

Estabilización de una ladera natural mediante drenaje profundo y tratamientos de terreno

JOSÉ ESTAIRE, JOSÉ LUIS SALINAS, LUIS M. SOPEÑA (*)

RESUMEN La ladera de Benamejí, de 950 m de longitud y 170 m de desnivel, ha sufrido periódicamente deslizamientos. Los modelos hidrogeológico y geotécnico, basados en datos de campo, se utilizaron para optimizar las medidas de estabilización, proyectadas para hacer frente al doble origen de los problemas: las bajas características geotécnicas del terreno y el elevado nivel piezométrico general. La estabilización se basó en medidas de drenaje y refuerzo: una pantalla de pozos drenantes, de 1,5 m de diámetro y 50 m de profundidad, y dos filas de pasadores (en forma de módulos-pantalla y pilotes) actuando como elementos estructurales de contención y como protección de las edificaciones afectadas.

FALTA TITULO INGLÉS

ABSTRACT Benamejí slope, 950 m long and 170 m of difference in level between crest and toe, has periodically suffered instability movements. The hidrogeological and geotechnical models, based on field data, were used to design the stabilization measures, designed to tackle the double origin of the problems: the poor geotechnical ground characteristics and the high general piezometric level. The stabilization was based on drainage and reinforcement measures: a wall of deep draining wells (1,5 m diameter and 50 m deep) and two rows of dowels (drilled shafts and piles), acting as ground retaining elements and protection of buildings affected.

Palabras clave: Ladera; Estabilización; Pasadores; Pilotes; Muro claveteado.

1. INTRODUCCIÓN

La ladera de Benamejí (Córdoba), originada por la acción erosiva del río Genil, ha experimentado periódicamente movimientos de inestabilidad asociados a deslizamientos profundos, que han provocado el retroceso del escarpe superior con la consiguiente destrucción de las edificaciones que se encontraban en esa zona.

En la figura 1 se muestra una interpretación morfológica de las inestabilidades de la ladera. La ladera tiene una longitud de unos 950 m desde el pueblo hasta el río, con un desnivel acumulado de unos 170 m. La ladera puede considerarse dividida en dos partes por dos promontorios arcillosos que enmarcan un collado. En el sector superior, el terreno se abre lateralmente hasta conformar un gran circo de unos 300 m de perímetro, dentro del cual se producen movimientos de inestabilidad de tipo rotacional, que afectan a las edificaciones del pueblo. En la parte inferior, que llega hasta el río y tiene unos 650 m de longitud, se produce un extenso flujo arcilloso del material procedente de la parte superior con un espesor que puede llegar hasta los 20 m, en el que se engloban bloques calcareníticos.

Desde un punto de vista histórico, la ladera ha sufrido movimientos a lo largo de toda su historia. Los datos más

antiguos que se conocen datan de principios del siglo pasado, aunque los más importantes a efectos de la estabilización llevada a cabo son los registrados en Febrero de 1963 y Diciembre de 1989. En 1963 se produjo un gran deslizamiento que provocó el retroceso del escarpe superior, con la consiguiente destrucción de más de 100 viviendas. Desde esa fecha, la parte superior de la ladera se utilizó como ver-

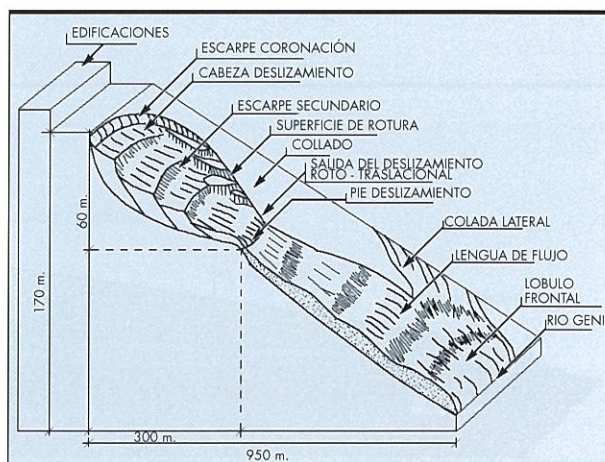


FIGURA 1. Interpretación morfológica de la inestabilidad de la ladera.

(*) Laboratorio de Geotecnia, CEDEX, Madrid, España.

tedero de material procedente de demoliciones, hasta llegar a formar una gran explanada en cabecera. En 1989, tras un periodo de grandes lluvias, todo ese material vertido sufrió un nuevo deslizamiento, de tipo rotacional, que afectó también a unas decenas de casas.

En el otoño de 1997, el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX comenzó una campaña de reconocimiento geotécnico para determinar el origen del problema. Las soluciones diseñadas se recogieron en un proyecto de obra y se ejecutaron durante los meses de Septiembre de 1998 a Abril de 1999.

2. MODELO GEOTÉCNICO E HIDROGEOLÓGICO DE LA LADERA

2.1. INTRODUCCIÓN

El modelo litogeotécnico tipo del terreno, que puede verse en la figura 2, se elaboró, por una parte, a partir de los datos obtenidos de la investigación geotécnica realizada y, por otra, siguiendo una serie de criterios litológicos, estructurales e hidrogeológicos basados en observaciones de campo.

2.2. MODELO GEOTÉCNICO

En la ladera se han diferenciado las siguientes unidades geotécnicas.

- Vertidos:** son materiales de origen antrópico, fundamentalmente escombros, que recubren el terreno natural con espesores variables, que alcanzan a veces hasta la decena de metros.
- Caliche:** es un suelo areno-limoso, mezcla de finos y tamaños gruesos, encostrado por alta carbonatación, con nódulos calcáreos blanquecinos y con esporádicos fragmentos de calcarenitas. Su espesor es variable entre 2 y 7 m, disponiéndose como plataforma que corona la ladera, sobre la que se asientan las edificaciones del pueblo.
- Unidad Geotécnica Superior:** se identifica como tal una formación sedimentaria constituida por una alternancia de arcillas, a veces margosas, y calcarenitas. Sin embargo, predominan las capas arcillosas, presentándose las calcarenitas en lentejones de espesores decimétricos, que pueden llegar a métricos en ocasiones; su continuidad lateral puede estimarse de orden decamétrico. Desde un punto de vista geotécnico, se trata de un suelo con una fracción arcillosa muy alta, de alta plasticidad (CH), con límite líquido de 70, e índices de plasticidad entre 35 y 45. Desde un punto de vista de caracterización resistente hay que tener en cuenta que parte de este material queda inscrito en zonas muy o relativamente próximas a las su-

perficie de deslizamiento habidas en la ladera, por lo que las deformaciones sufridas inducen a pensar que su comportamiento en resistencia al corte está más cercano a valores de carácter residual que de pico. También hay que tener en cuenta que los niveles de areniscas repercuten de forma mucho menos favorable en el comportamiento geomecánico del terreno que "arman" que lo que sería de esperar, debido tanto a su fuerte estado de fracturación, como a que son niveles acuíferos preferenciales, con flujos de agua en su caso, que producen el deterioro de las arcillas que los confinan. Los resultados de los ensayos de corte directo realizados indican una resistencia al corte caracterizada por una cohesión de 8 kPa y ángulo de rozamiento interno de 19,5° para el estado de pico y una cohesión de 5 kPa y ángulo de rozamiento de 11,5° para estados residuales de grandes deformaciones.

- Unidad Geotécnica Inferior:** constituida esencialmente por arcillas consolidadas (lutitas), con poco contenido en calcarenitas. Aunque geotécnicamente este material pueda considerarse parecido a las arcillas superiores, la escasez de niveles calcareníticos determina un comportamiento geomecánico diferente, debido a la presencia de agua asociada a las calcarenitas. Los resultados de los ensayos a compresión simple indican valores medios del orden de 600 kPa.

Desde un punto de vista geométrico, el techo de la Unidad Inferior, que tiende a conformar una plataforma subhorizontal, se puede considerar como la base de la masa potencialmente deslizable. El desnivel entre esta base fija y la coronación de la ladera, donde se sitúan los edificios, es de unos 60 m.

2.3. MODELO HIDROLÓGICO

Durante las investigaciones de campo, se detectaron dos niveles acuíferos. El acuífero superior, con un espesor variable entre 10 y 15 m, está formado por el caliche y por las calcarenitas que subyacen al mismo en determinadas zonas. Este acuífero es de libre recarga, como pone de manifiesto el agua que contiene procedente, principalmente, de precipitaciones relativamente recientes.

El acuífero profundo está formado por un tramo más arenoso y permeable, de unos 4 ó 5 m de espesor, localizado inmediatamente encima de los materiales más arcillosos que forman el techo de la Unidad Inferior, lo que equivale, a una profundidad entre 40 y 45 m respecto a la cota del pueblo. Este acuífero profundo es confinado, contiene aguas antiguas y descarga por la zona central inferior de la ladera.

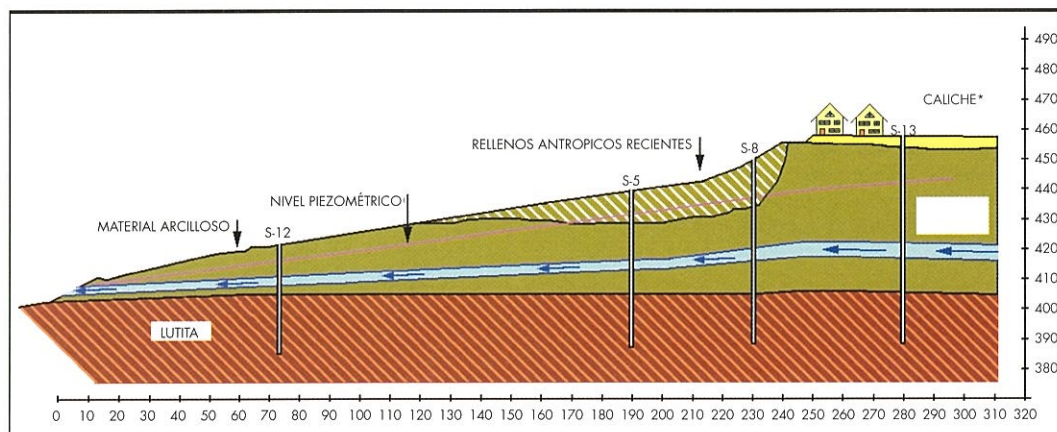
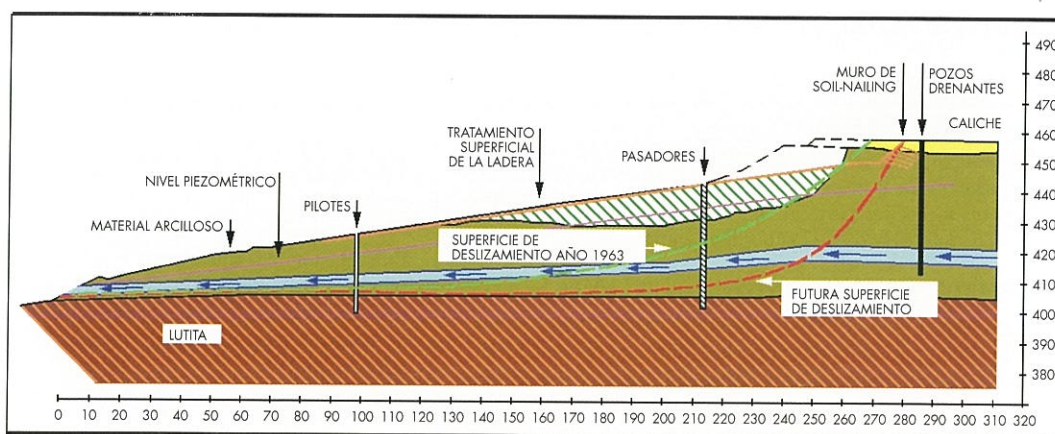


FIGURA 2. Modelo hidrogeológico de la ladera.

FIGURA 3. Esquema de las medidas de estabilización de la ladera.



Aunque entre los dos acuíferos existe un espesor de terreno bastante impermeable, ambos están intercomunicados desde un punto de vista hidráulico, a través de la red de fisuras y discontinuidades ligadas a los niveles de calcarenitas. Como resultado final de esa interacción mutua, el nivel piezométrico existente, medido en los sondeos, se puede considerar único.

En la figura 2, anteriormente citada, se han representado los niveles piezométricos medidos en los sondeos, así como la localización de la franja de flujo preferencial profundo existente en la zona central del deslizamiento.

2.4. ANÁLISIS DEL MODELO

El análisis del modelo hidrogeológico-geotécnico desarrollado previamente hizo posible establecer las causas reales de los problemas de inestabilidad presentes en la ladera: la existencia de un nivel piezométrico elevado y las pobres características geomecánicas de los materiales existentes en la ladera.

3. DESCRIPCIÓN DE LAS MEDIDAS DE ESTABILIZACIÓN

3.1. INTRODUCCIÓN

La estabilización y consolidación definitiva de la ladera de Benamejé y el área urbana aneja contemplaba diversos aspectos, interrelacionados entre sí, tal como se refleja en la figura 3:

- una estabilización profunda de la masa global deslizante, cuya raíz estable se sitúa hacia el techo de la denominada Unidad Inferior;
- una estabilización local del cantil actual y la recuperación funcional del área urbana del entorno;
- una estabilización superficial de la ladera, con especial referencia a los vertidos.

3.2. ESTABILIZACIÓN PROFUNDA

- Medidas de drenaje: pantalla de pozos drenantes

Como medida de drenaje se ejecutó una "pantalla de pozos drenantes", que intercepta los flujos profundos preferenciales que existen en la ladera, con lo que se consigue un abatimiento del nivel piezométrico general.

La pantalla de pozos drenantes está compuesta por 22 pozos de 1500 mm de diámetro y 50 m de profundidad que confluyen en un pozo colector.

Las separaciones entre ejes varían entre un mínimo de 9 m, en la zona central de la ladera, y un máximo de 15 m, en

las zonas laterales. La conexión entre los pozos hacia el pozo colector se realizó a una profundidad de unos 45 m. El agua que se recoge en el pozo colector se evacua al alcantarillado del pueblo mediante un dispositivo de bombas.

- Medidas de contención: pasadores estructurales

Las medidas de contención consistieron en la ejecución de dos filas de grandes elementos estructurales verticales, denominados generalmente como "pasadores", que solidarizan la masa deslizante con el sustrato estable, propiciando la movilización de empujes estabilizadores, cuando se produce el movimiento de la masa potencialmente inestable.

La línea estructural superior está constituida por un conjunto de 37 módulos pantalla de dos tamaños diferentes (4,0 x 1,0 m y 5,5 x 1,2 m), con profundidades variables entre 30 y 50 m y separaciones también variables entre sus ejes entre 6,5 y 7,5 m. Los módulos pantalla de mayor sección fueron también los de mayor profundidad y se ubicaron en la zona central del deslizamiento. La línea de empotramiento de cálculo se hizo coincidir con el techo de la Unidad Geotécnica Inferior. La pantalla se completó con la unión de las cabezas de los módulos mediante una viga de atado, con sección transversal de 1,5 x 1,5 m.

Esta fila superior de pasadores cumple también la misión de evitar posibles movimientos en la zona superior de la ladera, que pudieran afectar a las edificaciones más próximas. Además, la viga de atado de sus cabezas sirve de apoyo a las medidas de contención del cantil superior.

La fila inferior se implanta en la zona del tercio inferior del deslizamiento, donde es mayor la eficacia del refuerzo en relación a los espesores a atravesar, impidiendo además que, en un movimiento remontante de ladera, la fila superior de pasadores perdiera apoyo en su trasdós y no pudiera soportar el trabajo en voladizo. Esta pantalla inferior está compuesta por 22 pilotes circulares de 1.500 mm de diámetro. En las zonas extremas los pilotes tienen 23 m de longitud y están separados 4,5 m entre ejes. En la zona central los pilotes de 30 m de longitud se disponen con una separación entre ejes de 3 m. Una vez ejecutados todos los pilotes, sus cabezas se han unido mediante una viga de atado.

3.3. ESTABILIZACIÓN DEL CANTIL SUPERIOR

La estabilización del escarpe superior de la ladera se resolvió por medio de un "muro de terreno claveteado", un retaludado suave del terreno existente entre la cabeza de la fila de pasadores superior y el pie de dicho muro y la colocación de un tación de escollera para dar peso en el pie.

El muro de sostenimiento del cantil superior de la ladera está constituido por un muro de unos 300 m de longitud, realizado con la técnica de "suelo claveteado" (más conocido por su denominación inglesa de "soil nailing") de 5,5 m de altura y con inclinación 2H:3V. En este muro se han dispuesto cuatro filas de bulones de 7 m de longitud, separados una distancia de 2 m en el sentido longitudinal del muro y 1,25 m en dirección vertical. La capa de gunita proyectada que recoge las cabezas de los bulones tiene 9 cm de espesor.

3.4. ESTABILIZACIÓN DE LA SUPERFICIE DE LA LADERA

El tratamiento general de la superficie actual de la ladera consistió en la ejecución de cuatro medidas complementarias:

- a) retaluzado conformando la topografía actual a las cotas de cabeza de las dos alineaciones de pasadores;
- b) disposición sobre la superficie del terreno de una capa de arcilla impermeable que impida la infiltración del agua de lluvia;
- c) ejecución de un sistema de recogida y evacuación de las aguas superficiales apoyado en la coronación de las dos filas de pasadores;
- d) plantación de árboles y arbustos que impidan la erosión superficial y la aparición de deslizamientos superficiales.

4. ANÁLISIS DEL PROBLEMA

4.1. CÁLCULOS DE ESTABILIDAD

Se realizó un análisis retrospectivo de estabilidad basándose en el modelo hidrogeológico desarrollado y utilizando la superficie de deslizamiento que se supone que se produjo en el año 1963, deducida a partir de diferentes datos, tal como se recoge en la citada figura 2.

La superficie de deslizamiento utilizada en los cálculos se desarrolla, en su parte inferior, en la zona de contacto con la Unidad Geotécnica Inferior, convergiendo posteriormente con la franja en la que se canalizan los flujos profundos preferenciales de agua, y siguiendo su estela aguas arriba, asciendo de cota gradualmente, hasta verticalizarse de forma rápida, saliendo finalmente a la plataforma superior por un abrupto escarpe, a favor de la presencia en esa zona de terreno más resistente y cohesivo.

Los cálculos de estabilidad permitieron determinar que los parámetros de resistencia al corte que generaban una situación de equilibrio límite equivalían a una cohesión de 10 kPa y un ángulo de rozamiento interno de 11,5°. Cabe destacar que estos valores deducidos del cálculo son del mismo orden de magnitud que los obtenidos de los ensayos de laboratorio de corte directo en condiciones de resistencia residual realizados con el mismo material.

Además, estos valores estarían de acuerdo tanto con el tipo de proceso de "rotura progresiva" en que se suelen inscribir estos fenómenos de inestabilidad, como con el rango de los parámetros residuales que serían asociables a un material arcilloso de alta plasticidad, en un entorno saturado y con altas presiones de agua freática.

4.1.1. Evaluación de la situación existente

Con los parámetros deducidos del análisis retrospectivo se realizó una nueva serie de cálculos para determinar la futura superficie de deslizamiento más probable y estimar las condiciones de estabilidad existentes en ese momento.

La forma de la posible futura superficie de deslizamiento es muy similar a la deducida para la rotura producida en el año 1963. Los resultados obtenidos indican que el coeficiente de seguridad disponible antes de realizar la estabili-

zación era del orden de 1,05–1,10. Estos valores representaban un déficit de seguridad respecto a lo deseable para una situación permanente lo que llevó a la necesidad de ejecutar una serie de actuaciones de estabilización.

4.1.2. Cálculos para la determinación de las medidas de estabilización

a) Introducción

Existen dos factores esenciales en los que se fundamenta la inestabilidad profunda de la ladera: el nivel piezométrico elevado debido al acuífero profundo pseudoconfinado y las deficientes características geomecánicas de los diferentes materiales.

Se realizaron una serie de cálculos para evaluar la repercusión que tiene sobre el factor de seguridad las actuaciones que pretendieran, por un lado, rebajar el nivel piezométrico mediante un drenaje profundo y, por otro, mejorar las condiciones geomecánicas del terreno mediante la introducción de fuerzas externas estabilizadoras.

b) Influencia del rebajamiento del nivel piezométrico

Los cálculos de estabilidad, basados en el modelo hidrogeológico se realizaron suponiendo una cierta eficacia del sistema de drenaje, situado en la cabecera del deslizamiento, por ser la zona donde se produciría la mayor efectividad de una medida de esta naturaleza, y donde además se podrían cortar los flujos profundos preferenciales, evitando la entrada del agua en la ladera.

El nivel piezométrico deprimido se definió de tal manera que en la posición de la "pantalla de drenaje", la altura piezométrica remanente sea un porcentaje de la actual. En el resto de la ladera, el nivel piezométrico se va aproximando paulatinamente al nivel inicial según aumenta la distancia en planta aguas abajo, hasta que coincide con dicho nivel en el tercio inferior de la superficie de deslizamiento, cerca del pie. Esto es así puesto que se considera que la eficiencia del drenaje profundo, realizado aguas arriba y a cierta distancia, se ha hecho prácticamente nula.

De acuerdo con los diversos cálculos realizados, el incremento medio del coeficiente de seguridad sería de 0,15, para una eficacia supuesta del drenaje profundo en el entorno del 50% en la zona de cabeza (lugar de emplazamiento de la pantalla drenante).

c) Influencia de la inclusión de unas fuerzas estabilizadoras (H)

Se realizaron una serie de cálculos introduciendo una fuerza horizontal exterior con el objeto de analizar la repercusión cuantitativa que tiene sobre el coeficiente de seguridad. Esa fuerza exterior representaría la actuación de unos "pasadores", que son elementos estructurales que cosen o solidarizan la masa potencialmente deslizante al sustrato estable profundo. Empotrados suficientemente dentro del sustrato estable, el movimiento de la masa deslizante moviliza progresivamente unos empujes sobre los elementos estructurales, que equivalen en sentido contrario a las fuerzas estabilizadoras deseadas.

En los cálculos se dividió la fuerza total en dos fracciones, de tal manera que 2/5 partes del total se ubicaron en el tercio inferior de la ladera, y el resto en el tercio superior, con objeto de que en esa zona la contención resultante fuera más rígida al estar más directamente ligada a las edificaciones del pueblo.

Los diversos cálculos de estabilidad realizados indicaron que para obtener un incremento del coeficiente de seguridad del orden de una décima (0,1) resultaría necesaria una fuerza total del orden de las 150 t/ml de desarrollo de talud en planta, dividida en dos fuerzas de 60 y 90 t/ml, respectivamente.

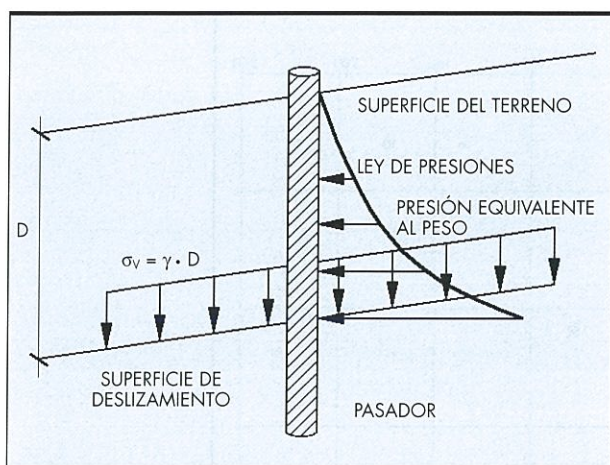


FIGURA 4. Esquema de cálculo para la obtención de las leyes de esfuerzos en los pasadores.

El aumento de factor de seguridad obtenido en los cálculos está de acuerdo con lo preconizado por diversos autores para este tipo de actuaciones, ya que se considera que la forma de abordar los cálculos es muy conservadora.

d) Resultados globales con ambos tipos de medidas

Los cálculos realizados indican un incremento global del factor de seguridad frente al deslizamiento profundo del orden de 0,25-0,30 cuando actúan simultáneamente ambos tipos de medidas, es decir, una fuerza horizontal estabilizadora de 150 t/ml y una eficacia del sistema de drenaje del 50%, con lo que se obtienen coeficientes de seguridad en el entorno de 1,3.

4.2. DIMENSIONAMIENTO DE LOS PASADORES

El dimensionamiento de los pasadores se hizo de acuerdo a los siguientes pasos de cálculo:

a) Distribución de la fuerza de estabilización

La determinación de la distribución de la fuerza de estabilización en cada pasador se hizo utilizando la teoría desarrollada en el manual "Design Manual 7.01". De acuerdo a esa teoría, la ley de presiones es parabólica, aunque en la práctica se puede considerar como triangular. La ley que se debe utilizar en los cálculos es homotética a la teórica, pero teniendo en cuenta que la resultante de la ley de cálculo debe ser igual a la fuerza de estabilización previamente determinada mediante el análisis de estabilidad.

b) Determinación de las leyes de momento flector y esfuerzo cortante

El siguiente paso es la definición del esquema de cálculo que permita determinar las leyes de momento flector y esfuerzo cortante actuantes en los pasadores. Dicho esquema, que puede verse en la figura 4, está basado en que las dos únicas contribuciones del terreno existente entre la base estable y la superficie de deslizamiento son la ley de presiones, actuando sobre el pasador, definido anteriormente en el "punto a" y en una sobrecarga vertical equivalente a su peso aplicada en la parte superior de la capa estable. En la capa estable, el terreno desarrolla las correspondientes presiones activas o pasivas para mantener el equilibrio en el pasador empotrado en esa capa.

Con este esquema de cálculo, las leyes de momento flector y esfuerzo cortante pueden ser calculadas utilizando las

teorías clásicas de dimensionamiento de pantallas o cualquier programa informático de los existentes en el mercado basado en el modelo de Winkler.

c) Dimensionamiento estructural

Dadas las leyes de momento flector y esfuerzo cortante, se debe calcular el armado necesario, considerando al pasador como una pieza de hormigón.

d) Separación entre pasadores

Conocido el máximo momento flector y esfuerzo cortante que un pasador puede soportar, con su correspondiente armadura, la separación entre pasadores se obtiene dividiendo esos valores máximos entre los correspondientes valores por unidad de longitud, obtenidos en el "punto b".

Una consideración adicional a tener en cuenta es que la separación entre pasadores no debe ser muy pequeña, ya que en ese caso los pasadores podrían actuar como una barrera semi-impermeable para el agua fluyente, que generalmente se encuentra asociada en este tipo de problemas.

5. INSTRUMENTACIÓN INSTALADA

5.1. INTRODUCCIÓN

Se instalaron una serie de aparatos de auscultación (piezómetros, extensómetros e inclinómetros) en diferentes lugares de la ladera y de los elementos estructurales para controlar y comprobar la eficacia de las medidas de estabilización llevadas a cabo.

5.2. PIEZÓMETROS

Tres años después de la finalización de las obras, se encuentran operativos un total de ocho piezómetros, tanto abiertos como de cuerda vibrante. Estos piezómetros indican un importante descenso del nivel piezométrico en la parte superior de la ladera. En el resto de la ladera, dicho descenso puede cuantificarse en un 25%. Estos valores muestran que la hipótesis realizada en los cálculos de estabilidad fue bastante acertada y que las medidas de drenaje son eficientes en la parte más importante de la ladera, a efectos de afecciones a edificaciones, que es su parte superior donde están ubicadas las edificaciones.

5.3. EXTENSÓMETROS

Hay 29 extensómetros de cuerda vibrante instalados en cuatro pasadores diferentes de la fila superior y otros 9 instalados en los pilotes de la fila inferior. Las presiones que se han medido se han representado en la figura 5. El análisis de los valores indica que están fundamentalmente por debajo del 20% del límite elástico del acero de las armaduras, aunque algunos valores están cercanos al 50%. Estos datos indican un gran margen de seguridad desde un punto de vista estructural.

5.4. INCLINÓMETROS

Hay tres inclinómetros instalados en sendos pasadores y uno en un pilote. Los inclinómetros existentes en los pasadores apenas han sufrido movimientos, indicando una situación de gran estabilidad. Sin embargo, el inclinómetro situado en el pilote muestra un movimiento general de flexión, con un desplazamiento en cabeza de unos 30 mm en ambas direcciones, como puede verse en la figura 6. Este hecho implica que la fila de pilotes está activa y trabajando para soportar las presiones del terreno de la parte inferior de la ladera.

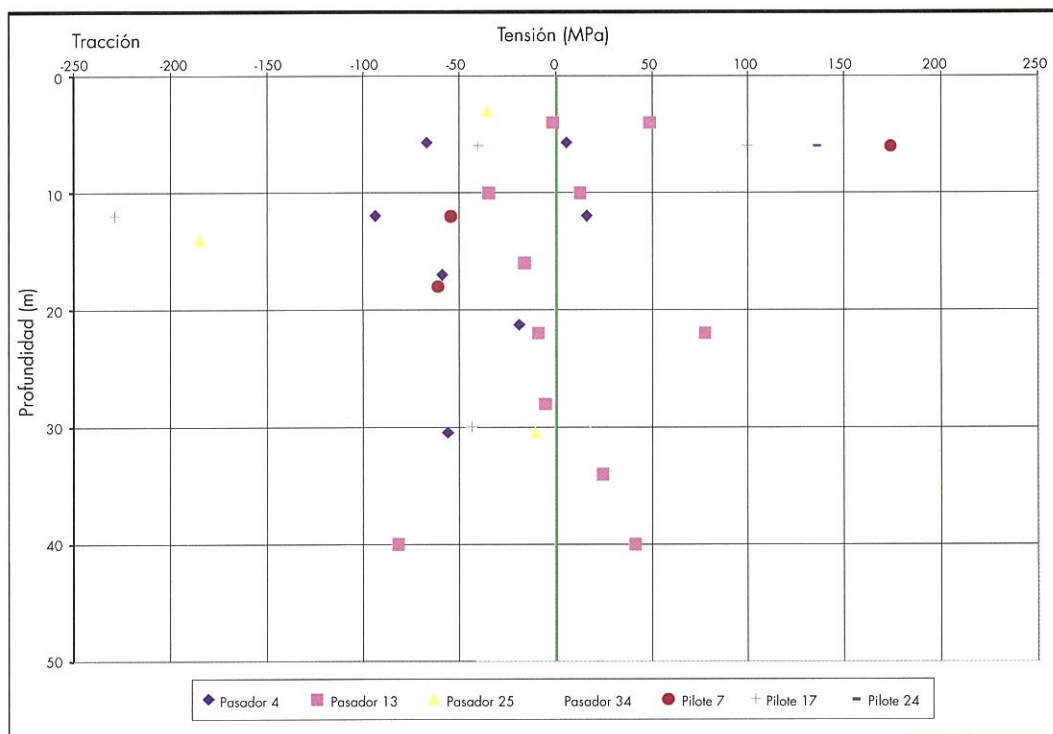


FIGURA 5. Tensiones medidas con extensómetros en diferentes elementos estructurales.

REFERENCIAS

DESIGN MANUAL 7.01 (1986). U.S.S. Navy.
SOMMER, H. (1979). Stabilization of a creeping slope in

clay with stiff elements. 7th European Conf. ISMFE. Brighton, Vol.3, 269-274.

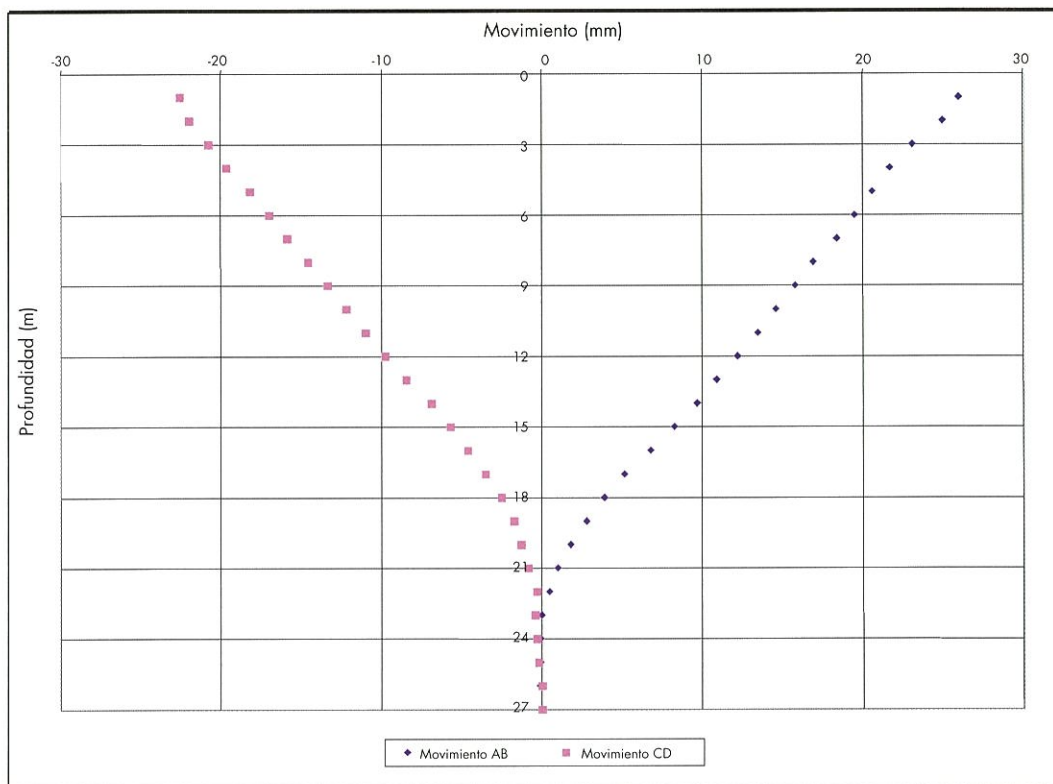


FIGURA 6. Últimas lecturas del inclinómetro colocado en un pilote.