias de interés geotécnico que son destacables:

a) Reactivación del deslizamiento secundario en la Fase 1, cuando se había realizado el 31% de la excavación total y únicamente se había colocado el 7% de la fuerza de anclaje. Con la respuesta del deslizamiento se contrasta el modelo y se ajusta la fuerza de anclaje.

La excavación en toda la longitud del muro no estaba prevista en el plan y se realizó en los primeros días de la Fase 1. Dicha excavación provocó la reactivación del deslizamiento en dos niveles midiéndose en el inclinómetro desplazamientos de 40 y 20 mm respectivamente y observándose la aparición de grietas en la CN-I.

b) Antes de finalizar la Fase 1 se realizó la mayor parte de la excavación correspondiente a la Fase 2, quedando el balance desequilibrado 50/24 (% excavación / % fuerza de anclaje). En el inclinómetro SM-2 se aprecia una nueva aceleración de los movimientos que llegan a 70 y 30 mm respectivamente.

- c) Durante la Fase 2 a medida que se equilibran la masa excavada y la fuerza de anclaje colocada, los movimientos decrecen progresivamente.
- d) Al inicio de la Fase 3 se realiza otra excavación que constituye la práctica totalidad de las Fases 3 y 4. Nuevamente se desequilibra el balance (% excavación / % fuerza de anclaje) y aunque los movimientos son reducidos no desaparecen hasta que se llega al equilibrio entre excavación y fuerza de anclaje.
- e) Durante la segunda mitad de la Fase 4 no se aprecian movimientos al estar equilibrada la relación excavación y fuerza de anclaje.



A lo largo de todas las fases, los movimientos han exigido el reajuste de los anclajes debido a la sobretensión adquirida.

Durante la excavación, al realizarse los drenes californianos se aprecia el descenso del nivel freático en las inmediaciones del muro 3.8 hasta 5 metros. En la zona superior del deslizamiento, sondeo (SM-1) el nivel freático ha permanecido estacionario.

Una vez finalizados los muros 3.8 y 3.7, se ha ejecutado el muro de tierra armada en la calzada inferior, apoyado en un contrafuerte de escollera en los 30 metros iniciales del deslizamiento. La excavación y ejecución del contrafuerte de escollera se ha realizado por bataches.

Dichas excavaciones realizadas durante los días 13 de julio al 19 de agosto de 2002 no han provocado movimientos reseñables, tal y como lo refleja el inclinómetro contiguo SM-2.



Fase 1 finalizada y Fase 2 excavada



Fase 4 finalizada



Muro 3.7 finalizado



Muro 3.8 finalizado

2.5 CONCLUSIONES

- La investigación complementaria ha permitido detectar un deslizamiento secundario evitando la afección y el corte de la carretera CN-I. Asimismo, se han diseñado los elementos de sostenimiento necesarios para garantizar la estabilidad del deslizamiento tanto durante la ejecución como en fase de explotación.
- Las medidas de control y seguimiento de las obras han permitido contrastar las hipótesis de cálculo y ajustar la fuerza de anclaje.
- Las excavaciones superficiales de reducido volumen en los grandes deslizamientos planos, las cuales a priori se supone no afectan a la estabilidad, pueden ocasionar importantes afecciones en el caso de la existencia de deslizamientos secundarios.
- Es conveniente la instrumentación y el control de los deslizamientos en las actuaciones que se realizan en grandes deslizamientos aunque, a priori, se considere que estas no afectan a la estabilidad.
- El diseño de las medidas de estabilización de un deslizamiento debe de contemplar las fases constructivas y garantizar la estabilidad en cada una de las mismas.

3. RELLENO DE 90 METROS DE ALTURA REALIZADO CON MATERIALES DE MALA CALIDAD EN LAS OBRAS DE LA VARIANTE DE LA CN-I EN EL PUERTO DE ETXEGARATE (RELLENO 4.9)



3.1 INTRODUCCIÓN

Consiste en un relleno de 550 metros de longitud (p.k. 4+650 – p.k. 5+200) siendo la altura máxima sobre cimientos de 90 metros. El talud es 3(H):2(V) y las calzadas discurren decaladas con una diferencia de cota de 12 metros, resuelto con un talud 3(H):2(V) y muro de suelo reforzado de 80º de inclinación.

El trazado, cuyo radio mínimo es 500 metros y pendiente máxima 6%, atraviesa una vaguada profunda discurriendo el relleno a media ladera en los últimos 100 metros (zona de máxima altura).

El relleno se ha construido zonificado con espaldón de pedraplén y núcleo de todo-uno. La mayor parte del relleno se ha apoyado en suelos a excepción de la mayor parte del espaldón que se ha apoyado en roca.

DESGLOSE DE VOLÚMENES DEL RELLENO 4.9	
TOTAL	1.370.000 m ³
PEDRAPLÉN (PE)	388.000 m ³
TODO UNO DE CALIDAD (T.U.C.)	525.000 m ³
TODO UNO (T.U.)	462.000 m ³
EXCAVACIONES EN SANEOS	157.000 m ³

El diseño de Proyecto original consistía en un relleno de calzada única de 1.400.000 m³ de pedraplén con talud 3H/2V construido con materiales procedentes de roca sana y RCS > 400 Kg/cm².

3.2 PROBLEMÁTICA

La problemática fundamental se ha planteado por la escasez de materiales de calidad para su ejecución y, en menor medida, por la existencia de grandes deslizamientos en su zona de apoyo:

- 1) Los materiales disponibles en la obra no tenían las características previstas.
- 2) En los desmontes de la traza no se podía obtener el volumen suficiente de pedraplén de las características exigidas.
- 3) En la zona de apoyo existen dos deslizamientos uno de los cuales, el que estaba situado al pie del último tramo del relleno, no se conocía.

Estas tres circunstancias más los factores adicionales mencionados en la introducción referentes a la mejora del trazado, condujo a realizar una investigación complementaria con cartografía geológica, catas y sondeos de los materiales de la traza y de las condiciones de apoyo.

Posteriormente, para poder resolver la problemática planteada se realizó un diseño nuevo que consistió en un relleno zonificado con taludes 3H/2V utilizando los materiales disponibles en la traza.

3.3 CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

La vaguada donde se ha ejecutado el relleno es oblicua al trazado. En la ladera sur, margen izquierda del arroyo, la pendiente media de la ladera es de 15° y en la ladera norte, margen derecha del arroyo, la pendiente varía entre 15° y 30°.

La práctica totalidad de la zona de apoyo está cubierta de suelos diferenciándose tres tipos: suelos coluviales, rellenos artificiales y suelos deslizados.

Hay dos deslizamientos importantes:

- Deslizamiento D-4.9:

Es el más extenso y de mayor volumen ($\approx 3.000.000$ m³) estando situado en la margen izquierda del arroyo. El espesor medio de la masa deslizada en la zona de la panza es de 35 metros y en la zona del pie de 10 metros.

La composición de la masa deslizada en los 10 metros superiores es de naturaleza cohesiva, arcillosa y limosa con algo de arena y grava de consistencia firme a muy firme. A partir de 10 metros de profundidad, la masa deslizada está compuesta por material de naturaleza granular alternándose tramos con predominio de arenas y/o gravas, todo ello, envuelto en una matriz arcillosa de compacidad densa a muy densa.

El deslizamiento presenta dirección subparalela al eje del trazado y consiste en un deslizamiento rotacional fósil apoyado parcialmente en la ladera contraria aunque sin signos de movimientos, ni planos de deslizamiento secundarios superficiales. La mayor parte del relleno se ha apoyado sobre este deslizamiento.

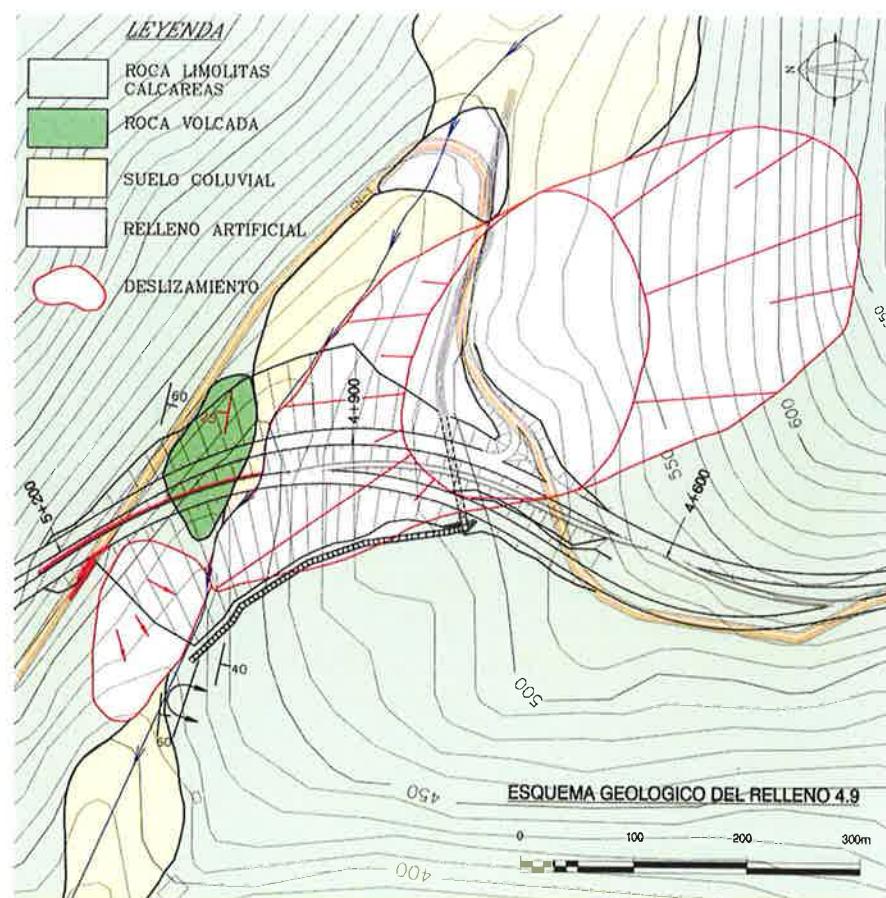
- Deslizamiento D-5.0:

Se encuentra situado en la margen derecha del arroyo y afecta al borde izquierdo del relleno en su parte final. Se trata de una zona donde el relleno se sitúa a media ladera por lo que ha sido necesario excavar buena parte del deslizamiento.

Consiste en un deslizamiento plano y está compuesto por gravas y bolos englobados en una matriz arcillosa. El espesor varía de 4 a 14 metros en el pie y su volumen aproximado es de 80.000 m³. El resto de la zona de apoyo se encuentra cubierta por suelos coluviales arcillosos con espesores que varían de 1 a 6 metros.

Hay que destacar la existencia de rellenos artificiales correspondientes a la antigua carretera CN-I que se encontraban contenidos por muros de mampostería apoyados en suelos y con estabilidad crítica.

El substrato rocoso está compuesto por limolitas con cemento calcáreo del Albense inferior estratificadas en niveles de 0,1 a 0,4 metros. El espesor de alteración varía entre 4 y 10 metros, estando los 2 metros superiores en GM IV y el resto en GM III. En la zona de apoyo del espaldón, el espesor máximo de roca alterada ha sido de 4 metros.



La estructura del macizo rocoso es transversal al eje de la traza, es decir, subparalela a la ladera norte y presenta un pliegue anticlinal apretado que discurre por el eje del arroyo. El buzamiento del flanco sur del anticlinal oscila entre 40 y 60° y el buzamiento del flanco norte es subvertical.

Hay que destacar que la roca alterada en la ladera de la margen derecha se encuentra movida en un espesor de 4 a 10 metros por “procesos de *vuelco*” a excepción de la zona deslizada. Este fenómeno no se da en la zona de apoyo del espaldón por coincidir con el deslizamiento.

Aunque tanto los suelos de composición arcillosa como la roca sana del apoyo del relleno son impermeables, durante la fase de investigación y en la ejecución, se detectaron numerosos puntos de surgencia de agua. Dichos puntos se localizaban en los niveles más granulares de los suelos y en la cobertura de roca ligeramente alterada y decomprimida de permeabilidad media.

3.4 DISEÑO REALIZADO

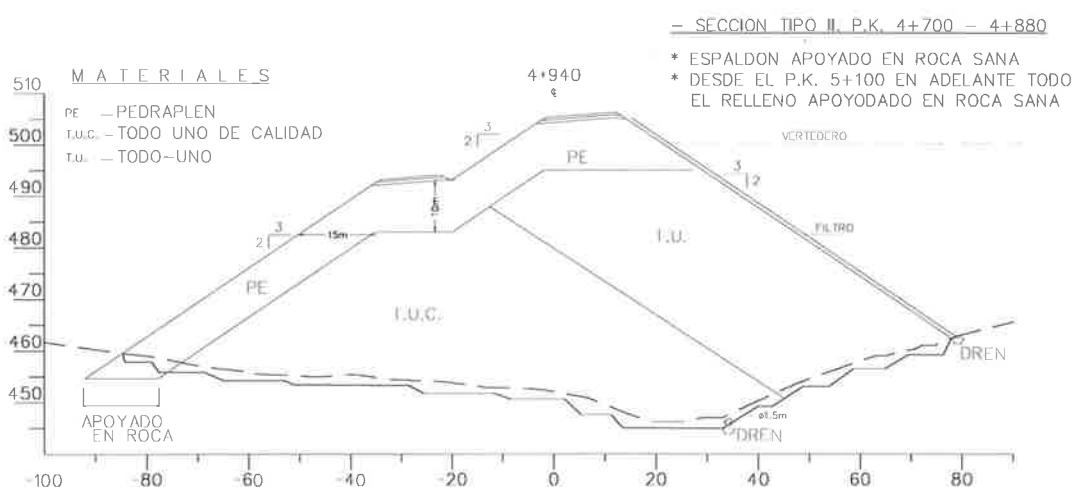
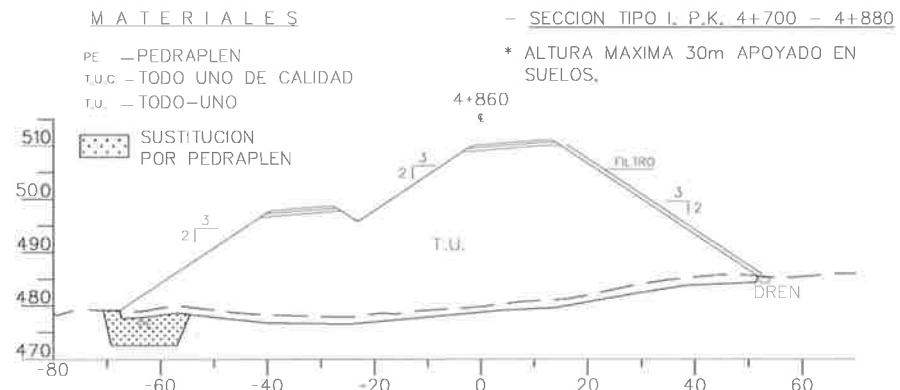
El diseño se realizó atendiendo a los siguientes condicionantes principales: disponibilidad de los materiales, geometría del trazado y valle y estabilidad y limitación de las deformaciones.

El diseño consiste en un relleno zonificado en los que se emplean tres tipos de materiales: pedraplén (PE), todo-uno de calidad (TUC) y todo-uno (TU).

3.4.1 SECCIONES TIPO

Sección Tipo "I": Construido con materiales tipo todo-uno y para alturas inferiores a 30 metros.

Sección Tipo "II": Espaldón del borde izquierdo de 15 metros de anchura construido con pedraplén de la obra, núcleo del tronco exterior construido con todo-uno de calidad y núcleo del tronco interior construido con todo-uno hasta una altura máxima de 30 metros. Las dos calzadas en los 10 metros superiores son de pedraplén y en la zona de "aguas arriba" del relleno se sitúa el vertedero.



3.4.2 DRENAJE

En toda la superficie de apoyo del relleno se ha colocado una capa de pedraplén de 1 metro de espesor mínimo. En aquellas zonas donde el relleno se apoya sobre suelos se ha colocado y geotextil entre el terreno natural y el pedraplén.

Se ha colocado drenes franceses en el fondo de la vaguada, en el perímetro de aguas arriba y en las surgencias de agua de flujo permanente.

Se ha realizado un encauzamiento provisional del arroyo por el fondo de la vaguada que consta de un tubo de hormigón ϕ 1.500 mm rodeado de grava envuelto con geotextil y sobre el cual se ha colocado la primera tongada de pedraplén. Dicho encauzamiento provisional funciona como un drenaje de fondo para las filtraciones una vez finalizada la obra de encauzamiento definitivo en superficie.

El encauzamiento definitivo se ha realizado excavado en el terreno natural estando constituido por un canal, tubo arco de 4 metros de diámetro en la zona del cruce del relleno y, finalmente, bajante escalonada.

Entre el talud del borde derecho del relleno y el vertedero (situado “*aguas arriba*” del relleno) se ha colocado un dren consistente en un filtro de grava de 1 metro de espesor mínimo rodeado de geotextil; este dren está conectado al dren francés perimetral de aguas arriba.

3.4.3 MATERIALES

Las limitaciones impuestas en el diseño para los materiales fueron las siguientes:

Pedraplén (PE): Procedente de roca sana RCS > 400 Kg/cm² siendo su granulometría:

TAMAÑO	% QUE PASA EN PESO
1.000 mm	100
500 mm	100 – 60
25 mm	10 - 35
# 200 ASTM	0-10

Todo-uno de calidad (T.U.C.): Procedente de roca sana RCS > 200 Kg/cm²; granulometría continua siendo el tamaño máximo 500 mm y el % de finos (# 200) inferior a 25%.

Todo-uno (T.U.): Cantos de roca sana o ligeramente meteorizada (GM: III); granulometría continua con tamaño máximo 500 mm, % finos (# 200) inferior a 30%.

Procedencia de materiales

Pedraplén (PE): Calizas arcillosas y limolitas calcáreas sanas.

Todo-uno de calidad (T.U.C.): Procedente de excavación de rocas sanas compuestas por limolitas y alternancias entre limolitas, argilitas y areniscas.

Todo-uno (T.U.): Procedente de la excavación de las rocas ligeramente meteorizadas (GM III) y argilitas sanas.

Densidad del material

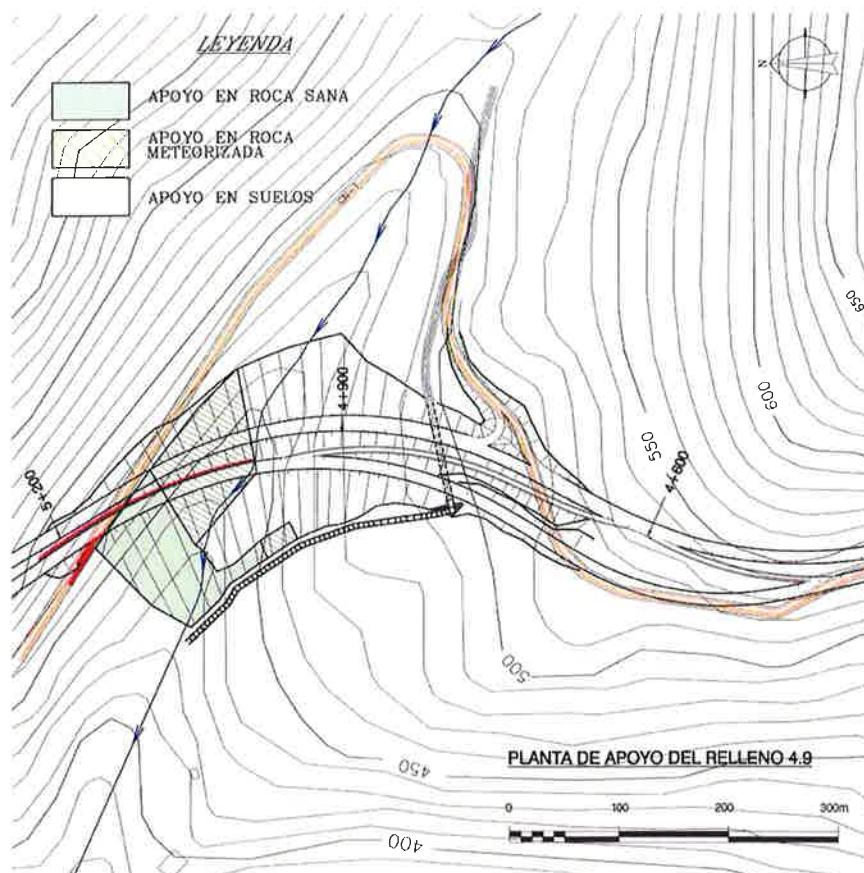
Para el material todo-uno el porcentaje de huecos será inferior al 15% y densidad mínima 95% del Próctor modificado. Para el material tipo pedraplén el porcentaje de huecos será inferior al 20%.

3.4.4 APOYO

La mayor parte del relleno se ha apoyado en suelos. El espaldón se ha apoyado en roca sana entre el p.k. 5+000 al p.k. 5+160 (zona de altura superior a 75 metros) y el resto del espaldón apoyado en suelos con empotramiento de 5 metros.

El cuerpo del relleno se ha apoyado en suelos previa retirada de 1 metro de espesor, a excepción de la margen derecha de la vaguada entre los p.k. 5+000 y 5+160 donde se ha apoyado en roca meteorizada la primera mitad y en roca sana la segunda mitad.

Se han realizado bermas horizontales en toda la superficie de apoyo con inclinación superior a 10°.





Ver apoyo sobre roca volcada

3.4.5 ESTABILIDAD

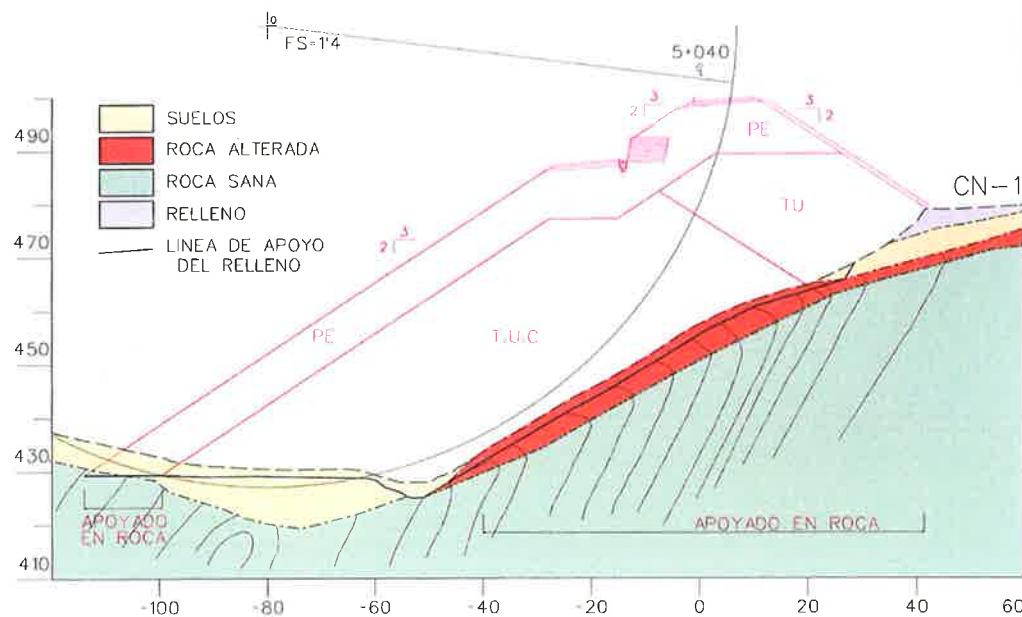
El cuerpo del relleno cinemáticamente no tiene posibilidad de movimiento sobre el terreno natural al estar apoyado sobre las dos laderas que cierra el valle “*aguas abajo*” del relleno. El mencionado “*cierre*” se efectúa por la ladera de roca de la margen izquierda del arroyo sobre el que apoya el pie del relleno.

El relleno en los perfiles finales, donde alcanza su altura máxima, ha sido diseñado para que el pie se apoye en la ladera contraria en roca. Asimismo hay que destacar que el relleno estabiliza el deslizamiento D-4.9 quedando confinado.

Para el cálculo del factor de seguridad frente a la rotura del propio relleno se analizaron los casos más pésimos. Se consideraron las situaciones más adversas en cuanto al cimiento del relleno y características geomecánicas del propio relleno, adoptándose los parámetros mínimos del rango de variación previsto para cada tipo de material.

MATERIAL TIPO	γ	C	ϕ
Vertedero	1,9	2	15º
Pedraplén	2	0	40º
Muro verde	2	5	55º
Todo-uno	1,9	1	25º
Todo-uno de calidad	1,9	2	30º
Suelos coluviales	2,1	5	30º
Roca meteorizada	2,4	10	40º

Finalmente se obtuvo un factor de seguridad de 1,4 para la rotura por la base y 1,2 para la rotura (laminar) a través del propio relleno.



3.4.6 DEFORMACIONES

La altura máxima del relleno es de 90 metros en el p.k. 5+100, mientras que el espesor máximo medido en vertical es de 65 metros entre los p.k. 9+940 y 5+020.

Por necesidades de la obra fue necesario abrir al tráfico la calzada inferior nada más alcanzar la cota de explanada del relleno. Esta circunstancia influyó en el diseño de las medidas para minimizar las deformaciones del mismo. Dichas medidas son las siguientes.-

- Espaldón de anchura constante (15 metros) para rigidizar la zona exterior.
- Ejecución simultánea del vertedero y relleno con decalaje máximo de 30 metros.
- Los 10 metros de la coronación de ambas calzadas han sido construidos con pedraplén.
- Espesor máximo del todo-uno 30 metros.
- Riego sistemático del pedraplén.
- Terraplén de ensayos en cada tipo de material para determinar su puesta en obra.
- Plan de instrumentación y control mediante células hidráulicas e inclinómetros.

3.5 EJECUCIÓN

La ejecución del relleno ha durado 30 meses (enero-2000 a agosto-02), los cuales se han distribuido del siguiente modo:

FASES DE EJECUCIÓN	MESES
Realización de saneos y drenaje de fondo	3
Ejecución de la mayor parte del relleno (hasta la cota de la base del pedraplén de la coronación)	14
Ejecución del pedraplén de coronación	8
Preparación del desvío por la calzada inferior	2 (parada)
Finalización de la calzada superior, incluyendo el muro verde y apertura al tráfico	5

El espesor y volumen de los saneos realizados fue el previsto. No obstante, se ha descalzado el contacto suelo-roca bajo la CN-I por lo que se ha tenido que estabilizar mediante vigas de hormigón proyectado y bulones anclados a roca.

En la primera fase de la obra se realizó un dique “*aguas arriba*” integrado en el relleno para habilitar el único vertedero existente en esta fase de la obra. Este dique de hasta 40 metros de espesor se ejecutó con material tipo todo-uno procedente de las excavaciones de la cobertura de los desmontes y fue apoyado en suelos.

Al vertedero delimitado por el dique tuvieron que conducirse los materiales proveniente del saneo del pie.

El deslizamiento D-4.9 en la zona del espaldón tuvo que excavarse hasta llegar a roca quedando descalzado en dicho punto. La excavación realizada al ser muy localizada y tratarse de periodo muy corto, no ocasionó ninguna inestabilidad ni reactivación parcial.



Saneos para el poyo del espaldón en roca sana . Ver detalle del deslizamiento 4.9

Durante la primera fase del relleno al no tener disponibilidad suficiente de material tipo pedraplén para la zona de apoyo tuvo que traerse 25.000 m³ de pedraplén de cantera.



Vista general de la primera tongada de pedraplén



Vista general del relleno zonificado a media altura

Características del material colocado

La procedencia de los materiales se seleccionó en origen. Se realizaron sistemáticamente ensayos de carga puntual en cada desmonte y en cada sector de los mismos, obteniéndose los siguientes valores:

- Limolitas calcáreas, empleados para obtener pedraplén a resistencia a compresión simple varía de 324 Kg/cm² a 625 Kg/cm², siendo la media de 504 y el 20% de las muestras con valores inferiores a 400 Kg/cm².
- En las limolitas poco cementadas y argilitas la resistencia a compresión simple varía entre 145 y 345 Kg/cm², siendo la media de 273 Kg/cm² y el 25% inferior a 200 Kg/cm².
- Con una humectación del 20% del volumen de la muestra, se constata una reducción de la resistencia a compresión simple del 35%.
- El material procedente de los suelos y rocas en GM IV y V tienen composición arcillosa y humedades comprendidas entre el 10 y 20% por lo que no ha sido factible su empleo en este relleno.
- En la primera fase de la obra se efectuaron terraplenes de ensayo para cada tipo de material donde se pudo definir tanto el espesor de tongada como el número de pasadas para alcanzar la densidad y la granulometría requeridas.
- El espesor de tongada ha variado de 0,3 a 0,6 m en el material tipo todo-uno y de 0,7 a 1 metro en el material tipo pedraplén.

En cuanto a la granulometría del material colocado hay que indicar lo siguiente:

- En el pedraplén el porcentaje de finos ha variado de 0,2 a 3,7% con una media del 2% y la fracción inferior a 25 mm entre 10% y 31% con una media del 26,8%.
- Hay que destacar que en el pedraplén por efecto de la compactación se ha observado un incremento sistemático de la fracción comprendida entre 25 mm y 0,08 mm (del orden del 100%).
- En el material tipo TUC la granulometría es continua con porcentaje de finos entre el 2% y el 20%. La fracción inferior a 25 mm es superior al 17% llegando incluso hasta el 72%.
- En el material tipo TU el porcentaje de finos ha variado entre el 11% y 29% siendo la fracción inferior a 5 mm variable entre el 15% y el 50%.
- La humedad natural del material tipo TU, rocas GM III y mezclas de rocas GM III-II ha variado entre el 4,5 a 10% siendo la media del 7,3%, la humedad óptima del 10% y la densidad óptima variable entre 2 y 2,8 tn/m³.



Detalle del pedraplén, todo-uno de calidad y todo-uno

El plan de instrumentación y control de las deformaciones previsto en el diseño no se llevó a cabo por causas ajenas a la Dirección de la Obra.

Como era necesario abrir al tráfico, únicamente se pudo controlar, mediante métodos topográficos, cuando el relleno llegó a la explanada de coronación y durante un breve periodo de tiempo sin que se observaran deformaciones.

3.6 CONCLUSIONES

- El comportamiento del relleno en los dos años que lleva abierto al tráfico ha sido muy satisfactorio, dado que no ha mostrado ningún signo de deformación.
- La labor de la asistencia geotécnica desde la primera fase de la obra contrastando las hipótesis del Proyecto y estudiando “in situ” las características geotécnicas de la traza, ha permitido la ejecución de un relleno singular de 90 metros de altura con un talud 3H/2V mediante un nuevo diseño de relleno zonificado.
- Este relleno singular ha sido viable debido a que el diseño se ha adecuado a los materiales existentes en la traza.
- El éxito depende de un gran esfuerzo de todas las partes implicadas en la obra (Contratista, Dirección y Propiedad) tanto en las investigaciones complementarias, nuevos diseños como ejecución de las mismas.
- Consideramos que en los proyectos de los rellenos singulares es totalmente necesario habilitar partidas presupuestarias para la instrumentación y control de las deformaciones y el consiguiente análisis de los datos obtenidos.
- Es necesario determinar con suficiente antelación el origen y disponibilidad de los materiales procedentes de una obra lineal para la ejecución de un relleno zonificado dado que los problemas derivados por la ausencia de dicha planificación pueden hacer fracasar dicho objetivo.

4. ACTUACIONES EN UN GRAN DESLIZAMIENTO EN EL PK 7.2 EN LAS OBRAS DE LA VARIANTE DE LA CN-I EN EL PUERTO DE ETXEGARATE

4.1 INTRODUCCIÓN



En las obras de la “Variante de la CN-I en el puerto de Etxegarate” entre los p.k. 7+200 y 7+450 se atraviesa un gran deslizamiento múltiple por su pie cuyo volumen es superior a medio millón de metros cúbicos.

El deslizamiento del p.k. 7.2 también denominado “*deslizamiento de Ursuaran*” se encuentra en la margen derecha del río Ursuaran, en la mitad inferior de la ladera y a 4 km de la cabecera del mencionado río.

La geometría y volumen ha resultado ser mayor de lo previsto y sus características en cuanto a la estabilidad peores.

Las actuaciones realizadas han sido la ejecución del muro verde 7.1. en la primera parte, muro anclado 7.2. en la zona central y muro verde 7.5. en la parte final. Las tres actuaciones son desestabilizadoras.

Para el apoyo en roca de los dos muros verdes ha sido necesario descalzar buena parte del deslizamiento durante la fase constructiva.

Se ha realizado una investigación geológica y geotécnica en la primera fase de la obra obteniendo un conocimiento detallado de las características geotécnicas del deslizamiento que ha permitido resolver los problemas detectados.

Ha sido necesario el rediseño de las soluciones y del proceso constructivo y el control durante la ejecución para garantizar la estabilidad local y global durante la construcción y la explotación..



4.2. CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

El deslizamiento tiene una anchura de 250 metros y una longitud de 550 metros. El píe se sitúa a cota de río, cota 315 m.s.n.m., y la coronación del escarpe a la cota 475. La panza del deslizamiento es de reducida pendiente, gran amplitud y se sitúa entre las cotas 385 y 410. El volumen total estimado es de 700.000 m³.

Es un macrodeslizamiento antiguo desarrollado en una ladera donde en amplias zonas la cobertura de la roca meteorizada se encuentra deformada gravitacionalmente con espesores de hasta 15 metros. Se ha denominado macrodeslizamiento al conjunto de la roca movida y al deslizamiento principal desarrollado sobre la misma.

Consiste en un deslizamiento múltiple que ha tenido deslizamientos posteriores. Se distingue: la roca movida situada en la base, el deslizamiento principal y los deslizamientos secundarios.

En la zona de la traza la roca movida bajo el deslizamiento principal tiene un espesor variable entre 3 y 12 metros desconociéndose con precisión el espesor en la zona del pie y de la cabecera.

La roca movida está constituida por una masa de bolos y bloques decimétricos a métricos con estructura caótica en la que todas las discontinuidades presentan aperturas centimétricas con rellenos de arcilla con algo de arena. Los cantos son limolitas y argilitas en GM IV y los bloques son de areniscas en GM III-II.

El contacto con la roca “in situ” no es un plano neto si no una zona irregular.



Roca deformada en la ladera



Roca movida bajo el deslizamiento

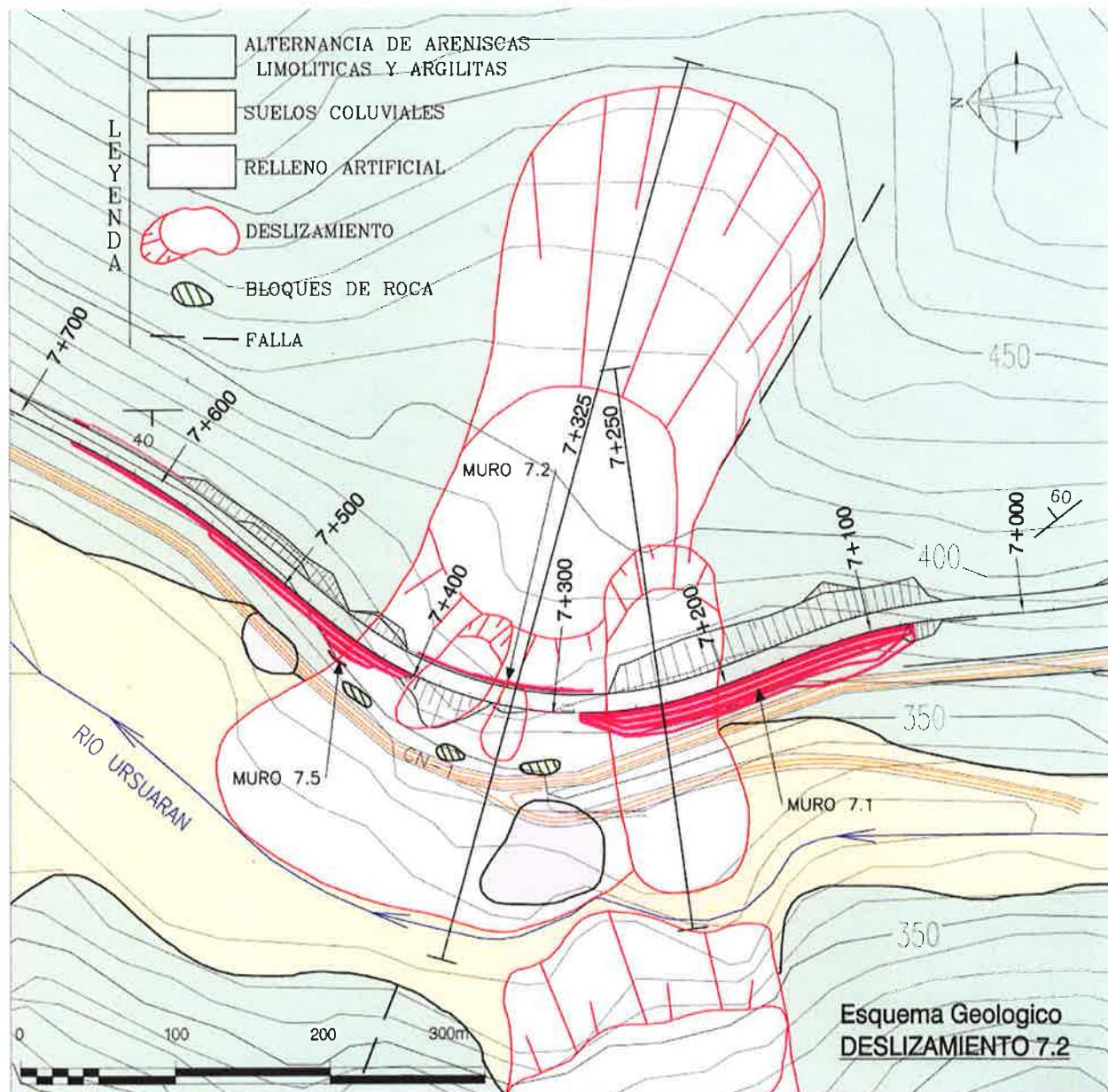
El deslizamiento principal consiste en un deslizamiento mixto, plano en la parte superior y rotacional en el píe y está compuesto por arcillas limosas marrones con algo a bastante grava

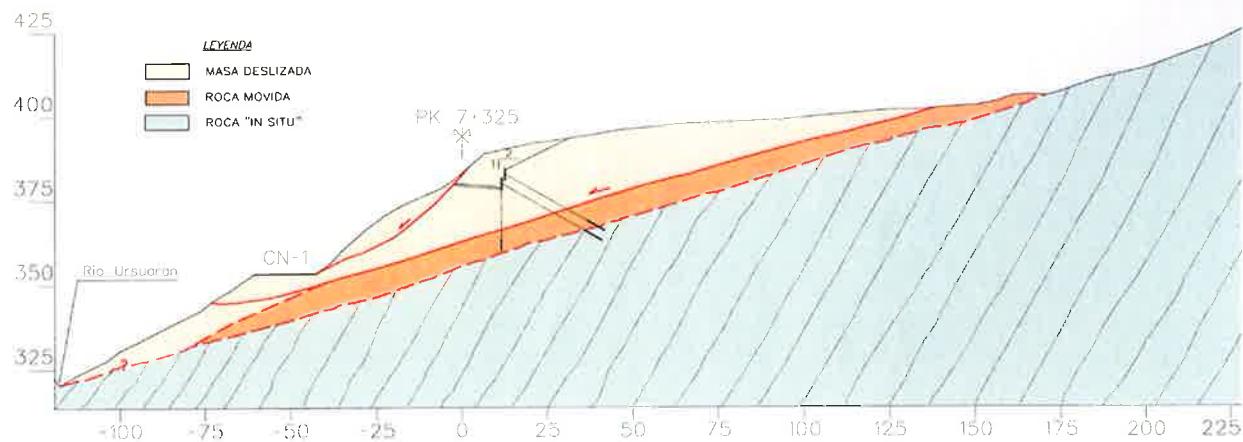
(CL) y gravas y bolos con algo a bastante arcilla de color marrón (GP-GC) con presencia de bloques de roca de hasta 5 metros. El volumen estimado del mismo es de 450.000 m³.

Tanto en la investigación como en la obra se han encontrado planos de deslizamiento de 0,2 a 1 metros de potencia compuestos por arcilla limosa gris oscura de consistencia blanda con planos pulidos. Estos planos corresponden tanto al deslizamiento principal como a otros más superficiales de extensión limitada, a los que se ha denominado deslizamientos secundarios.

La inclinación del plano de deslizamiento varía 15 y 25°, siendo en la zona de la traza de 20°.

En la parte inicial y final del deslizamiento la antigua carretera CN-I y el acceso al barrio de Ursuaran discurren en relleno. En la zona de la traza, el espesor de suelos del deslizamiento principal pasa de 10 metros en los laterales a 20 metros en la zona central.





ROCAS

El macizo rocoso está compuesto por una alternancia de areniscas, argilitas y limolitas del Cretácico Superior estratificadas en paquetes de 0,05 a 0,8 metros.

El espesor de roca meteorizada es muy elevado, en términos generales, el espesor de la roca en GM IV varía de 2 a 5 metros y el espesor de roca en GM III de 10 a 15 metros.

Al sur del p.k. 7+200 la estructura del macizo rocoso es 60°/045° con los 5 a 10 metros de roca superficial volcada con buzamientos de 45°. Al norte del p.k. 7+200, donde se aprecia un pliegue-falla, la estructura es 40-60°/270° con la cobertura deformada gravitacionalmente (estructura 40°/060).

Tanto el deslizamiento principal como la roca movida no presentan ninguna actividad reciente, no siendo factible la reactivación de la roca movida en las condiciones actuales, ni con las actuaciones previstas.

Los deslizamientos secundarios presentan signos de actividad reciente deduciéndose que están con estabilidad crítica. Los más relevantes son:

- Entre los p.k. 7+200 al 7+280.- 150 metros de longitud y 80 metros de ancho
- Entre los p.k. 7+300 al 7+340.- 55 metros de longitud y 40 metros de anchura
- Entre los p.k. 7+240 al 7+400.- 60 metros de longitud y 50 metros de anchura

4.3. PROBLEMÁTICA

La problemática fundamental radica en que el trazado de la nueva carretera tiene que atravesar el deslizamiento de un extremo al otro por la zona del pie del mismo.- entre los p.k. 7+080 al 7+280 en relleno, entre los p.k. 7+280 al 7+340 en desmonte y p.k. 7+340 al 7+440 en relleno.



realidad son parte de la masa deslizada.

- Tramo entre los p.k. 7+260 y 7+400 donde el proyecto preveía la existencia de deslizamiento. Muro anclado M-7.2. con altura máxima de 12 metros, de 4 niveles y con anclajes monobarra de alto límite elástico de 90 toneladas apoyado en micropilotes, siendo la fuerza de anclaje de 30 a 180 t/ml.
- Tramo entre los p.k. 7+350 y 7+400, relleno en el borde izquierdo apoyado en suelos. En este tramo se localiza un deslizamiento secundario.
- Tramo entre los p.k. 7+400 y 7+450. Muro verde M-7.5 apoyado en roca mediante un pedestal de pedraplén. Para su construcción se preveía la realización de excavaciones superiores a 10 metros de altura en suelos; suelos que en la realidad son parte del deslizamiento.

En vista de la problemática planteada se decide ampliar la investigación existente en el Proyecto (17 calicatas y 5 sondeos) realizando cartografía geológica detallada, 12 calicatas y 10 sondeos.

Con los datos aportados en la investigación llevada a cabo y los análisis de estabilidad realizados se decide adecuar la solución existente en el Proyecto a las condiciones reales del terreno obteniéndose las siguientes premisas básicas para el rediseño de las soluciones y del proceso constructivo:

- Conveniencia de no realizar el semienlace en dicha zona dado que en buena parte discurre en excavación reduciendo el F.S. del deslizamiento principal.
- No es factible apoyar el muro verde M-7.1 sobre suelos deslizados dado que provocaría la reactivación del deslizamiento. En consecuencia, es necesario apoyarlo en roca. No

Estas tres actuaciones son desestabilizadoras tanto para el deslizamiento principal como para los secundarios. A estas actuaciones hay que añadir que la calzada inferior (antigua CN-I) discurre 20 metros por debajo a muy escasa distancia en planta.

El Proyecto contemplaba la existencia del deslizamiento siendo las soluciones previstas en esta zona las siguientes:

- Ejecución de un semienlace con el ramal de incorporación en excavación entre los p.k. 7+100 y 7+300 (zona del deslizamiento).
- Tramo entre los p.k. 7+100 y 7+280. Muro verde M-7.1. apoyado sobre roca mediante un pedestal de pedraplén. Se plantea realizar una excavación corrida de 100 metros de longitud al 1(H):1(V) en "suelos coluviales" de hasta 20 metros de altura. Dichos suelos que en

obstante, el proceso de ejecución de las excavaciones debería diseñarse de modo que la estabilidad del deslizamiento principal no se vea afectada y no se produzcan roturas locales.

- Se estudian los efectos de las excavaciones para el apoyo del muro M-7.1 en roca dado que la excavación necesaria es de 20.000 m³ y tiene hasta 20 metros de altura descalzando en su totalidad el deslizamiento secundario y el deslizamiento principal en 100 metros de los 250 metros de longitud que tiene.
- Se realizaron los cálculos de estabilidad adoptando una ϕ de 17° para el deslizamiento principal y 21° para el deslizamiento secundario y considerando el factor de seguridad actual próximo a la unidad. La excavación corrida hasta roca reduce a 0,8 el factor de seguridad siendo la fuerza de anclaje necesaria para equilibrar de 100 Tn/ml. Aunque este supuesto no tiene sentido físico si la excavación es localizada y el volumen de excavación limitado. La fuerza de anclaje para equilibrar el deslizamiento secundario es de 35 Tn/ml.
- Las excavaciones para ejecutar el muro M-7.2. además de descalzar varios deslizamientos secundarios reducen notablemente el factor de seguridad del deslizamiento principal, siendo necesario anclar el muro a roca.
- Debido a las malas características de la roca y la profundidad a la cual se encuentra existen serias limitaciones para realizar anclajes de gran capacidad (la adherencia obtenida es de 0,8 a 1,2 Kg/cm²) y para ejecutar anclajes monobarra de más de 30 metros de longitud.
- El relleno entre los p.k. 7+350 y 7+400 si se apoya en suelos desequilibra el deslizamiento secundario y si se excavan los suelos para el apoyo del cimiento podría desestabilizarse localmente el deslizamiento principal.
- La ejecución del muro M-7.5. sobre el deslizamiento tiene los mismos efectos que los producidos por la ejecución del muro M-7.1.
- Necesidad de limitar las excavaciones al pie del deslizamiento, coordinación de las secuencias constructivas y compensación de las actuaciones desestabilizadoras y estabilizadoras en cada fase, tanto local como globalmente.
- Control de las deformaciones.

4.4. SOLUCIÓN DISEÑADA

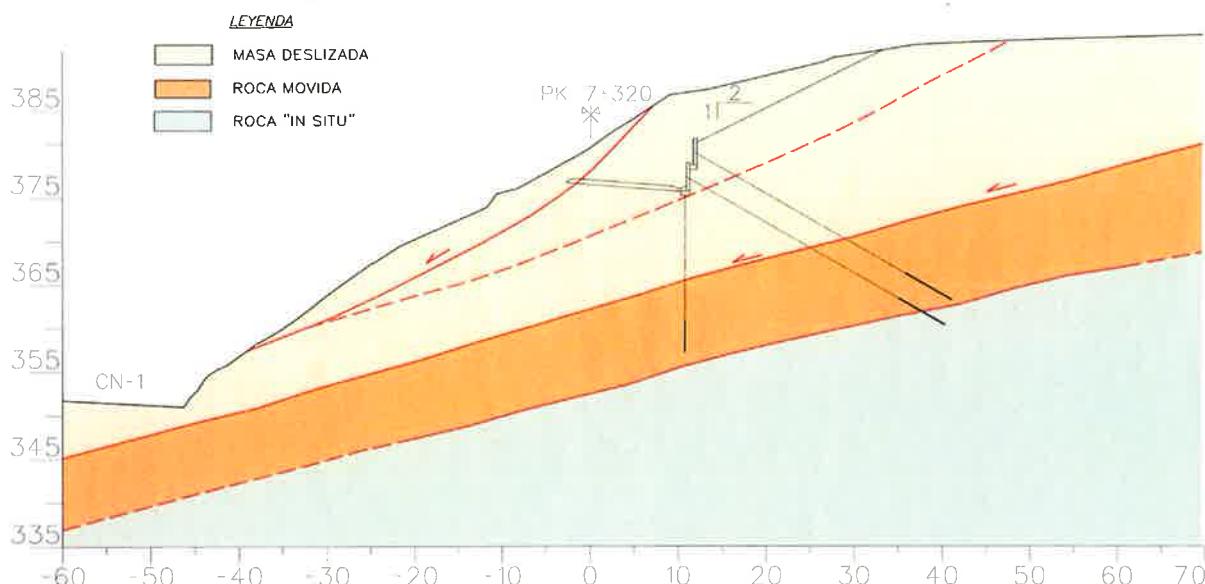
Además de desplazar el enlace fuera del área del deslizamiento, las soluciones han consistido en:

Muro anclado M-7.2.

Muro anclado de 130 metros de longitud con dos filas de bataches de 3 metros de altura cada uno y con la parte superior retaluzada al 2(H):1(V) una altura variable entre 0 y 4 metros.

La tensión de trabajo de los anclajes se ha dimensionado al reposo variando entre 9,7 y 47 Tn/ml. Los anclajes son de cable de 30 toneladas y 50 toneladas de carga de servicio siendo de longitud media de 34 metros con bulbos de ϕ 150 mm de 6 metros de longitud.

La fila inferior se apoya en micropilotes de barra ϕ 50 mm de 15 metros de longitud empotrados en roca movida y los bulbos de los anclajes en buena parte se alojan en roca movida y en GM III.



Muro verde M-7.1.

Consiste en un muro verde de 22 metros de altura máxima y 80 metros de longitud, 65° de inclinación y construido con pedraplén mediante tongadas de 70 cm. El muro se apoya sobre un repie de pedraplén que se encuentra cimentado en roca movida con $GM \leq III$ mediante un zócalo de escollera. Para la ejecución de la escollera es necesario descalzar el plano del deslizamiento.

El muro verde M-7.1. se diseña con la premisa de que el muro anclado M-7.2. previamente haya sido construido.

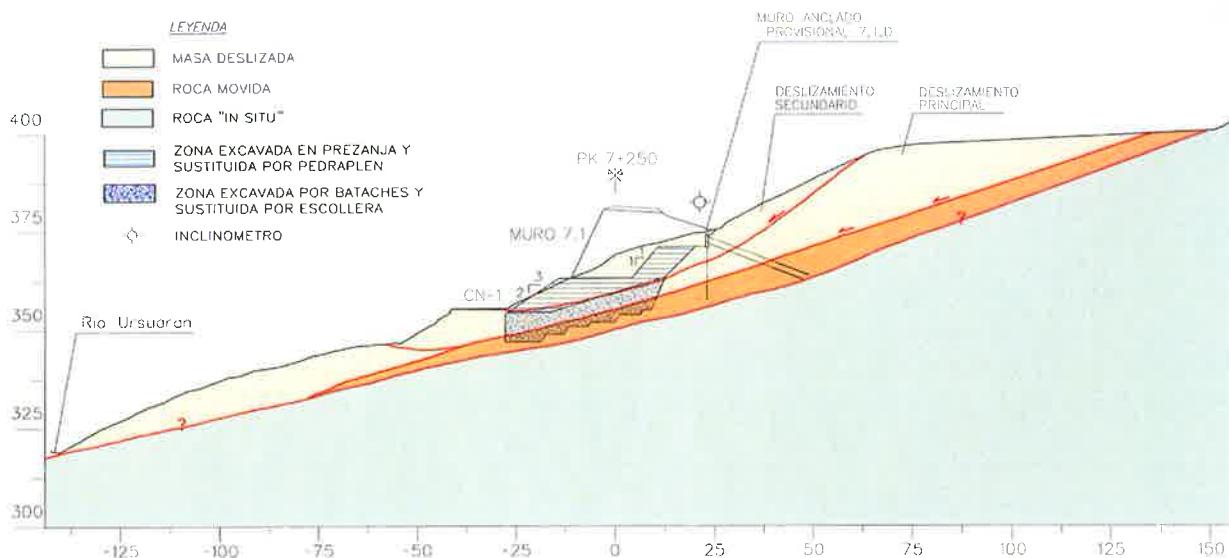
Para ejecutar el saneo y el acondicionamiento del apoyo del muro se realizan 3 prezanjas que quedan 5 metros por encima del deslizamiento principal. Cada prezanja tiene una altura de excavación de 20 metros, una longitud máxima de 20 metros en la base en el sentido del eje de la

traza y, al ser excavada con taludes 1(H):1(V), en la coronación alcanza una anchura de 60 metros.

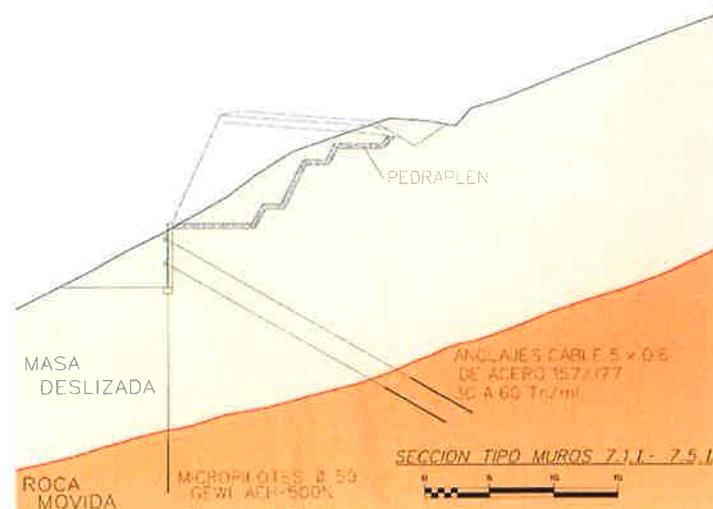
En estas circunstancias el deslizamiento principal no se desequilibra y el factor de seguridad frente a la rotura circular del talud es del orden de 1 siendo la fuerza de anclaje necesaria para equilibrar el deslizamiento secundario de 35 Tn/ml.

En consecuencia, antes de excavar la primera prezanja se realiza el muro anclado (M-7.1-D) de 3 metros de altura, apoyado en micropilotes con fuerza de anclaje de 35 Tn/ml y con anclajes de barra de alto límite elástico del 50 %. Este muro anclado estabiliza el deslizamiento secundario e incrementa el factor de seguridad del deslizamiento principal en 0,1 puntos.

En cada prezanja se excava el cimiento por bataches sustituyéndose con escollera. Antes de abrir la siguiente prezanja se realiza el espaldón y repie del pedraplén.



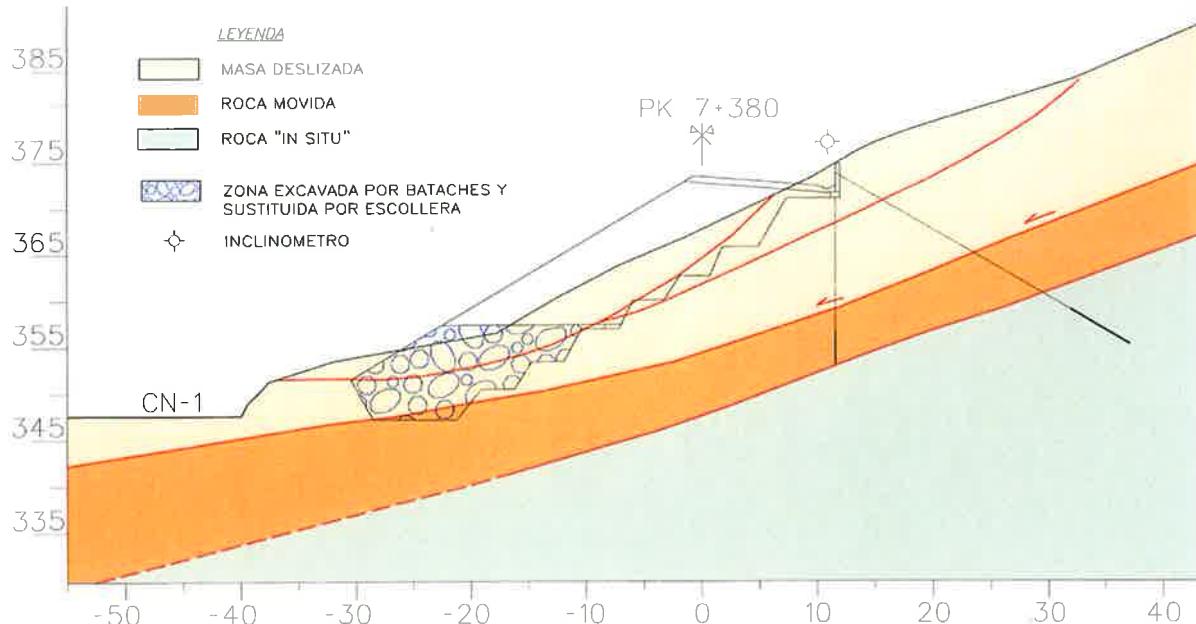
En los 35 metros finales del muro verde (zona de transición) la altura del muro verde es inferior a 12 metros y se apoya sobre los suelos deslizados, siendo el efecto desestabilizador contrarrestado con un muro anclado al pie (M-7.1-I) con fuerza de anclaje variable entre 30 y 60 Tn/ml.



Para la ejecución del muro verde 7.1 se analizaron otras propuestas que no fueron realizadas debido a que duplicaban en plazo y presupuesto la solución descrita anteriormente siendo su factor de seguridad final inferior en un 40%.

Relleno entre los p.k. 7+340 y 7+410

Una vez construido el muro anclado del borde derecho se ejecuta la excavación al 3(H):2(V) para retirar el deslizamiento secundario. El pie del relleno se apoya sobre una escollera empotrada en la roca movida y el cuerpo sobre la masa deslizada. La totalidad del relleno se construye con material tipo pedraplén al 3(H):2(V).



Muro verde M-7.5

Consiste en un muro verde de 18 metros de altura máxima y 50 metros de longitud, 65° de inclinación y construido con pedraplén mediante tongadas de 70 cm apoyado en roca movida con GM \leq III mediante una escollera cuya ejecución descalza el deslizamiento principal.

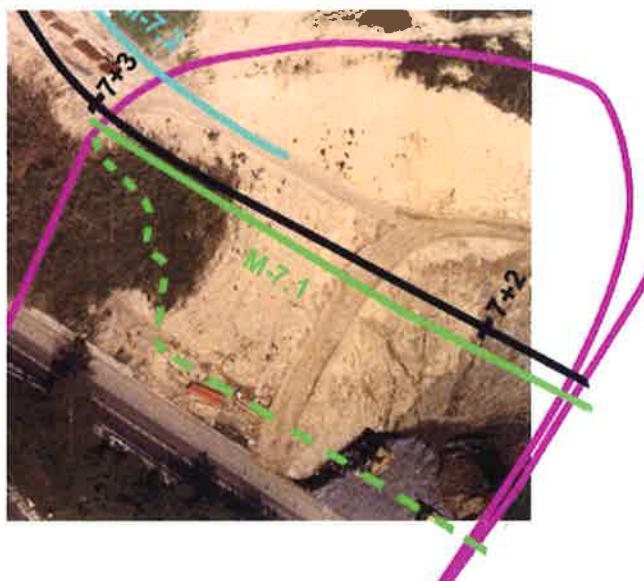
Para la ejecución de los bataches, previamente se realiza una prezanja que se sitúa 5 metros por encima del plano de deslizamiento.

Los 20 metros iniciales del muro, cuya altura es inferior a 12 metros, se apoyan directamente sobre la masa deslizada mediante un muro anclado (M-7.5-I) de 3 metros de altura apoyado sobre micropilotes con una fuerza de anclaje variable entre 30 y 60 tn/ml.

4.5. EJECUCIÓN

La ejecución se ha desarrollado en las siguientes fases:

- 1) Excavación y saneo del apoyo del muro verde M-7.1 hasta el inicio del deslizamiento del p.k. 7+200. Comprobación de las hipótesis realizadas en la primera fase de la obra, detección del deslizamiento principal y de los planos del deslizamiento secundario y ajuste del proceso constructivo.



Vista aérea del inicio de las excavaciones al pie del deslizamiento hasta la roca movida



Ver detalle del deslizamiento secundario del p.k. 7+200



Detalle del plano de deslizamiento secundario del p.k. 7+220

- 2) Ejecución del muro anclado M-7.2 y muro anclado provisional M-7.1-D.



- 3) Ejecución de las excavaciones para el apoyo del muro verde M-7.1 mediante tres prejanzas de 20 metros y colocación de la escollera y del pedraplén del cimiento. Esta fase dura 10 días y el inclinómetro situado en el muro M-7.1-D no refleja ninguna deformación y los anclajes de dicho muro no incrementan la tensión.



**Ejecución cimiento muro M-7.1.
La ejecución de la escollera por
bataches desde una prejanza.**

Ver plano de deslizamiento.

- 4) Ejecución del cimiento del muro verde M-7.5.
- 5) Ejecución de los muros verdes M-7.1 y M-7.5 y los respectivos muros anclados de transición que son M-7.1-I y M-7.5-I.



Ejecución muro verde M-7.1 y muro anclado de transición M-7.1-I



Ejecución muro verde M-7.5 y muro anclado de transición M-7.5-I



Muro M-7.1 finalizado



Muro M-7.5 finalizado

- 6) Saneo del cimiento y ejecución del relleno entre los p.k. 7+340 y 7+410. El saneo se realiza en 4 días y el inclinómetro situado en el muro M-7.2 a la altura del p.k. 7+390 refleja un movimiento de 7 mm a 12 metros de profundidad. Es decir, se moviliza localmente el deslizamiento principal no obstante los anclajes del muro M-7.2 no sufren incremento de tensión con lo que se deduce que la excavación únicamente ha afectado al tramo comprendido entre el muro anclado y la CN-I. Una vez construido el relleno desaparecen los movimientos.



Resumen de las actuaciones realizadas en el deslizamiento 7.2

Excavación		Relleno en cimientos		Anclaje		Micropilotes
en prezanja	por bataches	escollera	pedraplén	barra	cable	
20.650 m ³	24.700 m ³	13.400 m ³	5.520 m ³	990 ml	4.250 ml	2.750 ml

4.6. CONCLUSIONES

- La investigación complementaria realizada durante la primera fase de la obra ha permitido el conocimiento detallado de las características geotécnicas del deslizamiento , la detección de los problemas y el diseño de las soluciones.
- Las distintas actuaciones a realizar en un deslizamiento se deben de estudiar conjuntamente tanto durante la ejecución como en su estado final.
- Las fases constructivas pueden condicionar el éxito de la solución. Por lo que es necesario que se incluyan en el proyecto.
- Las soluciones de estabilización de deslizamientos que funcionan por gravedad, aunque a largo plazo son mas seguras requieren un conocimiento detallado y de los efectos de cada fase de ejecución.
- Los efectos desestabilizadores producidos por las obras durante la ejecución se pueden minimizar con una adecuada programación y control.



euroestudios
Ingenieros de consulta

**OFICINA
CENTRAL:** **MADRID**

Castelló, 128 – 28006 Madrid
Tfno. 91 590 35 46 – Fax 91 411 35 57
e-mail: euroestudios@euroestudios.es
<http://www.euroestudios.es>

DELEGACIONES: BARCELONA

Muntaner, 374 – 08006 BARCELONA
Tfno. 93 241 11 78 – Fax 93 200 65 03

BILBAO **Juan Ajuriaguerra, 9 – 48009 BILBAO**
Tfno. 944 23 06 58 – Fax 944 23 05 43

SAN SEBASTIÁN **Zuatzu Kalea, 2. Edificio Igueldo – 20018 S. SEBASTIAN**
Tfno. 943 31 77 51 – Fax 943 21 93 96

SEVILLA **Avda. Luis Montoto, 107-113 – 41007 SEVILLA**
Tfno. 95 498 00 32 – Fax 95 457 08 52

VALENCIA **Músico Albeniz, 8 – 46010 VALENCIA**
Tfno. 96 393 60 91 – Fax 96 389 17 51

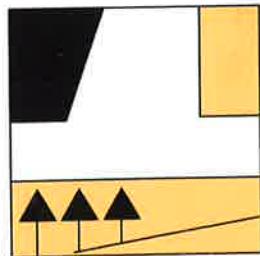
VITORIA **Avda. Los Olmos, 1. Parque Empresarial INBISA**
Edificio C. Pabellón 15 y 16 – 01013 VITORIA
Tfno. 945 26 62 33 – Fax 945 26 62 44

ZARAGOZA **Coso, 100 – 50001 ZARAGOZA**
Tfno. 976 21 91 12 – Fax 976 21 54 20

**LABORATORIOS: RIVAS –
VACIAMADRID**

Polig. Santa Ana. c/Tornillo, 13 – 28529 MADRID
Tfno. 91 666 86 93 – Fax 91 666 66 31

VITORIA **Avda. Los Olmos, 1. Parque Empresarial INBISA**
Edificio C. Pabellón 15 y 16 – 01013 VITORIA
Tfno. 945 26 62 33 – Fax 945 26 62 44



**SOCIEDAD ESPAÑOLA DE
MECANICA DEL SUELO
E INGENIERIA GEOTECNICA**

Próximas Jornadas:

28.^a Sesión

Consultoras
IBERINSA
2.^º Trimestre de 2004

**Jornadas sobre
OBRAS DE INTERES
GEOTECNICO
EJECUTADAS POR LOS
CONSTRUCTORES
ESPAÑOLES**
Ciclo: Empresas Consultoras

27.^a SESION
Madrid, 2 de diciembre de 2003

Con la colaboración del
CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE
OBRAS PUBLICAS (CEDEX)

Mecánica del Suelo e Ingeniería Civil. Su misión fundamental contribuye a la formación de profesionales que, mediante conocimientos y técnicas relacionadas con el suelo, cumplan el cometido incluye una formación teórica y práctica, así como los más teóricos o básicos y aplicativos. Pero no ha de olvidarse que el suelo tiene una importante función en la ingeniería civil. Una de los dos ellos es la ejecución de las obras, tanto en su diseño, factores y de la forma más económica.

ectoria avalada por sesiones 27.^{as} jornadas que se irán realizando para que puedan participar de información de las sesiones un constructor, arquitecto o consultores podrán contribuir a enriquecer los conocimientos de este campo.

EL PRESIDENTE DE LA SOCIEDAD ESPAÑOLA DE MECÁNICA DEL SUELO E INGENIERÍA GEOTÉCNICA

tiene el honor de comunicar a Vd. la celebración de la 27.^a sesión de estas jornadas que correrá a cargo de:



con el temario siguiente:

- Diseño y construcción de un pedraplén de 100 m. y un viaducto en la N-III en Contreras.
 - Diseño y ejecución de un desmonte en roca con vuelco de estratos en la variante de Ideazabal.
 - Diseño y construcción de un relleno de 90 m. con materiales de mala calidad y estabilización de dos deslizamientos en la N-I en Etxegárate.

Lugar: Salón de Actos del CETA (CEDEX)
C/ Alfonso XII, 3.

Fecha: 2 de diciembre de 2003.

Horario: 18,00 horas.

A continuación se servirá una copa de vino español.