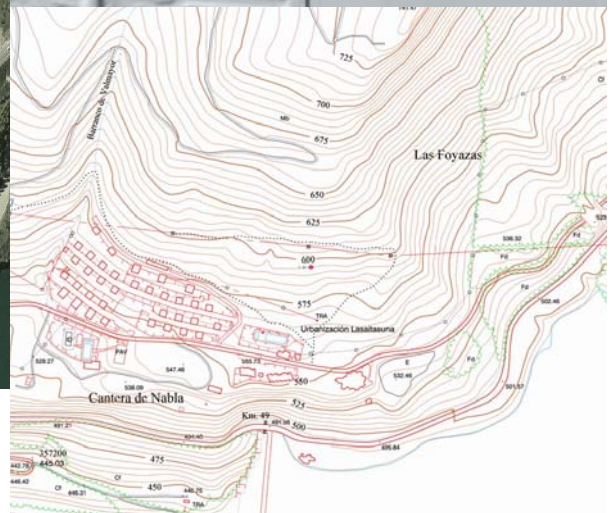
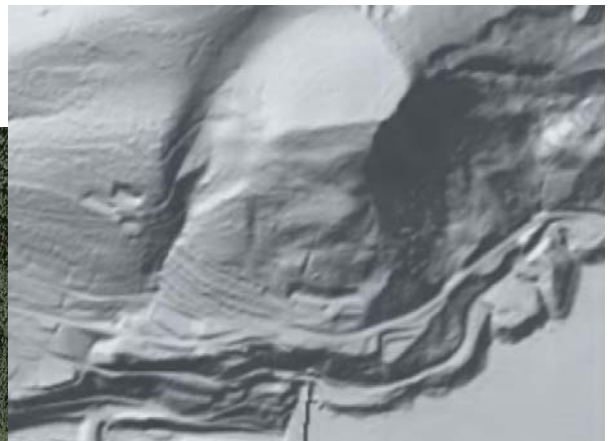
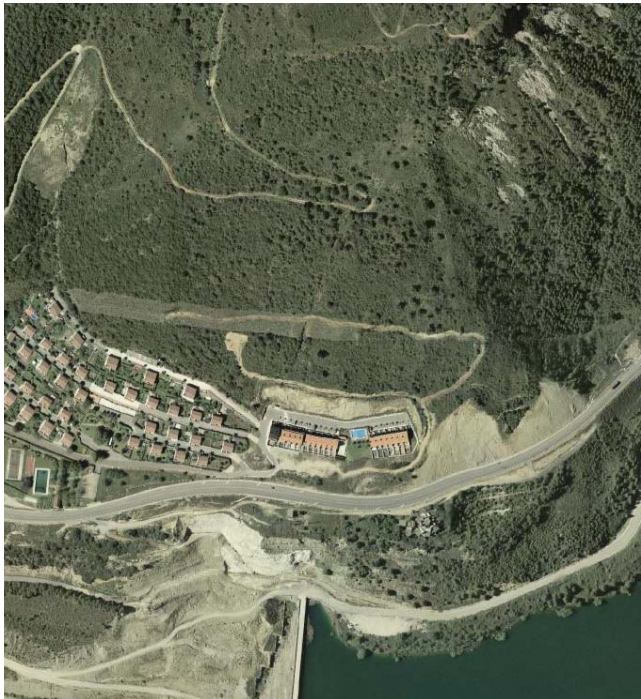


EVALUACIÓN DE LAS CONDICIONES DE ESTABILIDAD DE LA LADERA DERECHA EN LA CERRADA DEL EMBALSE DE YESA



INDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. ANTECEDENTES.....	4
3. GEOLOGÍA DE LA LADERA DERECHA DE LA CERRADA.....	13
3.1. Geología regional.....	13
3.2. Estratigrafía.....	16
3.3. Geología de detalle de los materiales eocenos.....	18
3.4. Estructura geológica.....	25
3.5. Descripción geológica de la margen derecha.....	32
4. PROCESOS DE INESTABILIDAD DE LA LADERA DERECHA.....	43
4.1. Alcance del movimiento detectado.....	43
4.2. Análisis de estabilidad.....	63
4.2.1. Introducción.....	63
4.2.2. Metodología de análisis.....	64
4.2.3. Modelos analizados e hipótesis consideradas.....	66
4.2.4. Desarrollo de los análisis de estabilidad.....	72
4.2.4.1. Modelo geométrico 1: Perfil nº1.....	72
4.2.4.2. Modelo geométrico 2: Perfil nº2.....	77
4.2.4.3. Modelo geométrico 3: Perfil nº3.....	82
4.2.4.4. Modelo geométrico 4: Perfil nº5.....	92
4.2.5. Resultados de los análisis.....	95
4.3. Causas del proceso de inestabilidad.....	98
4.3.1. Discusión sobre el origen.....	98
4.3.2. Conclusiones.....	101
4.4. Medidas de estabilización propuestas.....	102
5. INCIDENCIA DE LOS FACTORES CONSIDERADOS EN LA SEGURIDAD DEL EMBALSE.....	106
6. SUFICIENCIA DE ESTUDIOS EN LA LADERA.....	108
7. CONCLUSIONES.....	110

ANEXOS

ANEXO 1: MAPA GEOLÓGICO DE LA MARGEN DERECHA

ANEXO 2: PERFILES GEOLÓGICOS DE LA MARGEN DERECHA

1. INTRODUCCIÓN

En el presente informe técnico se presenta el resultado de los trabajos realizados para la evaluación de las condiciones de estabilidad de la ladera derecha en la cerrada del Embalse de Yesa, realizado por encargo de la Confederación Hidrográfica del Ebro.

La zona de estudio corresponde a la ladera derecha del embalse, centrándose el mayor detalle del estudio en un sector de unos 500 m de longitud en sentido E-W y unos 600 m en sentido N-S, dentro del cual se ha registrado un proceso de inestabilidad del terreno. En total el área estudiada con detalle ha sido de unas 30 hectáreas.



Figura 1.1: Ortofoto de la ladera derecha de la cerrada del embalse de Yesa, donde se localiza la zona de estudio (imagen tomada del visor IDENA del Gobierno de Navarra).

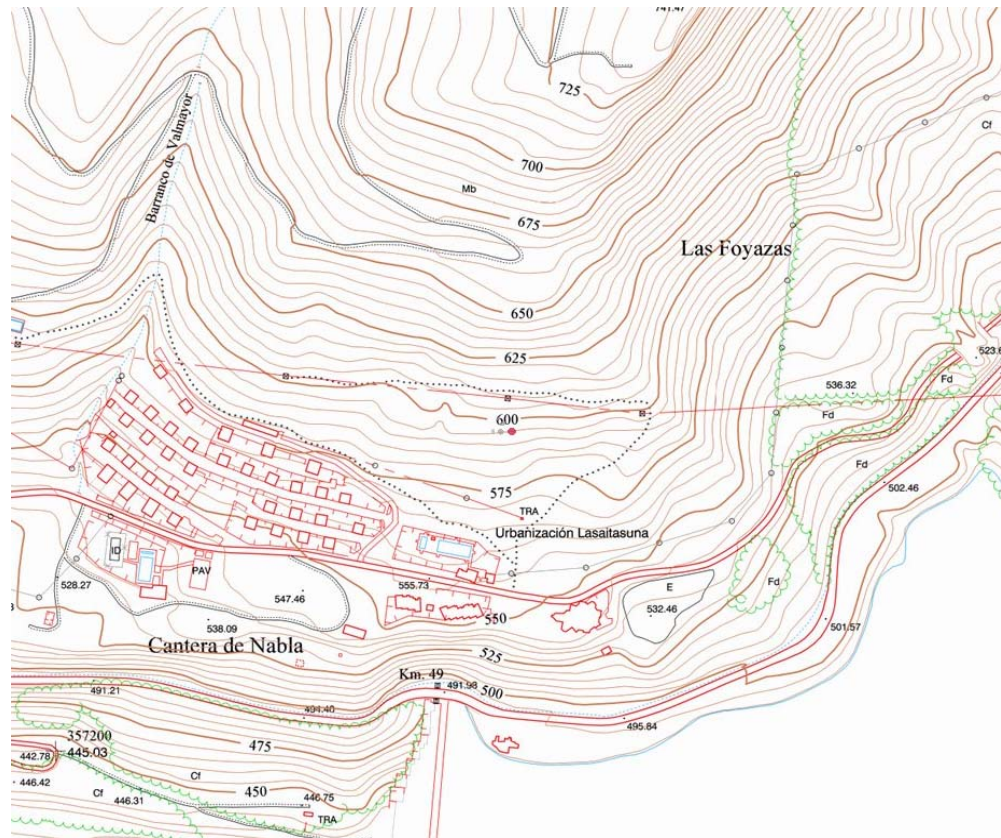


Figura 1.2: Mapa topográfico de la ladera derecha de la cerrada del embalse de Yesa donde se encuentra la zona de estudio (imagen tomada del visor Iberpix del IGN).

Este informe se ha basado en la supervisión detallada de los antecedentes disponibles sobre la ladera derecha del Embalse de Yesa (estudios, informes, proyectos, auscultación, investigaciones geotécnicas, etc.), así como en la realización de estudios específicos de cartografía geológica, análisis estructural y estudio del alcance de los movimientos detectados en el terreno.

A partir de la interpretación y definición del modelo geológico de la ladera derecha, así como la delimitación del área inestable detectada en el entorno de la cerrada de la presa, se han llevado a cabo análisis específicos sobre las condiciones de estabilidad. Se han evaluado las condiciones de estabilidad actuales y el efecto estabilizador que tendrán las actuaciones que se están llevando a cabo, permitiendo este estudio la optimización de dichas actuaciones.

Los objetivos principales de este informe son:

- Profundizar en el conocimiento geológico de la ladera, contribuyendo a la elaboración de un modelo geológico representativo y coherente con la estructura del macizo rocoso, las investigaciones geotécnicas realizadas, el resultado de la instrumentación, etc.
- Definición del mecanismo y las causas del proceso de inestabilidad detectado.
- Análisis de la estabilidad de la ladera en la situación actual y tras la aplicación de las medidas de estabilización previstas, en lo referente a su validez y eficacia. Contribución a la optimización de dichas actuaciones.
- Evaluación del riesgo sobre la presa. Grado de afección del movimiento registrado en el terreno sobre la presa actual y la presa en construcción.
- Suficiencia de los estudios realizados en la ladera o necesidad de estudios adicionales.

Para el cumplimiento de los objetivos del trabajo se ha llevado a cabo una revisión de toda la información disponible y se ha realizado un reconocimiento detallado de campo, para el estudio geológico, del alcance del movimiento detectado, así como la comprobación sobre el terreno de diversos aspectos geológico-geotécnicos, estructurales, geomorfológicos, etc., referidos en los distintos informes previos. A continuación se ha llevado a cabo un análisis de estabilidad de la ladera a partir de los datos disponibles.

Se ha contado con la información recopilada en numerosos estudios y los resultados de la auscultación de la ladera mediante inclinómetros, piezómetros, topografía de superficie, etc., lo que ha permitido tener una visión global y detallada de las condiciones de estabilidad de la ladera derecha de la cerrada del embalse.

2. ANTECEDENTES

En el Archivo Técnico de la Presa de Yesa existen numerosos estudios sobre la geología y geotecnia de la zona, que comienzan con la redacción del proyecto de la actual presa a principios del siglo XX y llegan hasta la actualidad con el control de la explotación y las obras del recrecimiento del embalse.

El proyecto de construcción de la actual presa fue aprobado por Real Orden de 18 de julio de 1924. Como consecuencia de los primeros reconocimientos del terreno, en 1926 se decidió desplazar la presa 60 m aguas abajo para evitar la zona de “La Refaya”, modificándose el proyecto. El 13 de noviembre de 1928 comenzaron las obras.

La construcción de la presa actual tuvo tres fases, existiendo informes geológicos en todas ellas:

- La primera fase consistió en las excavaciones de la cimentación (1928-1933).
- Hubo una segunda fase de interrupción de los trabajos (1933-1946).
- Y una tercera fase de construcción de la mayor parte de la obra (1946-1959).

Por lo tanto, durante el periodo comprendido entre 1928 y 1959 se llevó a cabo la construcción de la presa actual de Yesa sobre el río Aragón. Se trata de una presa de gravedad de 78 metros de altura sobre cimientos y una cubicación de 480.000 m³ de hormigón, con paramento de aguas arriba vertical y paramento de aguas abajo escalonado, con un talud equivalente a 0,78H:1V. Su coronación tiene 398 metros de longitud, 7 metros de anchura y se sitúa a la cota 490 m.

Se ha documentado que desde el comienzo de las obras de construcción de dicha presa, y principalmente en el estribo derecho, se observaron movimientos de ladera e inestabilidades en los taludes de construcción que debieron corregirse durante el propio proceso de excavación. Estas dificultades motivaron la rescisión de la contrata en diciembre de 1933.

La ladera derecha, junto al estribo de la presa actual, se vio afectada por un deslizamiento de tipo rotacional que afectaba parcialmente a la parte emergida (por encima de la cota de máximo embalse actual), pero principalmente a la parte sumergida. Ya se conocía su

existencia con anterioridad a la construcción de la presa, aunque se ha ido avanzando en su conocimiento a lo largo de la explotación del embalse.

Por encima de la cota de máximo embalse el deslizamiento afectaba a los depósitos sedimentarios del Flysch de Yesa (Eoceno superior), constituidos por una alternancia de areniscas y margas en niveles decimétricos. Bajo la cota de máximo embalse actual el deslizamiento afectaba a depósitos coluviales, que en esta zona tienen un espesor importante.

En el año 1960, después de construirse la presa y tras su primer llenado, se produjo un descenso del nivel del embalse de 30 m, lo que provocó un deslizamiento inmediatamente aguas arriba de la presa, en la ladera derecha, que se puso de manifiesto aguas arriba del embalse, afectando a los depósitos del Flysch de Yesa, aunque también debió afectar a la parte sumergida, pero no se observaron señales de ello. Si bien no se realizaron cálculos del volumen de este deslizamiento, se estima que no superaba los 500.000 m³.

Como consecuencia de lo ocurrido se llevó a cabo una asesoría geológica por parte de C. Sáenz, M. Vidal y J. A. Jiménez Salas en 1961, a raíz de la cual se ejecutó, ese mismo año, la estabilización del deslizamiento mediante el descabezado de la masa inestable, eliminando unos 60.000 m³ de materiales que fueron vertidos parcialmente en el pie. El resultado fue un nuevo paramento escalonado con bancos y bermas, que se vio degradado en 1964 por la formación de acarcavamientos en el talud resultante, desapareciendo así el abancalamiento (Figuras 2.1 a 2.3).

Ese mismo año (1964) el Servicio Geológico de Obras Públicas redactó un informe acerca de los riesgos de deslizamientos que pudieran tener en la ladera derecha del embalse de Yesa por. Sus autores fueron F. Hernández Pacheco, M. Lorenzo Blanc, F. Macau Villar y A. García Yagüe. Del informe se deduce la elevada alterabilidad de los depósitos de flysch sometidos a exposición ambiental, proceso favorecido por la fracturación que presentan los materiales por su propio diaclasado, que facilita la infiltración de agua. Su recomendación fue la reconstrucción del abancalamiento y la realización de un tapiz vegetal.



Figura 2.1: Fotografía de la degradación que presentaba el abancalamiento del talud de la ladera derecha en 1964. Servicio Geológico de Obras Públicas.



Figura 2.2: Detalle de la degradación que presentaba el abancalamiento del talud de la ladera derecha en 1964. Servicio Geológico de Obras Públicas.



Figura 2.3: Fotografía del deslizamiento de la ladera derecha obtenida del “Informe de los resultados obtenidos de los sondeos efectuados y de los tubos piezométricos colocados en la zona del deslizamiento de la ladera derecha y en las cimentaciones del eje de la presa de Yesa (Navarra)” Servicio Geológico de Obras Públicas, 1966.

Desde el deslizamiento que tuvo lugar en 1960, con la salvedad del deterioro superficial sufrido en 1964, no se han vuelto a producir procesos de inestabilidad de importancia, a pesar de los sucesivos llenados y vaciados del embalse. El retaluzado que se llevó a cabo, junto con otras actuaciones posteriores similares de menor calado, provocó la paralización casi completa del deslizamiento, que sin embargo ha seguido moviéndose hasta nuestros días en tasas cercanas a pocos milímetros al año, principalmente en épocas de desembalse.

El deslizamiento, en origen, tenía un desarrollo longitudinal de unos 250 m por 150 m de anchura máxima en la parte central (planta elipsoidal) a la altura de la antigua carretera. La zona de coronación se sitúa a la cota 540 y el pie a la cota 430, es decir, en el fondo del valle. En la figura 2.4 se representa el alcance del deslizamiento mencionado en planta, considerando la zona emergida.

Del análisis de la información disponible se deduce que la parte superior del deslizamiento, la que afecta al Flysch de Yesa, consiste en un deslizamiento rotacional que afecta a un espesor moderado de terreno, no superior a 15-20 m, pues afecta a la zona alterada superficialmente y la masa deslizada fue parcialmente eliminada en 1961. En la parte inferior, cuando el deslizamiento afecta a los depósitos coluviales en su mayor parte sumergidos, el deslizamiento puede afectar a un mayor volumen de material.

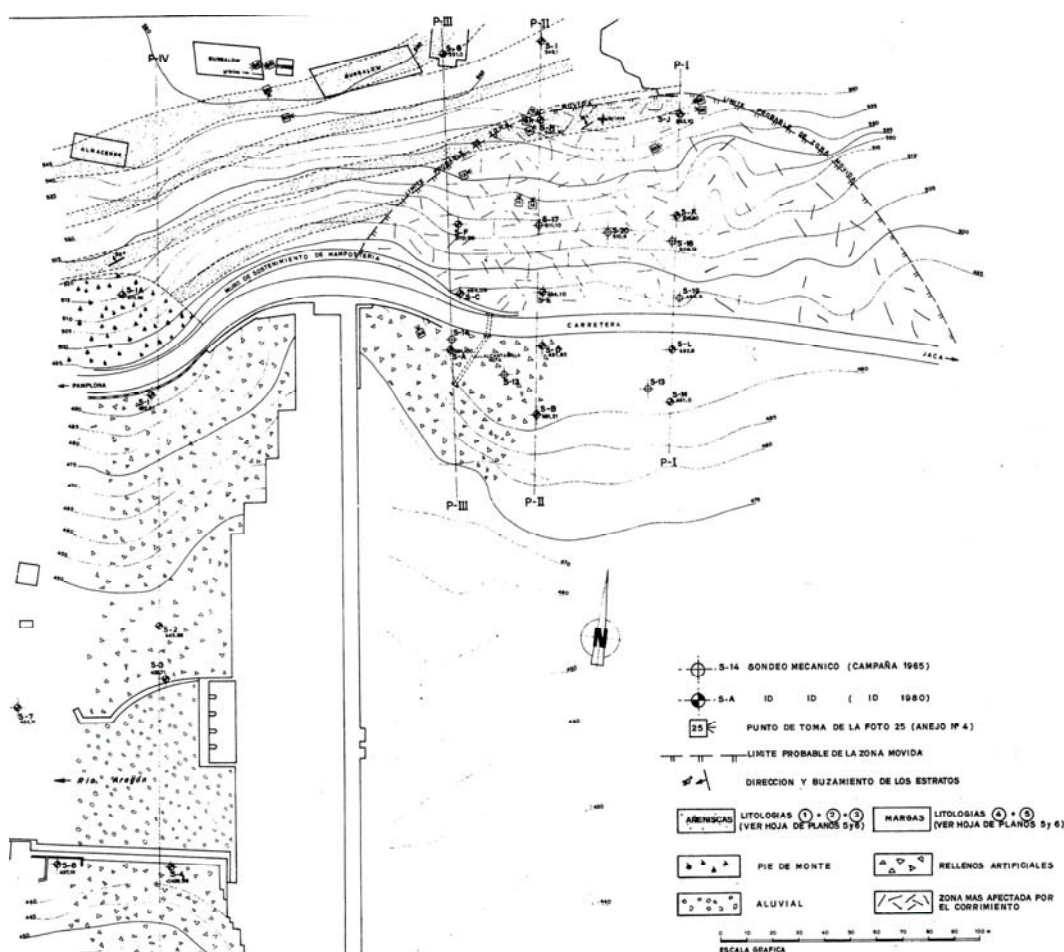


Figura 2.4: Representación del deslizamiento de la margen derecha junto al estribo de la presa actual ("Informe Geológico sobre el Recrecimiento de la Presa", Servicio Geológico de O. Públicas, 1980).

El "Proyecto de Recrecimiento de la Presa de Yesa sobre el río Aragón" data de 1983 y en el se llevó a cabo un detallado estudio geológico y geotécnico basado en el análisis de la información existente, reconocimientos del terreno, calicatas y ensayos. En este estudio se describía el marco geológico general, así como las características del terreno en la cerrada, vaso, aliviadero y tomas. Dicho estudio se incorporó como Anejo nº 4 a la memoria de dicho proyecto.

En diciembre de 2000 se adjudican las obras del Recrecimiento con las que se pretende construir una nueva presa de materiales sueltos con pantalla de hormigón, apoyada en parte sobre la presa actual y cuya altura superará en 30 metros a la de hormigón. Su altura máxima sobre cimientos será de 108 m, la longitud de coronación de 430 m y su volumen total 3.377.000 m³. Para el apoyo del cuerpo de presa se estimó un volumen de excavación cercano a 1.500.000 m³.

Las excavaciones correspondientes al apoyo del estribo derecho comenzaron en octubre de 2003 y se prolongaron en una primera fase hasta agosto de 2004. Para la estabilización de las excavaciones se utilizaron medios de sostenimiento de taludes comunes como son contrafuertes de escollera, hormigón proyectado, bulones de barra y anclajes de cables trenzados. La aparición de alguna grieta en la gunita y la anomalía en la medida de las tensiones de anclaje detectadas en las células de carga provocó la paralización temporal de las excavaciones en esta ladera con el fin de proceder a un estudio más detallado de su estabilidad.

Enmarcados en un proyecto de estudio de las laderas del embalse de Yesa, cuya entrega se produjo en enero de 2009, se perforaron una serie de sondeos, de los cuales un total de 7 fueron inclinómetros instalados en la ladera derecha, en el entorno de la zona de apoyo del estribo de la presa recrecida. Estos inclinómetros comenzaron a medirse en febrero de 2009 por técnicos de la Confederación Hidrográfica del Ebro.

Una vez resueltos los inconvenientes surgidos en la primera fase de excavación del estribo derecho se diseñó una nueva excavación que abarcaba todo el estribo y que se plasmó en el Proyecto de Obras Complementarias nº1. Esta segunda fase de excavación dio comienzo en enero de 2011 y se interrumpieron en septiembre del 2012, con las obras muy cercanas a su conclusión.

Para estudiar la presencia de agua en la ladera derecha, la estabilidad de las excavaciones, así como de los taludes resultantes a largo plazo, incluso una vez puesta en servicio la presa, se diseñó un plan de auscultación que constaba de un total de diez sondeos inclinométricos, nueve sondeos piezométricos y cinco pozos de drenaje distribuidos por toda la ladera pero principalmente en las bermas resultantes de las excavaciones.

La perforación de los sondeos comenzó, una vez conformadas las bermas de las excavaciones, en marzo de 2012, perforándose en primera instancia un sondeo piezométrico (SCP-1) y pasándose posteriormente a perforarse el primer sondeo inclinométrico (SCI-3) cuya conclusión se prolongó hasta mediados de mayo de 2012.

Después de dejar el correspondiente intervalo de tiempo, el 5 de julio del mismo año se tomó la primera medida inclinométrica del sondeo SCI-3. De esta medida se dedujo la presencia de un plano de rotura a 50 metros de profundidad, así como otros posibles planos situados en el entorno de esa profundidad y por encima de la misma.

Como consecuencia de los resultados obtenidos se decidió, en el mismo mes de julio, como medida preventiva, paralizar las excavaciones. Además, entre el 5 y el 25 de julio se comprobaron las tensiones de los bulones colocados en los taludes de la última fase de excavación, y se comprobó como la gran mayoría se habían cargado en torno a un 20% por encima de la tensión de proyecto.

Inmediatamente después se diseñó un refuerzo de los taludes generados en el estribo derecho con las últimas excavaciones a base de prácticamente doblar la tensión de anclaje prevista en el Proyecto de Obras Complementarias nº1 mediante la instalación de bulones intercalados entre los ya existentes. Estos trabajos se comenzaron en el mes de agosto de 2012 y se prolongaron hasta el mes de noviembre del mismo año.

A raíz de los resultados obtenidos en el sondeo SCI-3 se recuperaron diferentes datos de auscultación de la presa actual y de la ladera. Entre los muchos documentos que se analizaron se obtuvieron datos relevantes de dos documentos:

- Concretamente se analizaron los datos de nivelación de la coronación de la presa que llevan a cabo técnicos de la CHE desde la puesta en carga de la presa actual (1959). Según se deduce de su análisis, los bloques de la presa correspondientes al estribo derecho se han ido levantando progresivamente desde el inicio de las medidas. Este levantamiento es casi inapreciable desde 1959 hasta 2003 donde se produce una cierta aceleración de ese levantamiento, que se mantiene estable hasta finales de 2010. A partir de la siguiente medida se produce un nuevo aumento de la velocidad de levantamiento del estribo.

- El segundo documento analizado con obtención de resultados relevantes corresponde al control topográfico mediante GPS de una serie de puntos de control situados en el borde de la carretera N-240, situada inmediatamente por encima de las excavaciones del estribo derecho. Estos puntos de control topográfico los ubicaron y los han ido tomando los técnicos de la contrata de las obras como una medida más de control de la segunda fase de excavaciones que se han realizado en el estribo derecho. Concretamente se colocaron en febrero de 2011 y se han ido midiendo con una frecuencia quincenal por parte de los técnicos de la contrata de las obras, como una medida más de control de la segunda fase de excavaciones que se han realizado en el estribo derecho. Del análisis de estas medidas se obtuvo que el borde de la carretera se ha ido desplazando desde el inicio de las medidas en dirección al valle hasta 10 cm.

En agosto de 2012 se colocaron una serie de puntos de control para medición mediante GPS, con el objetivo de complementar los que se venían midiendo con anterioridad, ampliando considerablemente la zona auscultada. Estos datos siguen midiéndose a día de hoy.

En septiembre de 2012 se colocaron una serie de hitos para medidas topográficas de precisión por la ladera derecha y sobre la coronación de la presa actual. Estas medidas de precisión las llevan a cabo técnicos de la CHE. Los datos recibidos a finales de noviembre del mismo año comienzan a reflejar movimientos de ladera.

El lunes 1 de octubre de 2012 se detectaron una serie de grietas en la cuneta de hormigón de la carretera N-240 que discurre por la ladera derecha inmediatamente por encima de las excavaciones. Estas grietas llevaban una dirección media transversal a la carretera.

Desde el día 2 de octubre se colocaron unos tornillos a cada lado de las grietas más significativas para proceder a una medida de precisión de la apertura de las mismas con el fin de comprobar si tendían a abrirse o se mantenían estables. La medida de esta apertura se hace diariamente y continúa a día de hoy. Con el paso de las semanas se comprobó que las grietas se abrían y progresaban hacia el firme de la carretera.

A finales de noviembre se sustituyen las medidas de la separación relativa de las grietas por ternas mediante las cuales pueden medirse los desplazamientos absolutos en planta.

Paralelamente se ha seguido con la toma de medidas inclinométricas del sondeo SCI-3 y con la perforación de más sondeos inclinométricos que continúa a día de hoy.

Con toda la instrumentación instalada se ha podido delimitar con precisión el alcance y la dinámica de un proceso de movimiento del terreno en la ladera derecha. En 2013 comenzaron en la ladera los trabajos encaminados a su estabilización, mediante la eliminación de tierras en la coronación del mismo y la aplicación de un peso estabilizador al pie.

Aunque dichas actuaciones están aún lejos de su conclusión, se ha conseguido reducir la velocidad del movimiento hasta niveles solo perceptibles por la instrumentación. La previsión, según los análisis realizados en el presente estudio, es de una estabilización total con amplios márgenes de seguridad a alcanzar respecto a la situación de partida.

3. GEOLOGÍA DE LA LADERA DERECHA DE LA CERRADA

3.1. GEOLOGÍA REGIONAL

La zona de estudio forma parte de la Cadena Pirenaica, un orógeno alpino generado como consecuencia de la convergencia y colisión de las placas ibérica y europea. Concretamente, la zona se encuentra en la parte occidental de la depresión denominada Canal de Berdún, en el Prepirineo Occidental. La Canal de Berdún constituye una depresión erosiva, generada por el Río Aragón, que se extiende desde el puerto de Liédena, en las inmediaciones de Yesa, hasta los alrededores de Sabiñánigo. En la zona de la presa, la depresión queda limitada al Norte por la Sierra de Leyre y al Sur por las estribaciones de las sierras de Javier y Ruesta.

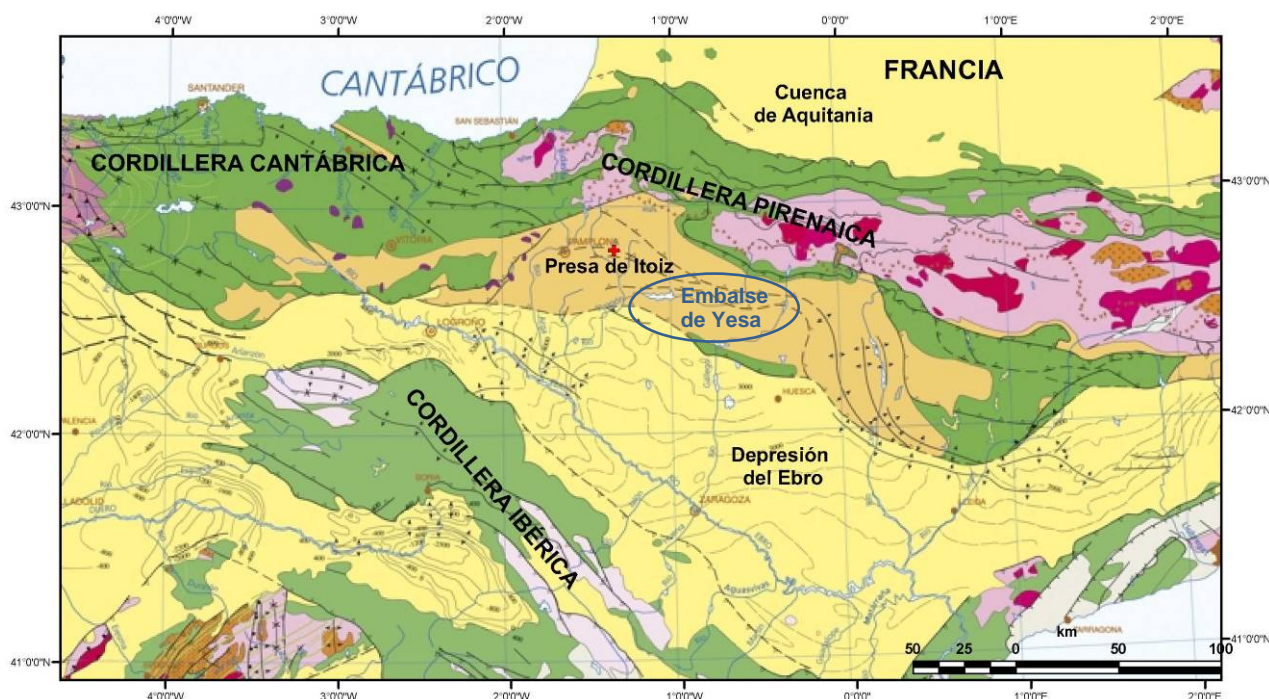


Figura 3.1.1: Entorno geológico regional de la presa de Itoiz. Base geológica tomada del Mapa Tectónico de España (IGME, 2004).

El Río Aragón discurre por los materiales margosos del Eoceno en los que se ha excavado la depresión, en dirección Este-Oeste para, a la altura de Yesa, desviarse hacia el Sur, atravesando los relieves de Javier para confluir en Sangüesa con el Río Irati y seguir su camino descendente hacia el Río Ebro.

Desde el punto de vista geológico, la presa de Yesa se sitúa en una gran cuenca alargada, según la dirección pirenaica, de unos 70 Km. de longitud, que presenta materiales más modernos de Norte a Sur (figuras 3.1.2 y 3.1.3.):

- Al Norte, en la Sierra de Leyre, se encuentran materiales calcáreos (calizas arenosas, areniscas calcáreas y calizas) de edad cretácica y paleocena.
- En el centro, en la depresión de la Canal de Berdún, afloran margas calcáreas grises del Eoceno medio (Margas de Arguís-Pamplona), con un espesor aproximado de 1000 metros que, en las inmediaciones de Yesa y coincidiendo con la cerrada de la presa, presentan a techo una alternancia tipo flysch de areniscas de cemento calcáreo de facies turbidítica y margas calcáreas, del Eoceno superior, de hasta 100 m de espesor (Flysch de Yesa).
- Al Sur, dando lugar a los relieves de Javier y Ruesta, se encuentran areniscas y arcillas de colores rojizos de facies deltaica, del Eoceno Superior-Oligoceno.

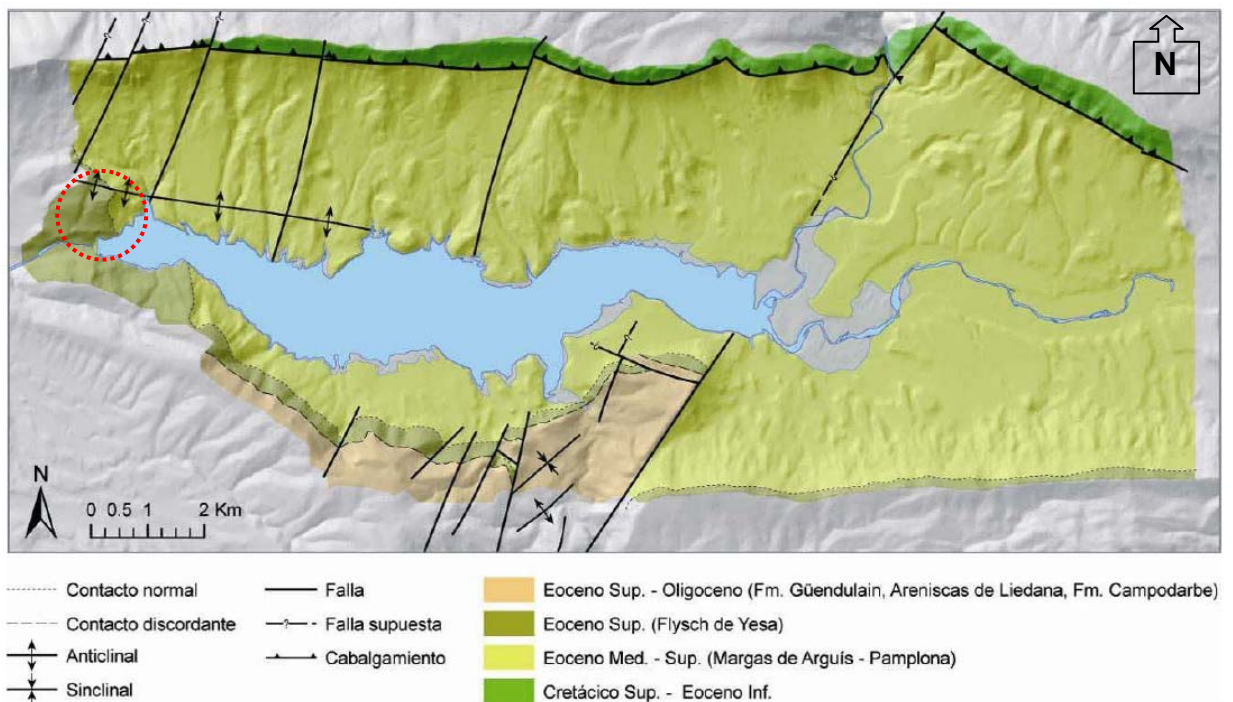


Figura 3.1.2: Esquema geológico del embalse de Yesa (Rojas y Latorre, 1972). Se marca en rojo la zona de estudio.

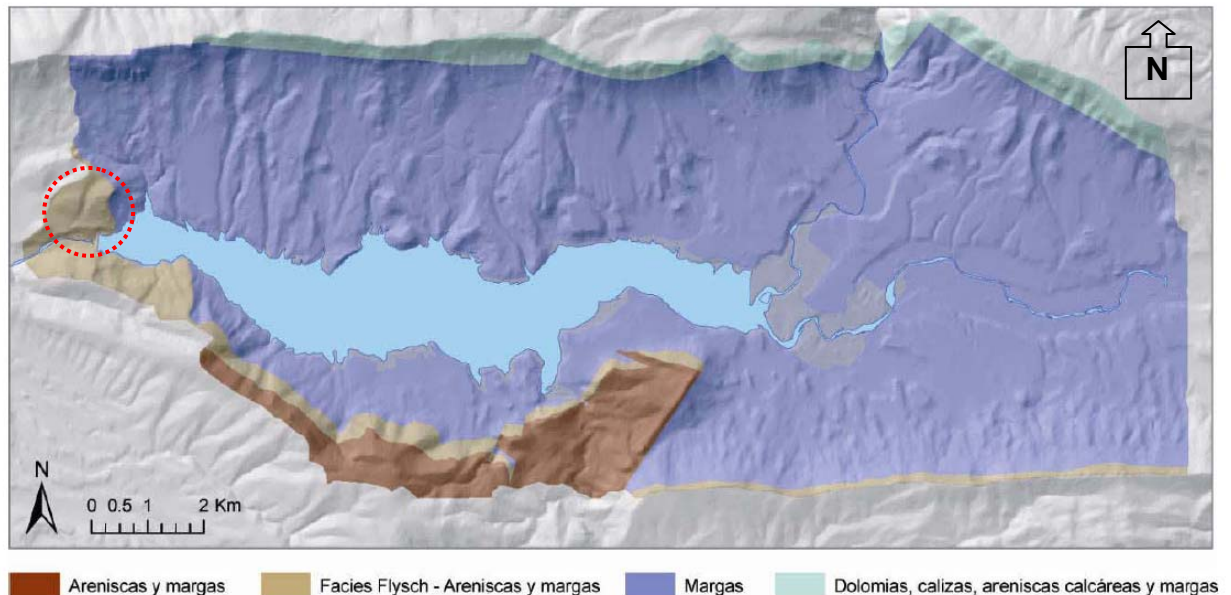


Figura 3.1.3: Esquema litológico del embalse de Yesa (Rojas y Latorre, 1972). Se marca en rojo la zona de estudio

El río Aragón, en el curso de su historia geológica, ha ido labrando sucesivos niveles de terraza, diferenciándose hasta cinco niveles que jalonan el cauce actual en el entorno del embalse. Ligados a estas terrazas se conservan antiguas superficies de glaciares generadas en los materiales margosos del Eoceno. Por otra parte, se encuentran también algunos conos de deyección torrencial y acumulaciones de materiales coluviales al pie de las laderas.

Desde el punto de vista climático, la zona de estudio presenta un clima submediterráneo de montaña, con una marcada concentración estacional de las precipitaciones en primavera y otoño, y con frecuentes tormentas convectivas en verano. Los valores medios de precipitación anual son de 834 mm, aunque es característica una acusada irregularidad pluviométrica interanual.

En el periodo comprendido entre el 24-09-2012 y el 12-02-2013 (4,5 meses) se han registrado en Yesa unas precipitaciones de 733.6 mm, es decir, casi la media anual. Se han medido importantes concentraciones de precipitaciones como los 282 mm registrados en octubre de 2012, destacando el episodio registrado entre los días 19 y 21, donde se midieron 190.5 mm en 3 días. Destacan también los 229 mm registrados entre los días 15 y 28 de enero de 2013, o los 118.2 mm entre los días 6 y 12 de 2013.

3.2. ESTRATIGRAFÍA

Los materiales que se reconocen en el embalse de Yesa y en sus proximidades son los que se enumeran a continuación, ordenados cronológicamente:

Cretácico Superior

- Calizas y Calcarenitas. Son rocas calcáreas, con tramos areniscosos, incluso conglomeráticos en la parte superior, de edad Maastrichtiense. Afloran en la Sierra de Leyre, en el frente de cabalgamiento y en los núcleos anticlinales del desfiladero del río Esca, entre Salvatierra y Sigüés. El espesor supera el centenar de metros.

Paleoceno

- Arcillas y Margas rojas de facies Garumniense. Espesor reducido de materiales arcillosos y margosos con un característico color rojo vinoso, de facies Garumniense, cuya edad, en esta zona, se atribuye al Paleoceno. Estos materiales alcanzan un espesor de algunas decenas de metros.
- Calizas de Alveolina. Son calizas de color gris claro, masivas, con estratificación métrica a decimétrica, estimándose un espesor superior al centenar de metros en la zona. En la base aparecen dolomías de grano fino, estratificadas en bancos métricos.

Eoceno medio-superior. Materiales predominantes en el Embalse de Yesa y presentes en exclusiva en la cerrada:

- Margas de Pamplona. De edad Eoceno medio-superior. Constituyen el macizo rocoso de la práctica totalidad del vaso del embalse. Debido a su disposición masiva es difícil observar su estratificación en afloramientos, salvo cuando presentan intercalaciones de areniscas, en capas centimétricas a decimétricas, si bien su presencia casi siempre es minoritaria. Estas areniscas presentan cemento calcáreo y color gris oscuro, con tamaño de grano fino, de naturaleza silíceo y micáceo. En las zonas donde se ha encajado profundamente la red fluvial las margas afloran sanas desde superficie. En los interfluvios, la roca aparece alterada. En estos casos, la marga cambia de color, de gris azulada pasa a marrón, y las discontinuidades se tiñen de marrón oscuro, con pérdida de cemento calcáreo, transformándose en un

material análogo a un suelo cohesivo de naturaleza arcillosa. En la zona, se ha estimado un espesor entorno a los 1.000 m.

- Flysch de Yesa. De edad Eoceno superior, se denomina Flysch de Yesa al conjunto de sedimentos que aparecen sobre las Margas de Pamplona en el entorno de la cerrada de la presa. Se caracterizan por la presencia de capas de arenisca de génesis turbidítica intercaladas con las margas. Ocasionalmente, se encuentran intercalaciones de margas arenosas con frecuentes pliegues intraformacionales e inclusiones de nódulos de arenisca con una geometría que indica su génesis a partir de capas turbidíticas deslizadas durante el proceso de sedimentación.

El término turbidita se aplica a una alternancia de capas de areniscas, margas y arcillas que se caracterizan por presentar contactos planos, paralelos entre ellos. Las capas de arenisca presentan granoclasificación positiva, siendo el contacto inferior de las mismas neto y presentando su base frecuentes figuras de moldes de huellas de erosión producidas por corrientes, mientras que en el techo son visibles huellas o pistas producidas por el desplazamiento de organismos. La disposición de las capas areniscosas de la facies flysch no es regular, sino que se agrupan en tramos de 5 a 10 m. donde predominan las areniscas, separados por tramos de margas masivas con ocasionales niveles centimétricos de areniscas. El espesor puede superar los 100 m.

Eoceno superior

- Arcillas y areniscas versicolores. El conjunto está formado por arcillas de color rojo, gris y verde, finamente laminadas en capas milimétricas, que incluyen ocasionalmente evaporitas, principalmente yeso. Son frecuentes las intercalaciones de costras milimétricas de naturaleza carbonática. Hacia el techo, aparecen progresivamente intercalaciones de areniscas con capas decimétricas a centimétricas que llegan a alcanzar una proporción del 50 %.
- Areniscas. Areniscas calcáreas grises, en capas decimétricas a métricas, con intercalaciones decimétricas de arcillas grises.

Oligoceno

- Alternancia de areniscas, arcillas y conglomerados. Estos materiales se extienden hacia el Sur y constituyen las facies continentales de origen fluvial que bordean la Depresión del Ebro.

Cuaternario

- Terrazas. Estos materiales fueron depositados por el río Aragón en el curso de su historia geológica. En general, presentan espesores de 1 a 5 m. de gravas rodadas sobre las que aparecen limos arenosos que llegan a alcanzar espesores métricos. Se distinguen hasta 5 niveles de terrazas en el entorno del embalse.
- Coluviales. Están formados, generalmente, por gravas arcillosas con abundantes bloques de areniscas. En las cercanías de la cerrada llegan a tener espesores de hasta 30 m., recubriendo antiguos meandros del río.

3.3. GEOLOGÍA DE DETALLE DE LOS MATERIALES EOCENOS

En el vaso de la presa y concretamente en la ladera derecha objeto de estudio destaca la presencia de las margas de Arguís-Pamplona sobre las que afloran mayoritariamente los depósitos del Flysch de Yesa. Se ha detectado presencia de materiales recientes tales como depósitos de ladera, masas de terreno movilizadas correspondientes a antiguos deslizamientos rotacionales en la coronación de la ladera, rellenos antrópicos, etc. A pesar de que algunos de estos materiales presentan una gran extensión en la ladera, no están directamente afectados por los procesos de inestabilidad estudiados (ver anexos 1 y 2).

Las Margas de Arguís-Pamplona consisten en una potente serie (unos 1.000 m) de margas calcáreas gris azuladas masivas, con ocasionales intercalaciones de espesor centimétrico de areniscas calcáreas de grano medio y fino de carácter turbidítico. La parte inferior de las margas es bastante homogénea y carece de restos fósiles, constituyendo niveles intensamente bioturbados que marcan la estratificación. Hacia el techo de la unidad aparecen las mencionadas intercalaciones de niveles areniscosos, cada vez más frecuentes y con mayor espesor. El contacto con el Flysch de Yesa suprayacente es, de hecho, gradual, aumentando paulatinamente el contenido en areniscas hasta llegar a predominar claramente en el Flysch. Se ha mantenido, a efectos de cartografía, el criterio empleado

previamente de considerar Margas de Pamplona a aquellos materiales margosos que presentan un contenido en niveles de arenisca inferior al 20%. Cuando el contenido en areniscas supera el 20% se considera el dominio del Flysch de Yesa.



Figura 3.3.1: Vista de un talud excavado en margas de la parte alta de la serie, muy cerca del contacto con el flysch, con frecuentes intercalaciones de niveles de areniscas de espesor centimétrico.

En condiciones inalteradas presentan una elevada resistencia mecánica, siendo necesario el empleo de voladura para su excavación. Sin embargo estos materiales son fácilmente alterables por exposición ambiental, sufriendo una rápida disminución de su resistencia mecánica, desintegrándose con gran rapidez y dando lugar a un regolito fácilmente erosionable y en el que son muy frecuentes procesos de inestabilidad y acarcavamientos. La alteración de las margas se produce tanto por procesos de variación térmica como de humedad-sequedad. La orientación de los afloramientos y de taludes en desmonte también tiene influencia en la velocidad del proceso de alteración.

Las margas presentan una resistencia a compresión simple de su matriz rocosa de 10-12 MPa cuando aparecen inalteradas, superando los 20 MPa cuando se trata de margas arenosas y calcáreas, rebajándose su resistencia hasta ser prácticamente nula con el progreso de la meteorización, que provoca su disgregación.

En las margas se producen frecuentes procesos de inestabilidad, especialmente acusados cuando las pendientes naturales se ven modificadas por actuaciones antrópicas y dejan expuestas superficies desprovistas de la protección que supone la roca alterada y la cubierta de suelo vegetal. Se observan fenómenos de coladas de derrubios (debris flow) y coladas de barro (mud flow), así como deslizamientos más profundos de carácter rotacional. Los procesos de inestabilidad suelen afectar también a los depósitos de flysch que las recubren.

Cuando los procesos de inestabilidad afectan a grandes volúmenes de roca suele haber siempre algún condicionante tectónico que provoca la compartimentación en bloques de la masa rocosa.

Las margas son un sustrato rocoso muy favorable para la cimentación de estructuras y en este caso de la presa, pues cuando aparecen inalteradas en el fondo de excavaciones tienen una capacidad portante muy elevada, lo que se ve favorecido por su carácter homogéneo, que les proporciona, además, una muy baja permeabilidad.

En la ladera objeto de estudio las margas afloran al N, aunque a cierta distancia, y al Este, muy próximas al límite E del movimiento registrado (figura 3.3.2 y 3.3.3).



Figura 3.3.2: Vista del límite E del movimiento observado en la ladera en los materiales del Flysch de Yesa. Destaca la presencia de espesores importantes de margas en el terreno por la proximidad al sustrato margoso que aflora más al Este.

En el contacto Este destaca la presencia de un proceso erosivo muy acusado, el cual genera un resalte pronunciado y deja en coronación un escarpe en los depósitos del Flysch de Yesa, seguido de una zona de menor pendiente constituida por las Margas de Pamplona (figura 3.3.3).



Figura 3.3.3: Vista del límite E de los depósitos de Flysch de Yesa en la ladera derecha del embalse. Se observa el escarpe erosivo coronado por los depósitos de flysch (zona de mayor pendiente) a los que siguen las Margas de Pamplona (zona más tendida).

Las areniscas y margas del Flysch de Yesa constituyen una unidad concordante sobre las Margas de Pamplona y están en transición gradual sobre las mismas. El flysch está constituido por una alternancia de areniscas calcáreas y margas calcáreas grises, observándose un incremento de los niveles de areniscas hacia el techo, a modo de secuencias estratocrecientes de areniscas.

En los niveles de areniscas son frecuentes estructuras de tipo slump e incluso debris flow en la base, así como ripples, laminaciones paralelas o en surcos, cantos blandos, huellas de corriente, pistas fósiles, etc.

Estos materiales presentan una marcada fracturación, siendo muy evidente la estratificación que presentan, en paquetes de espesor centimétrico a decimétrico, y destacando la presencia de una familia de discontinuidades, conocida como “junta complementaria”, muy

penetrativa y continua, transversal a la estratificación, así como otra familia secundaria, de menor continuidad, ortogonal a las anteriores (figuras 3.3.4 y 3.3.5). A favor de ambos planos principales, tanto de la estratificación como de la familia principal de diaclasas, se pueden desarrollar procesos de inestabilidad.



Figura 3.3.4: Vista de un afloramiento de los depósitos del flysch de Yesa en el sector SE de la zona de estudio, en el que se observa la alternancia de areniscas y margas, de espesor centimétrico a decimétrico en la parte baja de la serie, cerca del contacto con las margas. Puede verse la presencia de dos familias de discontinuidades transversales a la estratificación (fotografía de TYPESA, abril 2013).



Figura 3.3.5: Vista de un afloramiento de los depósitos del flysch de Yesa en el sector E de la zona de estudio, junto a la carretera N-240 (detalle de la figura 3.3.2). En los estratos de arenisca se observa la presencia de dos familias de discontinuidades transversales a la estratificación.

En el caso de la ladera derecha aquí estudiada, los procesos de inestabilidad detectados se producen a favor de la estratificación. Se trata de deslizamientos traslacionales de tipología mayoritariamente planar, adaptándose el plano de deslizamiento a la geometría de la estructura geológica. Representando en perfiles geológicos la información obtenida de sondeos, inclinómetros y análisis estructural de superficie, se observa como la masa inestable desliza siguiendo siempre, al menos en sentido longitudinal, un plano de estratificación.

En sentido transversal hay saltos y relevos de estratos por la vergencia que presenta la estructura sinclinal hacia el Oeste. Sobre todo esto es evidente en el límite Oeste de la masa inestable, el cual viene delimitado por una propagación de las juntas secundarias, conectando estratos entre sí, lo que provoca un cierto arrastre en el terreno que se manifiesta por la presencia de 2 grietas concéntricas: la que delimita la masa desplazada y una grieta secundaria más al interior de dicha masa, visibles con claridad en la Urbanización Lasaitasuna (figuras 4.1.9 a 4.1.24).

La estructura del flysch define un pliegue anticlinal en la coronación de la ladera y un sinclinal al pie de la ladera. En ambos casos se trata de pliegues con ejes orientados E-O con cierta vergencia al Oeste. Se observan además algunos repliegues a escala local, siguiendo las trazas de los ejes anticlinal y sinclinal principales.

El rango variable de buzamientos y orientaciones que presenta el flysch en esta ladera y en la ladera contraria del embalse, hace que se desarrollen múltiples tipologías de inestabilidades en el terreno, sobre todo en excavaciones antrópicas. Así se han localizado deslizamientos planos, vuelcos de estratos, deslizamientos en masa de carácter traslacional, etc. El elevado grado de fracturación que presentan hace posible que, en ocasiones, puedan comportarse como un material isótropo, desarrollándose en ellos movimientos rotacionales, sobre todo cuando el material aparece más descomprimido en los metros superiores de las laderas. En este caso se han reconocido varios deslizamientos rotacionales antiguos en la mitad superior de la ladera (Gutierrez, F., 2013).

La estructura característica de la margen derecha estudiada es un anticlinal que define la coronación de la ladera, extendiéndose esta por su flanco Sur, e invirtiéndose el buzamiento al pie de la misma, pasando a ser Norte, por la presencia de un sinclinal abierto de

orientación E-O y con vergencia al Oeste. Al pie de la ladera, por efecto del sinclinal, afloran las Margas de Pamplona, con buzamiento al Norte, y la ladera finaliza en el fondo de valle del río Aragón, delimitada al S por la Falla de Yesa. Estos buzamientos predominantes a favor de la pendiente de las laderas provocan muchos de los problemas de inestabilidad detectados en los depósitos de flysch, tanto en la ladera derecha estudiada en este caso como en la contraria.

El encajamiento que presenta el río Aragón, ha provocado frecuentes procesos de inestabilidad en las laderas constituidas por las dos litologías anteriormente descritas, tanto margas como flysch. Estos procesos son más apreciables en la ladera izquierda que en la derecha del embalse, sobre todo en el entorno de la cerrada, donde se ha cartografiado varios paleodeslizamientos de gran extensión y volumen. En la margen derecha se ha estudiado recientemente la presencia de varios paleodeslizamientos en la mitad superior de la ladera, pero muy limitados en este caso en cuanto a extensión y a espesor.

En la mayoría de los casos, estos antiguos deslizamientos se encuentran en una situación estable y en ellos no se ha registrado movimiento a lo largo de miles de años (dataciones realizadas en trincheras en el estudio de “Cartografía geomorfológica del entorno del Embalse de Yesa”, de F. Gutierrez et al. 2007, Universidad de Zaragoza). Sin embargo en la ladera izquierda se han observado en ocasiones desestabilizaciones parciales en los mismos, como consecuencia siempre de modificaciones antrópicas del perfil natural de la ladera.

En los depósitos de flysch, la característica alternancia de niveles de arenisca y marga de reducido espesor que presentan estas facies turbidíticas, junto con la existencia de densos sistemas de fracturas que intersectan a los múltiples planos de estratificación, hacen de estos sedimentos sobreconsolidados unos materiales especialmente proclives al desarrollo de determinados movimientos de ladera (García-Ruiz y Puigdefabregas, 1982; Corominas, 1989).

En cuanto a las propiedades de los depósitos de flysch, destaca la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa, que es variable en función de si se trata de materiales margosos, en cuyo caso se supera escasamente los 10 MPa, o de areniscas, donde se registran valores superiores a 40 MPa. El contraste de rigidez es muy notable en estos materiales,

obteniéndose valores del Módulo de Young de unos 7.700 MPa en el caso de las margas y de unos 51.100 MPa para las areniscas.

Destaca la elevada alterabilidad de los estratos de margas intercalados entre los de arenisca, al igual que ocurre con las Margas de Pamplona. Además el contraste de rigidez entre ambos materiales y el replegamiento que presenta en ocasiones la estructura geológica, favorece la apertura de discontinuidades en los niveles de arenisca, pudiendo perderse la continuidad de los estratos.

En cuanto a la permeabilidad de los materiales, todos los ensayos realizados en las Margas de Pamplona, tanto ensayos Lugeon en sondeos como ensayos de bombeo, evidencian una muy baja permeabilidad. En el caso de los depósitos de Flysch de Yesa, la permeabilidad es comparativamente mayor, pero en los ensayos de bombeo realizados el resultado obtenido fue sorprendentemente bajo, detectándose además una anisotropía de la permeabilidad, siendo mucho mayor la permeabilidad en el sentido N-S que E-O, consecuencia, posiblemente, de la orientación de la estructura del macizo rocoso.

3.4. ESTRUCTURA GEOLÓGICA

La zona de estudio está afectada por la tectónica alpina, concretamente por los movimientos meso-alpinos. Las direcciones fundamentales de los empujes son dos:

- La dirección principal es NNE-SSO, causada por el levantamiento del Pirineo, que origina los accidentes de dirección E-O, como son el cabalgamiento de Leyre al N de la zona de estudio, y la Falla de Izco-Liédana o Monreal, que en esta zona presenta una pequeña escama intermedia de cabalgamiento delimitada al N por la Falla de Yesa, que discurre a lo largo del río Aragón, y al S por la Falla de Loiti. Ambas fallas, Yesa y Loiti, son dos ramas de la Falla de Izco-Liédana, que consiste en una escama tardía asociada a dicho accidente tectónico.

Estos empujes tectónicos son los causantes, además, de los repliegues que presenta la estructura geológica en la zona de estudio, con charnelas de orientación E-O (más bien ESE-ONO) y con inmersión de los ejes de los pliegues hacia el Oeste.

Los citados repliegues consisten en una sucesión de anticlinales y sinclinales, generalmente con bajos ángulos de buzamiento, poco apretados (figura 3.4.1).

La estructura del flysch define un pliegue anticlinal en la coronación de la ladera, lo que implica que el relieve que se observa es en realidad un relieve estructural (figura 3.5.4), y un sinclinal al pie de la ladera (figura 3.5.5).

Se observan además algunos repliegues a escala local, siguiendo las trazas de los ejes anticlinal y sinclinal principales, que provocan cambios en el buzamiento de los estratos a escala decamétrica a hectométrica, pero que no dislocan la estructura del flysch (figuras 3.5.6 a 3.5.9).

La generación de los pliegues tiene relación directa con los cabalgamientos que delimitan la zona de estudio. Los ejes de los pliegues presentan siempre una inmersión hacia el Oeste, de modo que toda la serie eocena se hunde de Este a Oeste.

- La otra dirección es E-O y da lugar a los accidentes de dirección aproximada N-S (NNE-SSO), causada por un retraso en la transmisión de los esfuerzos en aquel sentido, de modo que en cualquier movimiento se nota un efecto en la parte oriental que se transmite a la occidental con posterioridad. Esta dirección de esfuerzos parece provocar en la zona de estudio una compartimentación en bloques delimitados por fallas normales subverticales, de orientación aproximada N-S, que originan el levantamiento de dichos bloques de E a O.

Este fenómeno se hace muy evidente en la ladera izquierda, donde las fallas de dirección NNE-SSO provocan un escalonamiento de la serie que hace que el afloramiento de los depósitos de flysch se muestre a lo largo de más de 3 km, pues de lo contrario, dada la inmersión que presenta la serie hacia el Oeste, el recorrido aflorante de los depósitos de flysch sería menor.

Estos dos sentidos de empuje motivan las dos direcciones principales de accidentes, que compartimentan la zona de estudio en bloques, funcionando los unos con relativa independencia con respecto a los otros. Según el sentido de ambos empujes, hay dos

sistemas de accidentes tectónicos: E-O y NNE-SSO, de la misma importancia, aun cuando el primer sistema da lugar a los mayores accidentes tectónicos.

A nivel regional, de dirección E-O es la serie de cabalgamientos que jalonan el farallón de las Sierras de Leyre y Orba. Los planos de estos cabalgamientos buzanan al N, y en el corte del río Esca se puede apreciar el escaso buzamiento de alguno de ellos, que es de unos 20°. En general, estos cabalgamientos se hacen aprovechando las margas eocenas, que constituyen un nivel de despegue más favorable.

Del mismo tipo es el anticlinal volcado, y en algún punto cabalgante, de la Sierra de la Magdalena, al Sur. Este cabalgamiento ha aprovechado como pista las margas continentales de finales del Eoceno-principio del Oligoceno.

Las descritas son fallas inversas ocasionadas por el empuje del Pirineo, que al igual que motiva cabalgamientos y anticlinales, crea sinclinales. En el río Esca, al N de Sigües, pueden verse dos de ellos, que en el reajuste de la zona, posterior al empuje, crean fallas directas de poca extensión superficial, pero de gran importancia local. Son las que limitan el anticlinal en seta de núcleo Campaniense-Maastrichtiense.

Hay también, ocasionados por este sistema de empujes, pliegues de dirección E-O, como el sinclinal de Undués de Lerda-Los Pintano, anticlinal de Berdún, etc.

El sistema NNE-SSO está representado por una serie de fallas, de las que tres tienen verdadera importancia. La más occidental pasa al Oeste del Monasterio de Leyre. La segunda es la de Ruesta, y la tercera la de Villarreal de la Canal. La de más trascendencia es la de Ruesta, que actúa de charnela sobre la que gira el bloque oriental de Los Pintano de modo continuo.

Afectando a la fase continental de finales del Eoceno-principios del Oligoceno, hay gran cantidad de fallas del sistema NNE-SSO, que deben su causa principal a las fracturas de este sentido, primarias, y que se han intensificado por las disoluciones de las evaporitas, al entrar aguas por las fallas preexistentes.

No se observa ningún plegamiento de esta segunda dirección NNE-SSO.

El Paleoceno y Eoceno están afectados por una serie de pliegues y fallas de carácter inverso (pliegues de la Sierra de Leyre, Foz de Lumbier y de Yesa). Dichos pliegues forman una serie de estructuras de escaso recorrido superficial, más o menos paralelas entre sí, de dirección E-O. Solamente se conservan completas las estructuras anticlinales, quedando parte de los sinclinales fosilizados por los flancos de los anticlinales cabalgantes.

A nivel de detalle destaca la Falla de Izco-Liédana, la cual, como se comentaba anteriormente, presenta una bifurcación en la zona de estudio, con un ramal N denominado como Falla de Yesa. La presencia de dicha falla bajo la cerrada del embalse de Yesa, así como la incidencia de la misma en las condiciones geotécnicas del terreno bajo la presa, se conoce con detalle a partir de los estudios y reconocimientos realizados en 2007. La rama S es la rama anteriormente conocida, denominada Falla de Loiti en este punto.

En la figura 3.4.1 que se muestra a continuación puede verse el trazado de las dos ramas de la Falla de Izco-Liédana, así como la zona de estudio actual en la que se representan el anticlinal de coronación de la ladera y el sinclinal próximo a la presa actual.

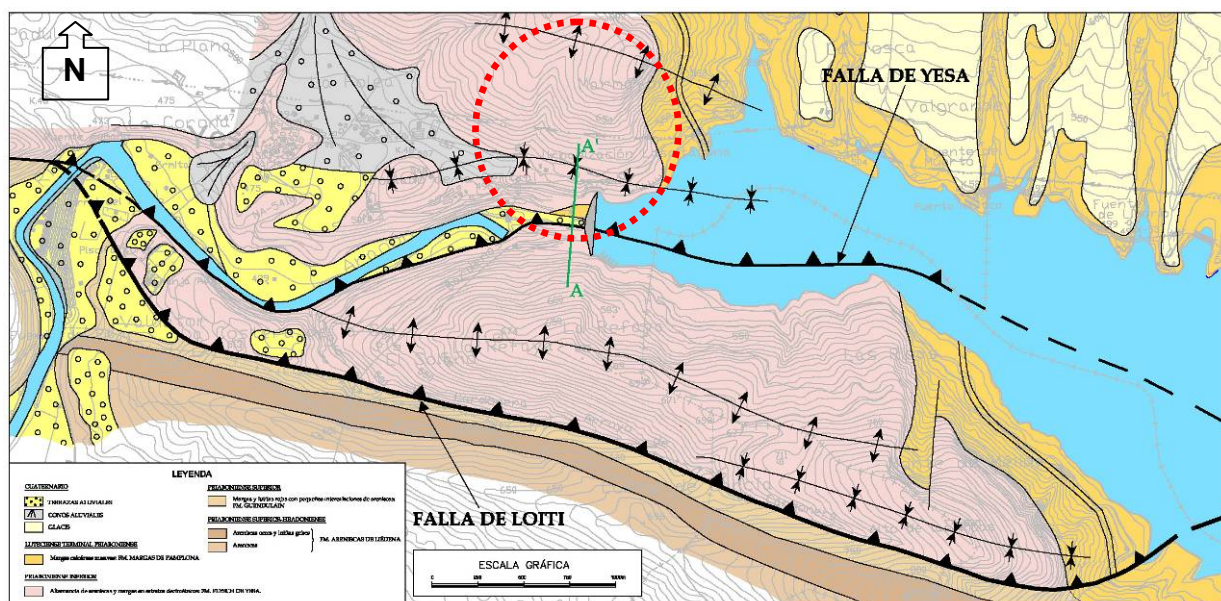


Figura 3.4.1: Localización de la zona de estudio en el encuadre tectónico de la cerrada de la presa de Yesa. Se observan las dos ramas de la Falla de Izco-Liédana en la zona de estudio (Falla de Yesa y Falla de Loiti), así como la estructura anticlinal y sinclinal que se observa en la ladera derecha (tomado de Yesa U.T.E., 2011).

La Falla de Yesa es una falla de alto ángulo cuyo movimiento principal en el entorno de la presa es de desgarre (levógira), pero con cierto componente de carácter inverso, alargada según la dirección general ONO-ESE, aunque presenta un recorrido alabeado. La Falla de Izco-Liédana o Monreal de la que forma parte nunca es una falla única en todo su recorrido, sino que se resuelve en un conjunto de ellas más o menos paralelas, y es en la zona comprendida entre Liédana y Yesa donde más se manifiesta este carácter.

Debido al movimiento levógiro de la Falla de Yesa, en la margen izquierda del vaso aflora, a cota de embalse, la formación Flysch de Yesa a lo largo de unos 1.600 m desde la presa actual hacia el E (hacia aguas arriba), mientras que en la margen derecha aflora a lo largo de unos 300 m (figura 3.4.1).

La componente de movimiento inverso de esta falla hace posible que bajo la presa en construcción se pongan en contacto lateral las Margas de Pamplona y el Flysch de Yesa (figura 3.4.2).

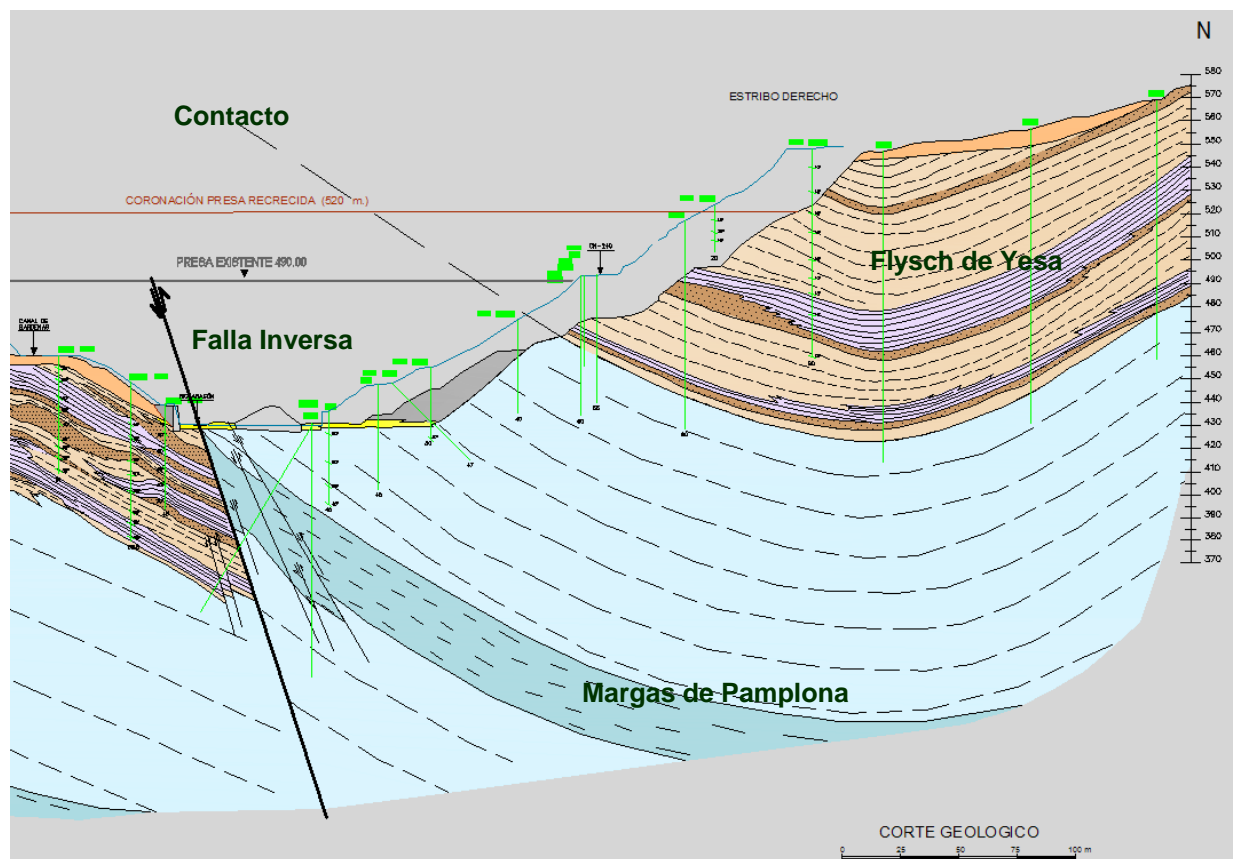


Figura 3.4.2: Corte geológico de la margen derecha por el eje de la presa recrecida ("Proyecto Modificado nº 3, 2008). Se observa la falla de Yesa en el fondo del valle.

En los reconocimientos e investigaciones llevados a cabo en 2007-2008 pudo constatarse que la falla no constituye una zona de debilidad relativa respecto a los materiales que delimita, sino que la zona de falla se encuentra completamente inyectada y recristalizada por venas de calcita, lo que hace que no se aprecie diferencia en cuanto a calidad de roca de la zona de falla respecto a los materiales que la rodean. No constituye por lo tanto una zona de debilidad, con material blando asociado, o una zona susceptible de sufrir filtraciones, asentamientos diferenciales, lavado de materiales, etc. La permeabilidad de esta zona, según los ensayos Lugeon realizados, no difiere de los materiales anexos, destacando en todos los casos su baja permeabilidad.

Las fallas inversas en esta zona, tanto la de Yesa como la de Loiti (al S de la zona de estudio), parecen tener un apreciable salto vertical, sobre todo en el caso de la segunda, destacando además su alto ángulo, lo que parece poner de manifiesto su pre existencia a la fase de deformación alpina, siendo reactivadas durante la etapa compresiva, invirtiéndose el régimen de movimiento original y presentando una fuerte componente de desgarre.

La Falla de Loiti parece ser una falla inversa muy verticalizada, asociada a un pliegue de plano axial subvertical despegado.

La falla de Leyre sin embargo (al N de la zona de estudio), es una falla de bajo ángulo que parece haberse generado durante la etapa meso alpina, no tratándose en este caso de una falla previa reactivada, como en los otros dos casos.

En la figura 3.4.3 se muestra un corte geológico regional N-S donde se aprecian los principales accidentes tectónicos de la zona de estudio y su entorno.

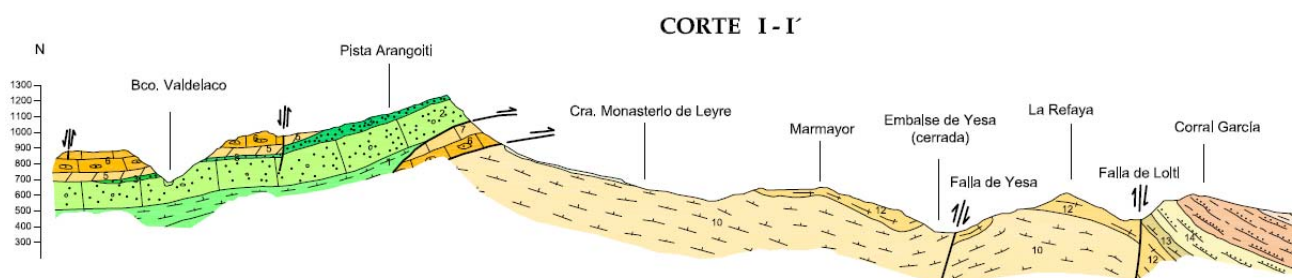


Figura 3.4.3: Corte geológico regional en el que se observa la tendencia de los grandes accidentes tectónicos. Puede verse la Falla de Leyre, de bajo ángulo, y las fallas de Yesa y Loiti, de tendencia subvertical pero reactivadas como de desgarre-inversas durante la etapa alpina (Yesa U.T.E., 2010). En esta figura se observa también la estructura de la margen derecha de la cerrada, donde se muestra el anticlinal que corona la ladera (Marmayor) y el sinclinal en la parte inferior de la ladera.

En la figura 3.4.4 que se muestra a continuación, que consiste en un modelo digital del terreno, puede verse la orientación principal de las principales estructuras tectónicas reconocidas en la zona de estudio.

En dicha figura pueden observarse las estructuras originadas en la primera fase de deformación (en color amarillo) de orientación E-O, originadas por la tectónica compresiva de dirección NNE-SSO (falla de Yesa), y en la segunda fase (color rojo) de orientación N-S, pertenecientes a la etapa compresiva E-O (falla normal que provoca un salto en la falla de Yesa).

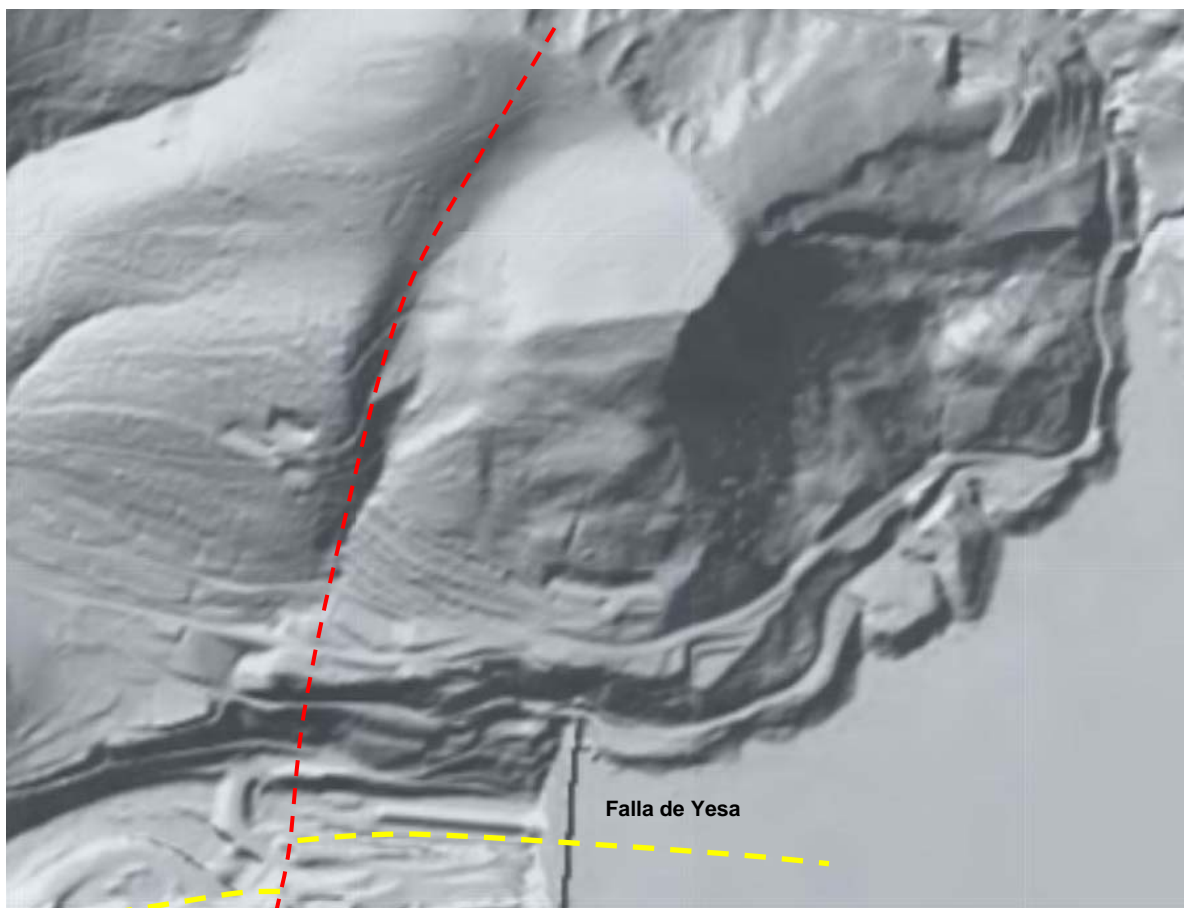


Figura 3.4.4: Modelo digital del terreno obtenido del visor Iberpix del IGN. En color amarillo se muestran las estructuras originadas por la tectónica compresiva de dirección NNE-SSO (Falla de Yesa) y en rojo la principal estructura de la fase compresiva E-O.

3.5. DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA DE LA MARGEN DERECHA

El estudio de la margen derecha de la cerrada del embalse de Yesa ha permitido elaborar una cartografía geológica (anexo 1), contribuir a la reinterpretación del modelo geológico de la misma (anexo 2, perfiles 1 a 3) y evaluar el alcance del movimiento del terreno detectado en la ladera (anexos 1 y 2).

La zona estudiada con mayor detalle es un sector de unos 500 m de longitud en sentido E-W y unos 600 m en sentido N-S, dentro del cual se ha registrado un proceso de inestabilidad del terreno.

En total el área estudiada con detalle ha sido de unas 30 hectáreas (figuras 3.5.1 a 3.5.3).

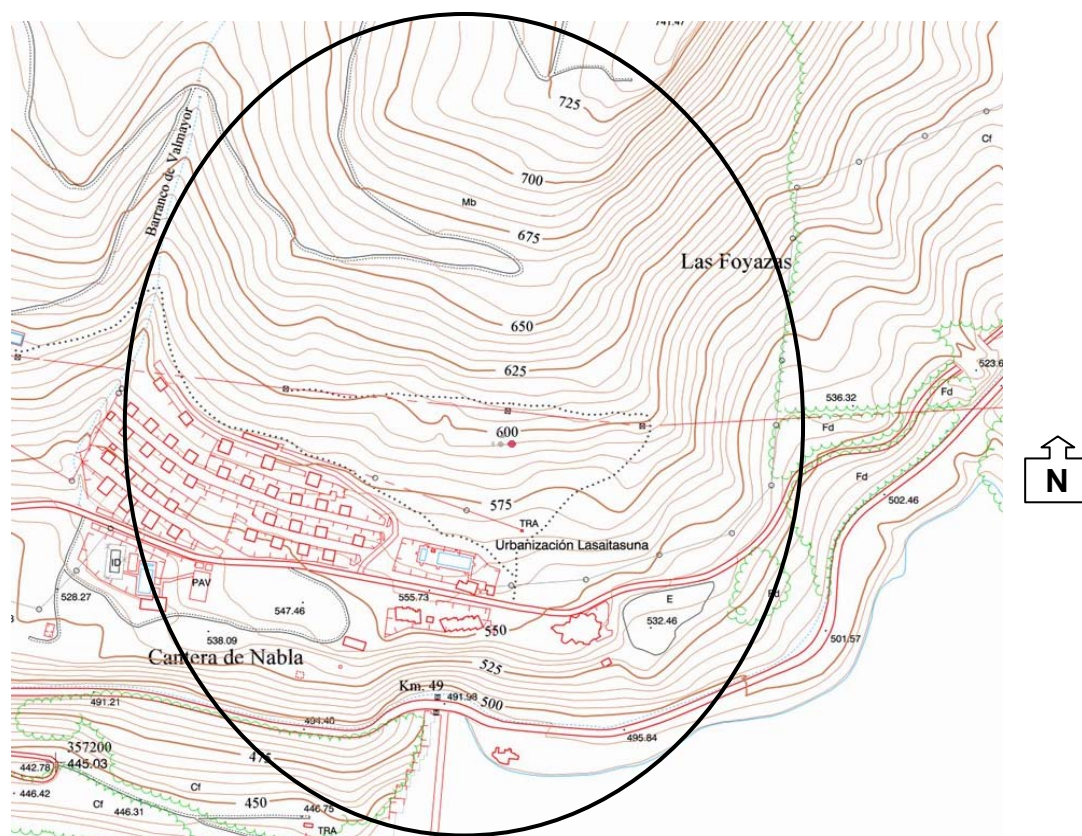


Figura 3.5.1: Vista de la zona de estudio sobre la base topográfica (Imagen tomada del visor Iberpix, del IGN).

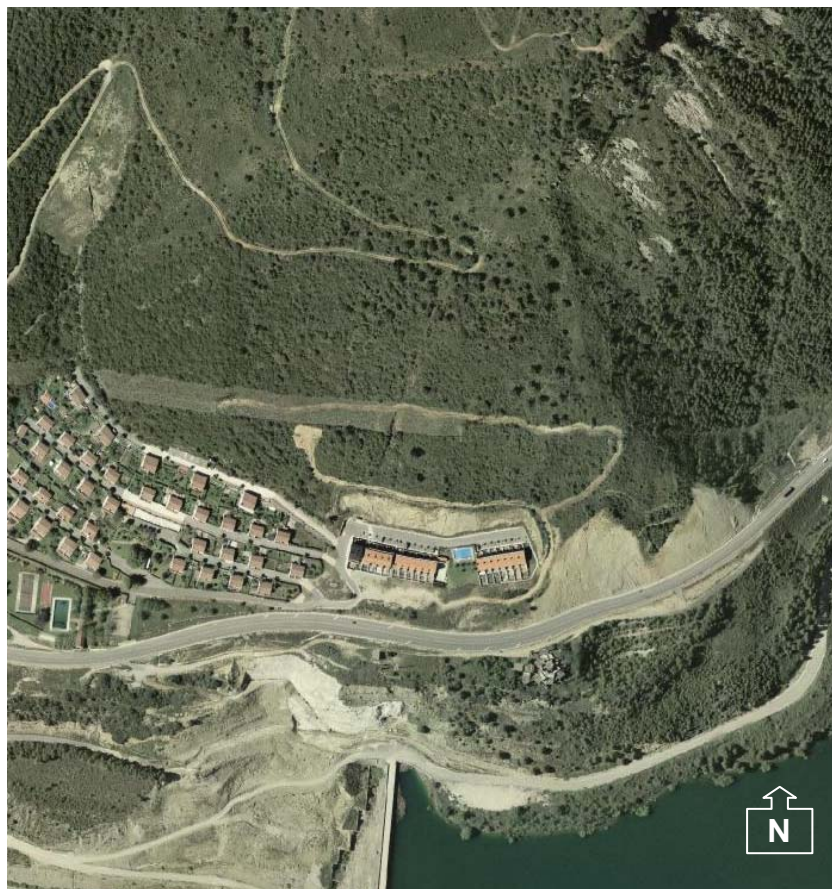


Figura 3.5.2: Ortofoto de la ladera derecha de la cerrada del embalse de Yesa, donde se localiza la zona de estudio (imagen tomada del visor IDENA del Gobierno de Navarra).

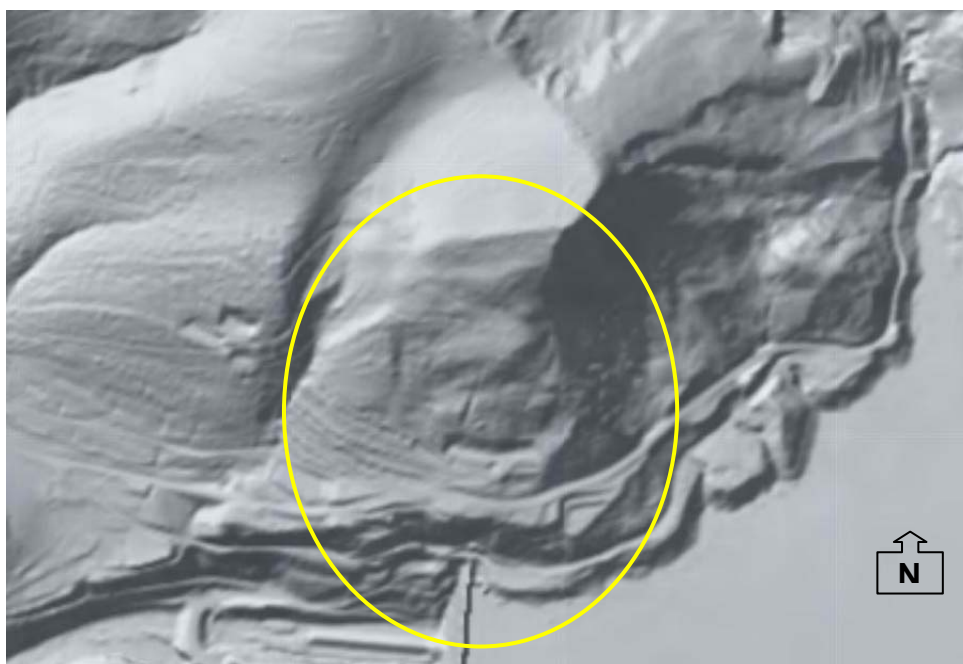


Figura 3.5.3: Modelo digital del terreno en el que se observa el alcance de la zona de estudio (Imagen tomada del visor Iberpix, del IGN).

Las litologías presentes en la zona de estudio son las que se exponían en apartados anteriores: un potente sustrato de Margas de Arguís-Pamplona al que se superpone un recubrimiento de hasta 100 m de espesor de una alternancia de areniscas y margas conocida como Flysch de Yesa.

En superficie aparecen diversos recubrimientos de pequeño espesor, destacando depósitos coluviales al pie de la ladera y antiguos deslizamientos rotacionales en la parte superior de la misma, que provocan ligeros cambios de pendiente respecto a la morfología homogénea de la ladera generada por la estructura del sustrato rocoso del flysch.

Tanto en el caso de los depósitos coluviales como en el de los paleodeslizamientos se trata de materiales con estructura caótica. En el caso del movimiento recientemente detectado, la masa movilizada es claramente concordante con el terreno autóctono. Este deslizamiento está actualmente en fase de estudio, las obras para su estabilización están avanzadas, y se encuentra instrumentado mediante inclinómetros, piezómetros y control topográfico, para llevar a cabo un seguimiento del mismo.

Los depósitos de Flysch de Yesa cubren casi toda la ladera objeto de estudio, presentan un espesor que alcanza los 100 m en algunos casos y una estructura característica subparalela a la superficie del terreno. Bajo el flysch aparecen las Margas de Pamplona que constituyen el sustrato de toda la zona de estudio y afloran, tanto lateralmente (hacia el E) como hacia el fondo del valle, donde se ubica la presa actual y se construirá la nueva presa (anexos 1 y 2, figuras 3.5.6 a 3.5.9).

El macizo rocoso definido por los materiales mencionados presenta una estructura replegada, caracterizada por la presencia de una estructura anticlinal en la coronación de la ladera, lo que implica que el relieve que se observa es en realidad un relieve estructural (figura 3.5.4), tal y como ocurre en el Monte de Mérida situado en la margen izquierda, y un sinclinal al pie de la ladera, en el entorno definido entre la carretera nacional y la presa actual (figura 3.5.5 y mapa geológico del anexo 1).



Figura 3.5.4: Coronación de la ladera objeto de estudio donde se observa como la topografía del terreno sigue la estructura geológica del macizo rocoso, constituyendo un relieve estructural en una zona de anticlinal.

En ambos casos se trata de pliegues con ejes orientados E-O y ENE-OSO, con cierta vergencia al Oeste, muy evidente en el sector E de la zona de estudio, entre la carretera y el embalse (anexos 1 y 2, figuras 3.5.6 a 3.5.9).

Se observan además algunos repliegues a escala local, más evidentes en la parte alta de la ladera, siguiendo las trazas de los ejes anticlinal y sinclinal principales, que provocan cambios en el buzamiento de los estratos a escala decamétrica a hectométrica, pero que no dislocan la estructura del flysch. Las margas infrayacentes se adaptan por completo a los repliegues del flysch, dado que ambos materiales se han replegado simultáneamente ante los esfuerzos tectónicos. El comportamiento más plástico de las margas, en este caso no provoca estructuras diferenciadas respecto a las observadas en el flysch, al tratarse en todos los casos de pliegues abiertos (anexos 1 y 2, figuras 3.5.6 a 3.5.9).

La estructura característica de la margen derecha estudiada es un anticlinal que define la coronación de la ladera, extendiéndose esta por su flanco Sur, e invirtiéndose el buzamiento

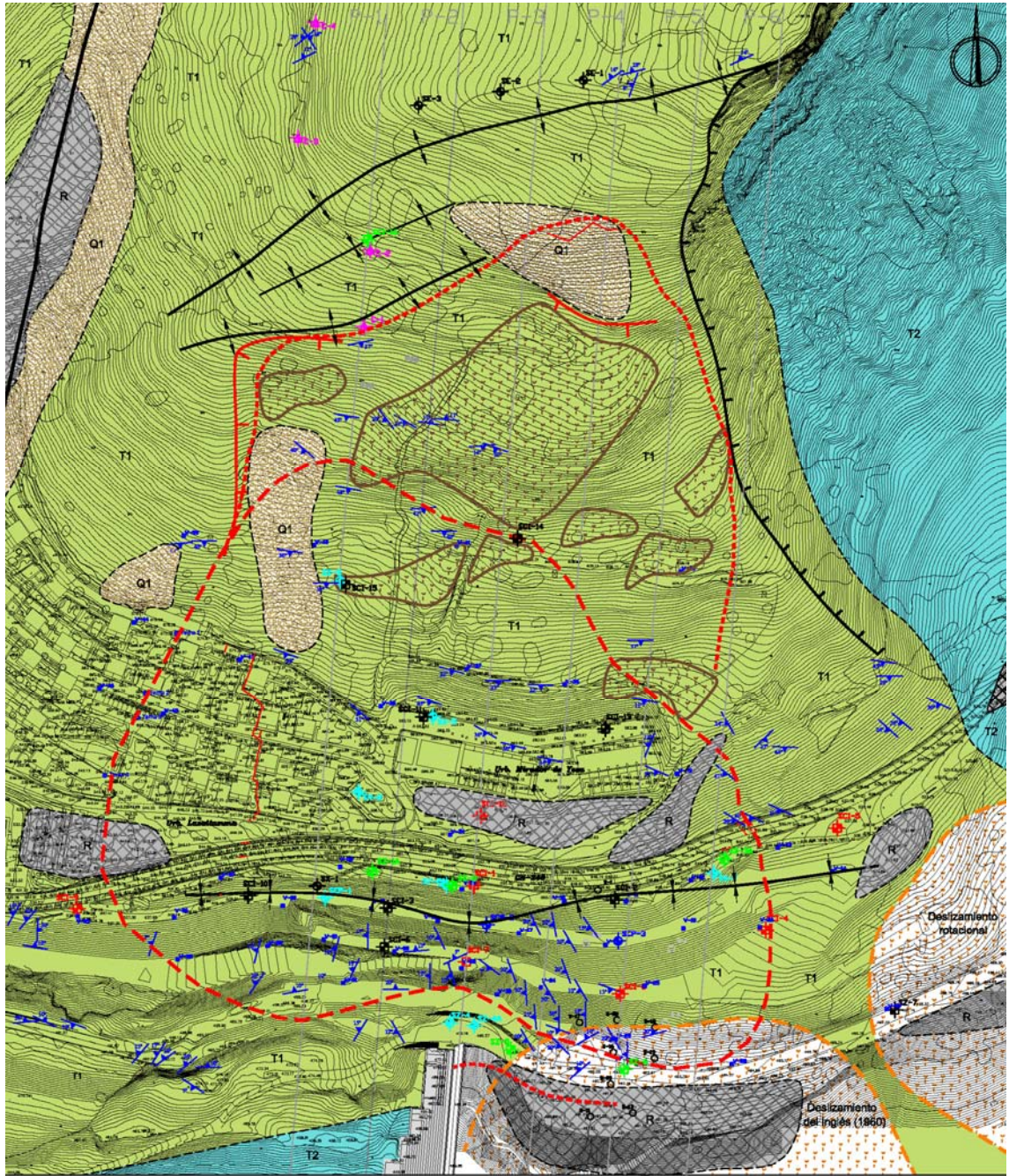
al pie de la misma, pasando a ser Norte (figura 3.5.5), por la presencia de un sinclinal abierto de orientación E-O y con vergencia al Oeste.



Figura 3.5.5: Detalle del buzamiento hacia el N que presentan las capas de flysch aguas abajo de la presa actual, al pie de la ladera, como consecuencia del sinclinal existente.

Al pie de la ladera, por efecto del sinclinal, afloran las Margas de Pamplona, con buzamiento al Norte, y la ladera finaliza en el fondo de valle del río Aragón, delimitada al S por la Falla de Yesa. Estos buzamientos predominantes a favor de la pendiente de las laderas provocan muchos de los problemas de inestabilidad detectados en los depósitos de flysch, tanto en la ladera derecha estudiada en este caso como en la contraria.

En las figuras 3.5.7 a 3.5.9 se observa como en el pie de la ladera, tanto en los depósitos de flysch como las margas infrayacentes, presentan un suave buzamiento hacia el N (hacia aguas arriba). A continuación la estructura describe un amplio plegue sinclinal, pasando a buzarse hacia el S con ángulos que superan los 30° en la parte central de la misma, habiéndose registrado buzamientos de hasta 45° hacia el Sur. En la coronación de la ladera los buzamientos se suavizan hasta invertirse de nuevo, pasada la coronación de la ladera y parar de nuevo a tener sentido Norte, describiendo la estructura un pliegue anticlinal.



UNIDADES LITOESTRATIGRÁFICAS		SIMBOLOGÍA	
TERCIARIO			
T1	F.M. FLYSCH DE YESA (Alternancia de areniscas y margas en estratos decimétricos). Eoceno superior		Rellenos artificiales
T2	F.M. MARGAS DE PAMPLONA (Margas calcáreas masivas). Eoceno medio-superior		Paleodeslizamientos correspondientes con relanos geomorfológicos.
CUATERNARIO			Alcance supuesto del deslizamiento más superficial en el que se conserva la estructura del macizo.
Q1	Depósitos coluviales		Alcance supuesto del deslizamiento profundo
			Deslizamiento rotacional
			Dirección y buzamiento
			Eje anticlinal
			Eje sinclinal
			Contacto litológico
			Escarpe erosivo
			Escarpe geomorfológico
			Falla
			Grietas
			SE-1 SE-2 SE-3 Sondeo inclinométrico no operativo
			SZ-1 SZ-1A Sondeo inclinométrico operativo
			SC-1 SC-1B Sondeo inclinométrico propuesto
			SP-1 Sondeo piezométrico operativo
			SCP-1 Sondeo piezométrico propuesto
			O-1 Sondeos antiguos

Figura 3.5.6: Planta geológica de la ladera derecha de la cerrada del embalse de Yesa (Anexo 1). La coronación de la ladera está definida por una estructura anticlinal y al pie de la misma destaca una estructura sinclinal abierta de amplio radio. Se muestra el alcance del movimiento observado en la ladera objeto de estudio.

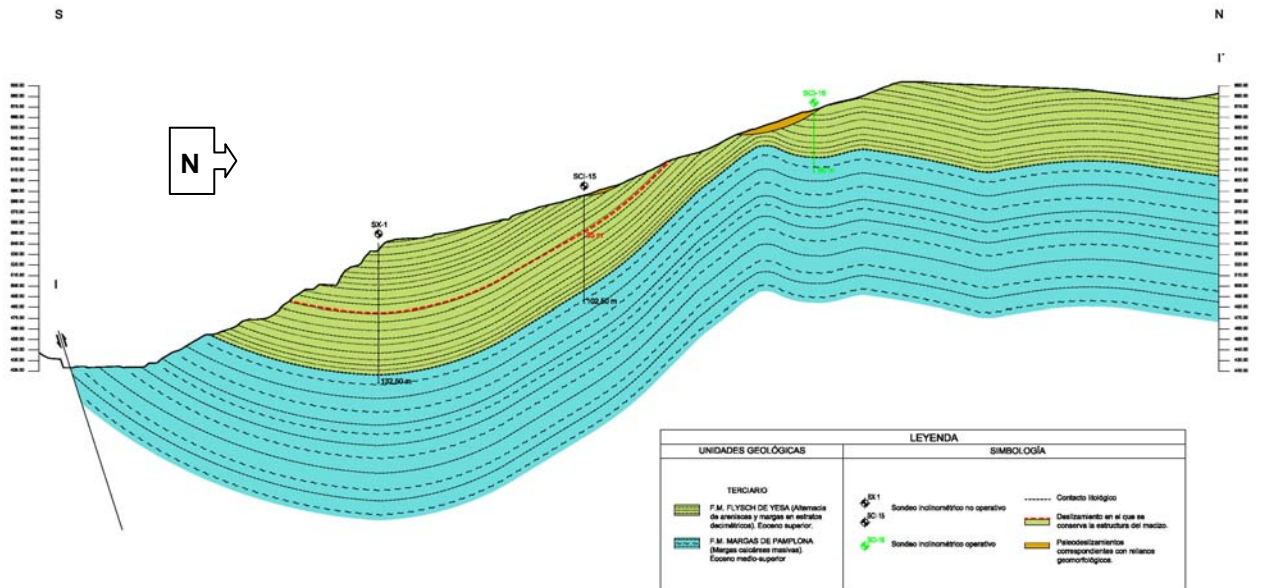


Figura 3.5.7: Perfil geológico de la ladera derecha de la cerrada del embalse de Yesa (perfil 1, Anexo 2). Se sitúa en el eje de la nueva presa. Se observa la secuencia de materiales del Flysch de Yesa (color verde) sobre las Margas de Pamplona (color azul). La coronación de la ladera está definida por una estructura anticlinal y al pie de la misma destaca una estructura sinclinal abierta de amplio radio. Se muestra el alcance del movimiento registrado en el terreno.

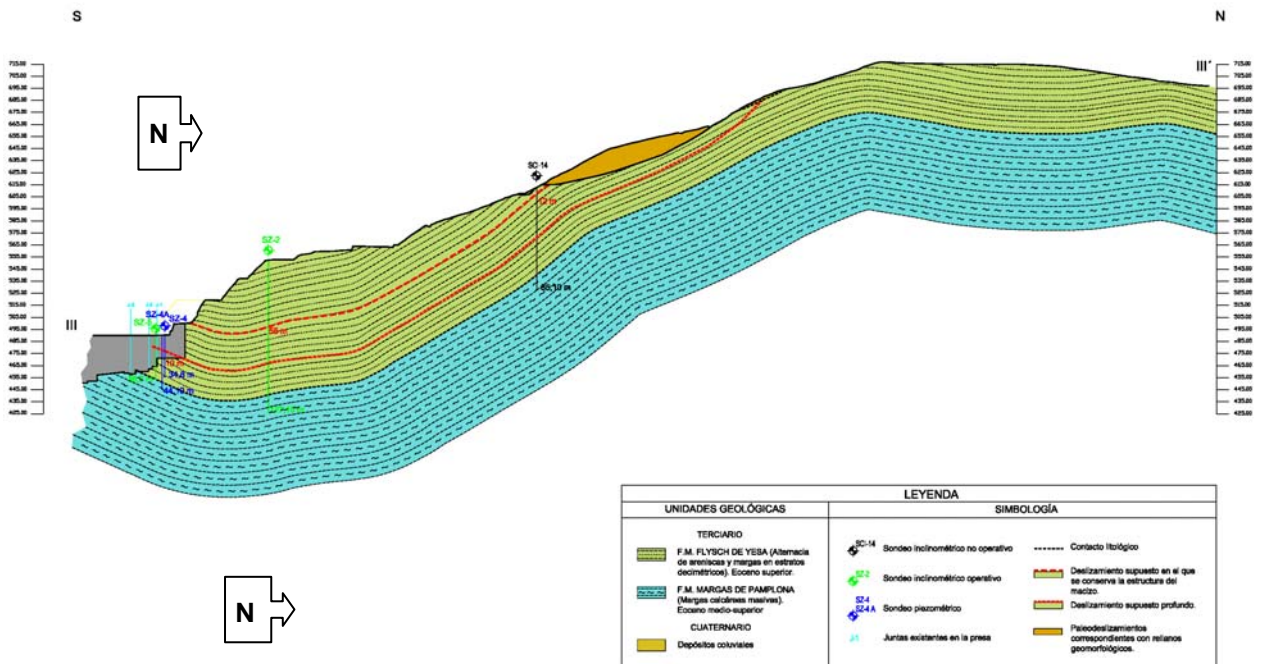


Figura 3.5.8: Perfil geológico de la ladera derecha de la cerrada del embalse de Yesa (perfil 2, Anexo 2). Se sitúa en el eje de la presa actual. Se observa el movimiento reconocido (superior) y otro más profundo que se intuye en el inclinómetro situado junto al estribo derecho de la presa actual.

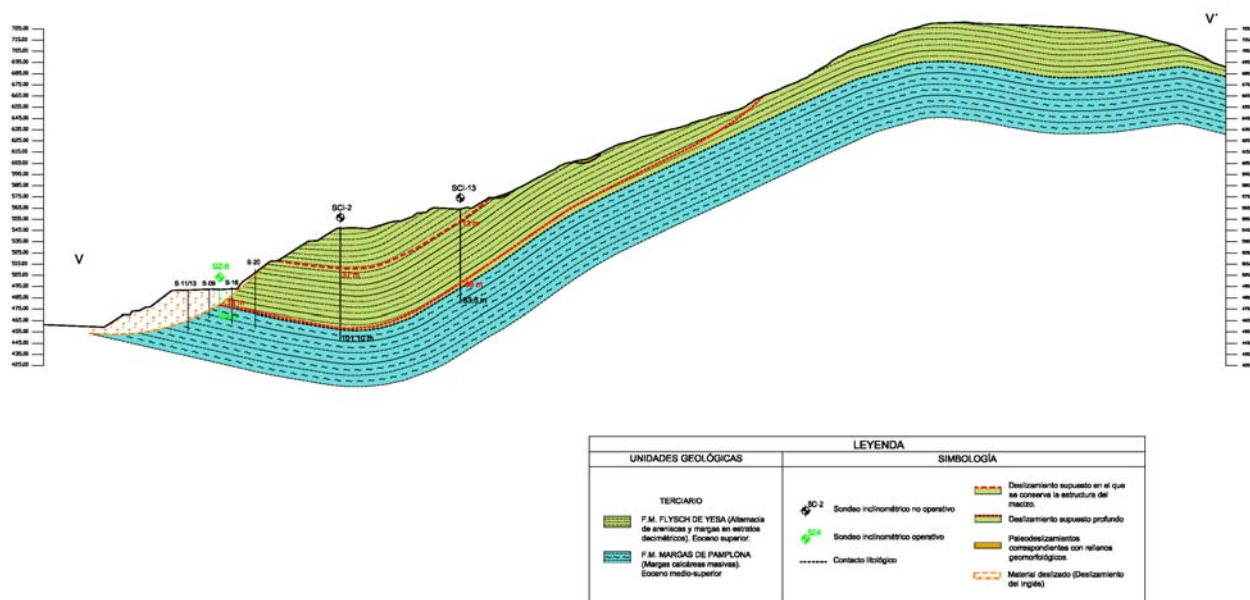


Figura 3.5.9: Perfil geológico de la ladera derecha de la cerrada del embalse de Yesa (perfil 3, Anexo 2). Se sitúa en el eje de la presa actual. Se observa el movimiento reconocido (superior) y otro más profundo que se intuye en el inclinómetro situado junto al estribo derecho de la presa actual.

El rango variable de buzamientos y orientaciones que presenta el flysch en esta ladera y en la ladera contraria del embalse, hace que se desarrollen múltiples tipologías de inestabilidades en el terreno, sobre todo en excavaciones antrópicas. En la ladera derecha, a la vista de la estructura que se muestra en las figuras 3.5.6 a 3.5.9, se pone de manifiesto que las tipologías de los movimientos necesariamente han de ser traslacionales planares, siguiendo la estratificación del macizo rocoso. Esta afirmación se apoya, además, en los resultados de la auscultación de la ladera (inclinómetros), que permiten correlacionar el movimiento en un nivel determinado.

El elevado grado de fracturación que presentan los depósitos de flysch hace posible que, en ocasiones, puedan comportarse como un material isótropo, desarrollándose en ellos movimientos rotacionales, sobre todo cuando el material aparece más descomprimido y alterado en superficie. En este caso se han reconocido varios deslizamientos rotacionales antiguos en la mitad superior de la ladera (Gutiérrez, F., 2013) (Anexos 1 y 2, figura 3.5.6).

En la figura 3.5.10 se muestran los paleodeslizamientos presentes en la parte alta de la ladera (según Gutiérrez, F., 2013).

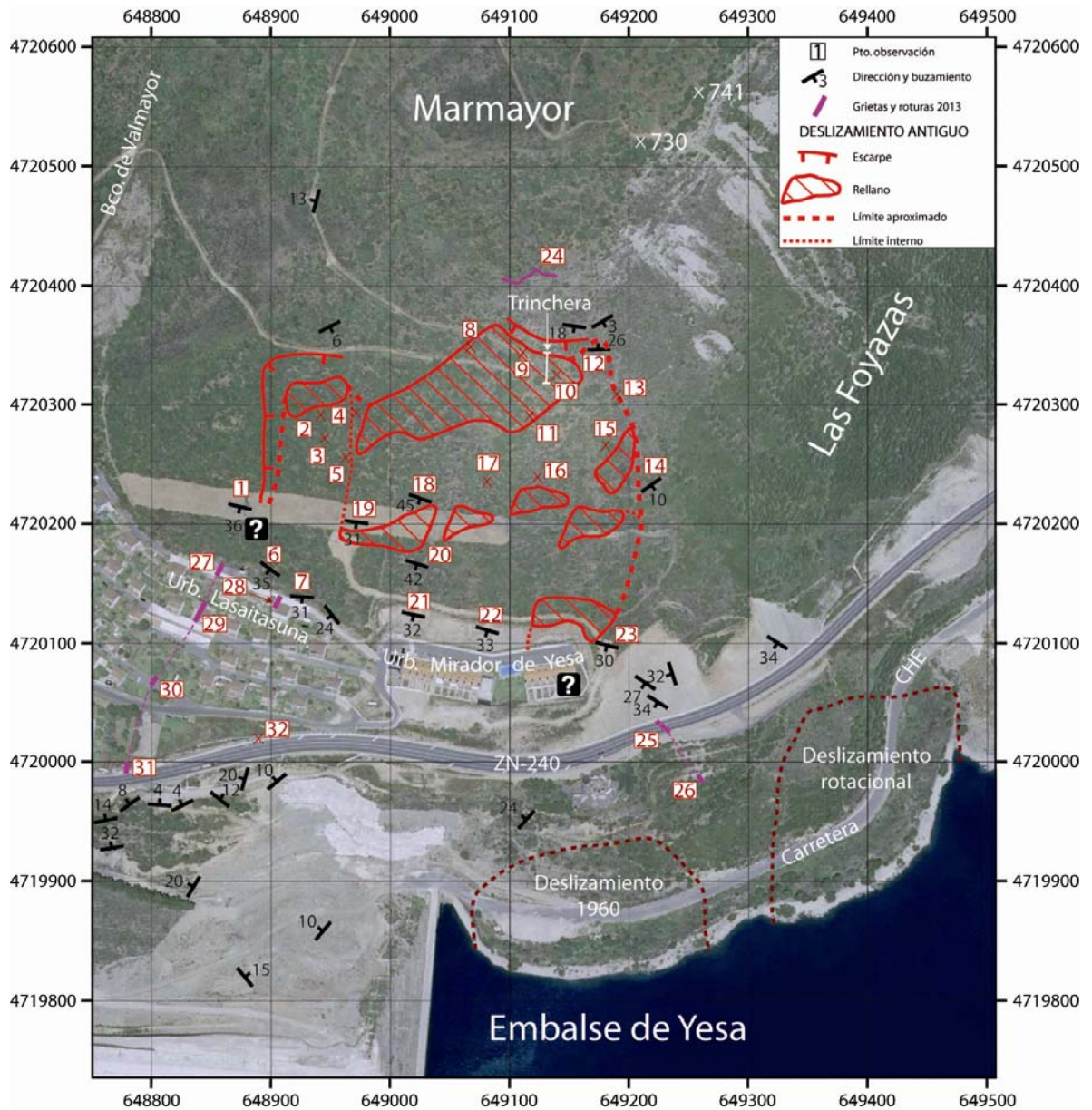


Figura 3.5.10: Cartografía geomorfológica de la ladera derecha de la presa de Yesa (Gutiérrez, F., 2013). Se observa la representación de los antiguos deslizamientos que tapizan la ladera en la parte superior de la misma. Se trata, según ha podido comprobarse en campo, de deslizamientos aislados de espesor moderado.

El sector de la ladera objeto de estudio está delimitada al Oeste y al Sur por sendas singularidades tectónicas. Al Sur destaca la presencia de la Falla de Yesa, comentada anteriormente, que discurre por el fondo del valle del río Aragón en este punto. Se genera por la movilización tardía de una escama asociada a la Falla de Izco-Liédana, que en este sector presenta dos ramas: la falla de Loiti, más al Sur, y la falla de Yesa. Se trata de una

falla inversa de elevado ángulo, con buzamiento al Norte, por lo que predomina claramente el movimiento de desgarre.

La falla de Yesa se ve desplazada por una falla normal de orientación N-S, la cual discurre a lo largo del Barranco de Valmayor, al Oeste de la zona de estudio. Esta falla provoca un salto en la falla de Yesa y se prolonga por la margen izquierda, aguas abajo del embalse (figura 3.4.4).

En las proximidades de la zona de estudio, asociado a esta falla se ha desarrollado un valle con marcada expresión topográfica, en el que se desarrollan depósitos coluviales con suficiente entidad para su representación cartográfica (figura 3.5.6 y mapa geológico del anexo 1).

El límite Este de la zona de estudio viene delimitado por un escarpe erosivo que ofrece un marcado contraste de pendiente respecto al terreno circundante. Dicho escarpe muestra en coronación una zona con mayor inclinación, de varias decenas de metros de espesor, que corresponde al Flysch de Yesa, bajo el cual se prolonga la ladera con menor pendiente, correspondiente a las Margas de Pamplona (figura 3.3.3).

Podría considerarse que se trata de un antiguo deslizamiento, pero en el fondo del escarpe se observa un resalte que corresponde a unos niveles de areniscas intercalados en las margas, que han servido como nivel guía en la cartografía geológica de la cerrada del embalse, y que se encuentran en su posición original. Por lo tanto se descarta la hipótesis de un antiguo deslizamiento en este caso.



Figura 3.5.11: Vista de la ladera derecha de la cerrada del embalse de Yesa desde la margen izquierda. Se observa el progreso de la excavación de la parte alta de la ladera (1) y de la aplicación de un peso estabilizador al pie de la masa inestable (2).

4. PROCESOS DE INESTABILIDAD DE LA LADERA DERECHA

4.1. ALCANCE DEL MOVIMIENTO DETECTADO

En la ladera derecha de la cerrada del embalse de Yesa se ha observado la presencia de un proceso de inestabilidad incipiente que afecta a los materiales del Flysch de Yesa, no viéndose involucrado el sustrato de Margas de Pamplona ni las capas más profundas de flysch.

El movimiento del terreno se puso de manifiesto en el verano de 2012 tras una campaña de auscultación inclinométrica, no habiéndose observado hasta ese momento evidencias de su presencia. El movimiento se fue haciendo patente en lecturas sucesivas, por lo que se incrementó el número de inclinómetros y se intensificó el seguimiento topográfico de la ladera, lo que hizo posible la delimitación del perímetro de la zona afectada.

Se ha observado la existencia de un área de unas 13 hectáreas (figura 3.5.6 y 4.1.1) afectadas por un movimiento de naturaleza predominantemente planar, ocurrido por el despegue entre estratos del flysch, constituido por una alternancia de capas de areniscas y margas. El deslizamiento observado tiene un claro control estructural, pues se produce mayoritariamente a favor de la estratificación de la roca. Es destacable también el hecho de que el movimiento es claramente traslacional, observándose escasos movimientos diferenciales dentro de la masa en movimiento (figuras 3.5.7. a 3.5.9).

La auscultación inclinométrica puso de manifiesto la correlación entre los movimientos registrados en los distintos inclinómetros, así como la coherencia de dicha correlación con la estructura del macizo rocoso.



Figura 4.1.1: Vista aérea de la ladera derecha de la cerrada del embalse de Yesa en la que se muestra el alcance aproximado de la masa inestable estudiada. Se observan las actuaciones que se están llevando a cabo para su estabilización, cuando estas se encontraban en sus fases iniciales: eliminación de peso en coronación y aplicación de una masa estabilizadora al pie (Foto tomada de www.yesano.com, autor Miguel Santamaría).

Pudo comprobarse que se trataba de un movimiento profundo, alcanzando los 60 m de profundidad en algún registro inclinométrico (figura 4.1.2). Se observó también que dicho movimiento era más o menos homogéneo en toda la ladera afectada, aunque con una ligera diferencia de velocidad, creciente de Oeste a Este. Se llegaron a alcanzar velocidades de movimiento de hasta 5 mm/día (figura 4.1.3) a mediados de febrero de 2013. En el momento actual, una vez realizada la eliminación parcial de tierras de la coronación de la ladera, la velocidad se ha reducido hasta menos de 0.2 mm/día (dato de 22/04/2013).

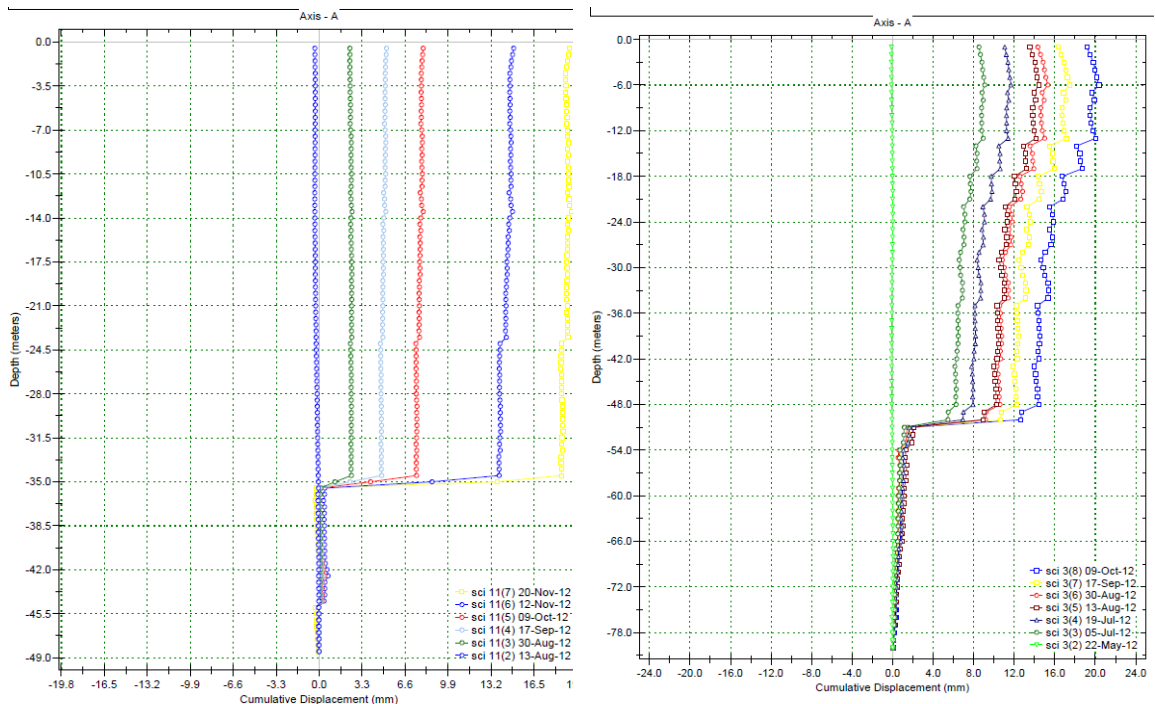


Figura 4.1.2: Lecturas de los inclinómetros SCI-11 y SCI- 3, donde se muestra con claridad una superficie de despegue en el terreno a 35 m y a 50 m respectivamente. Se observa la presencia de superficies de despegue de mucha menor entidad, tanto más someras como más profundas.

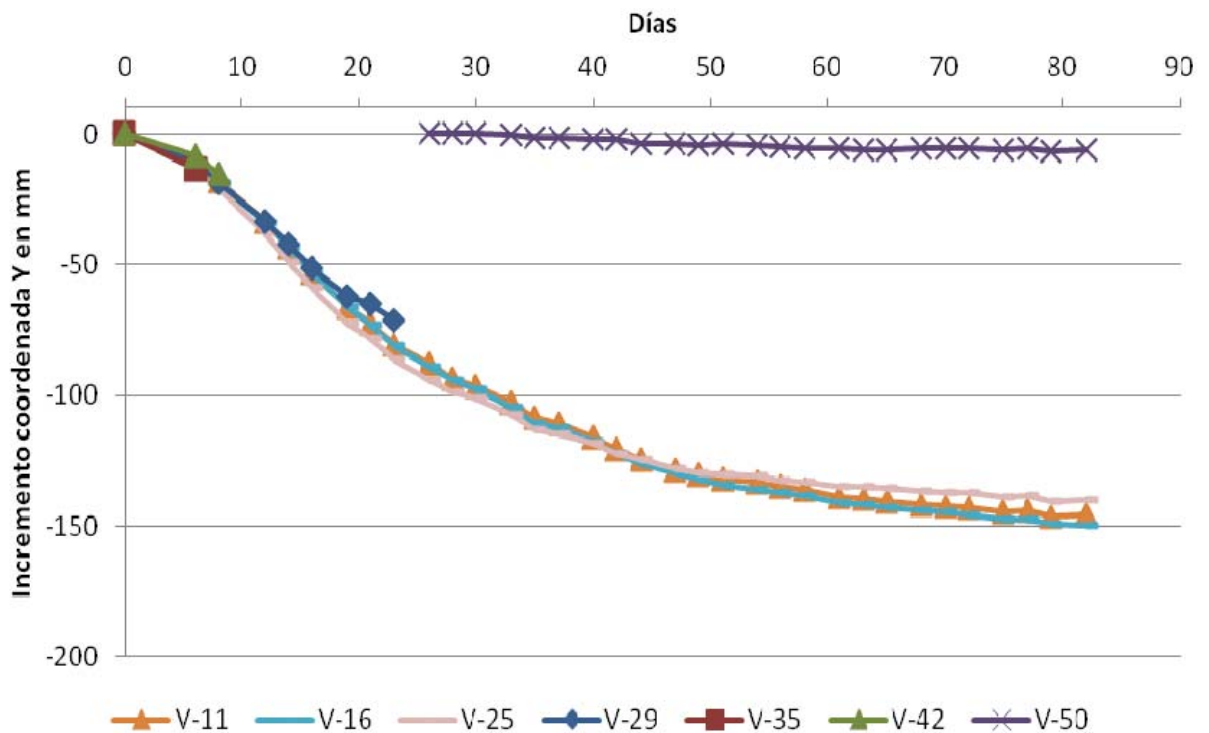


Figura 4.1.3: Evolución del movimiento en la ladera con el tiempo (eje 5). Se observa la ralentización del movimiento que se está registrando según progresa el movimiento de tierras de la coronación de la ladera. Se registró un movimiento máximo de 40 mm /semana (15/02/2013), mientras que en la actualidad se encuentra en torno a 1 mm/semana (final de abril de 2013).

El desplazamiento del terreno se observa con claridad en su perímetro, especialmente cuando los límites de la masa desplazada interceptan elementos rígidos como viales, muros, cunetas (figuras 4.1.4 a 4.1.19), y se reconoce con mayor dificultad en el terreno natural, si bien no plantea dudas en gran parte de sus límites.



Figura 4.1.4: Límite Este de la masa inestable marcada con claridad en la carretera N-240. Se observa una grieta que sigue la proyección de la estratificación sobre la superficie horizontal de la calzada.

Como se muestra en la figura 4.1.4, el límite Este de la masa inestable se observa con claridad en la carretera N-240, donde se ve una grieta oblicua a la misma, que constituye la proyección horizontal de la estratificación del flysch. En este sector de la ladera, la superficie de despegue se sitúa relativamente próximo al contacto del flysch con las margas infrayacentes.

El límite Este del desplazamiento se muestra también en las fotografías de las figuras 4.1.5 y 4.1.6, que corresponden al camino que discurre junto a la carretera aguas abajo y el bordillo de la propia carretera.



Figura 4.1.5: Límite Este de la masa desplazada que se observa en el camino bajo la carretera N-240. Se observa una grieta que sigue la proyección de la estratificación sobre la superficie horizontal del camino.



Figura 4.1.6: Límite Este de la masa desplazada que provoca una rotura en un bordillo de la carretera N-240. El límite de la rotura se sitúa en el flysch muy próximo al contacto con las Margas de Pamplona, en el talud de la propia carretera.



Figura 4.1.7: Límite Oeste de la masa inestable que provoca la rotura de la cuneta de la carretera N-240. En la calzada no se ve una grieta transversal, si bien se observa la apertura de la calzada a lo largo de una junta longitudinal del aglomerado (figura 4.1.8).



Figura 4.1.8: Límite Oeste de la masa inestable que provoca la apertura de la calzada a lo largo de una junta longitudinal del aglomerado. El hecho de no observarse con claridad el límite lateral de la masa movilizada muestra la escasa actividad del movimiento observado.



Figura 4.1.9: Límite Oeste de la masa inestable que provoca grietas en los viales de la Urbanización Lasaitasuna. Vista de la calle 2.



Figura 4.1.10: Límite Oeste de la masa inestable definido por una grieta en el vial inferior (calle 1) de la Urbanización Lasaitasuna.



Figura 4.1.11: Límite Oeste de la masa inestable que provoca apertura de grietas pre existentes en muros y elementos de contención de la Urbanización Lasaitasuna.

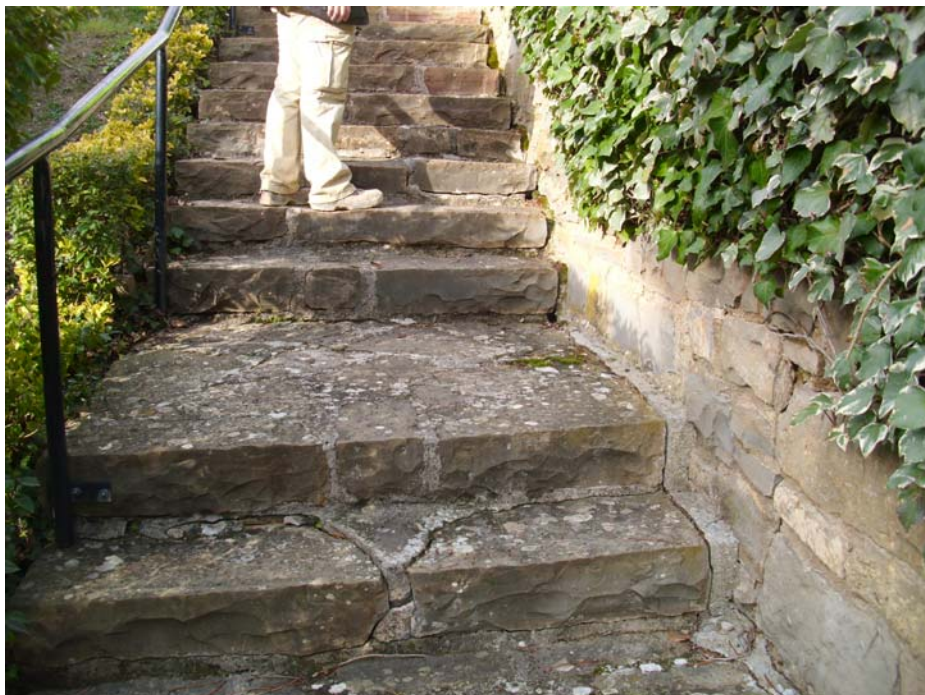


Figura 4.1.12: Límite Oeste de la masa inestable que provoca apertura de grietas pre existentes en muros y elementos de contención de la Urbanización Lasaitasuna. En este caso se observa la separación entre una escalera y el muro anexo. Dicha junta se encontraba previamente rejuntada con mortero.



Figura 4.1.13: Límite Oeste de la masa inestable que provoca apertura de una grieta en el vial intermedio de la Urbanización Lasaitasuna y en unos garajes.



Figura 4.1.14: Detalle de la foto anterior en la acera junto a los garajes. Se observa como dicha grieta se encontraba previamente rejuntable con mortero.



Figura 4.1.15: Hundimiento de una acera en la calle 3 de la urbanización Lasaitasuna, coincidiendo con el límite Oeste de la masa inestable. Se observa como la acera consiste en un forjado de viguetas de hormigón, apoyado en una pared de ladrillos y bajo el que no se dispuso en su día de un relleno (posiblemente porque la pared de apoyo no hubiera resistido el empuje del relleno).



Figura 4.1.16: Vista de la pared de ladrillo sobre la que apoyan las viguetas del forjado que constituye la acera de la calle 3 de la urbanización Lasaitasuna, coincidiendo con el límite Oeste de la masa inestable. Se observa el cabeceo de la coronación de la pared, coincidiendo con la zona en la que se ha producido el hundimiento de la acera.



Figura 4.1.17: Vista de la fachada exterior de la vivienda nº 20, situada en la calle 3 de la urbanización Lasaitasuna, coincidiendo con el límite Oeste de la masa inestable. Esta vivienda ha sido claramente afectada por el movimiento diferencial que se ha producido en el terreno al situarse en el límite del deslizamiento. Las viviendas que se encuentran dentro o fuera de la masa inestable no presentan daños de consideración similar.



Figura 4.1.18: Vista de la fachada al patio de la vivienda nº 20, situada en la calle 3 de la urbanización Lasaitasuna, coincidiendo con el límite Oeste de la masa inestable. Se observan grietas provocadas por el movimiento diferencial del terreno. La mala calidad de la construcción, ha provocado que la cimentación no se haya comportado como un elemento rígido, permitiendo la distorsión de la estructura.



Figura 4.1.19: Vista de la grieta transversal observada en le calle 4 de la Urbanización Lasaitasuna, prolongación de la observada en la calle 3 y que afecta a la vivienda nº20. Se observa un salto lateral de unos 3 cm y un salto vertical de 1 cm. Se trata de una grieta que ya se encontraba rejuntada anteriormente y en la que se ha producido una reapertura mayor. Límite Oeste del deslizamiento.

En el sector Oeste de la zona movilizada se observa también la presencia de una grieta, subparalela a la que limita la masa inestable, pero a unos 50 a 100 m de distancia hacia el Este (distancia creciente de N a S), que define el límite de un movimiento diferencial dentro de la masa desplazada (figura 4.1.20).

Este fenómeno es característico de los materiales de tipo flysch, en los que se desarrolla una superficie de desplazamiento principal, donde se concentra la mayor parte del desplazamiento, pero luego se produce un efecto de arrastre que moviliza, en mucha menor medida, otros planos de estratificación. Esta movilización parcial de otros planos paralelos al plano de deslizamiento principal se observa en el registro de algunos inclinómetros (figura 4.1.2).

Este fenómeno justifica la necesidad de estabilizar este tipo de deslizamientos mediante actuaciones integrales, con redistribución de masas, tal y como se está llevando a cabo actualmente, no siendo eficaz la disposición de elementos estructurales para la estabilización de una superficie de deslizamiento concreta.

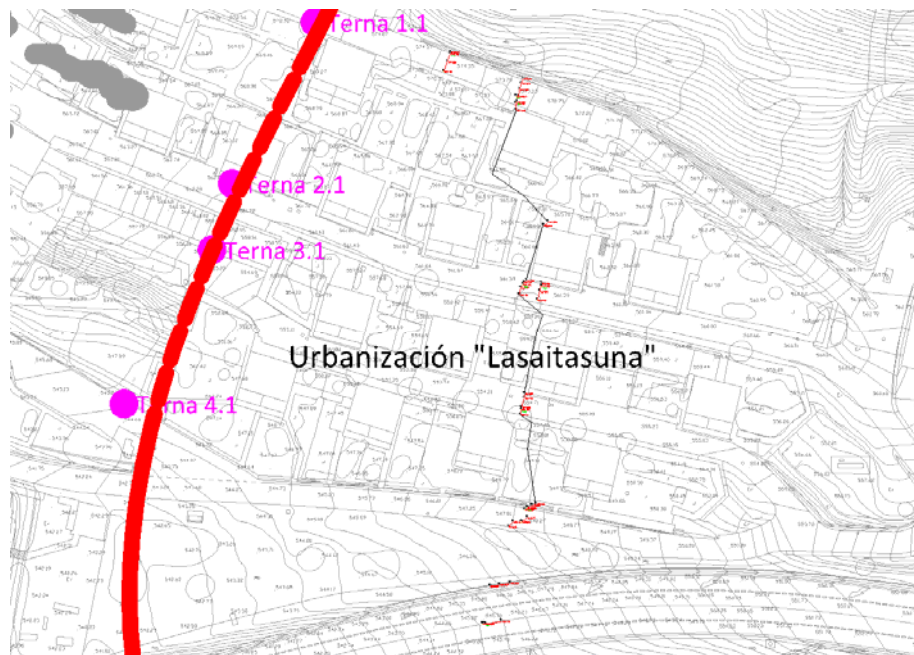


Figura 4.1.20: Localización de la grieta intermedia observada en el sector Oeste de la ladera, que recorre la Urbanización Lasaitasuna de N a S. Se sitúa a una distancia creciente de 50 a 100 m respecto al límite Oeste de la masa movilizada. Se observa, además, una pequeña grieta entre la que constituye el límite Oeste y la grieta intermedia (figura 4.1.21).



Figura 4.1.21: Apertura de una junta de hormigonado en la calle 4, a una distancia de 30 m al Este de la grieta de la figura 4.1.19 (la que define el límite Oeste del deslizamiento) y a 20 m al Oeste de la grieta intermedia mostrada en la figura 4.1.20.



Figura 4.1.22: Vista de la grieta transversal observada en le calle 4 de la Urbanización Lasaitasuna, que corresponde a la grieta intermedia situada a una distancia creciente de 50 a 100 m respecto a la que constituye el límite Oeste. Provoca daños en viales, muros y viviendas.



Figura 4.1.23: Vista de los daños provocados por la grieta intermedia en la fachada del patio de la vivienda situada entre las calles 3 y 4.



Figura 4.1.24: Detalle de los daños provocados por la grieta intermedia en la fachada del patio de la vivienda situada entre las calles 3 y 4. Se observa como la fachada de la casa está constituida por ladrillos huecos con enfoscado de cemento.



Figura 4.1.25: La grieta intermedia recorre toda la Urbanización Lasaitasuna, de N a S, provocando grietas transversales en viales y en construcciones anexas a las viviendas. No se observa en la CN-240, salvo por una apertura lateral en una junta del aglomerado (figura 4.1.8), volviendo a observarse en un camino que discurre aguas abajo de la CN-240, en una cuneta de hormigón

Las mayores dificultades para localizar con precisión los límites de la masa movilizada se plantean en el pie y en el sector SO del mismo, aguas abajo de la carretera nacional, donde no se observan aún grietas ni deformaciones en el terreno, salvo la que se muestra en la figura 4.1.25. No obstante, las lecturas de los inclinómetros han permitido delimitarla con bastante precisión al pie de la ladera, aguas arriba del estribo derecho de la presa actual (ver mapa geológico en Anexo 1 y figura 3.5.6, y perfiles geológicos en anexo 2 y figuras 3.5.7 a 3.5.9). Por lo tanto, la presa actual no se vería afectada por el proceso de movimiento del terreno estudiado.

En la coronación de la ladera no se distingue tampoco la grieta de coronación que marca el inicio del movimiento, deduciéndose este por las lecturas inclinométricas, la auscultación topográfica, y el análisis estructural y estratigráfico de los depósitos de flysch.

El hecho de que los límites del movimiento no se observen con claridad en algunos sectores y que los desplazamientos diferenciales observados en las grietas perimetrales sean de escasos centímetros (menor de 5 cm), pone de manifiesto que se trata de una masa de grandes dimensiones, pero de actividad escasa. Una vez detectado el movimiento e iniciada la eliminación parcial de masa inestable en la zona de coronación, el movimiento prácticamente se ha detenido.

El desplazamiento máximo acumulado desde que se detectó el deslizamiento, registrado mediante topografía de precisión, ha sido de 25 cm, siendo los valores medios de desplazamiento acumulado inferiores a 15 cm. En la figura 4.1.26 se muestran unos gráficos tomados de la empresa TYPESA en los que se muestra la distribución de los movimientos acumulados en la ladera, tanto en componente horizontal como vertical.

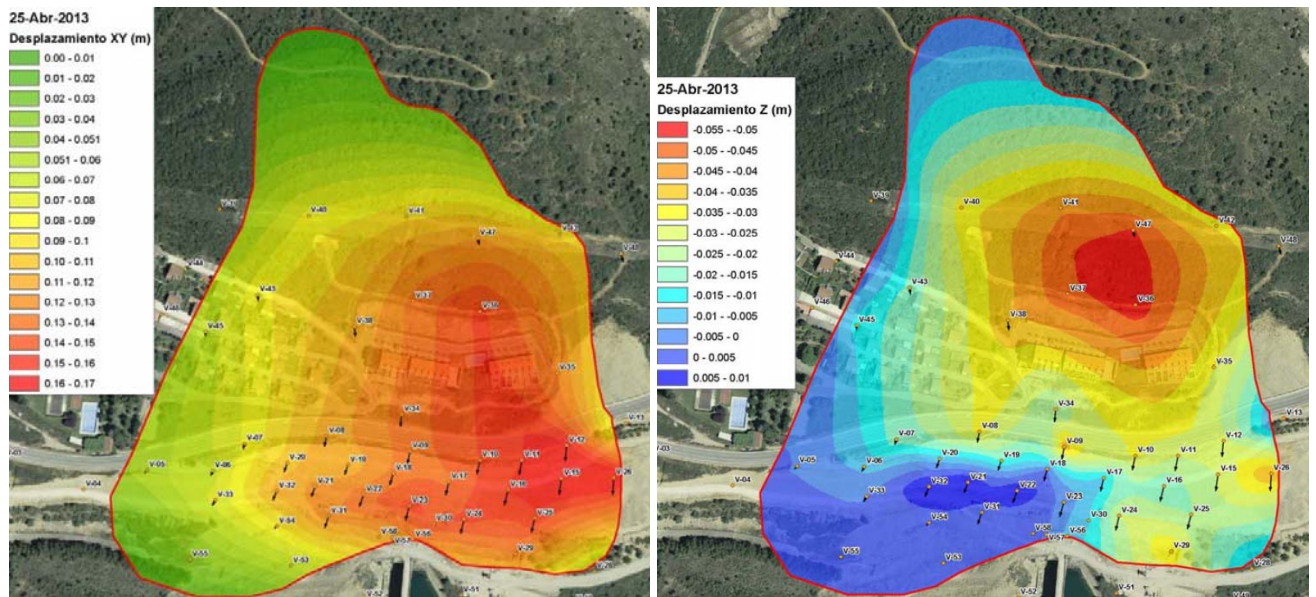


Figura 4.1.26: Desplazamiento registrado en la ladera con topografía de precisión. En la imagen de la izquierda se muestra el movimiento horizontal registrado a fecha 25 de abril de 2013. En la figura de la derecha puede verse el movimiento vertical. En la actualidad el movimiento se encuentra detenido. Figuras tomadas de TYPASA.

En los inclinómetros situados en el entorno del estribo derecho de la presa se observa la presencia de un desplazamiento en el terreno localizado a mayor profundidad que el estudiado, pero de muy escaso movimiento, apenas perceptible por la instrumentación. Parece tratarse también de un movimiento que se produce a favor de la estructura del macizo rocoso, constituido por los depósitos de Flysch de Yesa (figuras 4.1.27 y 4.1.28).

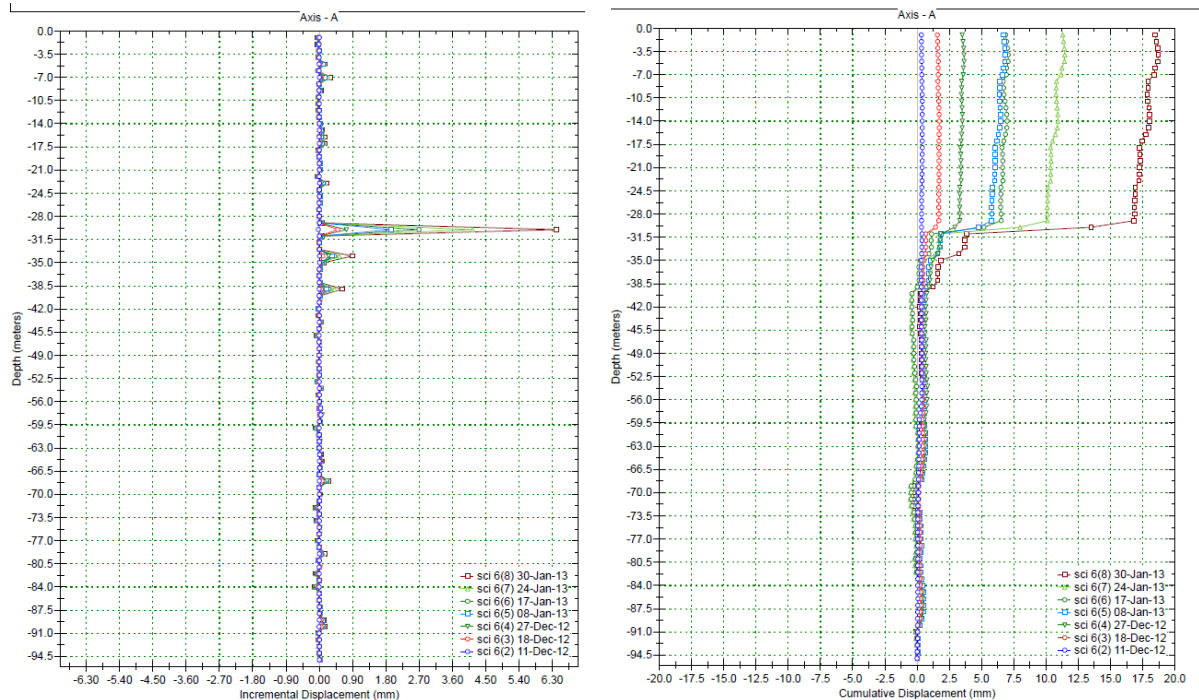


Figura 4.1.27: Desplazamiento incremental y desplazamiento acumulado en el inclinómetro SCI-6, situado en una berma sobre la coronación de la presa, donde además del deslizamiento principal (30 m), se intuyen otros a mayor profundidad de muy escasa magnitud (34 m, 39 m y 68 m).

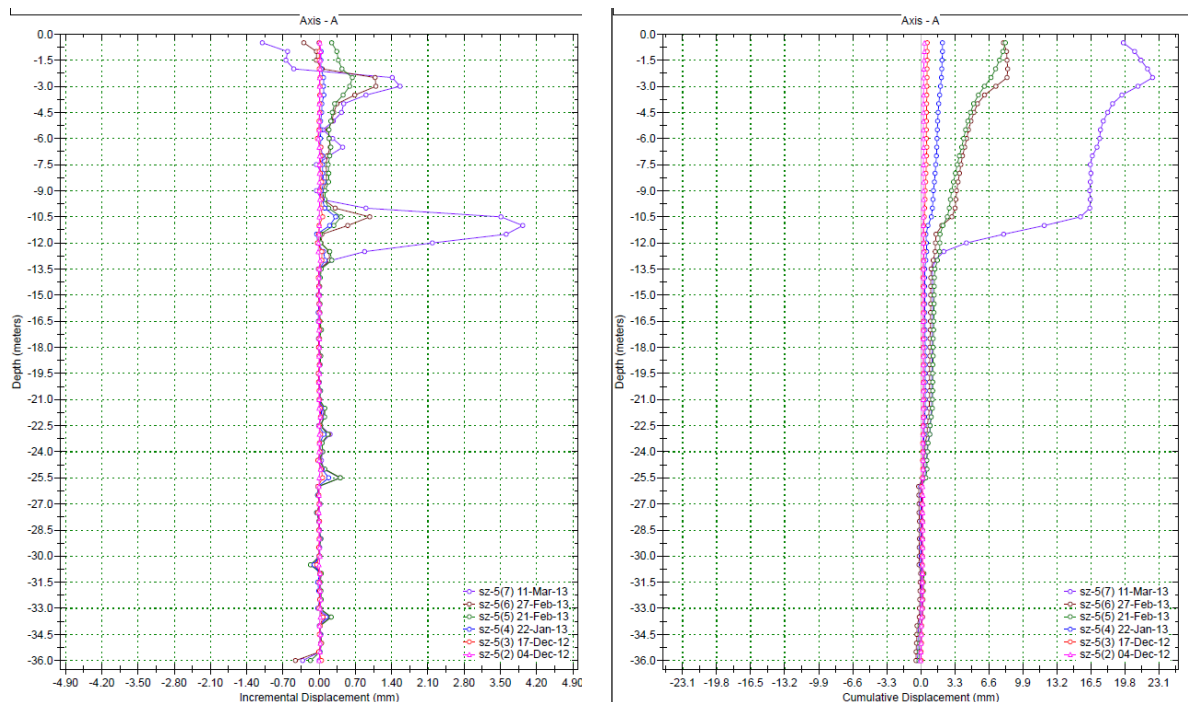


Figura 4.1.28: Desplazamiento incremental y desplazamiento acumulado en el inclinómetro SZ-5, situado junto al estribo de la presa, a una cota inferior al pie del deslizamiento. En este caso se registra un movimiento a mayor profundidad (11 m), de baja actividad, e incluso se intuye otro movimiento a 25,5 m de muy escasa magnitud.

La figura 4.1.29 es un extracto de la figura 3.5.8 y del perfil geológico nº 3 del Anexo 2. En ella puede verse el espesor de la masa inestable según un corte longitudinal al movimiento, el mecanismo de rotura planar a favor de la estratificación y la presencia de un plano de inestabilidad más profundo que el detectado con claridad en la ladera.

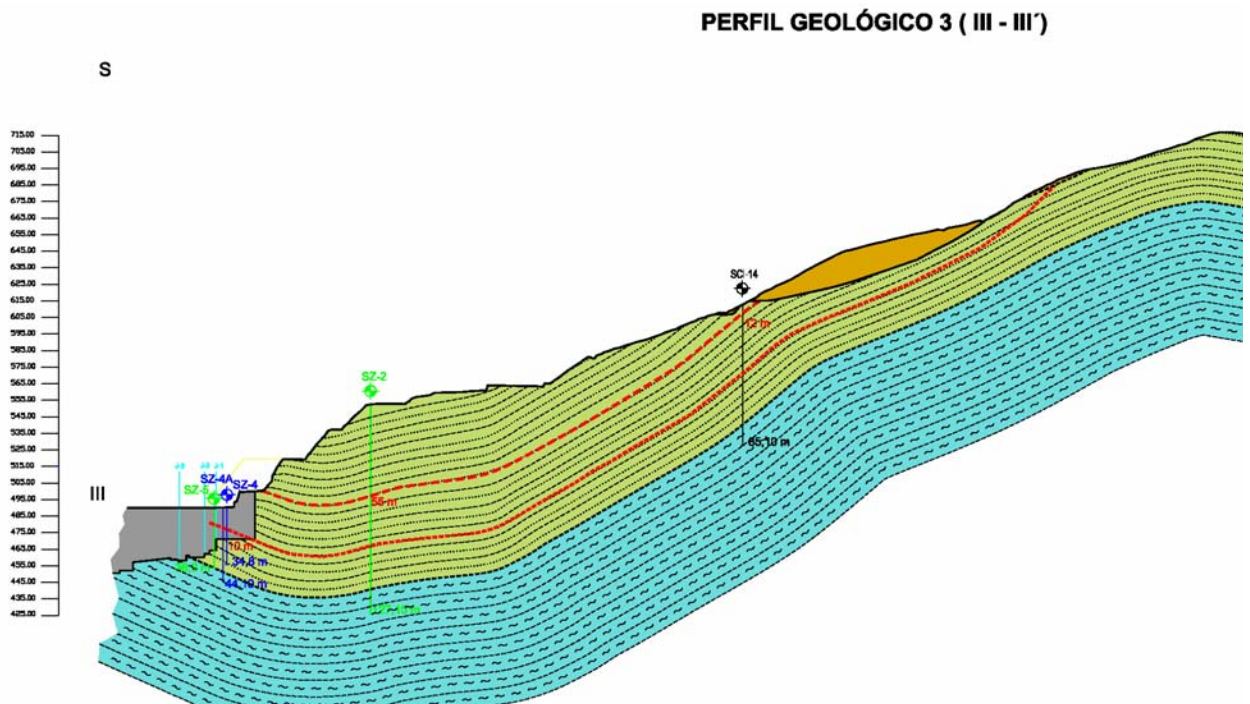


Figura 4.1.29: Perfil geológico de la ladera derecha de la cerrada del embalse de Yesa (perfil 3, Anexo 2). Se sitúa en el eje de la presa actual. Se observa el límite del desplazamiento registrado (línea roja superior) y otro más profundo que se intuye en el inclinómetro situado junto al estribo derecho de la presa actual.

Estos movimientos más profundos parecen ser los responsables del empuje que se intuye contra la actual presa en el estribo derecho, pudiendo ser la causa de que históricamente no se observe dilatación en las juntas entre los módulos de hormigón de la propia presa, y el origen de un leve movimiento ascendente que se observa en los primeros módulos del estribo derecho, sobre todo en el módulo 0 que por sus reducidas dimensiones, no aporta apenas peso sobre el pie de la ladera.

En la figura 4.1.30 se muestra el resultado de las lecturas de nivelación en la coronación de la presa actual en el periodo comprendido entre 2003 y 2012.

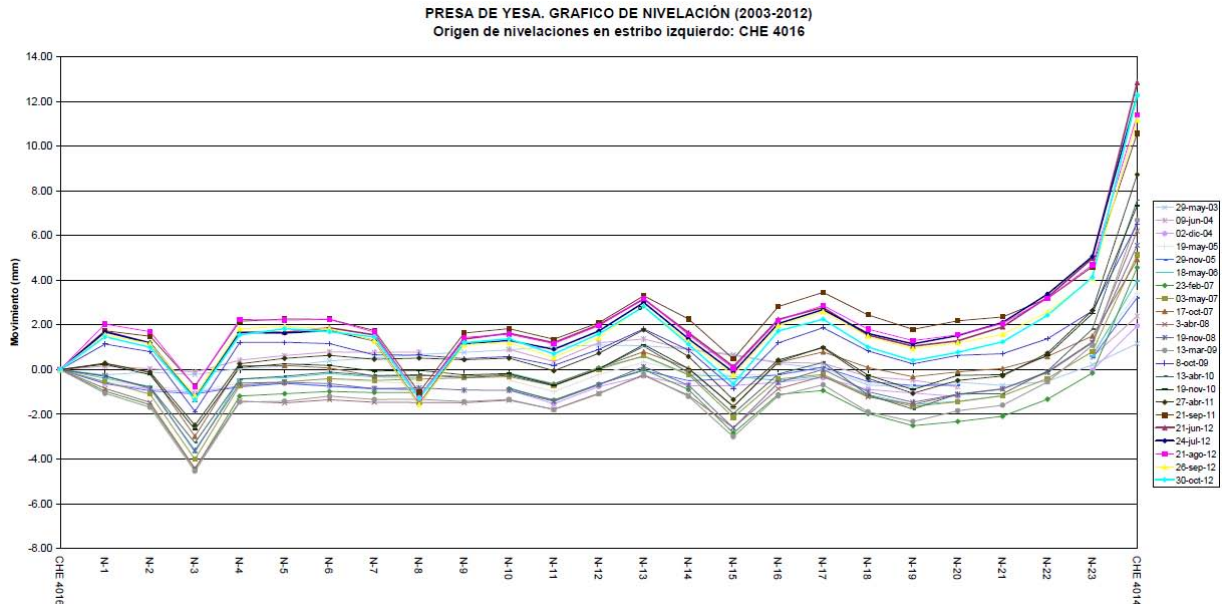


Figura 4.1.30: Lecturas de nivelación en la coronación de la presa de Yesa en el periodo 2003-2012. Se observa un levantamiento del bloque 0 (estribo derecho) de la presa, acentuado en los últimos años (Figura tomada de la Nota nº 21 de Ingeniería del Suelo: seguimiento de la margen derecha, Noviembre/2012).

Se observa como en el primer bloque de la presa, en el estribo derecho, se produce un ligero levantamiento que se ha acentuado en los últimos años. El movimiento profundo que es perceptible en los inclinómetros próximos a la presa, el cual no tiene reflejo apenas aguas arriba de la ladera, parece ser el origen de este movimiento.

Actualmente se están llevando a cabo unas actuaciones que consisten en la eliminación de un gran volumen de materiales de la zona de coronación del deslizamiento, la reubicación de una parte de dicha masa excavada al pie del deslizamiento y la construcción de unos módulos de hormigón sobre el primer bloque de la presa actual y sobre el pie de la ladera afectada por el deslizamiento. En definitiva se está procediendo a la redistribución de masas en la ladera, lo que sin duda constituye la actuación más eficaz en un deslizamiento de esta naturaleza.

La actuación que se está llevando a cabo en la actualidad, no solo estabilizará el movimiento estudiado, sino que hará lo propio con el movimiento profundo que se detecta. El peso estabilizador del pie cargará además sobre el bloque 0 de la presa, por lo que es previsible que se invierta su tendencia actual de ligera elevación.

4.2. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

4.2.1. INTRODUCCIÓN

En el presente apartado se muestran los resultados obtenidos en los análisis de estabilidad efectuados en la ladera de la margen derecha del Embalse de Yesa.

En este apartado se llevan a cabo análisis de estabilidad de la ladera en diferentes supuestos e hipótesis, reproduciendo el desplazamiento observado en el terreno, estudiando las causas de los movimientos detectados, la eficacia de las medidas de estabilización que se están llevando a cabo y su posible optimización.

La zona de estudio corresponde a la ladera derecha de la presa, en la zona de la cerrada, donde se observa la presencia de un deslizamiento que afecta a una superficie de unas 13 hectáreas, que afecta a profundidades de hasta 60 m en los puntos más desfavorables (figura 4.2.1).

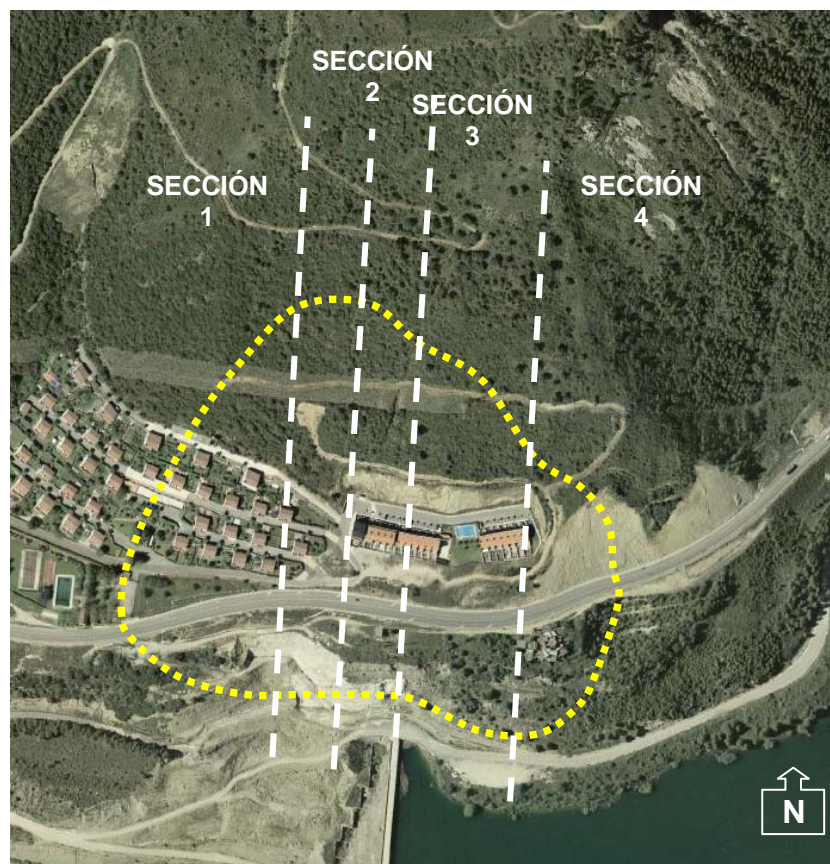


Figura 4.2.1: Ortofoto de la ladera derecha de la cerrada del embalse de Yesa, (visor IDENA Gob. de Navarra). En amarillo se muestra la zona afectada por el desplazamiento del terreno. En esta zona se ha analizado la estabilidad de la ladera mediante las 4 secciones de análisis que se muestran.

En la figura 4.2.2 se muestra una vista frontal de la ladera objeto de estudio, en la que se observa el avance de las actuaciones de estabilización del terreno que se están llevando a cabo (excavaciones en coronación y peso estabilizador al pie).



Figura 4.2.2: Vista frontal de la ladera derecha de la cerrada del embalse de Yesa en la que se han llevado a cabo los análisis de estabilidad que a continuación se exponen.

En los apartados anteriores se cartografiaba el alcance de la zona afectada por el proceso de inestabilidad y se describían sus características. Con dicha información, junto con las observaciones de campo, estudio de fotografía aérea, fotografía terrestre, resultados de sondeos e inclinómetros, etc., así como con el estudio de antecedentes, se ha procedido a realizar análisis específicos sobre las condiciones de estabilidad de la ladera.

Con los análisis de estabilidad se estudian todas las situaciones que pueden plantearse en la ladera y se evalúa la eficacia de las actuaciones propuestas, sin contar con el efecto estabilizador o “efecto contrafuerte” que supondrá la nueva presa para la ladera. Se pretende además, con estos análisis, la consecución del máximo rendimiento posible para dichas actuaciones, estudiando posibles optimizaciones de las mismas.

Por lo tanto se trata de evaluar las condiciones actuales de estabilidad de la ladera y hacer una previsión de su comportamiento a largo plazo, desde el enfoque de evaluar las condiciones de estabilidad futuras y optimizar los recursos para su seguimiento y control.

4.2.2 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS

Los cálculos de estabilidad de la ladera incorporados en el presente informe han sido realizados con el software SLIDE (versión 5.0) comercializado por la empresa Rocscience Inc. Este programa realiza el cálculo de estabilidad según el método de equilibrio límite. Este

método se basa únicamente en las leyes de la estática, es decir, no considera deformaciones. Además, el método supone que en el momento del deslizamiento se moviliza la resistencia al corte simultáneamente a lo largo de toda la superficie de rotura.

En este método se comparan las fuerzas desestabilizadoras frente a las resistentes a lo largo del plano de rotura. La comparación entre ellas proporciona un factor de seguridad (FS). La condición de equilibrio límite se alcanza cuando la magnitud de las fuerzas estabilizadoras es igual a la de las resistentes, alcanzándose así un FS de valor la unidad.

Dentro de los métodos de equilibrio límite se ha optado por utilizar el método de Janbu simplificado. Este método es muy similar al método de Bishop simplificado, pero en el caso de Janbu, para alcanzar un valor definitivo de factor de seguridad, el método asume que se alcance un equilibrio de fuerzas tanto en la horizontal como en la vertical, obviando el equilibrio de momentos. Esta característica hace que este método sea el más adecuado para el cálculo de estabilidad de laderas como la estudiada, en la que los movimientos de masas se producen de manera traslacional preferentemente, a diferencia de otros métodos (Fellenius o Bishop simplificado) en los que considera el equilibrio de momentos, fundamentales para el análisis de movimientos rotacionales puros.

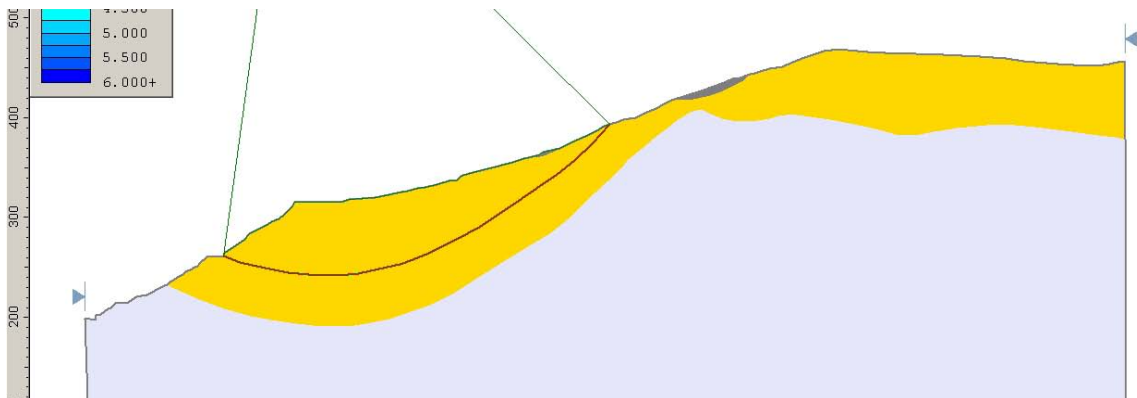
El método de cálculo utilizado considera un criterio de rotura de tipo Mohr Coulomb, en el que se considera la cohesión y el ángulo de rozamiento interno de los materiales involucrados.

Las superficies de rotura analizadas en la ladera han sido definidas manualmente, reproduciendo los procesos de inestabilidades observadas en el terreno y registradas mediante inclinómetros (ver apartado 4.2.3). En este caso no se han llevado a cabo simulaciones mediante roturas circulares aleatorias, puesto que el condicionante estructural que presenta la ladera estudiada en este caso, es incompatible con la generación de dichas superficies. Ello equivaldría a considerar el material afectado por la inestabilidad (Flysch de Yesa) como un material isótropo y homogéneo. Si el movimiento del terreno afectara a las Margas de Pamplona, de carácter más masivo, podría contemplarse esa situación como una hipótesis más de cálculo.

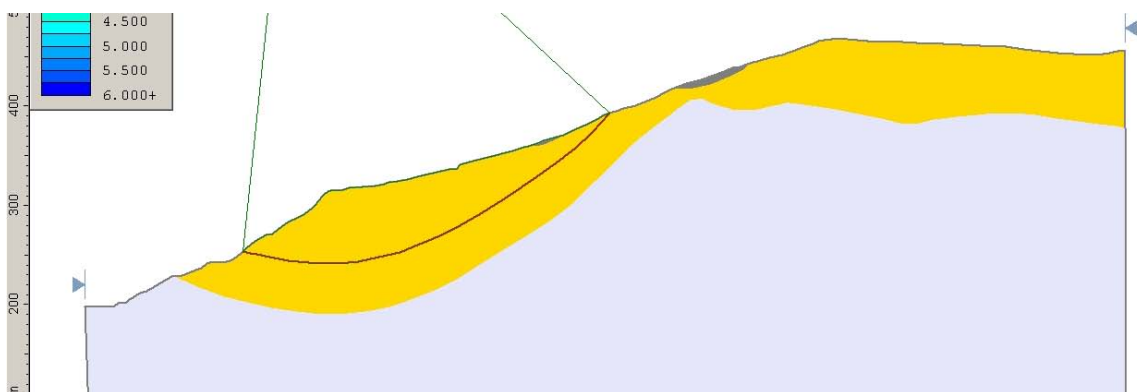
4.2.3 MODELOS ANALIZADOS E HIPÓTESIS CONSIDERADAS

Para llevar a cabo dicho análisis se ha estudiado la geometría de la ladera en función de los perfiles geológicos transversales más representativos. En este caso se consideran 4 perfiles de orientación N-S, que ascienden desde el valle del río Aragón (al S) hasta la coronación del relieve en Marmayor (al N):

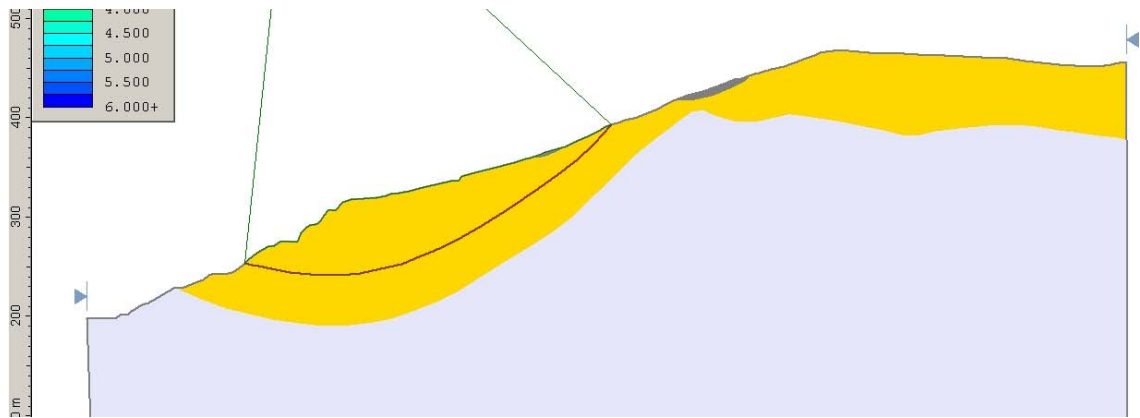
- Modelo geométrico 1: corresponde al perfil situado más al Oeste (Perfil geológico nº1, Anexo 2). Discurre aproximadamente por el eje de la presa en construcción. En este modelo geométrico se ha analizado la evolución de la ladera desde el año 2003 hasta la actualidad, así como la eficacia de las medidas de estabilización.



Modelo geométrico 1-1: Situación de la ladera anterior a 2003.

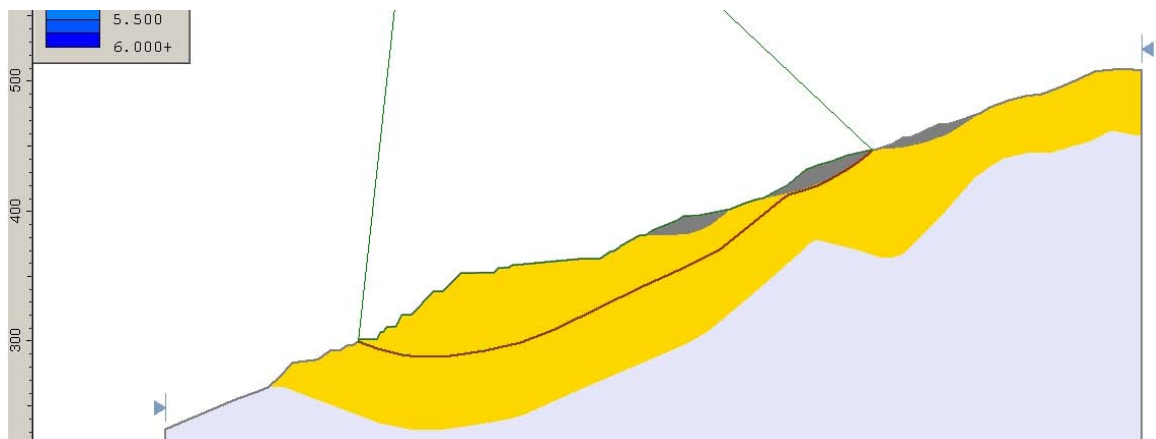


Modelo geométrico 1-2: Situación de la ladera anterior a 2011



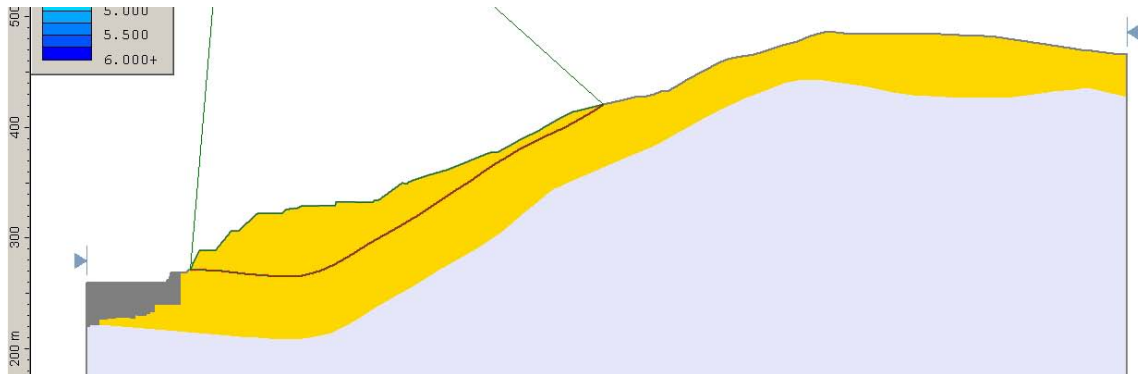
Modelo geométrico 1-2: Situación de la ladera actual (2013)

- Modelo geométrico 2: corresponde al perfil situado entre las dos presas, la actual y la presa en construcción. En este modelo geométrico se ha analizado la eficacia de las medidas de estabilización, tanto en el caso del deslizamiento estudiado, como del deslizamiento más profundo que se deduce de la auscultación inclinométrica en el entorno de la presa.

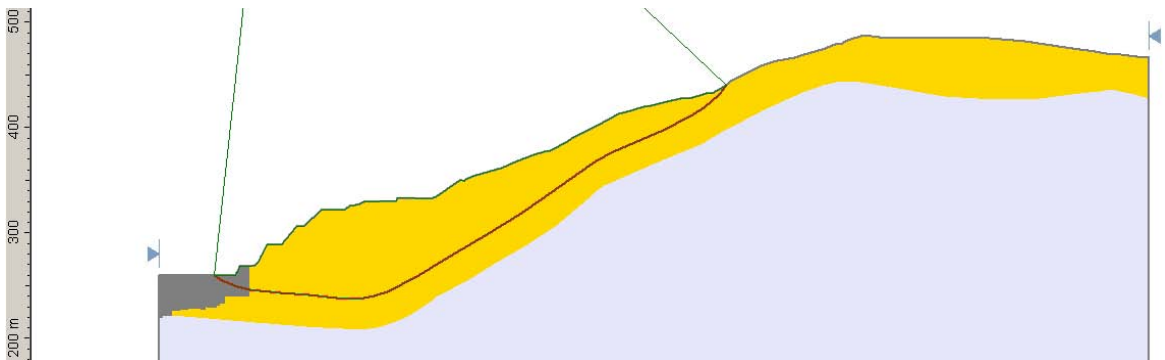


Modelo geométrico 2-1: Movimiento observado en la ladera.

- Modelo geométrico 3: corresponde al perfil situado en el centro de la masa movilizada (Perfil geológico nº3, Anexo 2). Discurre por el eje de la presa actual. En este modelo geométrico se ha analizado la eficacia de las medidas de estabilización, tanto en el caso del deslizamiento estudiado, como del deslizamiento más profundo que se deduce de la auscultación inclinométrica en el entorno de la presa.

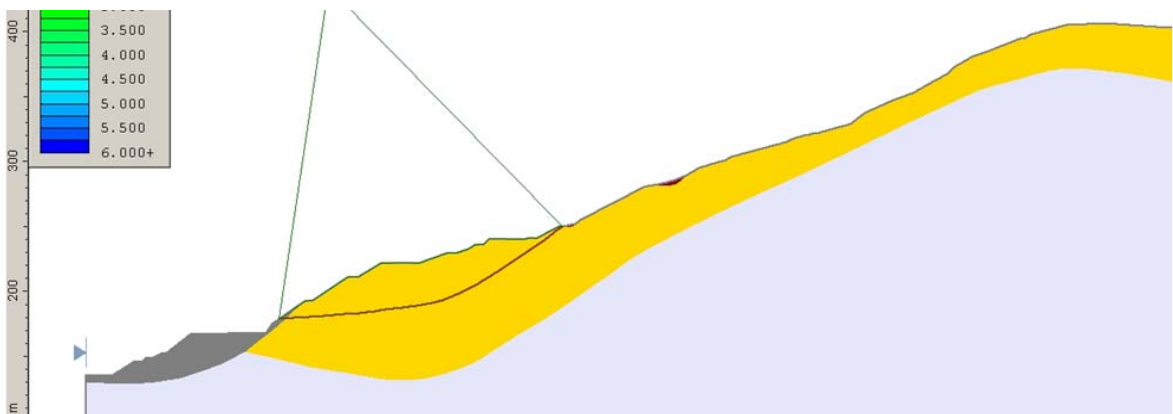


Modelo geométrico 3-1: Movimiento observado en la ladera.

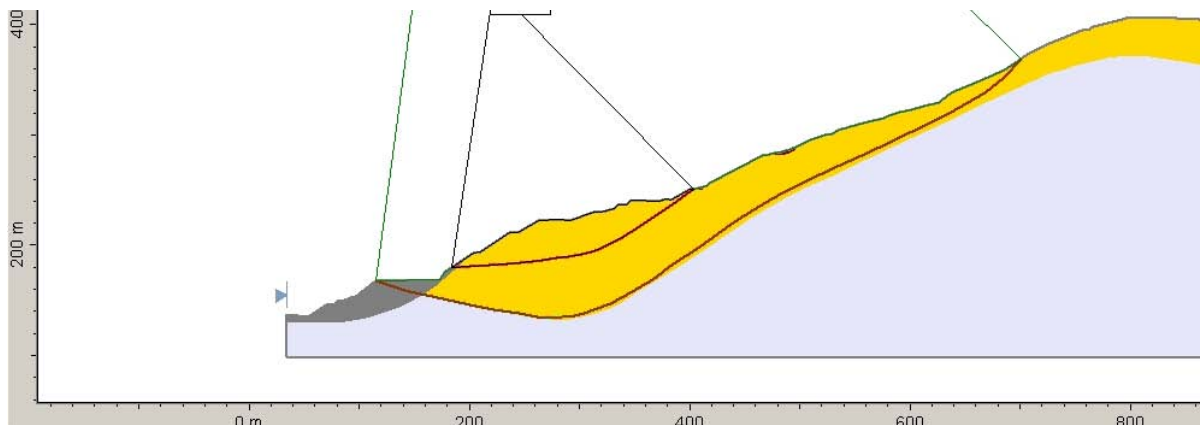


Modelo geométrico 3-2: Movimiento más profundo deducido por la instrumentación.

- Modelo geométrico 4: El modelo geométrico 4 corresponde al perfil situado más al Este (Perfil geológico nº5, Anexo 2). Discurre aguas arriba de la presa actual, pasando por el deslizamiento rotacional conocido desde 1960 como “deslizamiento del Inglés”. En este modelo geométrico se ha analizado la eficacia de las medidas de estabilización que se están aplicando.



Modelo geométrico 4-1: Desplazamiento observado en la ladera.



Modelo geométrico 4-2: Movimiento más profundo deducido por la instrumentación.

Las unidades geológicas distinguidas en las secciones de análisis se han tomado en función de los datos de los sondeos mecánicos disponibles en la ladera, los resultados de los inclinómetros, la cartografía geológica elaborada (Anexo 1) y de los perfiles geológicos n^{os} 1, 3 y 5 (Anexo 2).

En los análisis de estabilidad se han considerado 6 unidades litológicas denominadas como: Margas de Pamplona, Flysch de Yesa, masa deslizada (deslizamiento del Inglés, perfil n^o5), hormigón armado con relleno de gravas (peso estabilizador al pie), hormigón de la presa actual y relleno de tierras al pie de la ladera.

No se han considerado depósitos de flysch o margas alterados, a la vista del escaso espesor del horizonte de alteración en esta ladera. Tampoco se han tenido en cuenta depósitos coluviales en los análisis dado su escaso espesor.

En los materiales analizados no se han distinguido los paleodeslizamientos de la mitad superior de la ladera, por presentar escaso espesor, no interferir con la superficie de deslizamiento, así como presentar una densidad similar al flysch.

CUADRO 4.2.1
Parámetros geomecánicos de los materiales

MATERIALES	DENSIDAD γ (KN/m ³)	COHESIÓN C (KN/m ²)	ÁNGULO DE ROZ. INTERNO ϕ
Margas de Pamplona	24	50	25°
Flysch de Yesa (*)	23	0	18°
Masa deslizada en el deslizamiento del Inglés.	19	0	28°
Hormigón armado con rellenos de grava	21	50	35°
Hormigón de la presa actual	24	200	35°
Relleno de tierras al pie de la ladera	20	10	32°

(*) En los depósitos del Flysch de Yesa los parámetros corresponden al plano de discontinuidad a favor del cual se produce el desplazamiento del terreno. El conjunto de la unidad litológica (areniscas y margas) tiene unos parámetros geomecánicos claramente superiores. Se ha considerado un grado de saturación del 12%-25% expresado mediante el parámetro de presión de poros R_u que adquiere valores de $R_u=0.06-0.12$

Se han considerado unos parámetros representativos de los materiales en función de su naturaleza, parámetros tomados de estudios anteriores, resultados de laboratorio, etc., los cuales se han ajustado posteriormente a la realidad del terreno al reproducir, mediante análisis retrospectivo (back analysis), los movimientos que se han observado en la ladera entre 2012 y 2013.

En los análisis se ha simulado cierta saturación del terreno, reproducida mediante el parámetro de presión de poros R_u , que supone una relación entre la densidad del agua (10 KN/ m³) y la de los materiales (23 a 24 KN/m³) en función del porcentaje de saturación. Así, a un suelo con densidad 20 KN/m³ se le asignaría un valor de $R_u=0,5$ en saturación total. Este valor podría ser superior a 0,5 solo en el caso de presiones intersticiales mayores a las que las correspondientes a la posición topográfica dentro de la zona saturada (acuíferos confinados).

En la ladera objeto de análisis no se ha detectado nunca la presencia de agua en el terreno, ni en los sondeos mecánicos ni a modo de surgencias en los taludes del pie de la ladera. Tampoco se ha detectado agua en el terreno durante la perforación de los elementos de anclaje presentes en algunos sectores del talud.

Sin embargo el movimiento del terreno observado ha sufrido los mayores desplazamientos (dentro de la escasa magnitud de los mismos), tras unos episodios de fuertes

precipitaciones en la zona, o al menos una vez iniciado el movimiento se ha observado una cierta correlación entre velocidad de desplazamiento y precipitaciones. Por ello se ha considerado necesario adoptar un cierto grado de saturación, aunque moderado, para reproducir las condiciones naturales de la ladera.

Se ha considerado que aunque en la ladera no se haya detectado nunca la presencia de agua, es posible que en el plano de discontinuidad (que discurre íntegramente por los depósitos de flysch), haya podido darse un cierto grado de saturación que haya provocado una determinada presión de poros que favorezca el movimiento del terreno.

El grado de saturación considerado en los depósitos de flysch es de un 15%-25%. No se considera realista suponer valores mayores de saturación que los empleados, dado que nunca se ha observado presencia de agua en el terreno.

En los análisis se ha tenido en cuenta también el efecto de la acción sísmica. En el caso de los análisis pseudoestáticos realizados, se ha considerado la fuerza que ejerce una aceleración distinta a la gravedad sobre la masa deslizada. La aceleración sísmica se ha simulado en los análisis aplicada en sentido horizontal y vertical.

Dichos valores han sido obtenidos a partir de la aceleración pico del terreno (PGA) considerados para el propio diseño de la presa, transformados según las normas del Eurocodigo-8, en el que la aceleración sísmica horizontal de cálculo (a_h) se toma como $\frac{1}{2}$ de la PGA, y a su vez la aceleración vertical (a_v) se considera como $\frac{1}{2}$ de la a_h . Esta reducción del 50% obedece a que la aceleración pico (PGA) no es representativa del efecto que un terremoto puede tener sobre una ladera de estas dimensiones, dado que la duración de esta fase del acelerograma suele ser instantánea y el efecto de un sismo sobre un elemento de estas dimensiones depende más del conjunto del "movimiento fuerte".

De acuerdo con la normativa de presas vigente, la presa de Yesa constituye una gran presa de Categoría A localizada en una zona de sismicidad media. El diseño sismorresistente de la presa debe garantizar la operatividad de la presa para el caso de una acción sísmica de periodo de retorno 1.000 años y la seguridad total para el caso de una acción sísmica de periodo de retorno de al menos 3.000 años. Este criterio es aplicable también a la estabilidad de las laderas.

Estos dos escenarios sísmicos seleccionados corresponden al terremoto de periodo de retorno PR=1.000 años o OBE (Operating Basis Earthquake) y el de PR=3.000-5.000 años o SSE (Safe Shutdown Earthquake). Estos terremotos se conocen como el Terremoto de Operatividad de la presa y el Terremoto de Parada Segura.

Actualmente está en vigor la Norma Sismorresistente NCSR-02 en la que se especifica un valor de aceleración sísmica básica (a_b) de 0,04 g. No obstante, los valores de PGA considerados en este análisis han sido obtenidos del estudio de peligrosidad sísmica específico del Proyecto de la Presa. Se han considerado 3 supuestos sobre la ladera una vez finalizadas las obras de estabilización que se están llevando a cabo:

- Ladera sin sismicidad.
- Terremoto de diseño, cuyo periodo de retorno es de 1.000 años, al que corresponde una aceleración de 0,07g.
- Terremoto extremo, con periodo de retorno 5.000 años, para el que se considera una aceleración de 0,13g.

Para el desarrollo de los análisis de estabilidad se ha considerado la combinación del terremoto de diseño y terremoto extremo con la saturación necesaria en la ladera para alcanzar en el momento actual la condición de equilibrio límite.

4.2.4 DESARROLLO DE LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Se han llevado a cabo análisis específicos que han permitido reproducir el movimiento del terreno recientemente registrado en la ladera, analizando las condiciones previas en el caso del Modelo Geométrico 1 y las condiciones futuras en los 3 casos estudiados.

4.2.4.1 Modelo Geométrico 1: Perfil nº1

Partiendo de la situación de equilibrio límite actual F.S.=1.00, se han simulado las condiciones de estabilidad de la ladera con anterioridad a 2003, fecha en la que se llevaron a cabo importantes excavaciones en el pie de la ladera para el emplazamiento de la nueva presa; y entre 2003 y 2011, pues a partir de 2011 se llevó a cabo un retaluzado de la margen derecha para regularizar e impermeabilizar el talud. También se analiza la eficacia de las actuaciones actualmente en ejecución.

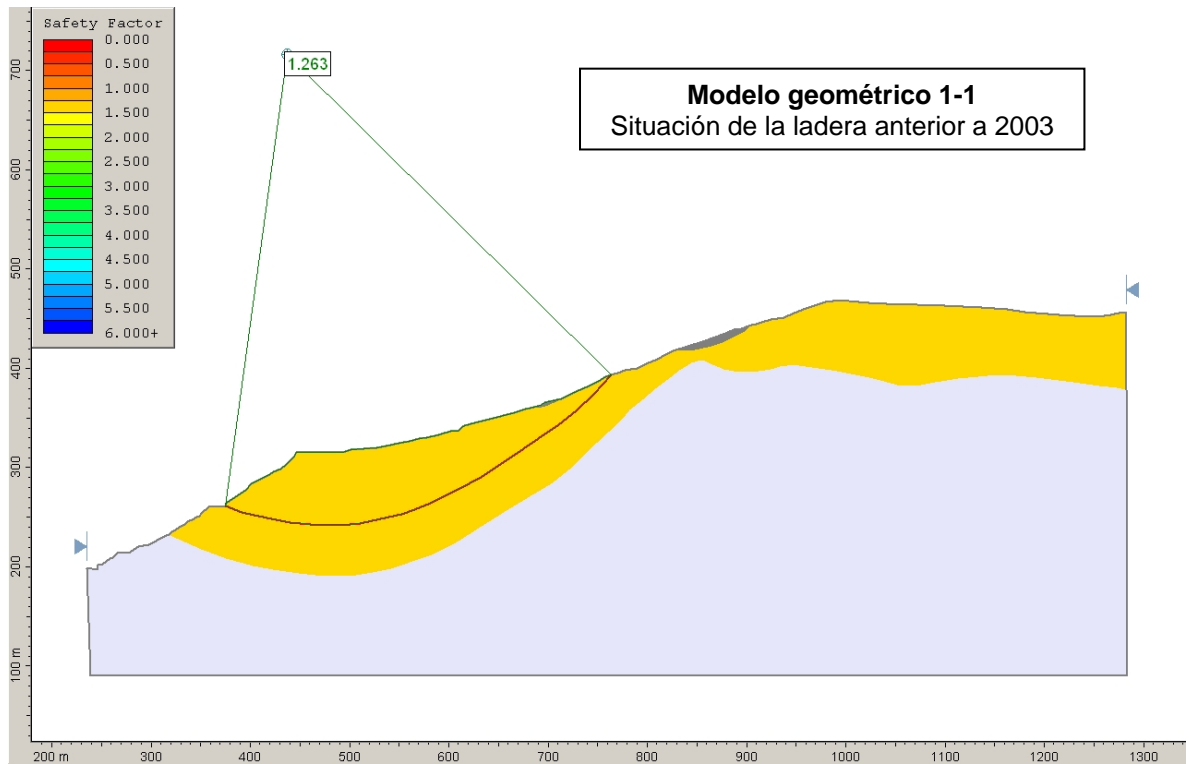


Figura 4.2.3: Situación de la ladera anterior a 2003. Ladera intacta antes de las excavaciones para la cimentación de la nueva presa. F.S.= 1.26 para el movimiento ahora observado en el terreno, del que no se tenían evidencias entonces.

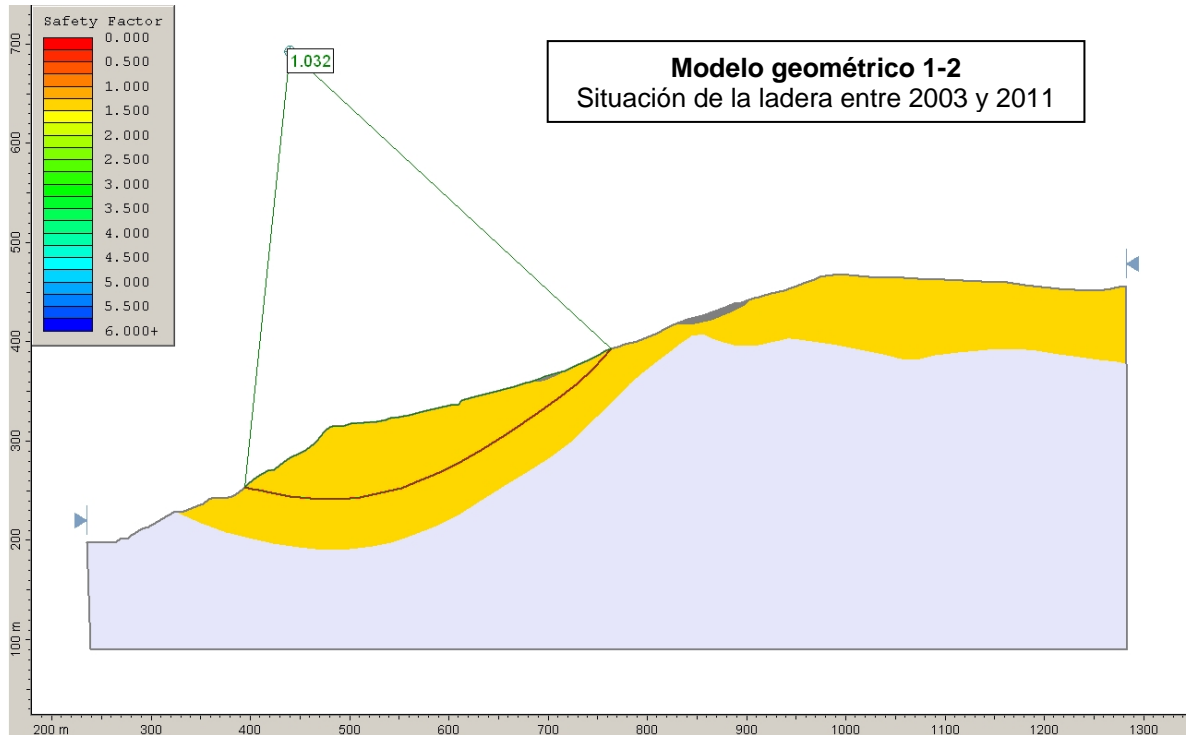


Figura 4.2.4: Situación de la ladera entre 2003 y 2011. Ladera tras las excavaciones para la cimentación de la nueva presa y anterior al recinto retaluzado. F.S.= 1.03. A pesar de que la ladera debía encontrarse en una situación de equilibrio estricto, no se manifestaron evidencias del proceso de inestabilidad recientemente detectado.

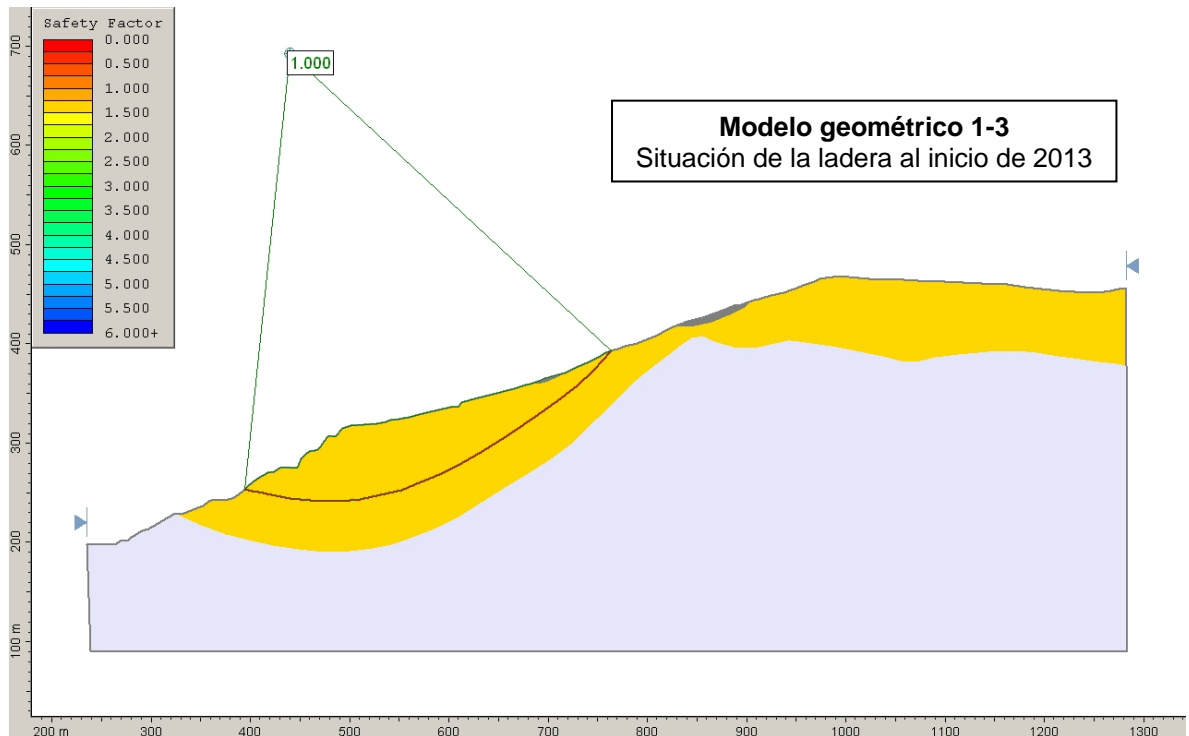


Figura 4.2.5: Situación de la ladera actual al inicio de 2013, antes del comienzo de las obras de estabilización en curso. F.S.= 1.00 (Equilibrio límite). Situación en la que se detecta el movimiento en la ladera.

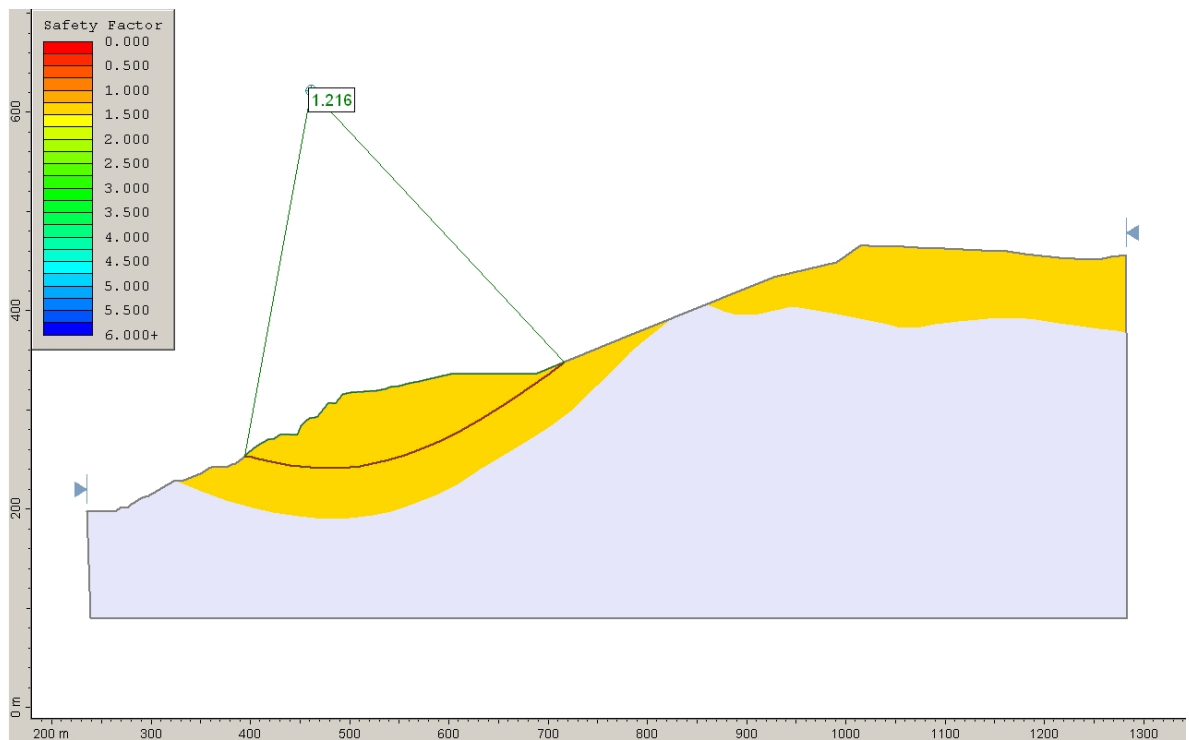


Figura 4.2.6: Situación tras la excavación propuesta en la parte superior de la ladera. F.S.= 1.22. El factor de seguridad, sin tener en cuenta la aplicación de un peso estabilizador al pie, retorna a niveles de la situación original de la ladera.

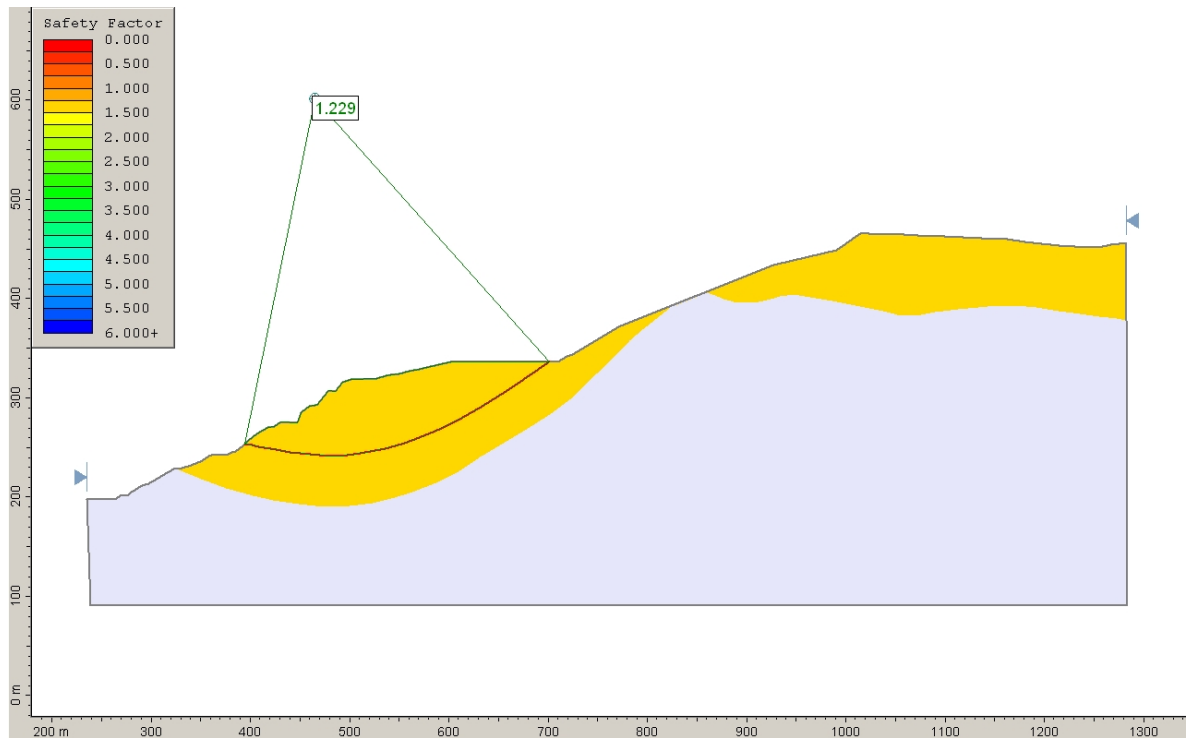


Figura 4.2.7: Excavación optimizada eliminando por completo la parte superior de la masa inestable y dejando una configuración cinemáticamente estable en la ladera. F.S.= 1.23.

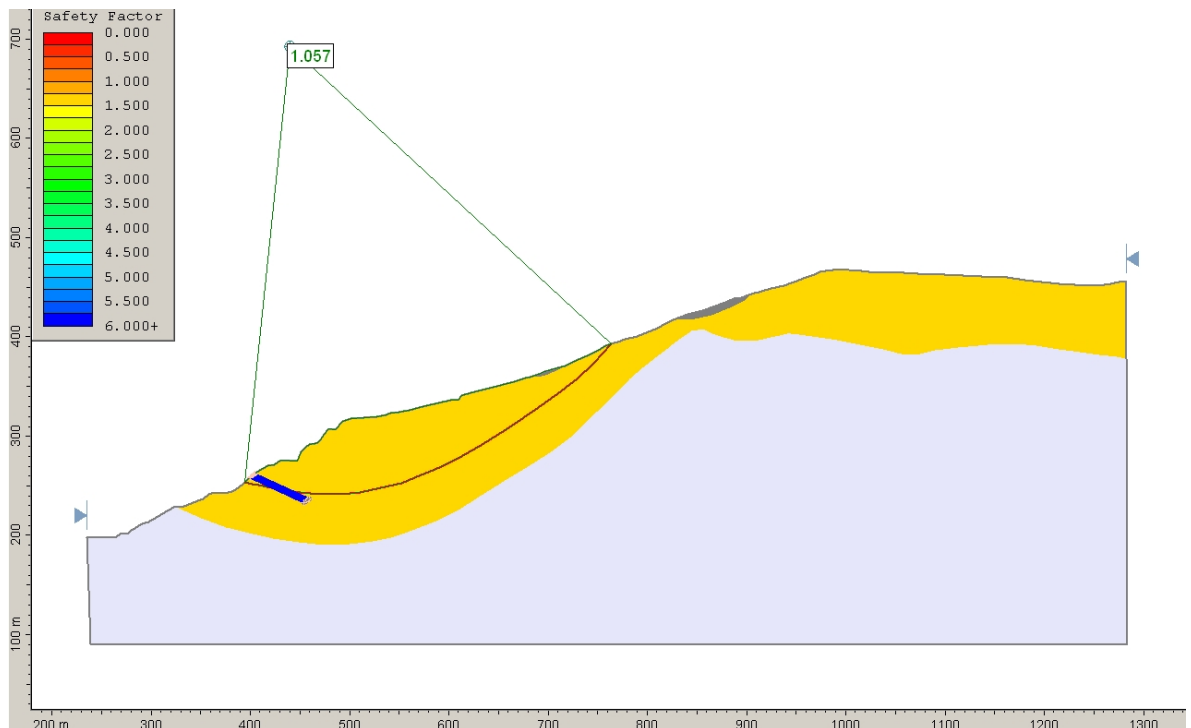


Figura 4.2.8: Efecto estabilizador de la implantación de anclajes al terreno estable al pie del movimiento detectado (5 filas de anclajes de 120 t, situadas al pie, que aportan una tensión de 500 t por metro lineal). F.S.= 1.06. Como puede verse el efecto estabilizador de elementos de anclaje sería escaso en comparación con el del movimiento de tierras.

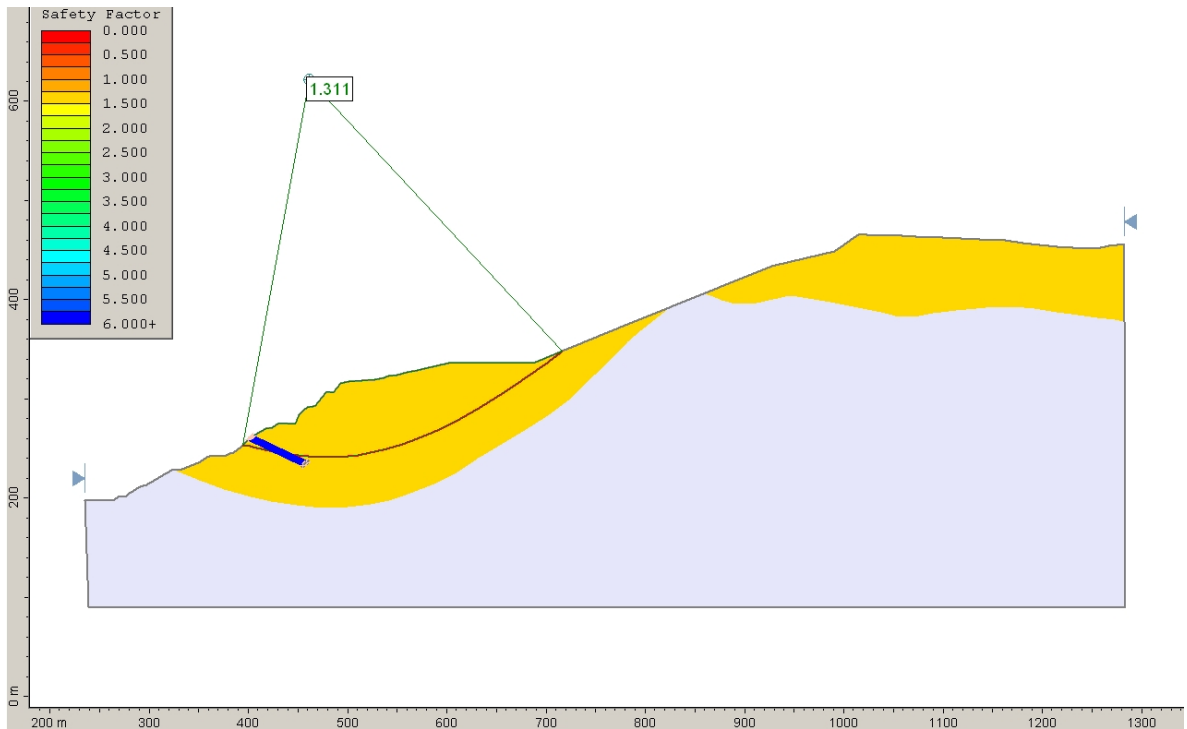


Figura 4.2.9.: Efecto estabilizador de la excavación prevista en la ladera y la aplicación anclajes al terreno (5 filas de anclajes de 120 t, situadas al pie, que aportan una tensión de 500 t por metro lineal). F.S.= 1.31. La principal contribución a la mejora del factor de seguridad lo proporciona el movimiento de tierras a realizar.

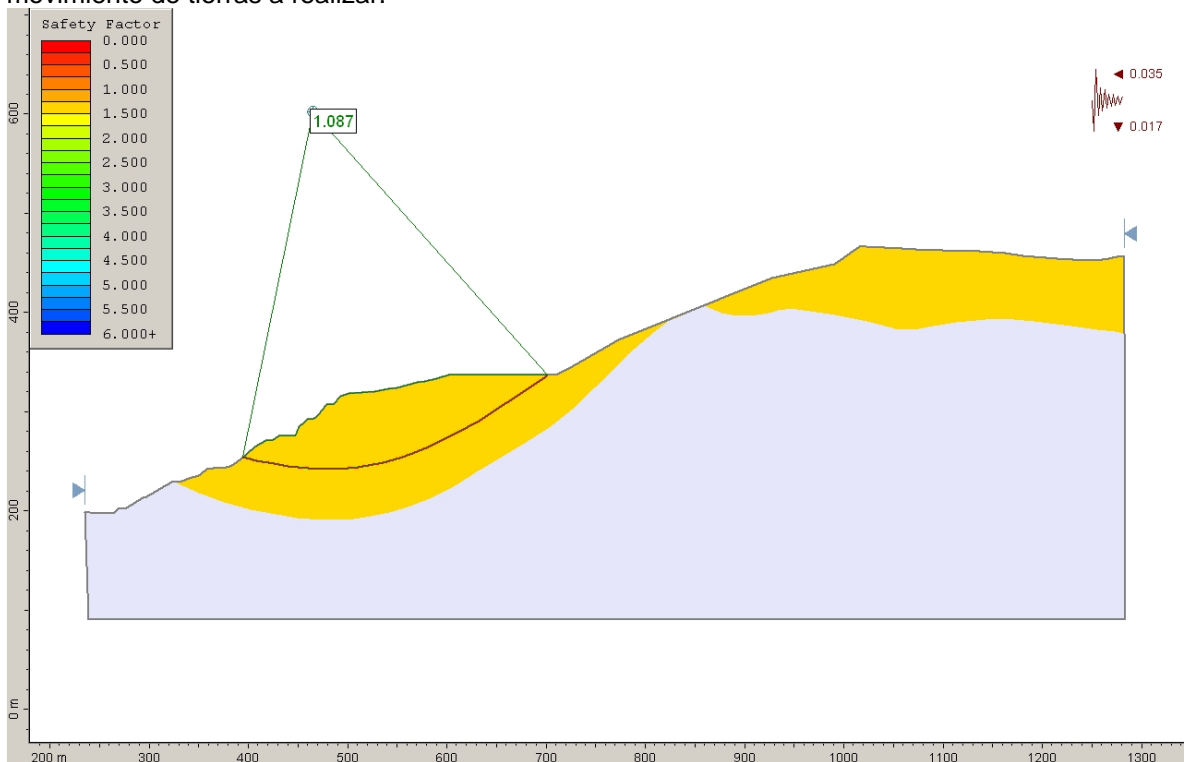


Figura 4.2.10: Excavación optimizada eliminando por completo la parte superior de la masa inestable y dejando una configuración cinemáticamente estable en la ladera. Simulación de un sismo de proyecto (periodo de retorno 1.000 años, 0.07g) y saturación parcial de la ladera. F.S.= 1.09.

En los análisis de estabilidad del **Modelo Geométrico 1** (Perfil 1 de los Anexos 1 y 2), se observa como para alcanzar la condición de equilibrio límite mediante análisis retrospectivos (back análisis), con la geometría actual de la ladera, se requieren unos parámetros geomecánicos muy conservadores: $C = 0$, $\phi = 18^\circ$, así como una saturación del flysch de al menos el 15% ($R_u=0,09$). Esta saturación no se observa en el interior del terreno en las investigaciones realizadas (sondeos), ni se observan rezumes o surgencias en el pie de la ladera. Sin embargo esta condición es posible que se dé en el plano de deslizamiento, donde con muy escasa presencia de agua puede darse una importante presión intersticial.

De los resultados de los análisis se deduce que la estabilización de la ladera se conseguirá sin duda con la excavación prevista (F.S.= 1.22), y que dicha excavación podría optimizarse para lograr una mayor eficacia (F.S.= 1.23) con un volumen de excavación menor.

La eficacia de la aplicación de anclajes al terreno es escasa, logrando un aumento del factor de seguridad hasta F.S.=1.06 por sí mismos.

Si se simula la acción sísmica de Proyecto ($T=1.000$ años), contando solamente con el efecto estabilizador de la excavación de la coronación del deslizamiento, el factor de seguridad sería de F.S.= 1.09 durante el episodio sísmico. Si se simula el terremoto extremo ($T=5.000$ años) la ladera alcanzaría la condición de equilibrio límite durante el episodio sísmico, siempre y cuando este coincidiera con una cierta saturación en la ladera.

En este análisis no se ha tenido en cuenta el efecto de la masa estabilizadora que se está implantando en el pie del talud. En el Modelo Geométrico 3 (Perfil 2 de los Anexos 1 y 2) se analiza esta situación.

4.2.4.2 Modelo Geométrico 2: Perfil nº2

Partiendo de la situación de equilibrio límite actual F.S.=1.00, se han simulado las condiciones de estabilidad de la ladera cuando se lleven a cabo las actuaciones que están actualmente en ejecución. La eficacia de dichas medidas se evidencia por la deceleración que está registrando la masa inestable con el progreso de los trabajos que se están llevando a cabo. Este modelo geométrico es el más representativo de las condiciones de la ladera.

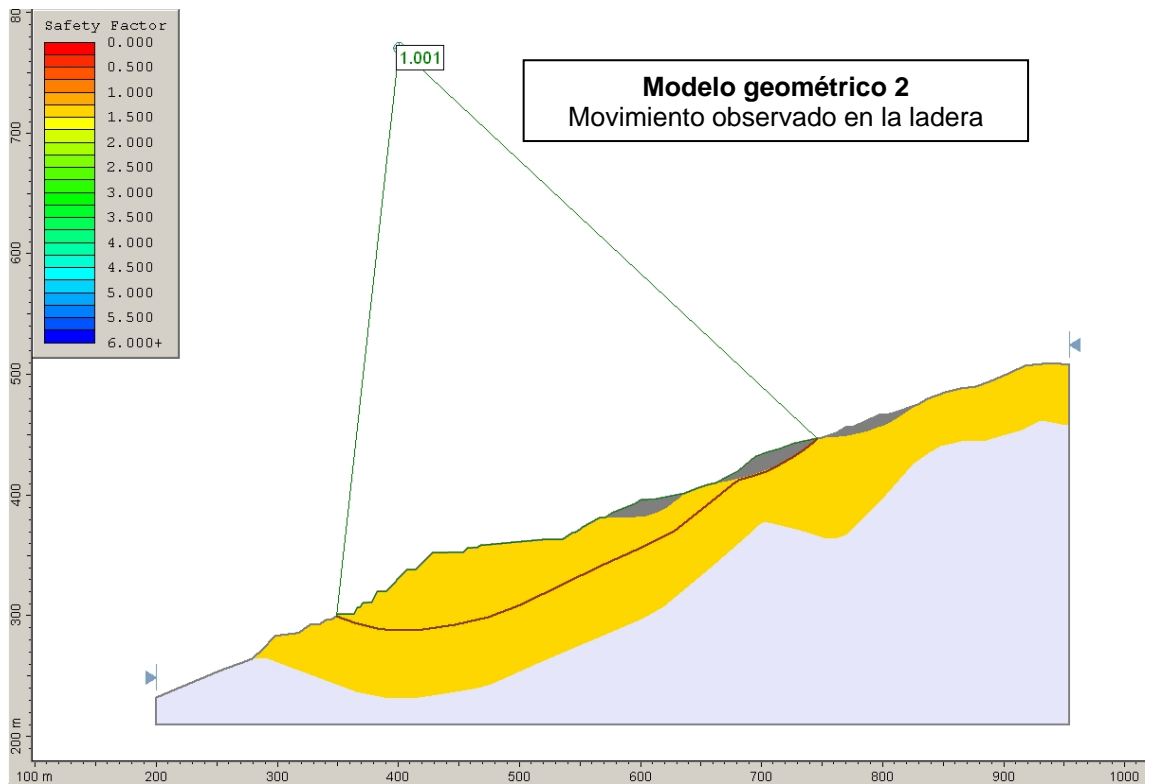


Figura 4.2.11: Situación de la ladera actual (2013). F.S.= 1.00 (Equilibrio límite). Deslizamiento observado en campo y detectado con la instrumentación. Modelo geológico adaptado a los últimos reconocimientos de campo.

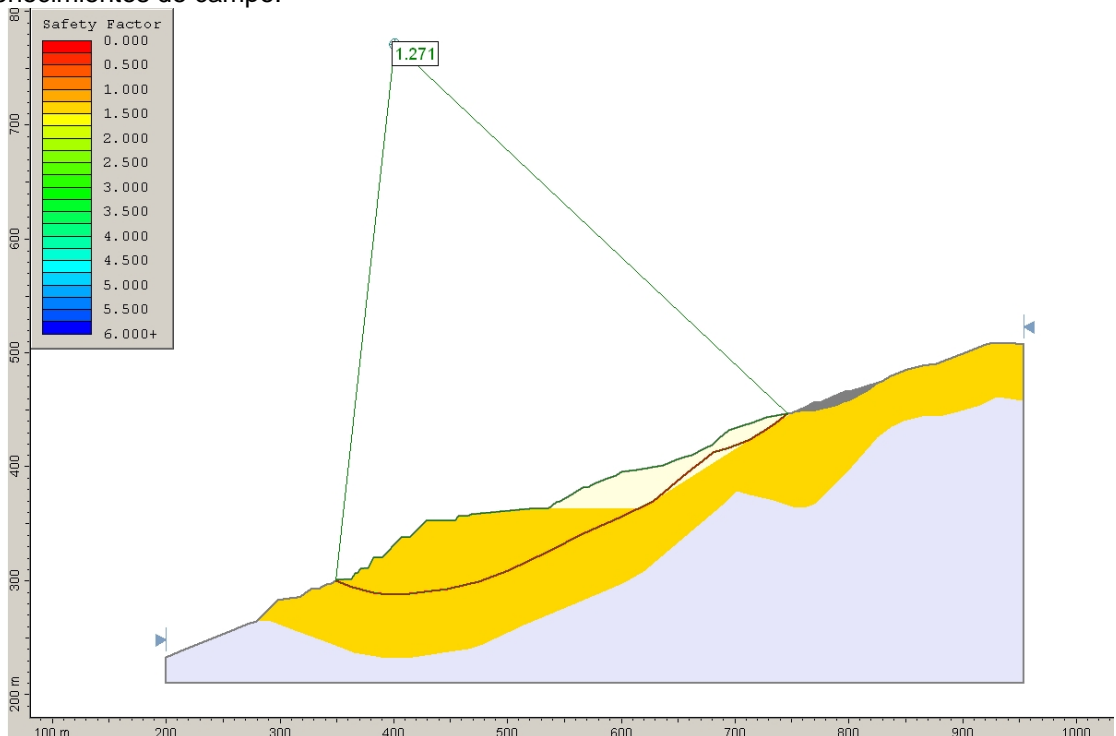


Figura 4.2.12: Situación de estabilidad tras la excavación propuesta en la parte superior de la ladera. Se produce un incremento notable de la estabilidad alcanzando un factor de seguridad F.S.= 1.27. Movimiento del terreno observado en la actualidad.

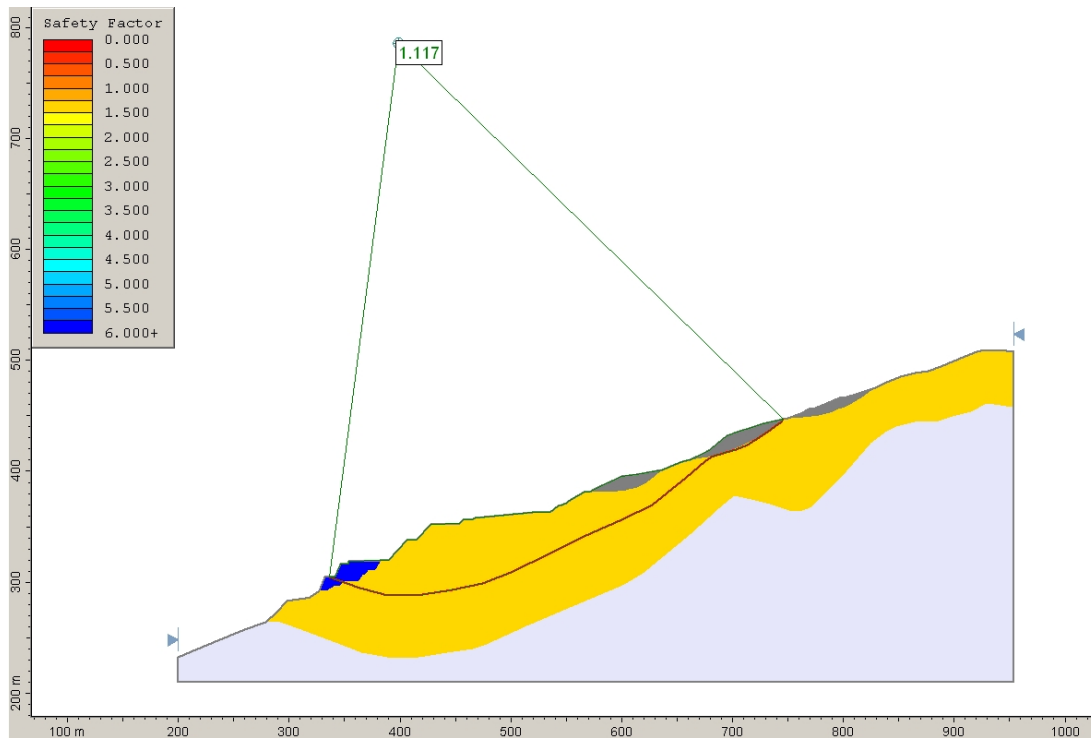


Figura 4.2.13: Aplicación de un peso estabilizador al pie de la masa inestable. El factor de seguridad se incrementa de forma apreciable con esta medida (F.S.= 1.12). Movimiento del terreno observado en la actualidad.

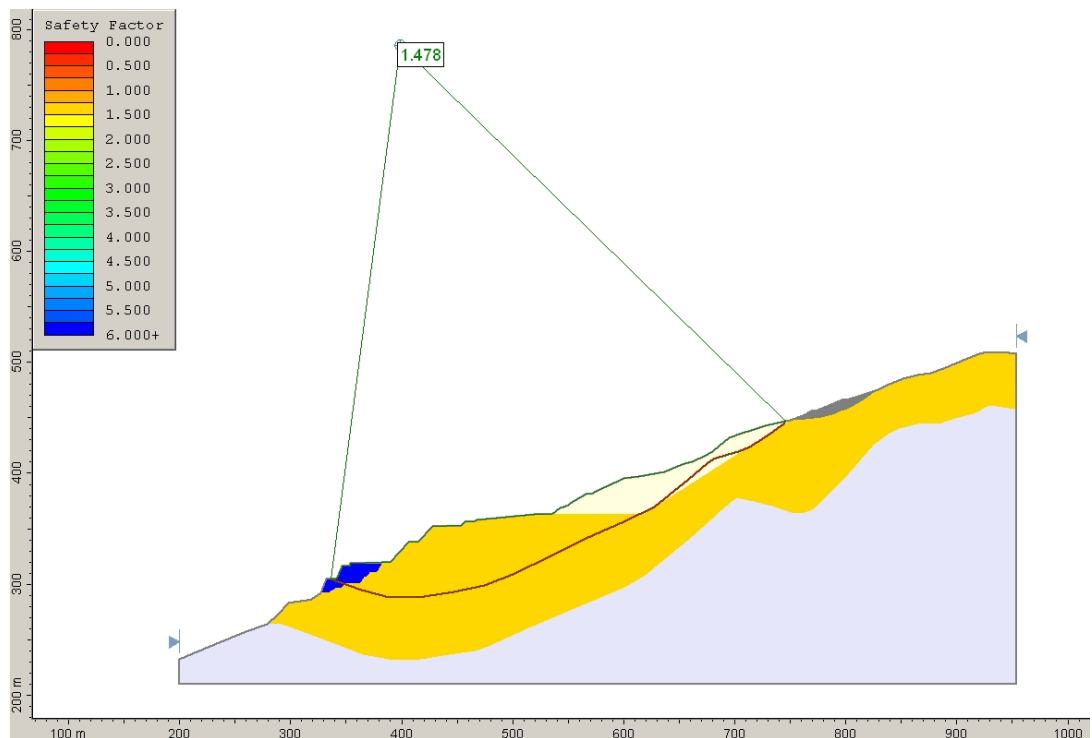


Figura 4.2.14: Combinación de actuaciones de redistribución de masas: aplicación de un peso estabilizador al pie de la masa inestable y excavación optimizada en la ladera. F.S.= 1.48.

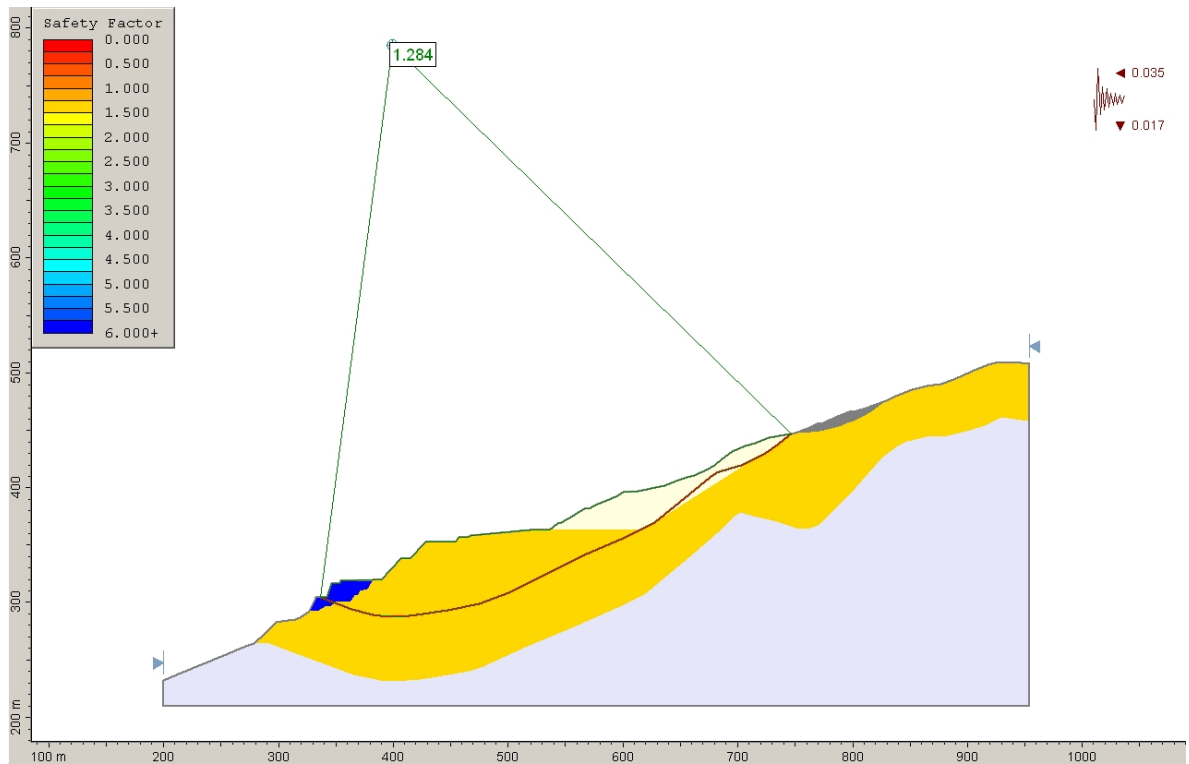


Figura 4.2.15: Combinación de actuaciones de redistribución de masas (aplicación de un peso estabilizador al pie de la masa inestable y excavación prevista en la ladera). Simulación de un sismo de proyecto (periodo de retorno 1.000 años, 0.07g) y saturación parcial de la ladera. F.S.= 1.28.

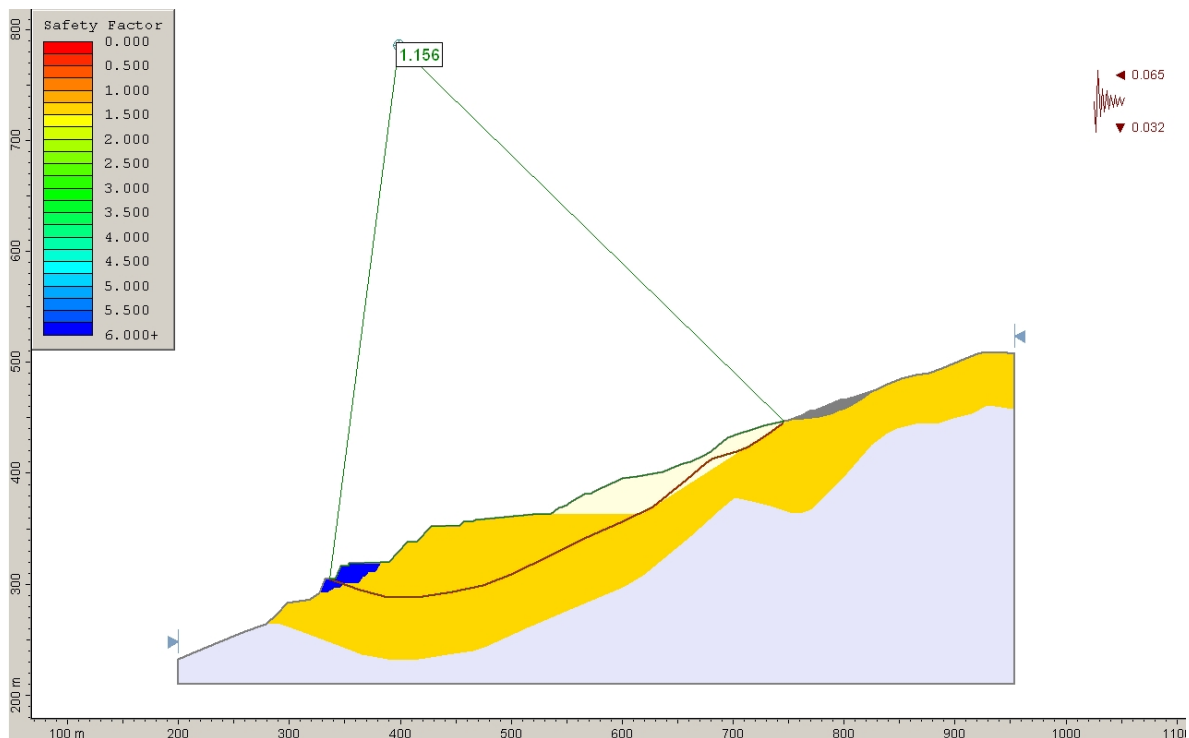


Figura 4.2.16: Combinación de actuaciones de redistribución de masas (aplicación de un peso estabilizador al pie de la masa inestable y excavación prevista en la ladera). Simulación de un sismo extremo (periodo de retorno 5.000 años, 0.13g) y saturación parcial de la ladera. F.S.= 1.16.

En los análisis de estabilidad del **Modelo Geométrico 2**, para alcanzar la condición de equilibrio límite (back análisis), con la geometría actual de la ladera, se requieren unos parámetros geomecánicos muy conservadores, idénticos a los del perfil 1 y 3 ($C=0$, $\phi=18^\circ$) y una saturación del flysch del 12% ($R_u=0.06$). Estos parámetros son propios de materiales en condiciones residuales, es decir, en los que ya se ha generado con anterioridad una superficie de inestabilidad. La presencia de agua no se observa en el interior del terreno en las investigaciones realizadas (sondeos), ni se observan rezumes o surgencias en el pie de la ladera. Sin embargo esta condición es posible que se dé en el plano de deslizamiento, donde con muy escasa presencia de agua puede darse una importante presión intersticial.

La superficie de movimiento analizada ha sido definida en función de los inclinómetros de la ladera, la topografía de superficie, el modelo geológico y la presencia de grietas en el terreno.

Según los análisis efectuados la estabilización de la ladera se conseguirá sin duda con la excavación prevista, optimizada según el modelo geológico de la ladera (F.S.= 1.27), alcanzando una configuración geométrica estable. Si se añade el efecto estabilizador del peso al pie que se está ejecutando, el factor de seguridad resultante, en combinación con la excavación prevista, sería de F.S.= 1.48.

Si se simula la acción sísmica de Proyecto ($T=1.000$ años), contando con el efecto estabilizador de la excavación de la coronación del deslizamiento y el peso estabilizador al pie, el factor de seguridad sería de F.S.=1.28 durante el episodio sísmico. En el caso del terremoto Extremo ($T=5.000$ años), el factor de seguridad que se obtendría es de F.S.=1.16.

Para que se alcance la condición de equilibrio límite en la ladera tras las obras de estabilización que se están llevando a cabo, sería necesaria una acción sísmica de $a_h=0.23g$, lo que casi duplica el terremoto extremo considerado.

4.2.4.3 Modelo Geométrico 3: Perfil nº3

Partiendo de la situación de equilibrio límite actual F.S.=1.00, se han simulado las condiciones de estabilidad de la ladera cuando se lleven a cabo las actuaciones que están actualmente en ejecución. La eficacia de dichas medidas se evidencia por la deceleración que está registrando la masa inestable con el progreso de los trabajos que se están llevando a cabo. Este modelo geométrico es el más representativo de las condiciones de la ladera.

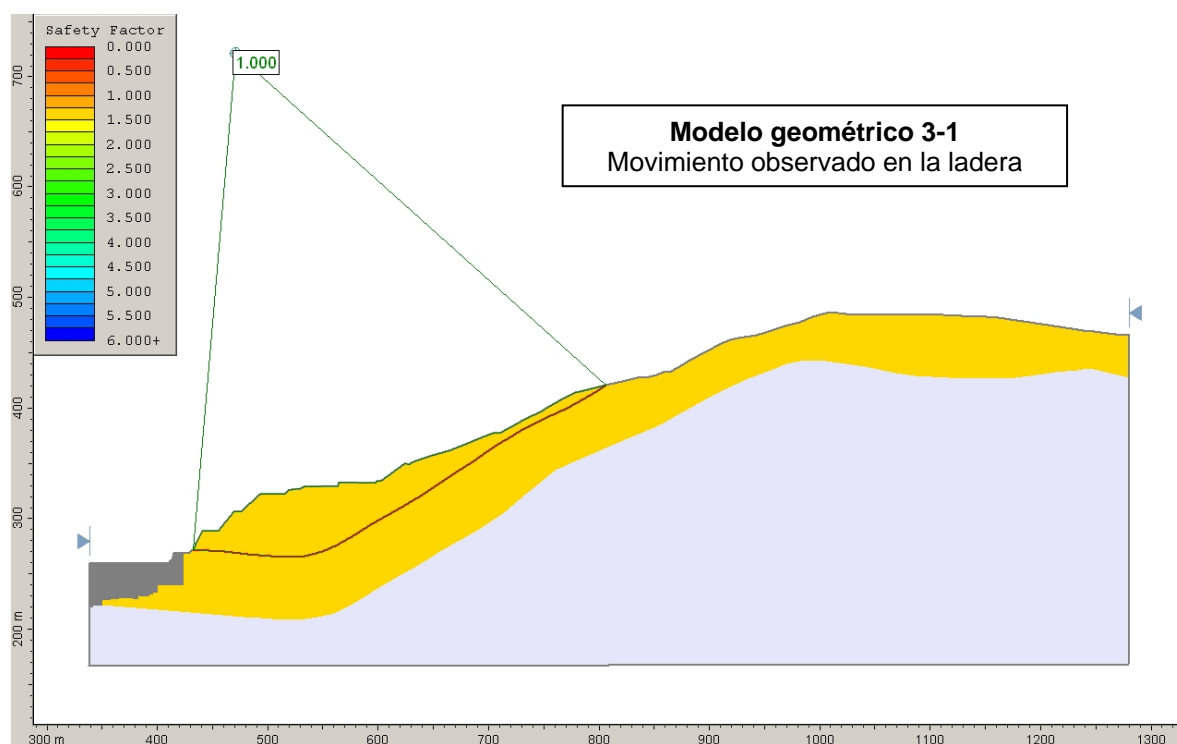


Figura 4.2.17: Situación de la ladera actual (2013). F.S.= 1.00 (Equilibrio límite). Deslizamiento observado en campo y detectado con la instrumentación. Modelo geológico adaptado a los últimos reconocimientos de campo.

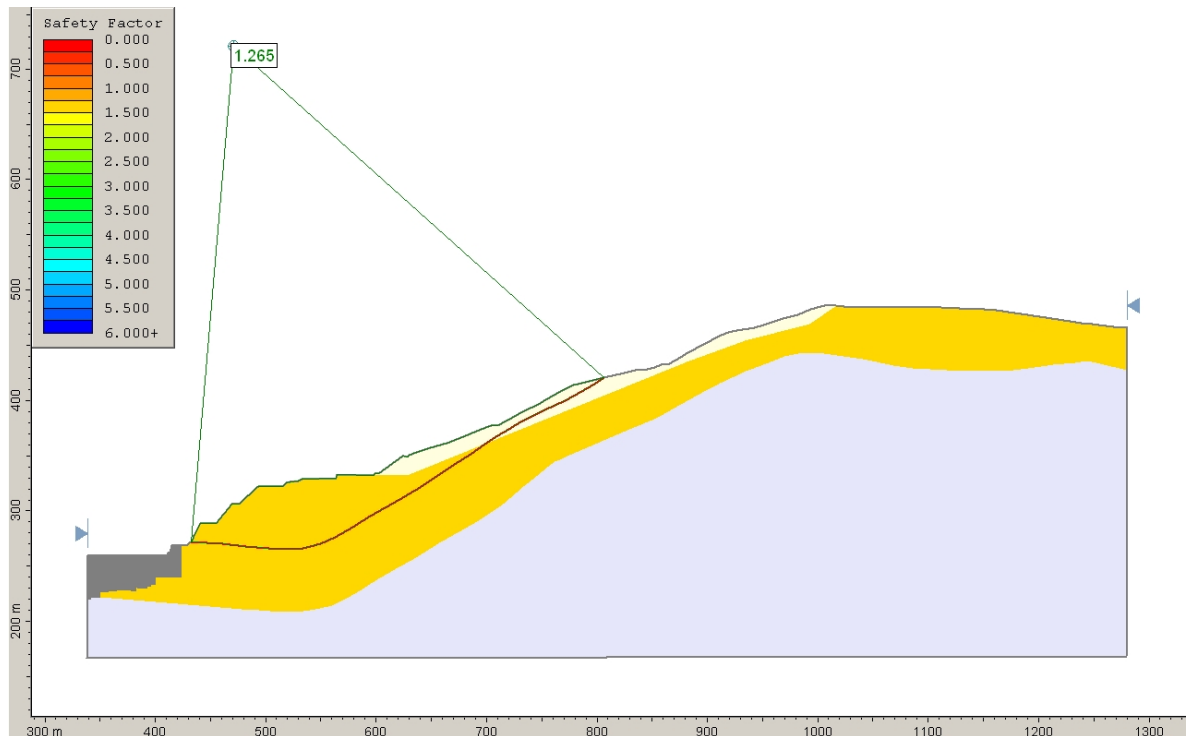


Figura 4.2.18: Situación de estabilidad tras la excavación inicialmente propuesta en la parte superior de la ladera. Se produce un incremento notable de la estabilidad alcanzando un factor de seguridad F.S.= 1.27. Movimiento del terreno observado en la actualidad.

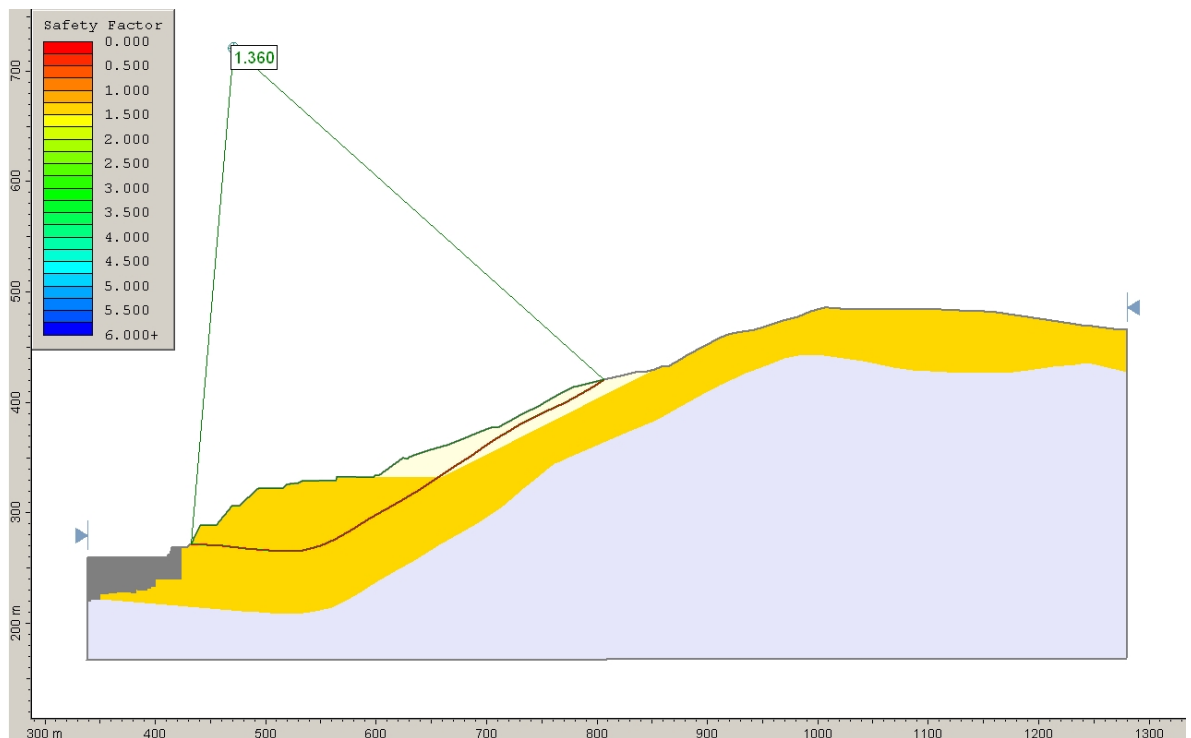


Figura 4.2.19: Excavación optimizada, eliminando por completo la parte superior de la masa inestable y dejando una configuración cinemáticamente estable en la ladera. F.S.= 1.36. Movimiento del terreno observado en la actualidad.

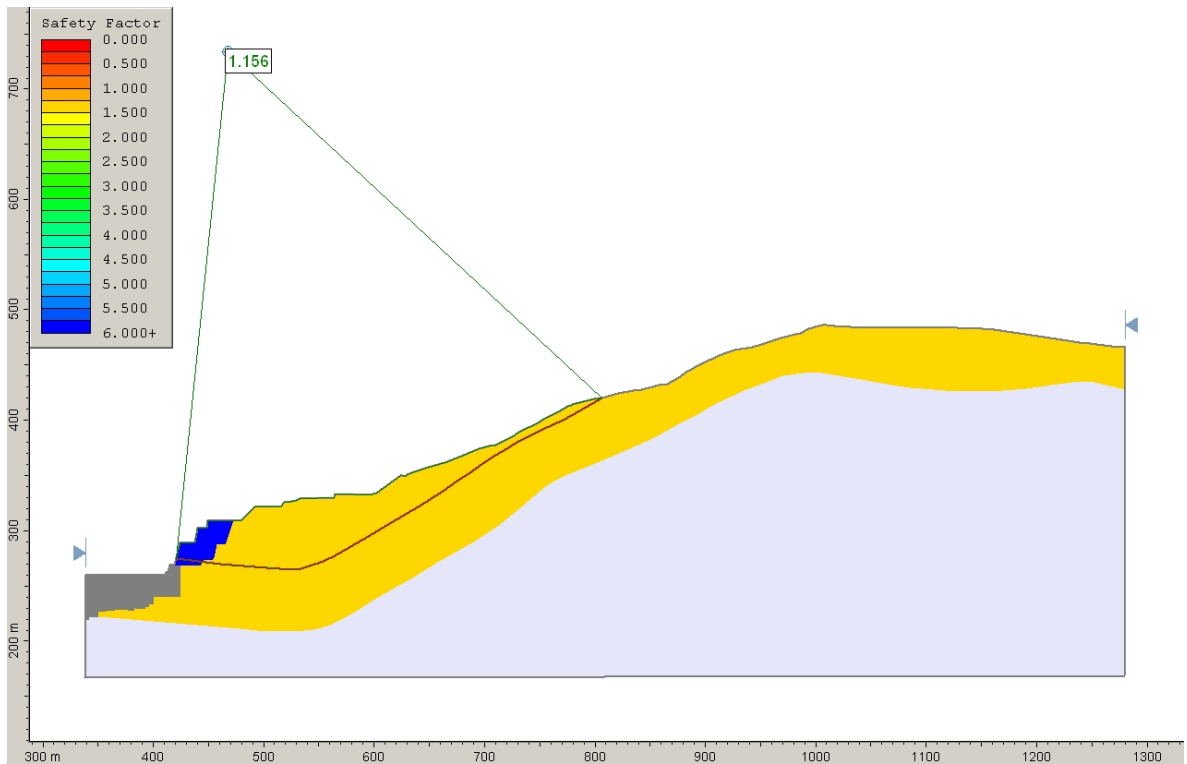


Figura 4.2.20: Aplicación de un peso estabilizador al pie de la masa inestable. El factor de seguridad se incrementa de forma apreciable con esta medida (F.S.= 1.16). Movimiento del terreno observado en la actualidad.

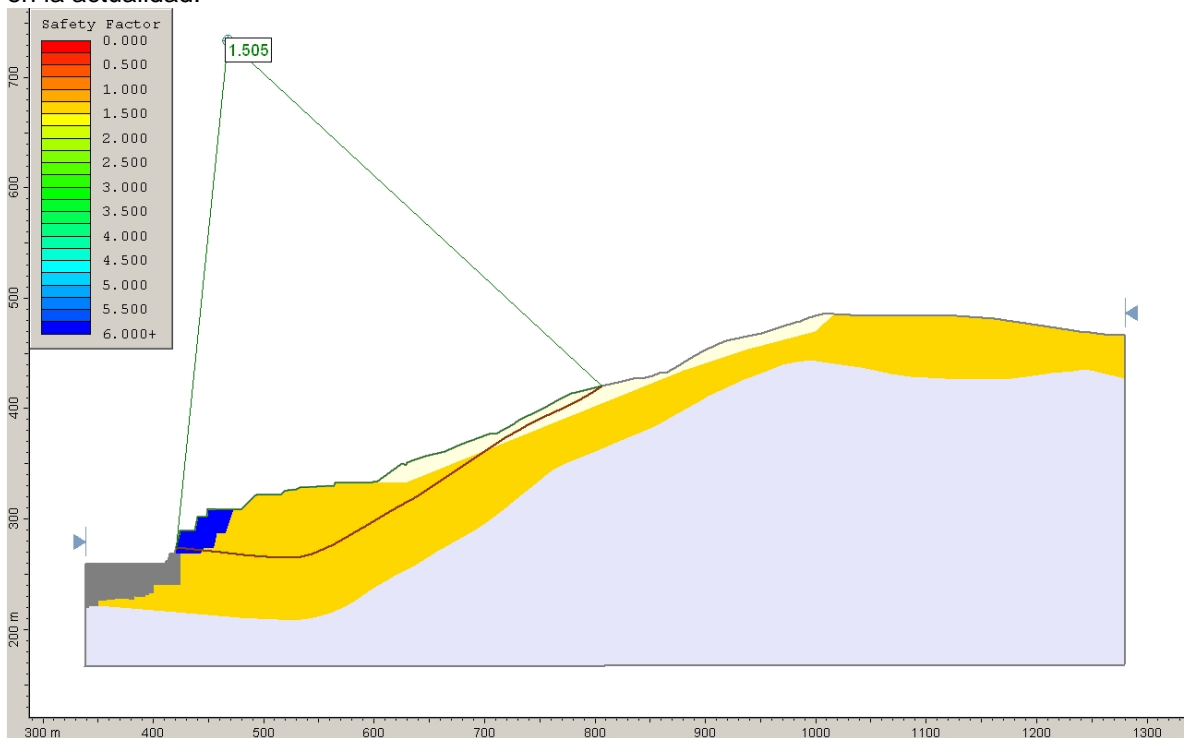


Figura 4.2.21: Combinación de actuaciones de redistribución de masas: aplicación de un peso estabilizador al pie de la masa inestable y excavación prevista en la ladera. F.S.= 1.51. Esta actuación se puede hacer aún más efectiva si se optimiza la excavación, como en la figura 4.2.13, alcanzándose en ese caso un F.S.= 1.60.

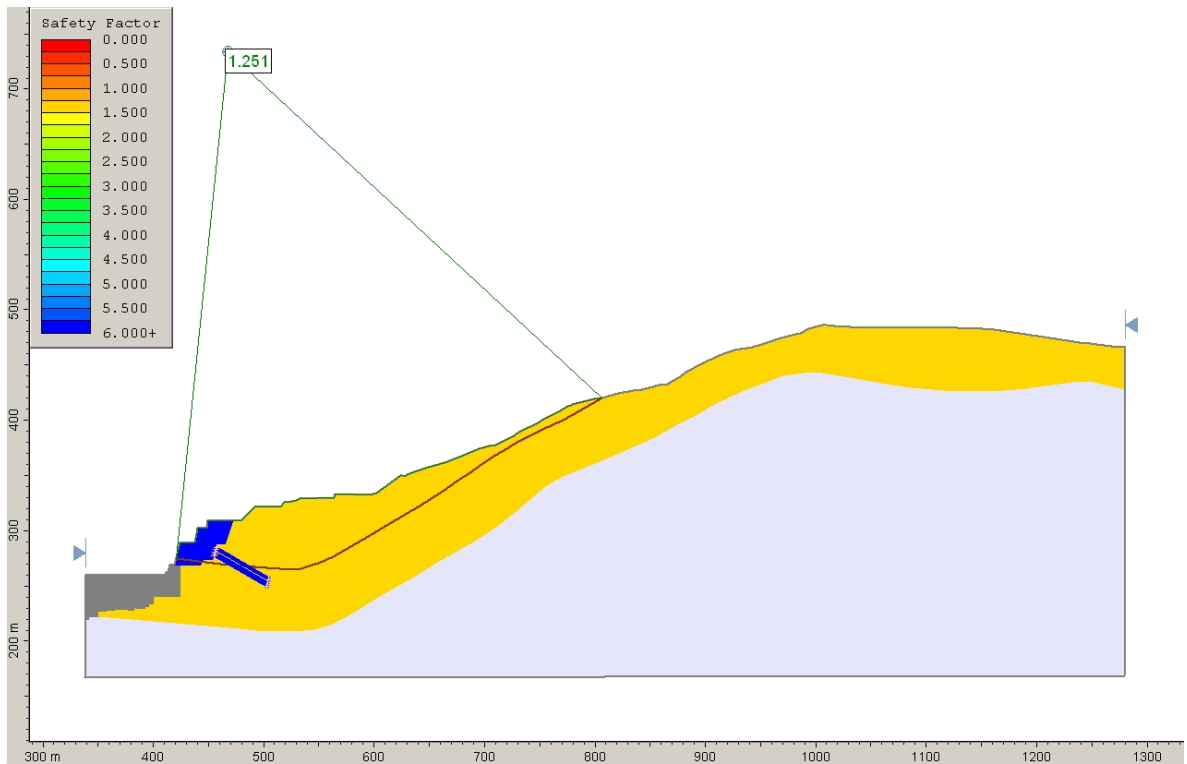


Figura 4.2.22: Aplicación de un peso estabilizador al pie de la masa inestable y anclajes al terreno que aportan a una tensión de 500 t por metro lineal. F.S.= 1.25. Puede verse como la contribución de los anclajes a la estabilidad es muy inferior al movimiento de tierras que se analiza en la figura 4.2.15.

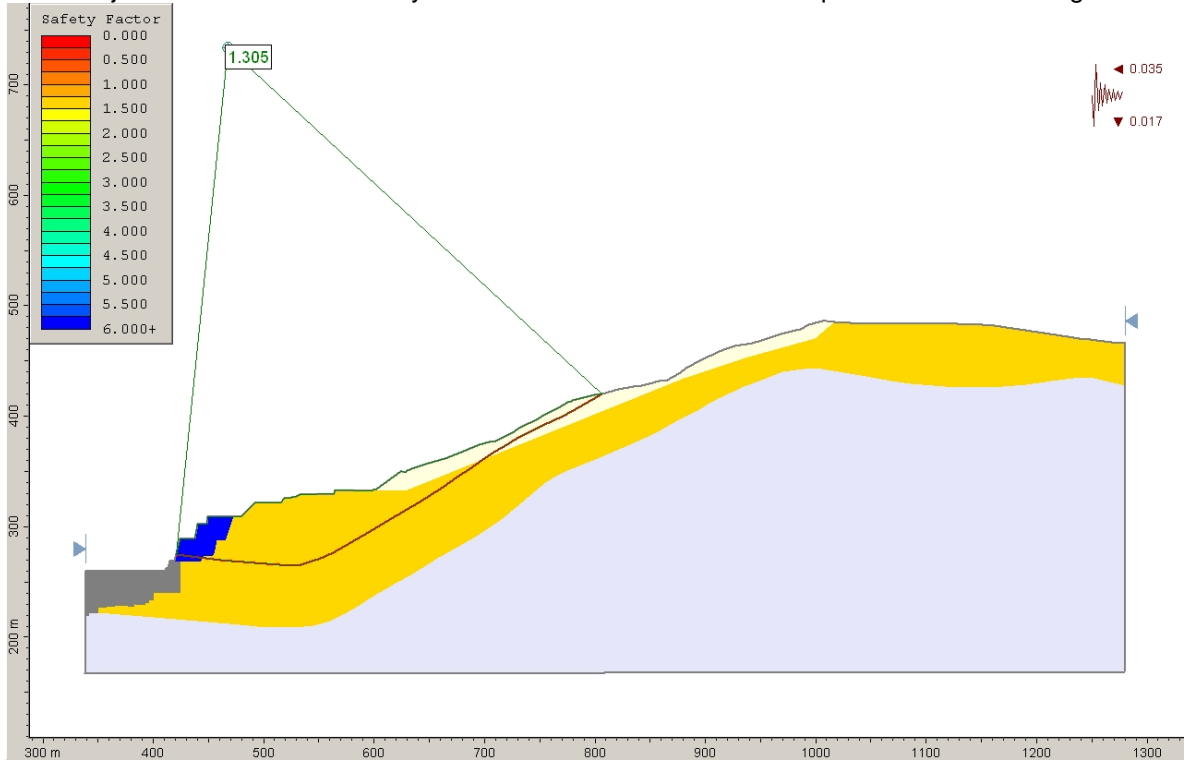


Figura 4.2.23: Combinación de actuaciones de redistribución de masas (aplicación de un peso estabilizador al pie de la masa inestable y excavación prevista en la ladera). Simulación de un sismo de proyecto (periodo de retorno 1.000 años, 0.07g) y saturación parcial de la ladera. F.S.= 1.31.

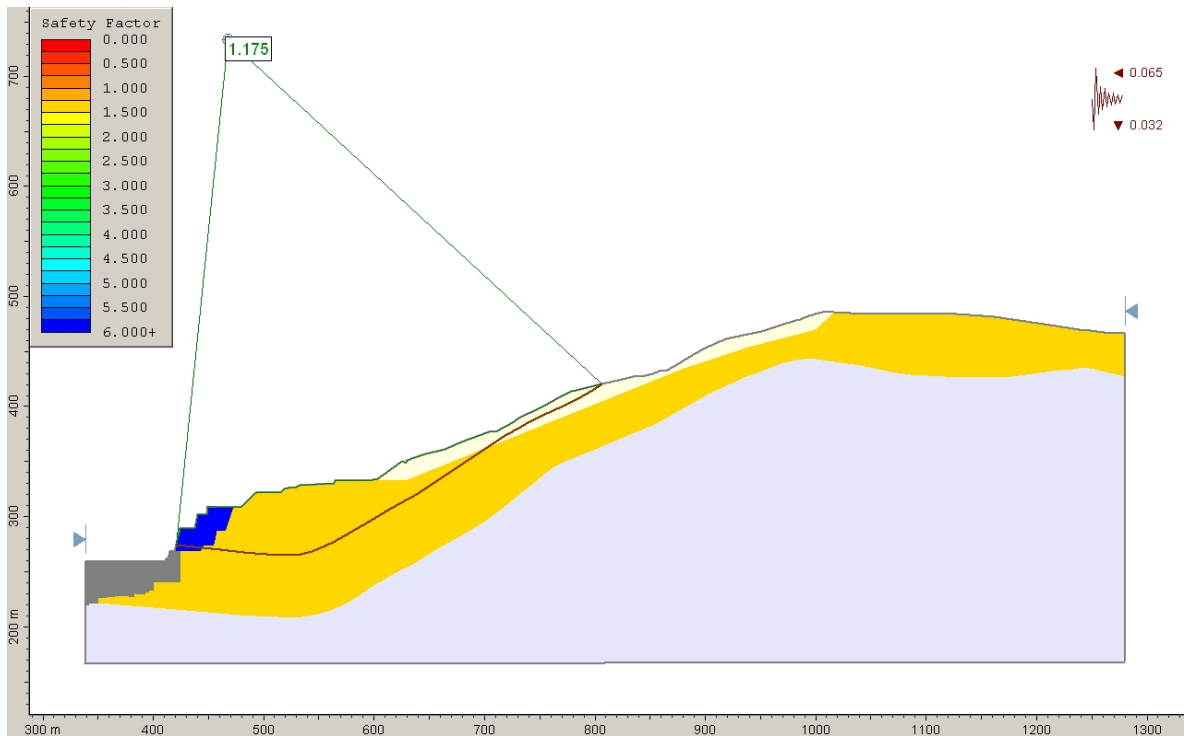


Figura 4.2.24: Combinación de actuaciones de redistribución de masas (aplicación de un peso estabilizador al pie de la masa inestable y excavación prevista en la ladera). Simulación de un sismo extremo (periodo de retorno 5.000 años, 0.13g) y saturación parcial de la ladera. F.S.= 1.18.

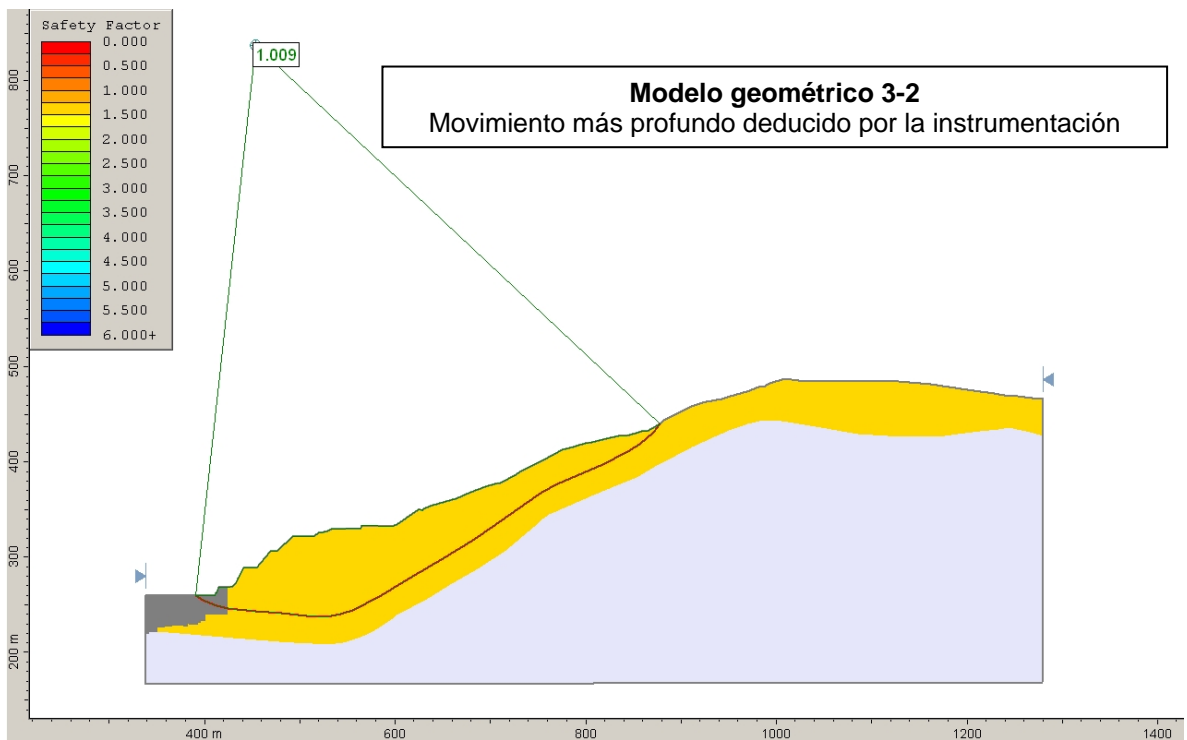


Figura 4.2.25: Situación de la ladera actual (2013). F.S.= 1.01. Movimiento del terreno más profundo detectado con los inclinómetros situados junto a la coronación de la presa actual, pero no constatado con observaciones de campo.

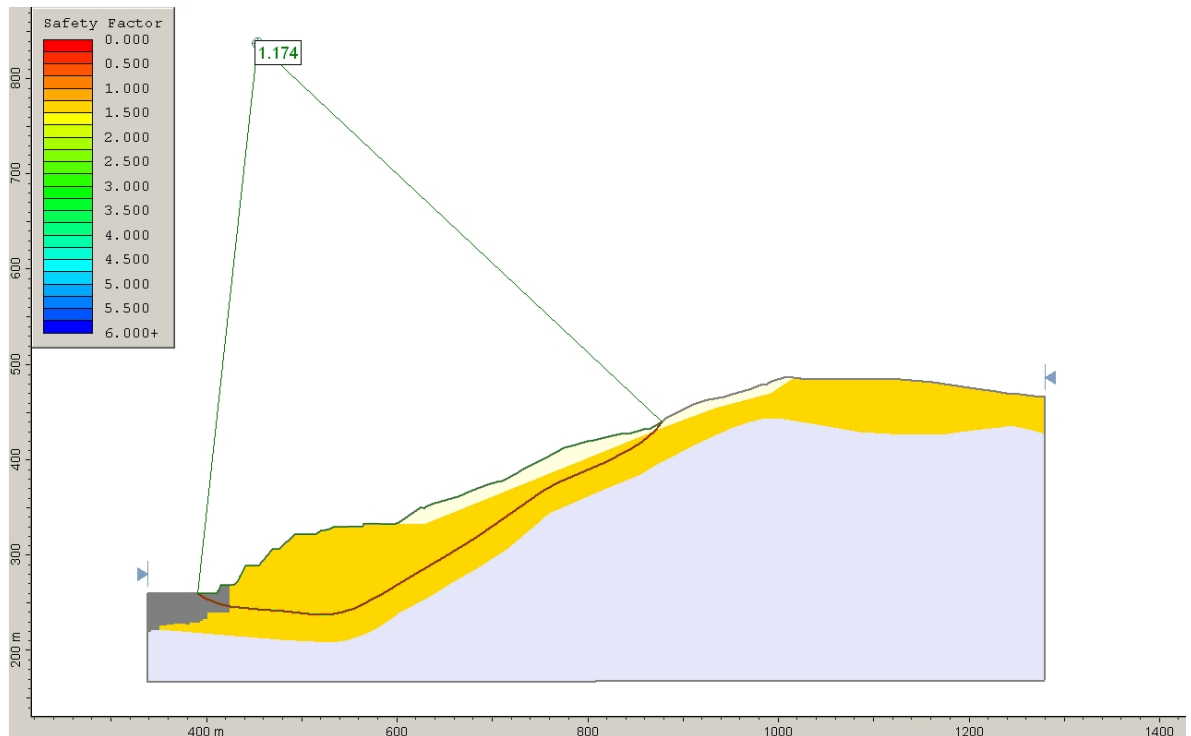


Figura 4.2.26: Situación tras la excavación propuesta en la ladera. F.S.= 1.17. Movimiento del terreno más profundo detectado con los inclinómetros situados junto a la coronación de la presa actual.

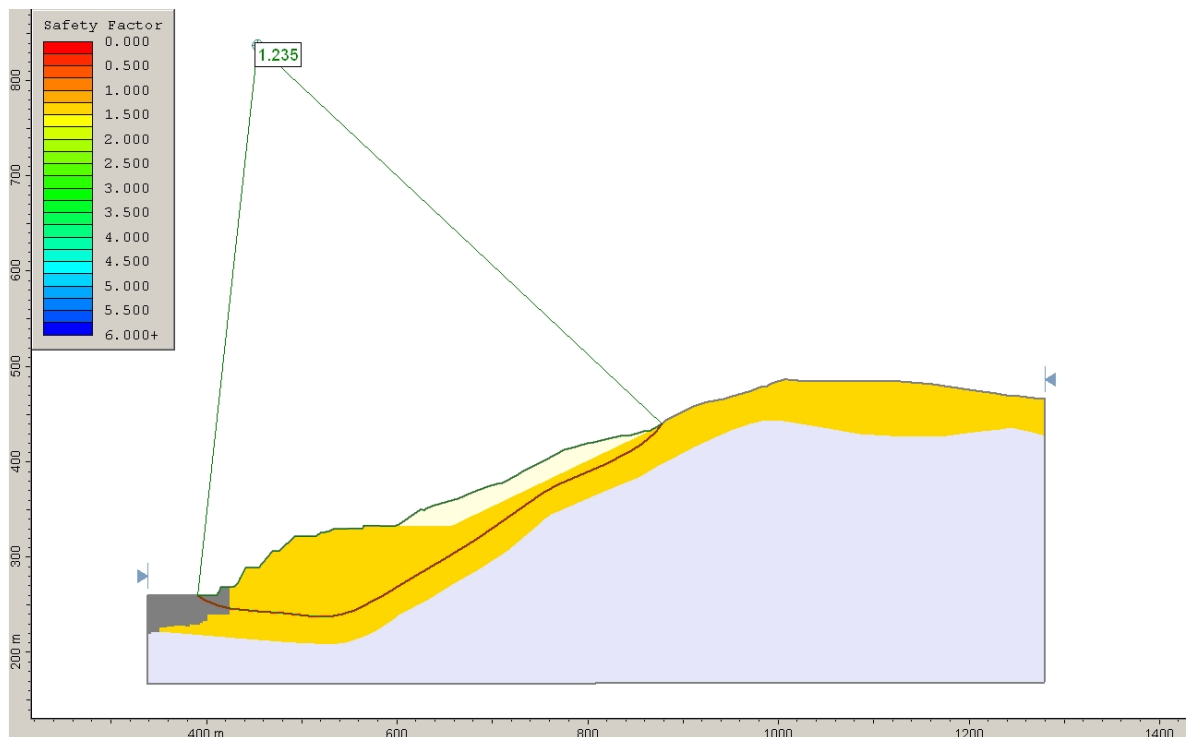


Figura 4.2.27: Excavación optimizada eliminando por completo la parte superior de la masa inestable estudiada y dejando una configuración cinemáticamente estable en la ladera (caso de la figura 4.2.13). F.S.= 1.24. Movimiento del terreno más profundo detectado con los inclinómetros situados junto a la coronación de la presa actual.

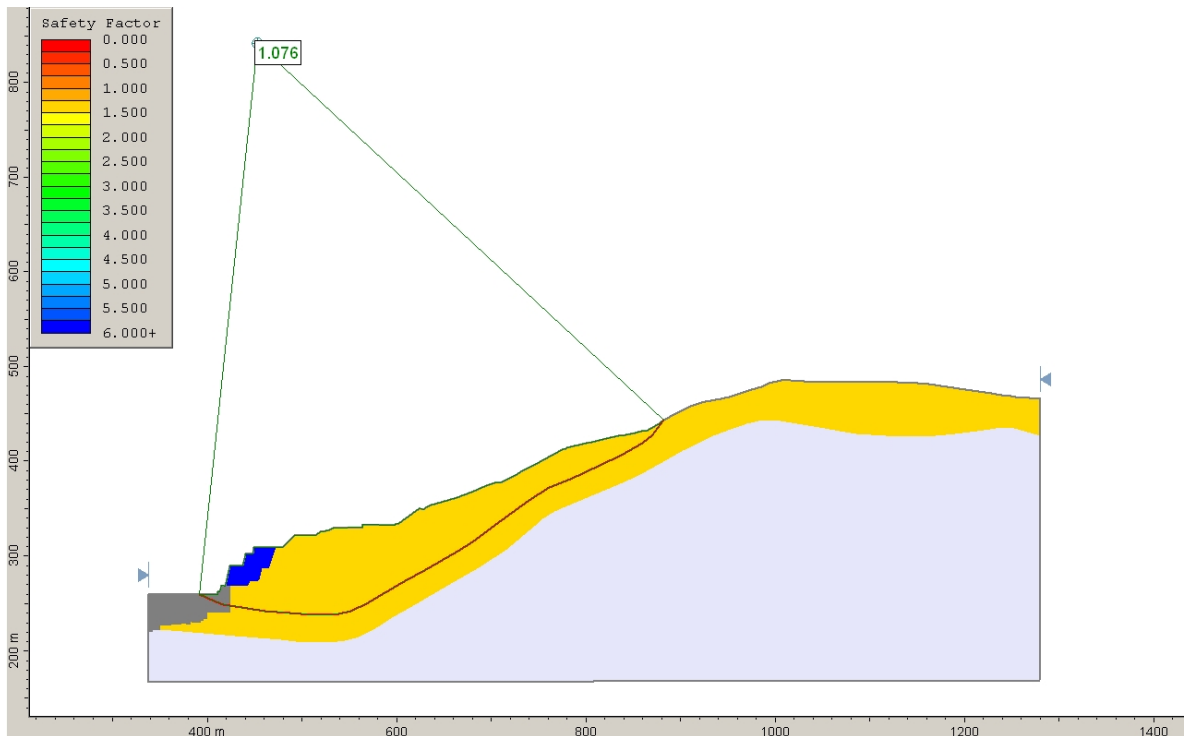


Figura 4.2.28: Situación tras la aplicación de una masa estabilizadora al pie de la ladera. F.S.= 1.08. En este caso el peso estabilizador tiene un efecto menor por la proporción de volúmenes. Movimiento del terreno más profundo detectado con los inclinómetros situados junto a la presa actual.

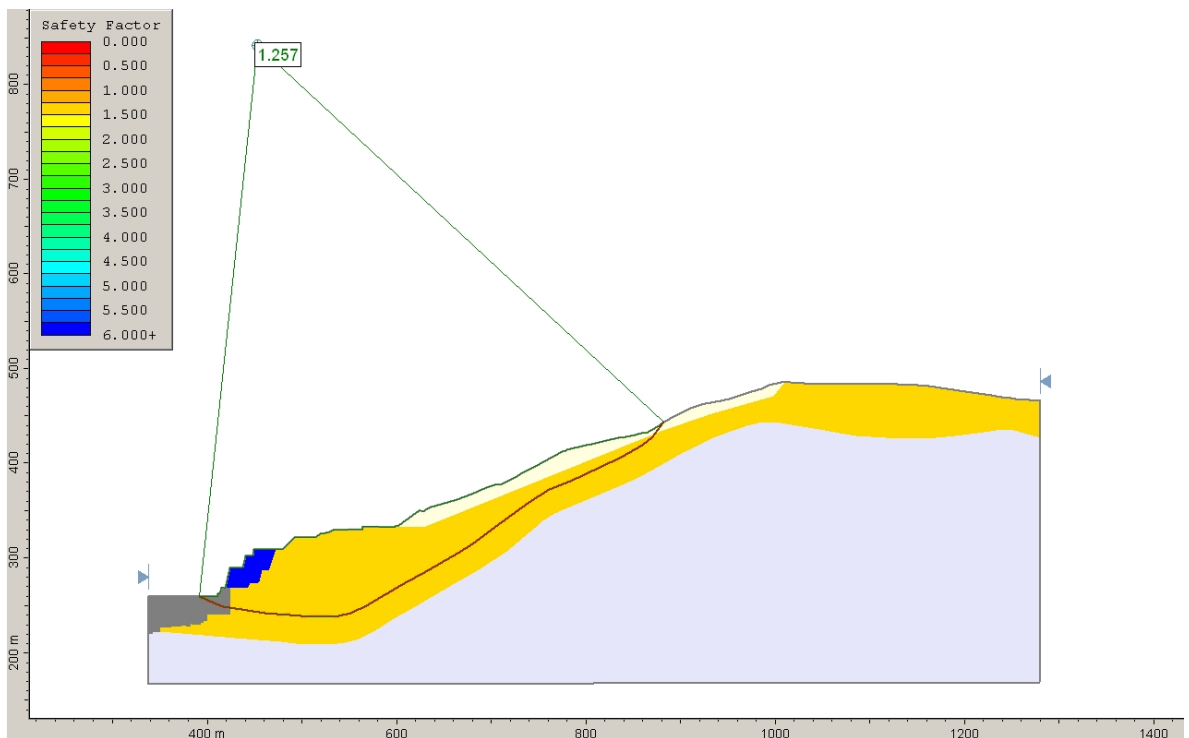


Figura 4.2.29: Situación tras la aplicación de una masa estabilizadora al pie de la ladera y excavación prevista en la parte superior de la ladera. F.S.= 1.26. Movimiento del terreno más profundo detectado con los inclinómetros situados junto a la coronación de la presa actual.

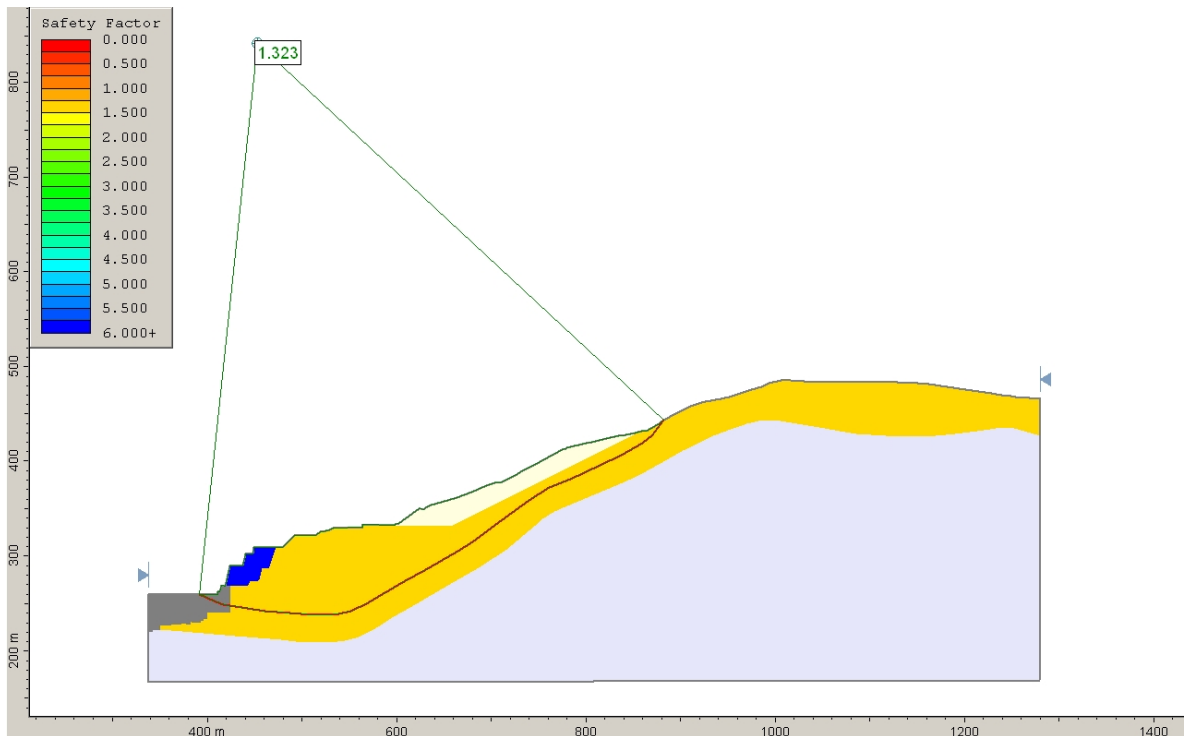


Figura 4.2.30: Situación tras la aplicación de una masa estabilizadora al pie de la ladera y excavación optimizada en la parte superior de la ladera. F.S.= 1.32. Movimiento del terreno más profundo detectado con los inclinómetros situados junto a la coronación de la presa actual.

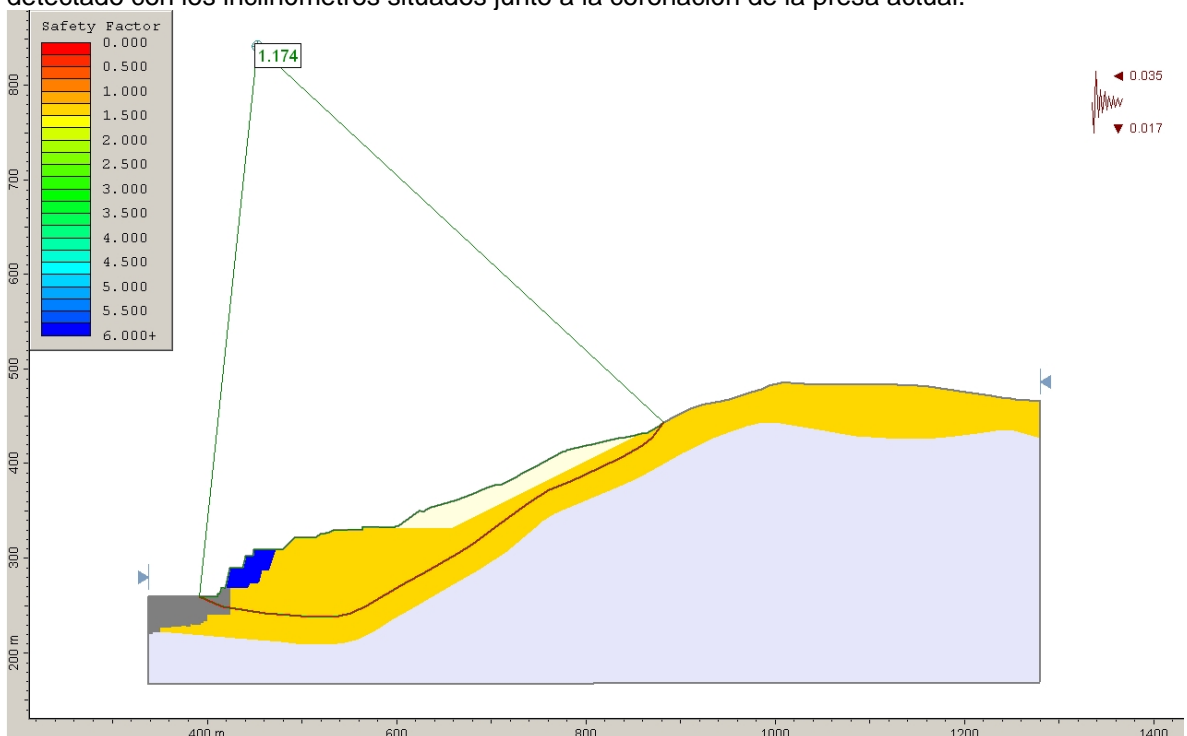


Figura 4.2.31: Combinación de actuaciones de redistribución de masas (aplicación de un peso estabilizador al pie de la masa inestable y excavación prevista en la ladera) en el caso del movimiento profundo. Simulación de un sismo de proyecto (periodo de retorno 1.000 años, 0.07g) y saturación parcial de la ladera. F.S.= 1.17.

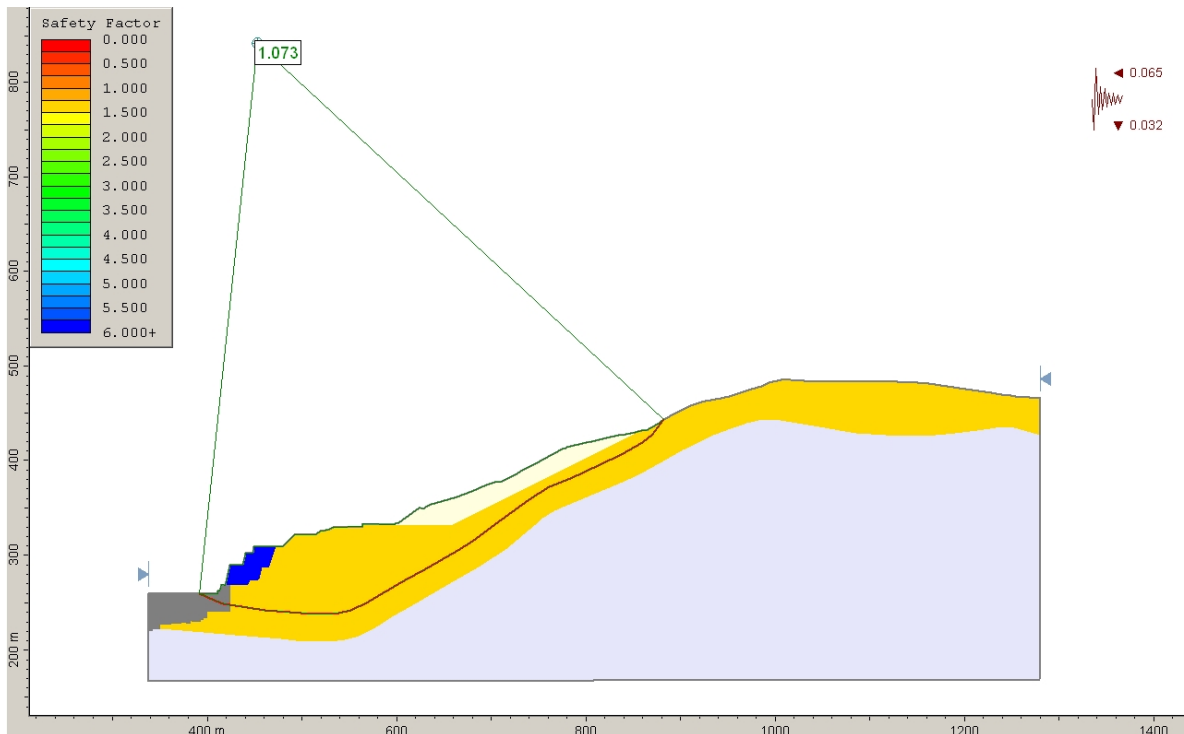


Figura 4.2.32: Combinación de actuaciones de redistribución de masas (aplicación de un peso estabilizador al pie de la masa inestable y excavación prevista en la ladera) en el caso del movimiento profundo. Simulación de un sismo extremo (periodo de retorno 5.000 años, 0.13g) y saturación parcial de la ladera. F.S.= 1.07.

En los análisis de estabilidad del **Modelo Geométrico 3** (Perfil 3 de los Anexos 1 y 2), para alcanzar la condición de equilibrio límite (back análisis), con la geometría actual de la ladera, se requieren unos parámetros geomecánicos muy conservadores, idénticos a los del perfil 1 ($C=0$, $\phi=18^\circ$) y una saturación del flysch del 25% ($R_u=0.12$). Estos parámetros son propios de materiales en condiciones residuales. La presencia de agua no se observa en el interior del terreno en las investigaciones realizadas (sondeos), ni se observan rezumes o surgencias en el pie de la ladera. Sin embargo esta condición es posible que se dé en el plano de deslizamiento, donde con muy escasa presencia de agua puede darse una importante presión intersticial.

En este caso se han analizado dos casos diferenciados:

- plano de movimiento más somero, detectado por los inclinómetros de la ladera, topografía de superficie, grietas en el terreno, etc.

- plano de movimiento más profundo, detectado por los inclinómetros situados junto al estribo derecho de la presa y que puede estar provocando el levantamiento del bloque 0 de la presa.

En el caso del movimiento más somero, la estabilización de la ladera se conseguirá sin duda con la excavación prevista (F.S.= 1.27), y dicha excavación podría optimizarse para lograr una mayor eficacia (F.S.= 1.36) con un volumen de excavación similar, alcanzando una configuración geométrica estable. Si se suma el efecto estabilizador del peso al pie que se está ejecutando, el factor de seguridad resultante, en combinación con la excavación prevista, sería de F.S.= 1.51.

Según los cálculos, la eficacia de los anclajes, en combinación con el peso estabilizador al pie, es mayor en este caso, alcanzándose, para el movimiento somero, un factor de seguridad hasta F.S.=1.25. Pero la presencia de un posible deslizamiento más profundo desaconseja su empleo en este caso.

Si se simula la acción sísmica de Proyecto (T=1.000 años), contando con el efecto estabilizador de la excavación de la coronación del deslizamiento y el peso estabilizador al pie, el factor de seguridad sería de F.S.=1.31 durante el episodio sísmico. En el caso del terremoto Extremo (T=5.000 años), el factor de seguridad que se obtendría es de F.S.=1.18.

Para que se alcance la condición de equilibrio límite en la ladera tras las obras de estabilización que se están llevando a cabo, sería necesaria una acción sísmica de $a_n=0.24g$, lo que casi duplica el terremoto extremo considerado.

En el caso del movimiento más profundo, la estabilización de la ladera se conseguirá con la excavación prevista (F.S.= 1.17), y dicha excavación podría optimizarse para lograr una mayor eficacia (F.S.= 1.24) con un volumen de excavación similar y alcanzando una configuración geométrica estable. Si se añade el efecto estabilizador del peso al pie que se está ejecutando, al efecto de la excavación prevista, el factor de seguridad resultante en combinación con la excavación prevista sería de F.S.= 1.26. Si se optimiza la excavación el F.S. resultante es de 1.32.

Si se simula la acción sísmica de Proyecto ($T=1.000$ años), contando con el efecto estabilizador de la excavación en coronación del deslizamiento y el peso estabilizador al pie, el factor de seguridad sería de $F.S.=1.17$ durante el episodio sísmico. En el caso del terremoto Extremo ($T=5.000$ años), el factor de seguridad que se obtendría es de $F.S.=1.07$.

Para que se alcance la condición de equilibrio límite en la ladera tras las obras de estabilización que se están llevando a cabo, sería necesaria una acción sísmica de $a_h=0.18g$, en el supuesto de movimiento profundo, lo que excede claramente el terremoto extremo considerado.

4.2.4.4 Modelo Geométrico 4: Perfil nº5

En este caso, al igual que en el Modelo Geométrico 4, se parte de la situación de equilibrio límite actual $F.S.=1.00$ y se simulan las condiciones de estabilidad de la ladera cuando se lleven a cabo las actuaciones que están actualmente en ejecución. Al igual que sucede en el Modelo Geométrico 3, se analiza un movimiento más somero (el mostrado en la ladera) y un movimiento más profundo (el detectado en los inclinómetros próximos al estribo de la presa actual).

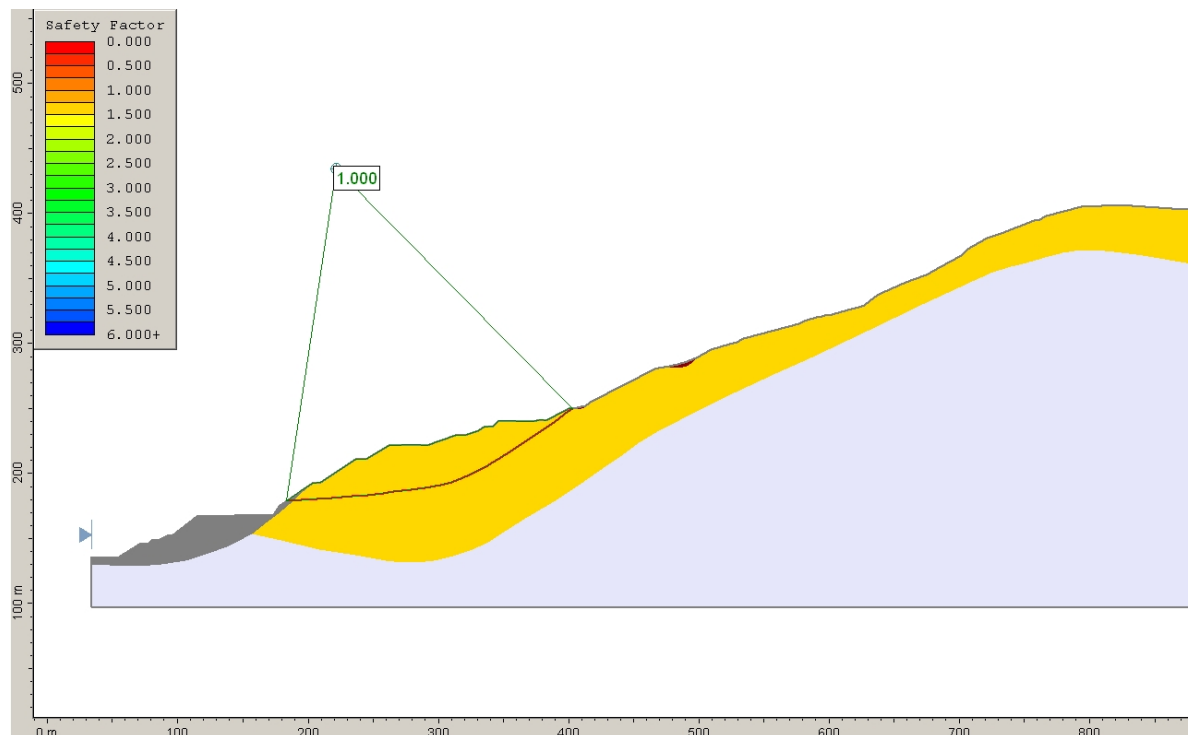


Figura 4.2.33: Situación de la ladera actual (2013). $F.S.= 1.00$ (Equilibrio límite). Movimiento del terreno observado en campo y detectado con la instrumentación. Modelo geológico adaptado a los últimos reconocimientos de campo.

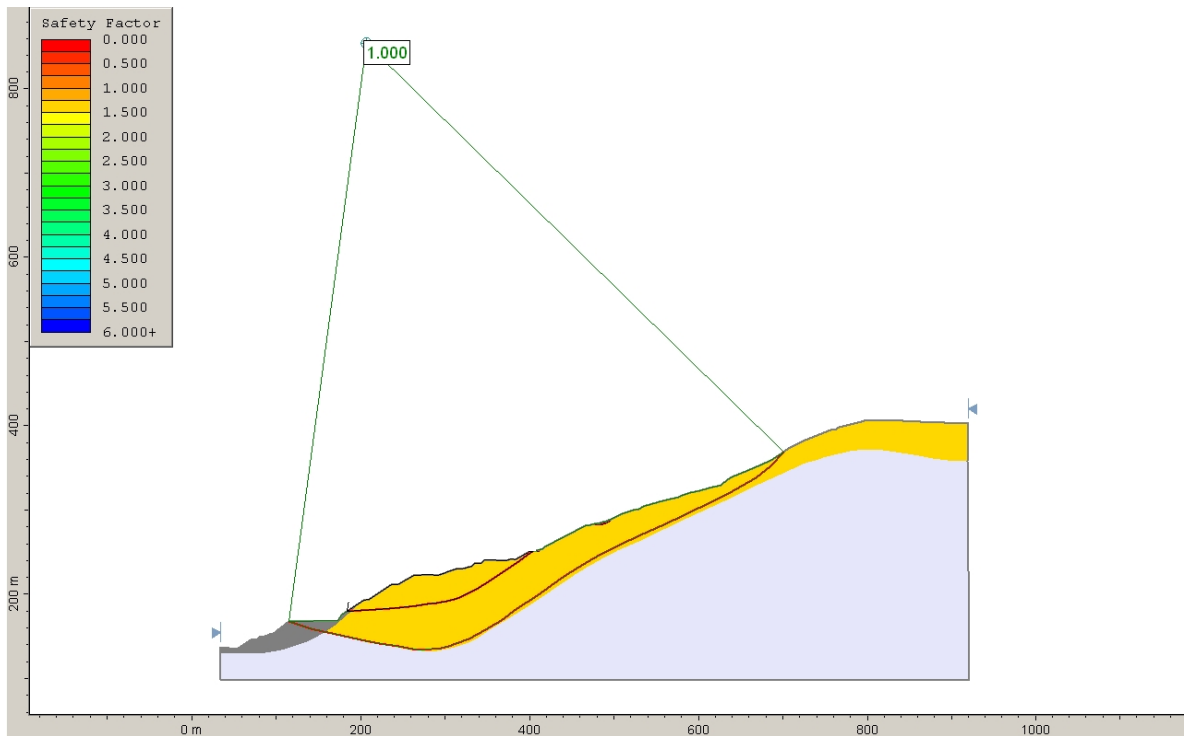


Figura 4.2.34: Situación de la ladera actual (2013). F.S.= 1.00. Movimiento del terreno más profundo detectado con los inclinómetros situados junto a la coronación de la presa actual, pero no constatado con observaciones de campo.

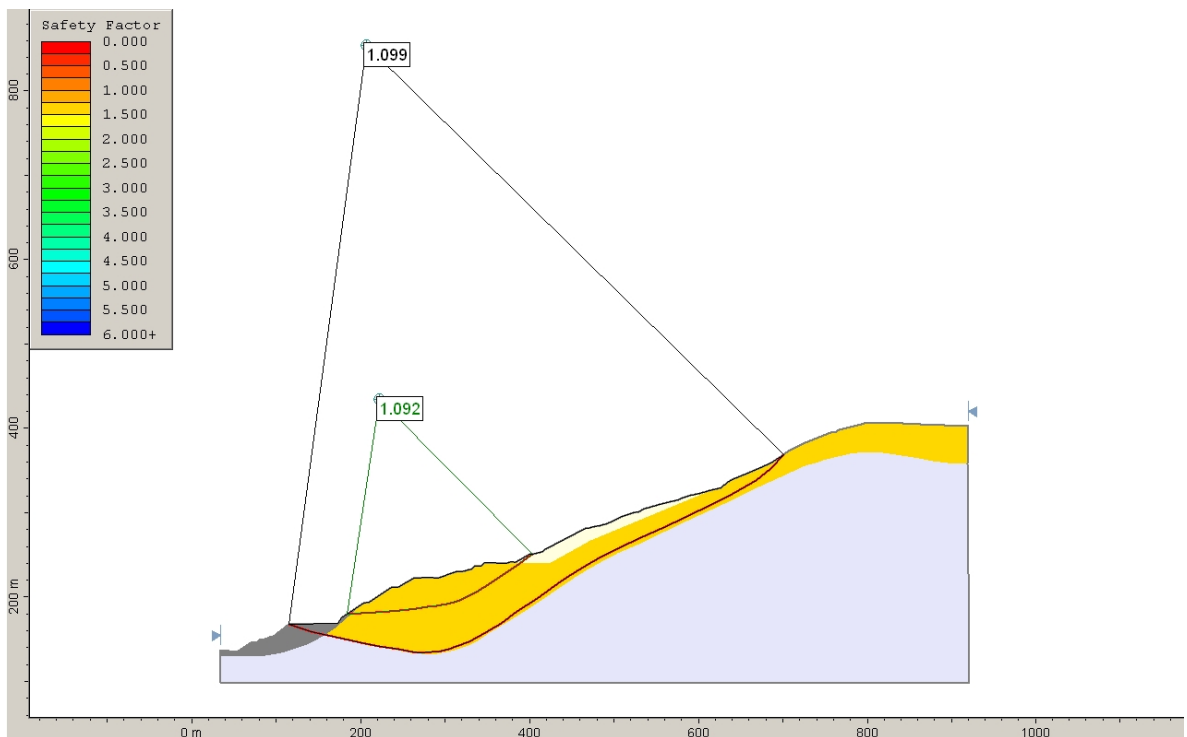


Figura 4.2.35: Situación de la ladera una vez se lleve a cabo el retaluzado de la parte superior de la ladera, optimizado según la estructura del macizo rocoso. F.S.= 1.09-1.10.

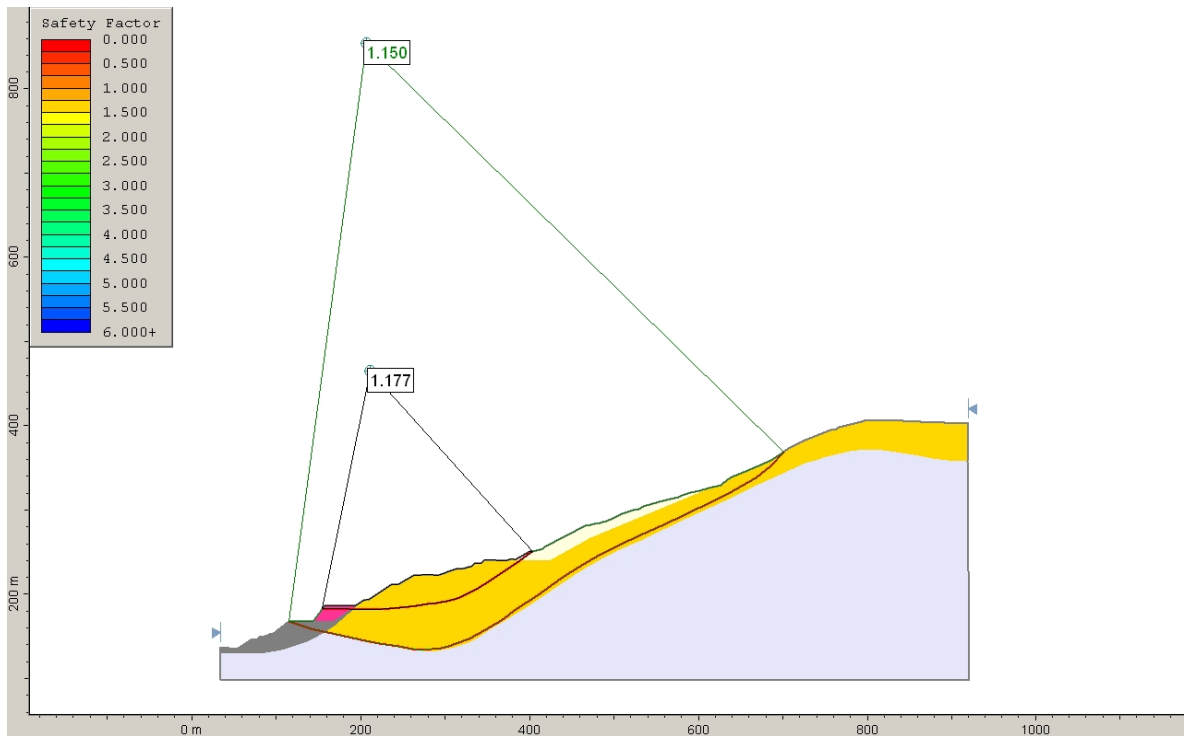


Figura 4.2.36: Situación de la ladera una vez se lleve a cabo el retaluzado de la parte superior de la ladera, optimizado según la estructura del macizo rocoso, y la adición de un tacón de tierras al pie. F.S.= 1.15-1.18.

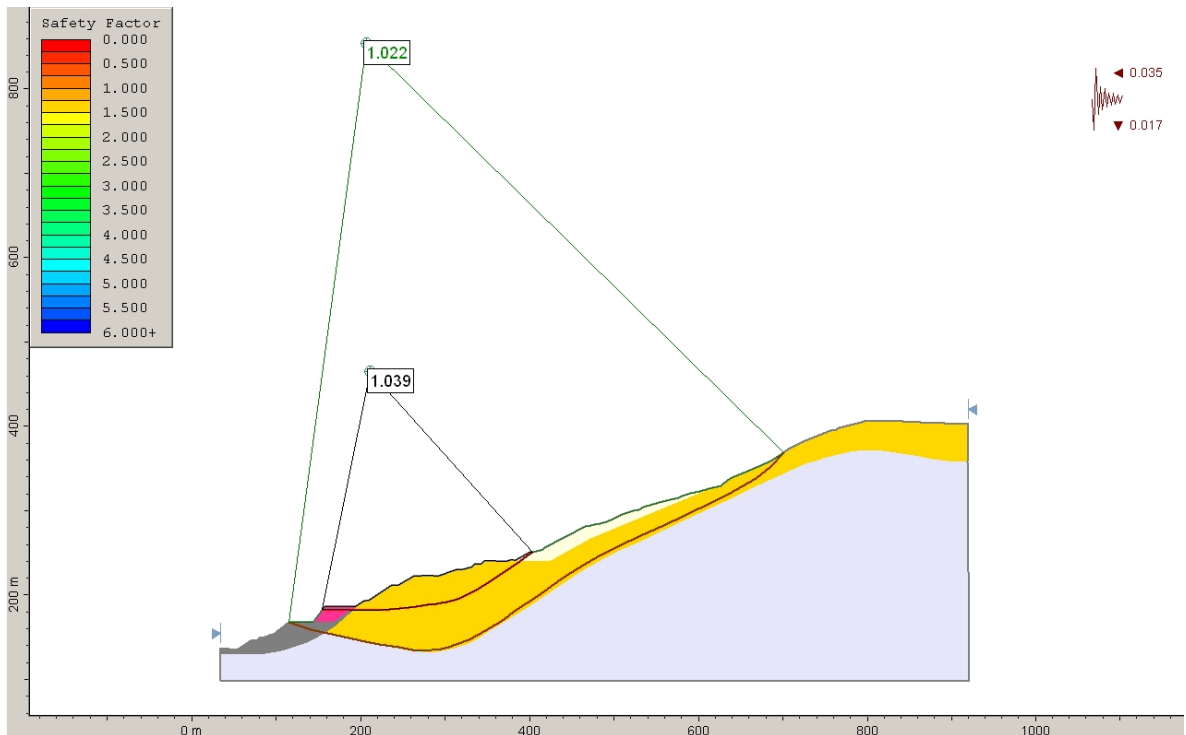


Figura 4.2.37: Situación de la ladera una vez se lleve a cabo el retaluzado de la parte superior de la ladera, optimizado según la estructura del macizo rocoso, y la adición de un tacón de tierras al pie. Simulación del sismo de Proyecto (T=1.000 años) F.S.= 1.02-1.04.

En los análisis de estabilidad del **Modelo Geométrico 4** (Perfil 5 de los Anexos 1 y 2), el perfil de análisis discurre a través del movimiento del terreno más somero de forma marginal al mismo, por lo que los tratamientos de eliminación de tierras en coronación surgen escaso efecto en este sector lateral, si se estudia esta sección por separado sin tener en cuenta el conjunto de la zona a tratar.

Si se analiza el movimiento del terreno profundo, el movimiento de tierras tiene un mayor efecto estabilizador, si bien no se excede un factor de seguridad de $F.S.=1.10$, llegándose a $F.S.=1.15-1.17$ en combinación con la adición de tierras al pie.

En el caso de simular una acción sísmica característica, la ladera se mantendría estable para el sismo de Proyecto, aunque se acercaría a la condición de equilibrio límite. El terremoto extremo ($T=5.000$ años) haría que la ladera alcanzara dicha condición durante el episodio sísmico.

No obstante, la posición marginal de este perfil respecto al conjunto de la masa de terreno desplazada, hace que los resultados que se obtienen no sean aplicables al conjunto de la masa movilizada.

4.2.5 RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS

La ladera objeto de estudio se encontraba, a principios de 2013, en una situación de equilibrio límite, en la cual se estaba observando el desarrollo de un movimiento en el terreno que afectaba a un espesor de hasta 60 m, y a su vez la instrumentación detectaba un desplazamiento aún más profundo en la mitad E de la zona afectada, que se ponía de manifiesto en el entorno del estribo derecho de la presa actual. En ambos casos la cuantía de movimiento era escasa, siendo mucho más evidente en el movimiento superficial, donde se ha alcanzado un pico de velocidad de desplazamiento de 40 mm/semana (febrero 2013), si bien la cuantía de desplazamiento acumulada no supera los 25 cm en el peor de los casos.

Con la eliminación parcial de tierras de la coronación de la ladera, la velocidad de movimiento se situó por debajo de 1 mm/semana (final de abril 2013), llegando a detenerse por completo a finales de mayo. La superficie de despegue más profunda tiene una

velocidad de movimiento muy lenta, apenas perceptible en la instrumentación. Ambos procesos de inestabilidad se han reproducido en los análisis de estabilidad realizados, así como la eficacia de los tratamientos propuestos para su estabilización, estudiando así su posible optimización.

A modo de síntesis de los resultados obtenidos en los análisis de estabilidad realizados puede afirmarse lo siguiente:

- Para alcanzar la condición de equilibrio límite mediante análisis retrospectivos (back análisis), con la morfología actual de la ladera, la estructura del macizo rocoso y la geometría de las superficies de despegue, se requieren en todos los casos unos parámetros geomecánicos muy conservadores: cohesión $C=0$ y ángulo de rozamiento interno $\phi=18^\circ$, así como una cierta saturación de los depósitos de flysch, entre 12% y 25% ($R_u=0.06-0.12$). Esta saturación no se observa en el interior del terreno en las investigaciones realizadas (sondeos), ni se registra en los piezómetros. Tampoco se observan rezumes o surgencias claras en el pie de la ladera, salvo humedades puntuales. Sin embargo esta condición es posible que se dé en el plano de deslizamiento, donde con muy escasa presencia de agua puede obtenerse una importante presión intersticial.
- En los análisis realizados se observa como el efecto estabilizador de las actuaciones propuestas es mayor en la parte central del deslizamiento, donde el movimiento de tierras resulta más efectivo, tanto la eliminación de materiales en la parte superior de la ladera como la aplicación de una masa estabilizadora al pie. En la zona marginal, por razones de compatibilidad con las edificaciones de la ladera, el movimiento de tierras tiene un alcance limitado. Sin embargo, los resultados que se obtienen en este caso, tienen un ámbito de validez exclusivo para dicho entorno, puesto que la estabilización de la ladera se producirá en su conjunto.
- Con la simple eliminación de tierras de la coronación de la ladera se alcanza una mejora del factor de seguridad muy apreciable, pasando de $F.S.=1.00$ a $F.S.=1.23-1.36$, dependiendo del caso. En la margen E de la masa inestable solo se consigue alcanzar $F.S.=1.10$ por lo limitado de la actuación que se comentaba.

- Si la eliminación de tierras se combina con la aplicación de un peso estabilizador al pie, como ocurre en el entorno de la presa actual, el factor de seguridad de la ladera puede alcanzar valores de $F.S.=1.30-1.50$, dependiendo de si se trata del movimiento más profundo o más somero respectivamente.
- La aplicación de elementos de anclaje al pie de la ladera tiene una eficacia muy limitada. Dada la magnitud de la masa inestable, la contribución de los mismos al factor de seguridad, tanto considerándolos aislados, como en combinación con otras actuaciones de redistribución de masas, es escasa.
- Las actuaciones que se están ejecutando en la ladera garantizan la estabilidad de la misma incluso en el caso de la ocurrencia de un sismo de periodo de retorno $T=1.000$ años que coincida con una saturación en la ladera como que se supone presentaba el terreno a principios de 2013. En los análisis realizados en la zona central de la masa inestable la ladera es estable también para el caso del terremoto extremo ($T=5.000$ años), siendo necesario un terremoto muy superior para que la ladera alcance la condición de equilibrio límite.
- De los análisis se deduce que las actuaciones que están llevándose a cabo (eliminación de tierras en la parte alta de la ladera y adición de una masa estabilizadora al pie), son las más apropiadas para el tratamiento de una masa potencialmente inestable de estas características, desde un punto de vista técnico y económico.
- Pero dicha actuación es susceptible de optimizarse aún más, si la excavación penetra más en el terreno, ampliando la plataforma prevista en la base de la excavación (tras la Urbanización Mirador de Yesa y sobre el vial superior de la Urbanización Lasaitasuna) en unos 10-15 m de anchura, y ejecutando un talud de mayor pendiente en el tramo de ladera adyacente a dicha plataforma, aprovechando que las capas de flysch presentan un marcado buzamiento hacia el Sur con inclinación entre $30-45^{\circ}$ en este sector de la ladera. En esta zona es donde se encuentra, mayoritariamente, la masa que representa un peso desestabilizador en el caso del movimiento más superficial.

4.3. CAUSAS DEL PROCESO DE INESTABILIDAD

4.3.1 DISCUSIÓN SOBRE EL ORIGEN

El inicio del movimiento del terreno más somero reconocido, de hasta 60 m de profundidad, ha coincidido en el tiempo con el retaluzado llevado a cabo en la margen derecha del embalse. Este retaluzado pretendía regularizar la superficie de la margen derecha y aislar a los depósitos de Flysch de Yesa de los agentes ambientales, los cuales provocan en estos materiales un gran deterioro a medio plazo.

La eliminación de materiales en la zona del pie de la ladera, precisamente donde el buzamiento de los estratos de flysch es favorable por efecto de una estructura sinclinal que invierte el buzamiento general de la ladera, parecía a priori, y a falta de análisis detallados de la estabilidad de la ladera, el factor desencadenante del proceso de inestabilidad ocurrido.

Sin embargo, una vez realizados los análisis de estabilidad pudo comprobarse que la contribución de la excavación realizada en 2011-2012 al factor de seguridad es muy escasa, pues suponía una reducción del factor de seguridad de 3 centésimas. Es evidente que la excavación realizada en 2011-2012 fue perjudicial para la estabilidad de la ladera, aunque sea en un pequeño porcentaje, pero no parece en sí misma la causa determinante, tal y como a continuación se expone, sino un factor condicionante más.

Un mayor efecto sobre la estabilidad debió tener, sin duda, la excavación realizada en 2003 para el emplazamiento del estribo derecho de la nueva presa. En aquella ocasión se eliminaron volúmenes significativos de materiales de la ladera. Según los análisis de estabilidad realizados, dicha excavación debió contribuir a reducir el factor de seguridad de la ladera en unas 20 centésimas.

Sin embargo mayor aún fueron las excavaciones que se llevaron a cabo para la construcción de la presa actual. En las primeras décadas del siglo pasado se llevaron a cabo excavaciones en la ladera derecha y se eliminaron grandes volúmenes de depósitos de ladera, roca alterada, etc., cuya localización constituía una masa de efecto estabilizador para la ladera.

El movimiento más profundo, detectado hasta el momento actual únicamente por los inclinómetros y deducido del ligero levantamiento que sufre el bloque 0 de la presa, que puede alcanzar un máximo de 75-80 m de profundidad, podría llevar activo desde hace décadas, posiblemente desde la construcción de la presa. Parece muy probable que los deslizamientos antiguos observados, de alcance local, (p.e. deslizamiento del Ingés), no fueran sino reactivaciones locales de un gran movimiento que ha debido desplazarse a una velocidad extremadamente lenta, compatible con la ocupación de la ladera por carreteras, viales, viviendas, tendidos eléctricos, etc.

En la ladera se observan anomalías morfológicas en su superficie, bien visibles en el modelo digital del terreno, que ponen de manifiesto la existencia de paleodeslizamientos coincidiendo con la zona superior de la zona de estudio actual. Estos parecen indicar la preexistencia de deslizamientos en la ladera derecha.

Sin embargo, la excavación que se está llevando a cabo en la ladera, para la eliminación de tierras en la parte superior de la masa desplazada, muestra que dichos deslizamientos tienen carácter somero, afectando a espesores de materiales moderados (no más de 10 m). En estos paleodeslizamientos se observa como la estructura está trastocada respecto al terreno circundante y presenta deformación dentro de la propia masa.

En el resto de la ladera afectada por el movimiento del terreno se ha observado una perfecta continuidad entre el terreno contenido dentro de la masa desplazada y el terreno situado fuera de los límites de la rotura. Incluso en los sondeos realizados, la roca situada por encima y por debajo de los planos de despegue no mostraba diferencias entre sí: se obtenía, en todos los casos, una buena recuperación de las capas margosas intercaladas en el flysch; no se observaba discontinuidad alguna diferente de las habituales en los contactos litológicos de los estratos.

Estos últimos argumentos harían pensar en un desplazamiento de nueva génesis, sin embargo, al realizar los análisis de estabilidad, reproduciendo los procesos de movimiento observados, se ha visto que los parámetros geomecánicos a considerar para que se produzca en el modelo la rotura estudiada son muy conservadores. Para que se reproduzca la inestabilidad hay que descartar por completo la cohesión, considerar un ángulo de rozamiento interno extremadamente bajo (18°) y considerar un cierto grado de saturación del

terreno (12%-25%). Esta afirmación es válida tanto para el movimiento más somero como para el más profundo.

Esto implica que la ladera tenía que estar necesariamente en condiciones residuales por procesos previos de movimiento o fluencia. Dicho movimiento no parece obedecer a un peleodeslizamiento, dada la continuidad que se observa entre la masa movida y la masa autóctona. Pero podrían ser movimientos que tuvieran su origen hace décadas, durante la propia ejecución de la presa actual. Esta afirmación se basa en dos evidencias claras:

- La gran cantidad de grietas y desperfectos que ha sufrido históricamente las edificaciones de la Urbanización Lasaitasuna, pues se aprecia como la mayoría de las grietas observadas corresponden a reaperturas de grietas ya tratadas con anterioridad, pues aparecen rejuntadas con mortero y otros materiales similares en la mayoría de los casos.

La mala calidad de las edificaciones y de las cimentaciones ha hecho posible que el movimiento del terreno sea visible en muchas edificaciones, tanto en las propias viviendas como en las construcciones anexas a las mismas (muros de contención, bordillos, etc.) Esta afirmación se ve apoyada por el gran impacto que las voladuras para la excavación del túnel de la autovía tuvieron sobre los habitantes de las Urbanización Lasaitasuna, que llegaron a salir de sus casas en algunas ocasiones al sentir las vibraciones, cuando las mediciones realizadas indicaban que se estaba lejos de los umbrales límite de vibración habituales en estos casos. También por el hecho de que dicha urbanización se encuentra aún sin recepcionar por el Ayuntamiento de Yesa, después de más de 3 décadas de existencia.

- El empuje que históricamente ha sufrido la presa actual de Yesa procedente del estribo derecho, que no ha permitido la apertura de las juntas de dilatación entre módulos de la propia presa y que en los últimos años ha registrado una ligera elevación del módulo 0, el primero del estribo derecho, de unos 13 mm en total.

La excavación reciente ha podido agravar la situación de inestabilidad, aunque como se observa en los análisis, su efecto ha debido ser mínimo en la ladera, modificando el factor de seguridad en la ladera en un 3% aproximadamente. No obstante ha podido ser la causa

de que el movimiento, antes apenas perceptible, haya pasado a ser registrado por los elementos de auscultación.

El movimiento registrado es, no obstante, de escasa magnitud, dado que durante finales de 2012 y los 4 primeros meses de 2013, el desplazamiento máximo registrado no supera los 25 cm, si bien parece afectar a un gran volumen de materiales, de al menos 3 hm³.

De los análisis de estabilidad realizados se deduce, además, que la ladera debe presentar algo de saturación, aunque sea en el plano de deslizamiento, dado que no se observa en el conjunto de la masa rocosa. Es decir, la ladera no es completamente insensible a las lluvias. Lo extraordinario de las precipitaciones de este año pudo, sin duda, acelerar y agravar un proceso que antes era imperceptible.

4.3.2 CONCLUSIONES

Por lo anteriormente expuesto parece claro que el deslizamiento que ahora se ha puesto de manifiesto ha debido tener cierta actividad desde hace décadas, pero la escasa magnitud de su movimiento ha hecho que pasara inadvertido. De hecho aún no se observa en la ladera próxima a la presa, registrándose únicamente mediante la instrumentación.

Los daños observados históricamente en la Urbanización Lasaitasuna puede que tuvieran relación, en parte, con este fenómeno. En la urbanización Mirador de Yesa no se observan daños al tratarse de una edificación más reciente, de mejor calidad constructiva y ocupar una posición más centrada en la masa movilizada, que limita la presencia de movimientos diferenciales.

Se demuestra que debía tratarse de un movimiento preexistente, extremadamente lento y compatible con la urbanización de la ladera.

Las excavaciones llevadas a cabo para el acondicionamiento de la ladera derecha del embalse y las fuertes precipitaciones registradas en la zona en los meses pasados, han hecho posible que el movimiento haya mostrado su actividad con mayor claridad, pasando de ser prácticamente inapreciable a poder registrarse instrumentalmente.

4.4 MEDIDAS DE ESTABILIZACIÓN PROPUESTAS

Las medidas de estabilización que se están llevando a cabo en la ladera desde principios de febrero de 2013 consisten en la eliminación de materiales de la parte alta de la ladera y la ejecución de una estructura que aporta peso estabilizador al pie de la masa movilizada.

En un desplazamiento del terreno de las características del estudiado las actuaciones más eficaces suelen ser los movimientos de tierra, siempre y cuando esto sea posible por razones de ocupación de la ladera, como ocurre en el caso estudiado. La redistribución de masas en un deslizamiento de gran volumen es la actuación que mejora en mayor medida la estabilidad de la ladera (junto con el drenaje cuando hay presencia de agua en el terreno), pero además son las que presentan una mejor relación beneficio-coste, tienen una mayor vida útil (prácticamente ilimitada), no se requiere de una especialización excesiva para llevarlas a cabo con garantías y no necesitan un mantenimiento intensivo.

En este caso el movimiento de tierras que se plantea tiene la ventaja de que estabilizará, con total garantía, el movimiento más somero observado, tal como se deduce de los análisis de estabilidad realizados, pero a su vez estabilizará el movimiento más profundo detectado en los inclinómetros y que parece estar afectando al estribo derecho de la presa actual.

En los análisis de estabilidad realizados ha podido comprobarse como la eliminación de tierras en coronación mejora notablemente el factor de seguridad, el cual pasa de la condición de equilibrio límite de principios de 2013 (F.S.=1.00) a valores que, dependiendo de la zona analizada, oscilan entre F.S.=1.23-1.36.

Debe tenerse en cuenta que la mejora del factor de seguridad en una ladera, aunque sea en un porcentaje aparentemente escaso, supone un amplio margen de seguridad, dada la magnitud de las masas involucradas y de los estados tensionales (no ocurre así en el caso de taludes y explanaciones de escala geotécnica, donde es necesario superar un factor de seguridad de F.S.=1.50 para tener las suficientes garantías).

En el Eurocódigo 7 (Geotechnical Design) aprobado en 1997, que se traspone a España en octubre de 2010 (norma UNE-EN 1997-1), se comenta que el coeficiente de seguridad a aplicar, definido como la minoración de los parámetros de resistencia al corte del terreno, es

de 1,25. La Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera del Ministerio de Fomento se basa en el Eurocódigo y utiliza el mismo Factor de Seguridad de 1,25. En el caso de la ladera derecha de Yesa se alcanza un factor de seguridad superior a 1,25 con el conjunto de actuaciones que se están llevando a cabo.

En el caso estudiado se considera de gran eficacia la aplicación de un peso estabilizador en el pie de la ladera, como medida complementaria a la eliminación de tierras de coronación. Dicha sobrecarga al pie de la ladera se está llevando a cabo mediante dos enfoques distintos:

- Se ha realizado un acopio transitorio de tierras al Este del estribo derecho, mientras continúa el desmonte de la parte superior de la ladera. Esta masa tiene un claro efecto estabilizador respecto al movimiento más profundo detectado, dado que aumenta la masa en el sector de inclinación favorable del plano, mejorando además la resistencia al corte en dicho plano de rotura. Respecto al movimiento más somero también produce una mejora de su estabilidad, aunque en este caso sea menos evidente, dado que el plano de deslizamiento se vería obligado a discurrir ahora también a través del nuevo relleno.
- La otra actuación, esta de carácter permanente, consiste en la construcción de unos módulos de hormigón sobre el estribo derecho de la presa actual. Estos bloques aportarán un peso estabilizador que:
 - o Se opondrán al levantamiento del estribo derecho.
 - o Mejorarán la estabilidad del terreno frente a la rotura profunda, al aportar peso sobre el plano en su parte ascendente, y frente a la rotura más superficial, dado que interceptarán el plano de rotura.
 - o En este caso destaca también el efecto de impermeabilización que esta actuación tendrá sobre la ladera cuando se construya el nuevo embalse.

En la figura 4.4.1 que se muestra a continuación se observa un esquema de la actuación que se está llevando a cabo.

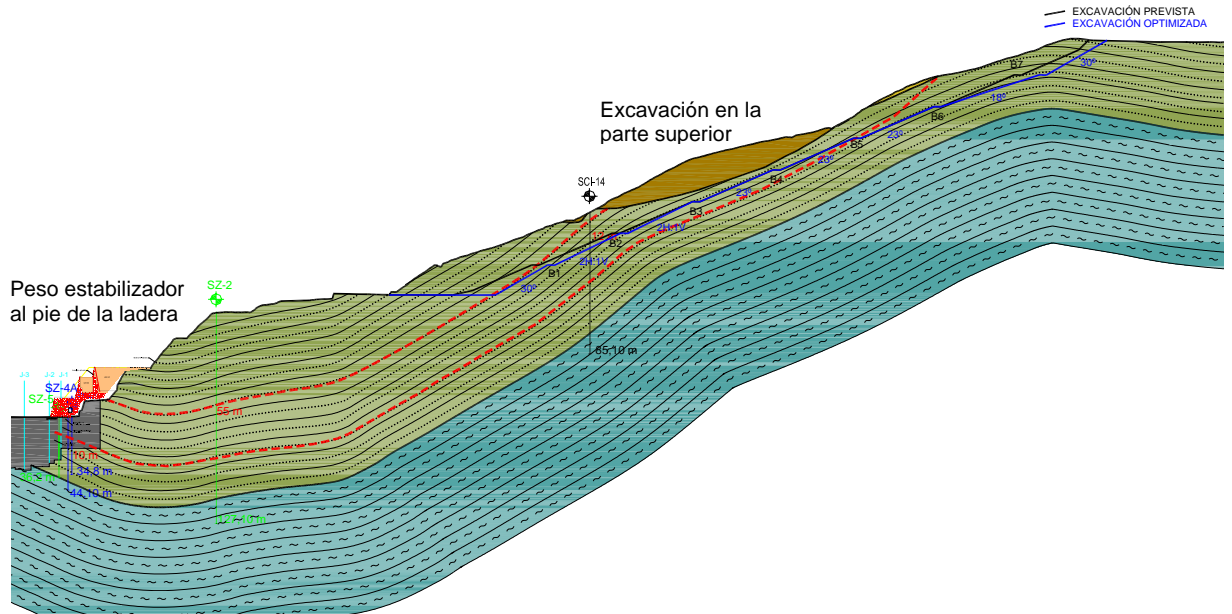


Figura 4.4.1: Corte geológico de la ladera derecha centrado en el eje de la presa actual en el que se muestra el alcance de las actuaciones que se están llevando a cabo para la estabilización definitiva de la ladera: excavación de materiales en la parte superior de la ladera y aplicación de una masa estabilizadora al pie.

La eficacia de dichas actuaciones se está poniendo de manifiesto durante el avance de los trabajos, puesto que la velocidad máxima de desplazamiento en superficie que se registró en febrero de 2013 (40 mm/semana), se redujo a 1 mm/semana a finales del mes de abril, para detenerse por completo en mayo de 2013. La ladera está, por lo tanto, muy próxima a su estabilización definitiva, a pesar de que las actuaciones no están aún en una fase avanzada. Cuando finalicen los trabajos que están en marcha se logrará, con total seguridad, la estabilización final.

De los análisis de estabilidad realizados se deduce que la excavación prevista en la parte superior de la ladera puede optimizarse, aumentando la excavación en el entorno inmediato de las urbanizaciones, y dejando un talud compatible con la estructura del macizo rocoso en la zona desde el punto de vista cinemático (figura 4.4.1).

Como actuación complementaria a las actuaciones basadas en el reequilibrio de masas (figura 4.4.1) se ha estudiado la ejecución de anclajes al terreno en la parte inferior de la ladera. La solución prevista, que consistía en anclajes de longitudes superiores a 50 m y que aportaban una tensión estabilizadora de 500 t por metro lineal de talud, se ha comprobado

que proporciona un efecto estabilizador comparativamente muy inferior respecto al reequilibrio de masas.

Si se instalan elementos de sujeción o anclaje del terreno, micropilotes, pilotes, etc., debe ser, en este caso, desde el punto de vista de dotar al entorno próximo de la zona de aplicación una mayor rigidez respecto al terreno circundante, o para llevar a cabo una estabilización de carácter local.

En la ladera objeto de estudio es de gran importancia disponer, como actuación complementaria, de una completa red de cunetas en bermas combinadas con impermeabilizaciones de dichas bermas, para captar y evacuar el agua de escorrentía, impidiendo que penetre en el terreno y aumente el peso de la masa potencialmente inestable. La red de cunetas para la captación y evacuación de las aguas de escorrentía requerirá una inspección periódica y un eventual mantenimiento (sellado de grietas, limpieza de obstrucciones, etc.).

5. INCIDENCIA DE LOS FACTORES CONSIDERADOS EN LA SEGURIDAD DEL EMBALSE

El movimiento del terreno estudiado no representa, en la situación actual, un riesgo para la presa en servicio, dado que la masa movilizada se sitúa aguas arriba de la misma, es decir, el pie del deslizamiento quedaría por encima de la coronación de la presa. Sin embargo es necesaria su estabilización para evitar el deterioro progresivo del frente del talud de la ladera derecha, que se produciría a medio-largo plazo, con desprendimientos del hormigón proyectado, inestabilidades locales, etc.

Además, es necesaria la estabilización del movimiento del terreno para poder dar servicio nuevamente a la carretera nacional, descartar cualquier afección al estribo derecho de la nueva presa y evitar el progresivo deterioro de las viviendas situadas aguas arriba de la misma. Dichas viviendas, concretamente las de la urbanización Lasaitasuna, presentan una construcción de muy baja calidad ¹:

El deslizamiento estudiado si afectaría, sin embargo, al estribo derecho de la nueva presa, por lo que para la ejecución de la misma, previamente debe estabilizarse el movimiento del terreno.

El movimiento profundo del terreno que se intuye en los inclinómetros de la ladera, si parece tener incidencia en la presa actual. El movimiento profundo parece ser la causa del leve levantamiento que se registra en los primeros bloques de la presa actual y de la compresión que se observa en las juntas entre bloques de hormigón. Es decir, este sí parece afectar a la presa actual.

¹ Carecen de cimentaciones, los muros de contención no tienen capacidad de retener el terreno que contienen, carecen de elementos de drenaje. Se han observado pilares de ladrillo en las viviendas, el vial hundido en realidad es un forjado sanitario apoyado sobre una pared (no muro) de ladrillos, etc. Se ha observado que los daños que presentan las viviendas son, con excepción de la vivienda nº 18, 20 y una tercera afectada por la nueva grieta, reaperturas de grietas preexistentes en la mayor parte de los casos, y que dichas grietas están presentes también en las viviendas situadas fuera de la zona afectada por el deslizamiento. Durante la construcción del túnel de la autovía que discurre al N de la urbanización, cuando se efectuaban las voladuras, los propietarios salieron de sus casas en varias ocasiones al sentir las vibraciones, lo que da idea de la mala calidad de las cimentaciones, a pesar de que las mediciones que se hicieron pusieron de manifiesto que las vibraciones estaban lejos de alcanzar los límites permitidos.

La estabilidad del movimiento profundo mejoraría con la ejecución de la nueva presa de materiales sueltos, dado que este se vería estabilizado en gran medida por la gran adición de tierras que representará la nueva presa en la base de la ladera.

El movimiento estudiado (el más superficial) afectaría a la nueva presa, dado que su salida se sitúa cerca de su cota de coronación, mientras que el profundo seguiría afectando a la presa actual, y su estabilidad mejoraría con la construcción de la nueva presa, a la que no es probable que afectara de forma apreciable. Este efecto estabilizador que supondría la ejecución de la nueva presa no se ha tenido en cuenta en los cálculos, con la finalidad de situar los análisis claramente del lado de la seguridad.

Para evitar cualquier riesgo sobre la presa actual y sobre la nueva presa es imprescindible la estabilización previa de la ladera. El tratamiento debe estar centrado principalmente en la redistribución de masas, tal y como se está haciendo en el momento actual y se comenta en los apartados anteriores. La eliminación de masa en la mitad superior del deslizamiento provocará una mejora radical del factor de la seguridad de la ladera, lo que ocasionará la estabilización del movimiento estudiado (el más superficial) y a su vez del movimiento más profundo.

Las actuaciones que se están llevando a cabo permitirán, con total certeza, que la ladera se estabilice por completo, mejorando la situación de la presa actual y pudiendo construir la nueva presa con totales garantías. Es muy probable, además, que el movimiento del terreno estudiado no llegue a ponerse de manifiesto al pie de la ladera, donde tiene su salida (según la instrumentación), dado que el movimiento prácticamente está detenido (mayo de 2013) y queda pendiente gran parte de la ejecución del tratamiento previsto.

6. SUFICIENCIA DE ESTUDIOS EN LA LADERA

En la situación actual se considera que la ladera está suficientemente estudiada, al menos desde el punto de vista del número y alcance de las investigaciones in situ y de la instrumentación geotécnica.

La deficiencia principal se encuentra en la inoperatividad de gran parte de los inclinómetros instalados por efecto del propio movimiento del terreno. Los inclinómetros, en cuanto se alcanzan deformaciones en un plano de despegue de 8-10 cm, suelen bloquearse para el paso del torpedo de lectura. Estos, por lo tanto, deben ser repuestos, pero para ello el movimiento tiene que estar estabilizado (situación actual) y además deben haber finalizado los movimientos de tierra, pues de lo contrario se verían dañados por el tráfico de camiones, excavaciones, etc.

Mientras las obras en ejecución progresan, debe continuarse con la auscultación topográfica, que aporta información muy valiosa en este caso y permite un seguimiento continuo, casi a tiempo real, del eventual movimiento del terreno y su alcance en superficie.

El movimiento parece encontrarse cerca de su estabilización definitiva, a pasar de quedar pendiente una gran parte de los trabajos previstos. El movimiento en la actualidad se encuentra detenido. Cuando la excavación en la ladera vaya alcanzando cotas definitivas, se debe restituir la red inclinométrica, de forma que estos queden alineados según perfiles a lo largo de la máxima pendiente del terreno, y en todos los casos penetrando en el sustrato de margas. De esta forma será posible llevar a cabo un seguimiento de la estabilidad de la ladera en el futuro, garantizándose así la seguridad de las presas.

También debe seguir realizándose en la ladera una auscultación piezométrica, con la finalidad de estudiar eventuales elevaciones del nivel freático o incrementos del grado de saturación del terreno. Hasta el momento actual no se ha registrado presencia de agua en la ladera, pero si de las medidas piezométricas se dedujera tal circunstancia, podría plantarse la adopción de medidas de drenaje profundo de la ladera. Con la información que se tiene hasta el momento actual, se considera que la implantación de elementos de drenaje profundo tendría una eficacia muy escasa.

Los movimientos observados en el terreno ponen de manifiesto que se trata de un desplazamiento de escasa actividad, aunque se vea afectado un importante volumen de materiales, por lo que será plenamente controlable con las actuaciones que se están llevando a cabo. Esta actividad moderada hace necesario que la auscultación de la ladera se realice con elementos de gran precisión, su instalación sea muy cuidada, se lleve un mantenimiento escrupulosos de dichos elementos, y la llevan a cabo técnicos de máxima competencia, dado que las magnitudes a medir son, y lo serán más en el futuro, muy escasas, y sin embargo el ámbito de trabajo es una ladera de gran extensión, alcanzando además una profundidad importante en el terreno.

Es importante también estudiar una alternativa a la pantalla de impermeabilización prevista en el estribo derecho, para que sirva como barrera a la saturación del pie de la ladera en el futuro, cuando se recrezca el embalse. Debe impedirse que el terreno se sature con el ascenso de la lámina de agua en este sector de la ladera, cuando se ponga en servicio la nueva presa, por lo que sería recomendable que la pantalla prevista se adapte a esta circunstancia, adoptando una orientación E-W.

7. CONCLUSIONES

Para la realización del presente Informe se han analizado con detalle los estudios, informes, proyectos y análisis disponibles sobre el Embalse de Yesa en relación con la ladera derecha principalmente. Se cuenta además con los resultados obtenidos de la auscultación de la ladera mediante inclinómetros, piezómetros y topografía principalmente. También se dispone de ensayos de laboratorio y ensayos in situ sobre clasificación, propiedades geomecánicas y permeabilidad de los materiales.

El presente estudio ha permitido profundizar en el conocimiento que se tenía sobre la geología y estructura geológica de la ladera derecha. Dicha información se ha plasmado en forma de mapa y perfiles geológicos de la ladera. En dicha cartografía se representa el alcance de la masa movilizada en la ladera derecha, deducida de las investigaciones y observaciones de campo, así como del resultado de la auscultación geotécnica.

En este estudio se han analizado las condiciones de estabilidad de la ladera y se ha evaluado la validez de las actuaciones propuestas para su estabilización definitiva, contribuyendo a la optimización de las mismas para lograr la máxima eficacia con la mejor relación beneficio-coste.

Se ha comprobado que las actuaciones que se están llevando a cabo en la ladera garantizarán su estabilidad a largo plazo, proporcionando al terreno un amplio margen de seguridad, mejorando la situación de la presa actual y permitiendo la construcción de la nueva presa con totales garantías en lo que respecta a la estabilidad global del terreno.

Los movimientos observados en el terreno ponen de manifiesto que se trata de un desplazamiento de escasa actividad, aunque se vea afectado un importante volumen de materiales, por lo que será plenamente controlable con las actuaciones que se están llevando a cabo.

Este análisis ha permitido comprobar, además, que no hay insuficiencias o defectos de los estudios y trabajos realizados con anterioridad.

El movimiento parece encontrarse estabilizado en el momento actual, a pasar de quedar pendiente una gran parte de los trabajos previstos. Una vez detenido el movimiento del terreno y cuando la excavación en la ladera vaya alcanzando cotas definitivas, se debe restituir la red inclinométrica. De esta forma será posible llevar a cabo un seguimiento de la estabilidad de la ladera en el futuro, garantizándose así la seguridad de las presas.

También debe seguir realizándose en la ladera una auscultación piezométrica, con la finalidad de estudiar eventuales elevaciones del nivel freático o incrementos del grado de saturación del terreno.

Madrid, 11 de junio de 2013

El presente documento consta de 111 páginas y dos anexos de planos y perfiles geológicos, habiendo sido redactado por los técnicos que a continuación suscriben:



J. Ángel Rodríguez Franco
Geólogo. Colegiado nº 2.123
Máster en Ingeniería Geológica (U.C.M.)



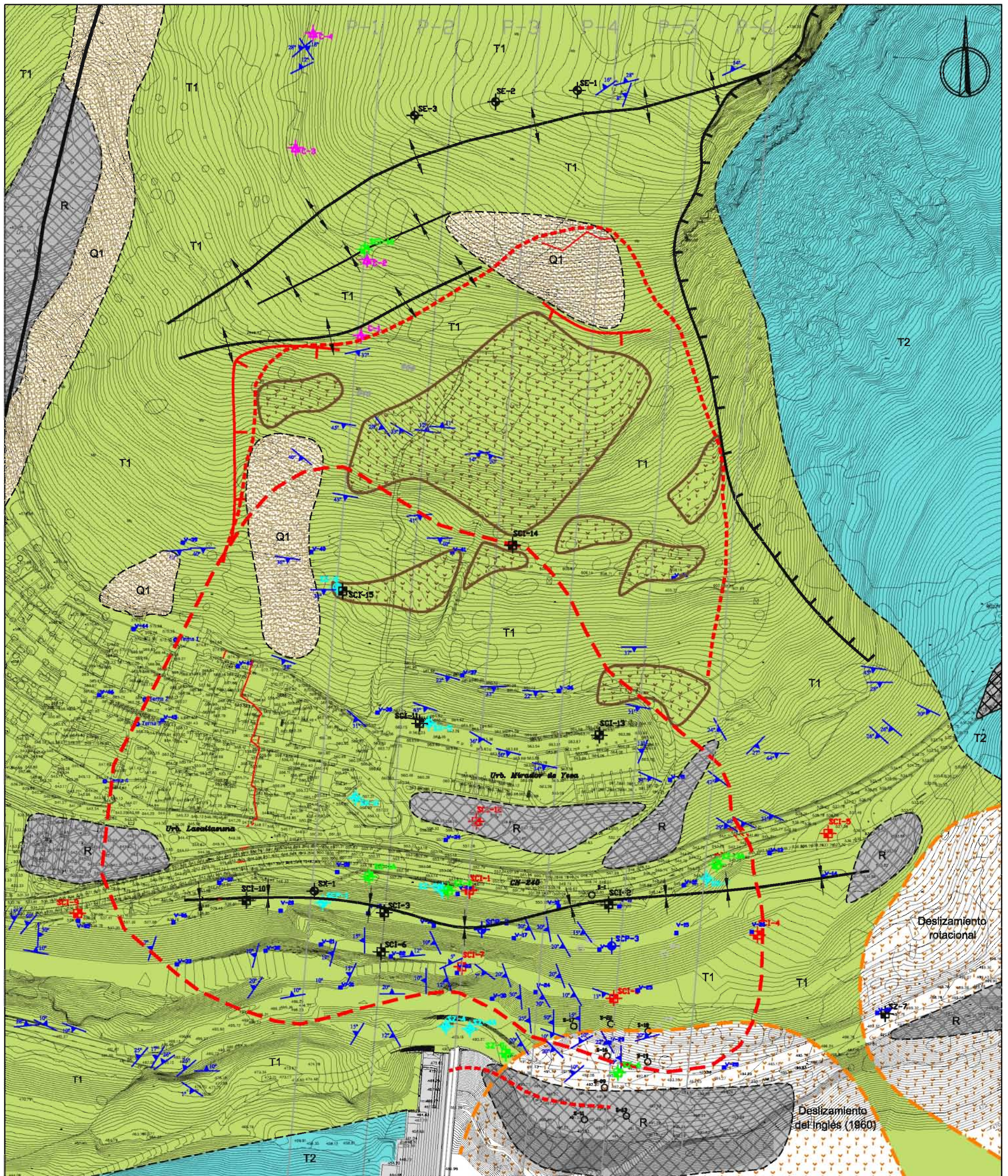
Esther Lobo Gómez
Geóloga. Colegiada nº 6.241



Luis González de Vallejo
Dr. en Geología. Colegiado nº 13
Catedrático de Ingeniería Geológica (U.C.M.)
Ingeniero Geólogo (Imperial College, Londres)

ANEXOS

ANEXO 1:
MAPA GEOLÓGICO DE LA MARGEN DERECHA

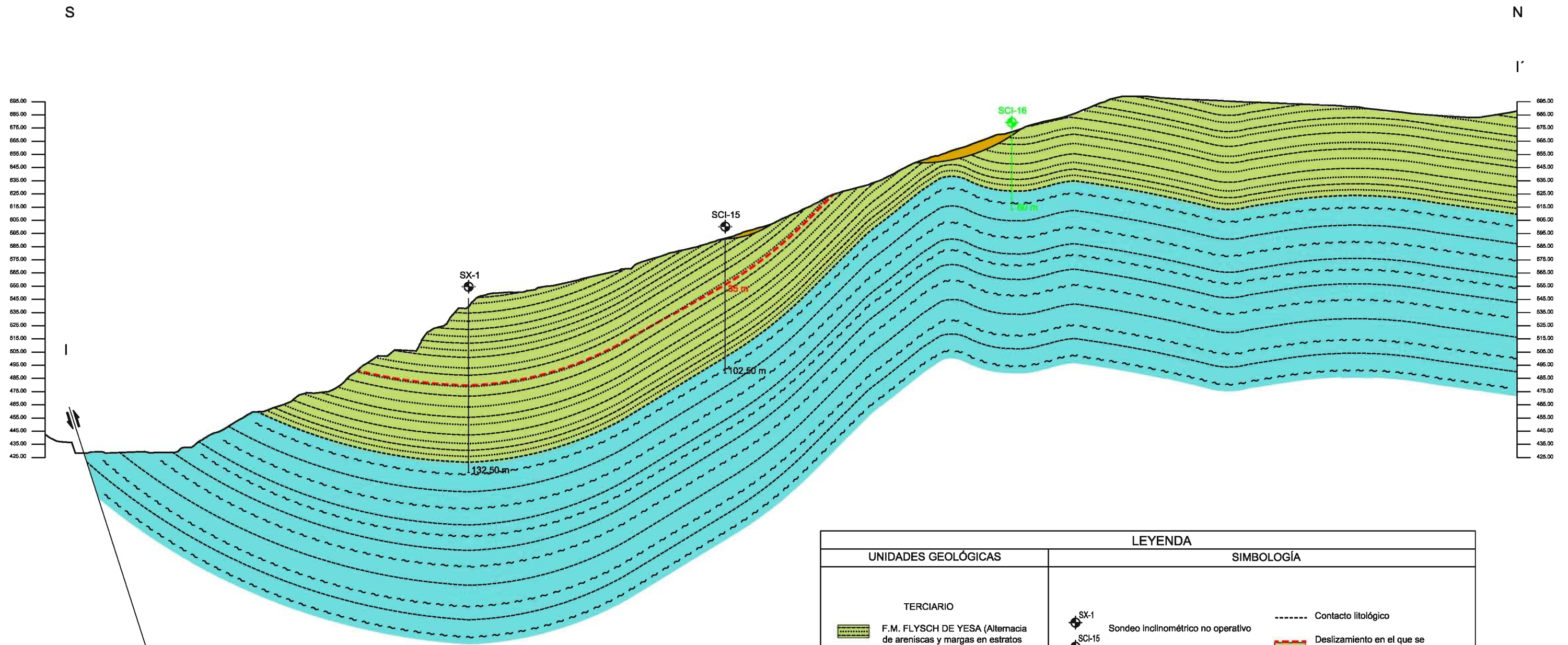


LEYENDA

UNIDADES LITOESTRATIGRÁFICAS		SIMBOLOGÍA		
<p>TERCIARIO</p> <p>T1 F.M. FLYSCH DE YESA (Alternancia de areniscas y margas en estratos decimétricos). Eoceno superior</p> <p>T2 F.M. MARGAS DE PAMPLONA (Margas calcáreas masivas). Eoceno medio-superior</p> <p>CUATERNARIO</p> <p>Q1 Depósitos coluviales</p>		<p> Rellenos artificiales</p> <p> Paleodeslizamientos correspondientes con relanos geomorfológicos.</p> <p> Alcance supuesto del deslizamiento más superficial en el que se conserva la estructura del macizo.</p> <p> Alcance supuesto del deslizamiento profundo</p> <p> Deslizamiento rotacional</p> <p> Dirección y buzamiento</p>	<p> Eje anticlinal</p> <p> Eje sinclinal</p> <p> Contacto litológico</p> <p> Escarpe erosivo</p> <p> Escarpe geomorfológico</p> <p> Falla</p> <p> Grietas</p>	<p> SCI-2 SX-1 SE-1 Sondeo inclinométrico no operativo</p> <p> SZ-2 SZ-1A Sondeo inclinométrico operativo</p> <p> SCI-1 SZ-10 Sondeo inclinométrico propuesto</p> <p> SX-2 Sondeo piezométrico operativo</p> <p> SCP-2 Sondeo piezométrico propuesto</p> <p> S-1 Sondeos antiguos</p>

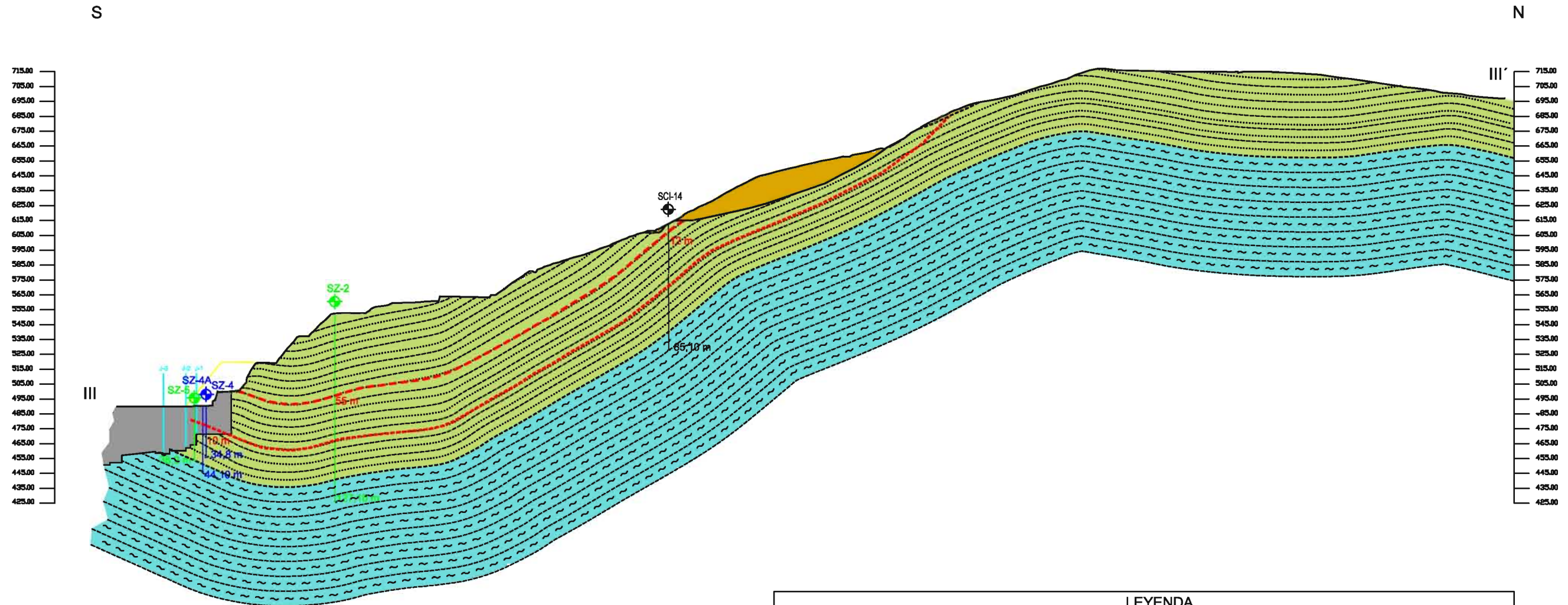
ANEXO 2:
PERFILES GEOLÓGICOS DE LA MARGEN DERECHA

PERFIL GEOLÓGICO 1 (I-I')



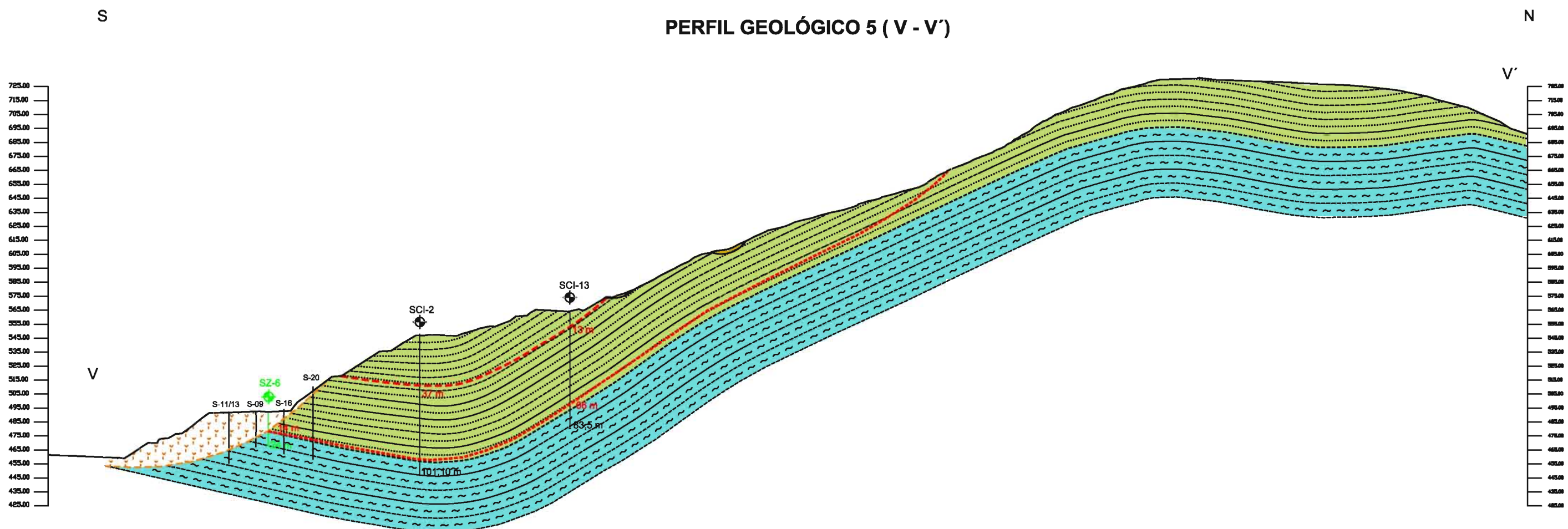
LEYENDA	
UNIDADES GEOLÓGICAS	SIMBOLOGÍA
<p>TERCIARIO</p> <p> F.M. FLYSCH DE YESA (Alternancia de areniscas y margas en estratos decimétricos). Eoceno superior.</p> <p> F.M. MARGAS DE PAMPLONA (Margas calcáreas masivas). Eoceno medio-superior</p>	<p> SX-1 Sondeo inclinométrico no operativo</p> <p> SCI-15 Sondeo inclinométrico no operativo</p> <p> SCI-16 Sondeo inclinométrico operativo</p> <p> ----- Contacto litológico</p> <p> Deslizamiento en el que se conserva la estructura del macizo.</p> <p> Paleodeslizamientos correspondientes con rellanos geomorfológicos.</p>

PERFIL GEOLÓGICO 3 (III - III')



UNIDADES GEOLÓGICAS		LEYENDA	
		SIMBOLOGÍA	
TERCIARIO			
	F.M. FLYSCH DE YESA (Almácia de areniscas y margas en estratos decimétricos). Eoceno superior.		Sondeo inclinométrico no operativo
	F.M. MARGAS DE PAMPLONA (Margas calcáreas masivas). Eoceno medio-superior		Sondeo inclinométrico operativo
CUATERNARIO			
	Depósitos coluviales		Sondeo piezométrico
			Juntas existentes en la presa
			Contacto litológico
			Deslizamiento supuesto en el que se conserva la estructura del macizo.
			Deslizamiento supuesto profundo.
			Paleodeslizamientos correspondientes con rellanos geomorfológicos.

PERFIL GEOLÓGICO 5 (V - V')



UNIDADES GEOLÓGICAS		LEYENDA	
		SIMBOLOGÍA	
TERCIARIO			
	F.M. FLYSCH DE YESA (Alternancia de areniscas y margas en estratos decimétricos). Eoceno superior.		Sondeo inclinométrico no operativo
	F.M. MARGAS DE PAMPLONA (Margas calcáreas masivas). Eoceno medio-superior		Sondeo inclinométrico operativo
			Contacto litológico
			Deslizamiento supuesto en el que se conserva la estructura del macizo.
			Deslizamiento supuesto profundo
			Paleodeslizamientos correspondientes con rellanos geomorfológicos.
			Material deslizado (Deslizamiento del Inglés)