

# Proyecto de emergencia para control de daños originados por un deslizamiento en la Autopista Caracas-La Guaira, Venezuela.

## Emergency Works to control damages caused by a landslide, Caracas-La Guaira Highway, Venezuela.

Daniel Salcedo R.

Nelson Rodríguez D.

Andrés Pesti J.

*Ingenieros consultores*

### Resumen

*En la progresiva 0+800 de la Autopista Caracas – La Guaira, arteria vial que comunica la capital de Venezuela con su principal puerto marítimo y aeropuerto internacional, en Diciembre del año 2010 se activó un deslizamiento el cual había sido estabilizado parcialmente hace unos 24 años, mediante la remoción de parte del material inestable y la construcción al pie y a media ladera, de dos pantallas de concreto proyectado ancladas. La activación del movimiento se manifestó con serias deformaciones y agrietamientos principalmente en la pantalla inferior a nivel de la Autopista, rotura de un gran número de los anclajes activos de barra existentes, filtraciones de agua a través de la pantalla inferior, un levantamiento progresivo del canal derecho de la pista La Guaira – Caracas y graves daños en viviendas informales ubicadas en la zona crestal. Se estima que el factor antrópico originado por las continuas infiltraciones de aguas servidas provenientes de las viviendas informales, representó un rol importante para la progresiva corrosión y consecuente fallamiento de las barras de anclaje. El presente artículo describe las características del deslizamiento, las medidas inmediatas recomendadas y el proyecto de la obra de emergencia en conjunto con sus aspectos constructivos.*

### Abstract.

*At station km 0+800 of the Caracas-La Guaira Highway which connects Caracas, capital of Venezuela with its main port and airport, a reactivation of an important landslide occurred in December 2010 which was partially stabilized 24 years ago by means of two shotcrete anchored retaining walls located at the toe and at midheight of the unstable slope. The activated landslide caused severe deformations and cracks mainly in the lower shotcrete wall at the highway elevation, rupture of an important number of anchors, water flows through the lower shotcrete wall, a progressive heave affecting the right lane of the highway in direction La Guaira-Caracas, and severe damages to informal houses that were built on the upper part of the slope. It is believed that an anthropic factor represented by continuing water infiltration from houses without adequate drainage services and limited sewerage systems plus rainfall infiltration, played an important role in the progressive corrosion and consequent failure of the bar anchors of the retaining walls. This paper describes the landslide characteristics, the remedial measures that were immediately put in place and aspects related to the design and construction of the emergency work project.*

## 1 INTRODUCCION

En el km 0+800 de la Autopista Caracas – La Guaira, arteria vial que comunica la capital de Venezuela con su principal puerto marítimo y aeropuerto internacional, en Diciembre del año 2010 se activó un deslizamiento el cual había sido estabilizado parcialmente hace unos 24 años, mediante la remoción de parte del material inestable y la construcción al pie y a media ladera, de dos pantallas de concreto proyectado atirantadas. La activación del movimiento se manifestó con serias deformaciones y agrietamientos principalmente en la pantalla inferior a nivel de la Autopista, rotura de un gran número de los anclajes activos de barra existentes, importantes filtraciones de agua a través de la pantalla inferior y un levantamiento progresivo del canal derecho de la pista La Guaira – Caracas (Véase Figuras 1 a 6). Las precarias condiciones de la pantalla atirantada inferior condujeron a concluir que si no se actuaba a tiempo, se produciría su colapso total, obstruyendo la autopista con la afectación de un tubo matriz de acueducto, construido al pie de dicha ladera.



Figura 1. Progreso del levantamiento del pavimento (11-01-2011).



Figuras 2 y 3. Grietas en la pantalla atirantada inferior.

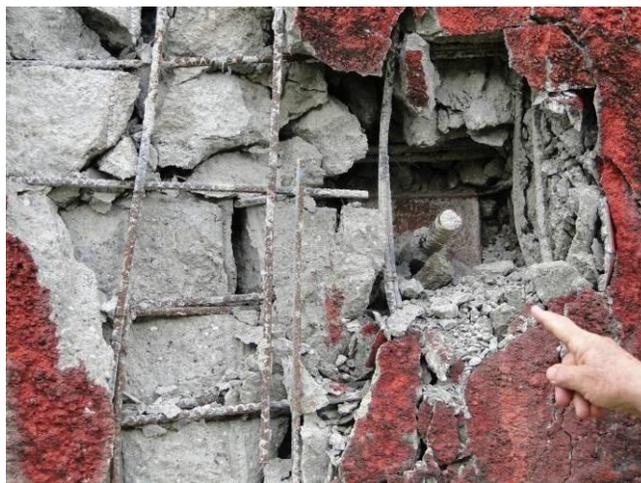


Figura 4. Evidencias de punzonado en algunos sectores de la pantalla inferior (27-12-2010).

Las evidencias observadas en la primera inspección, permitieron diagnosticar un deslizamiento de base cuya superficie de falla se había desarrollado por debajo del pie de la pantalla atirantada inferior, y estaba levantando parte de la plataforma de la pista en sentido La Guaira-Caracas.



Figura 5. Detalle de grietas y deformaciones en refuerzo de pantalla de concreto proyectado (30-12-2010).



Figura 8. Daños en viviendas ubicadas en la zona crestal de la masa inestable (20-12-2010).



Figura 6. Evidencias de posible rotura de barras de anclajes (20-12-2010).



Figura 9. Grietas de tracción en zona crestal de la ladera en movimiento (11-01-2011).

En la zona crestal de la ladera existen numerosas viviendas que conforman un Barrio donde se han producido frecuentemente roturas de tuberías de aguas blancas y servidas, con desarrollo importante de grietas de tracción en diferentes sectores (Figuras 7 a 9).



Figura 7. Vista aérea de fractura en la pantalla superior y daños en viviendas (21-12-2010).

Cabe destacar que en el año 2006 se detectaron dos grietas de tracción importantes en la zona ocupada por viviendas las cuales permitían inferir el proceso de inestabilidad de toda la ladera, sin embargo, para esa fecha no se evidenciaron daños en las pantallas ancladas ni en la Autopista (Véase Figuras 10 y 11. Ingeotec, 2006).

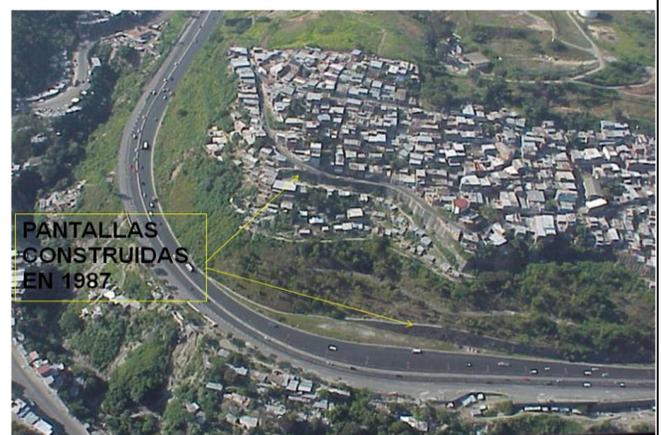


Figura 10. Vista aérea del km 0+800, mostrando la ubicación de las pantallas construidas en 1988.



Figura 11. Vista aérea con ubicación de grietas de tracción detectadas y reportadas en Junio 2006, y ubicación de la zona levantada en Diciembre de 2010.

## 2 MEDIDAS DE EMERGENCIA

Las recomendaciones de emergencia formuladas, pueden resumirse como sigue:

- Limpieza de drenes existentes obstruidos y construcción de nuevos drenes a través de la pantalla atirantada inferior, con el fin de aliviar las presiones hidrostáticas.
- Revisión de válvulas y conducciones y detección de zonas de filtraciones de agua en la zona crestal de la ladera.
- Reubicación del tubo matriz de suministro de agua, ubicado cerca del pie de la pantalla, para evitar su posible afectación por el movimiento de la ladera y de esta forma facilitar además la construcción de las obras de estabilización. Esta actividad fue realizada directamente por el organismo competente.
- Canalización de las aguas servidas que drenan por la autopista y se infiltran al pie de la pantalla. Esta actividad fue concluida.
- Desalojo de viviendas ubicadas en la zona de la ladera en franco movimiento. Esta actividad fue coordinada y completada por los organismos competentes.
- Monitoreo topográfico de los movimientos de la masa inestable. La instrumentación del área inestable permitió obtener conocimientos acerca de los límites y la velocidad del movimiento y verificar la efectividad de las obras de estabilización propuestas. Las máximas velocidades iniciales alcanzaron los 25 cm/mes las

cuales fueron progresivamente disminuyendo hasta detenerse, como consecuencia de las medidas de emergencia y de construcción de las obras de estabilización.

- Instalación de inclinómetros artesanales (tubos plásticos con barras internas colgantes), para detectar la profundidad de la superficie de falla en la zona adyacente a la plataforma de la vía. Las mediciones en este tipo de inclinómetros permitió definir la profundidad de los movimientos por debajo del pie de la pantalla atirantada inferior.
- Instalación de inclinómetros convencionales en sitios estratégicos, constituidos por tubos plásticos ranurados introducidos en perforaciones y medidos con un torpedo de medición diseñado para tal fin, con el objeto de determinar la profundidad de la superficie de falla en varios sectores de la ladera, así como la velocidad y dirección y sentido del movimiento. Esta actividad fue diferida para el monitoreo de las obras de estabilización una vez concluidas.
- Elaboración de un proyecto de obras de refuerzo orientado a disminuir o detener la velocidad del movimiento.

Las medidas relacionadas con el alivio de presiones hidrostáticas mediante drenes sub-horizontales resultaron efectivas, notándose una disminución en el nivel superior de la mancha de agua detectada en la pantalla atirantada inferior, a medida que se fueron construyendo los drenes. (Véase Figuras 12 a 14).



Figura 12. Detalle de zona donde afloran aguas subterráneas que fluyen a través de la pantalla (21-12-2011).



Figura 13. Evidencia del descenso del nivel de agua, con el avance de construcción de los drenes horizontales (19-01-2011).



Figura 14. Evidencia del descenso del nivel de agua, con el avance de la construcción de drenes horizontales (8-02-2011).

### 3 ASPECTOS GEOLOGICOS

La ladera está constituida esencialmente por rocas metamórficas representadas por una secuencia de calizas marmóreas interfoliadas con esquistos cuarzo calcáreos micáceos y filitas. El rumbo general de la foliación es N30E, subparalelo a la ladera y tiene un buzamiento entre 30° y 40° en el mismo sentido de la pendiente (Figuras 15 y 16). La masa rocosa tiene dos sistemas de diaclasas bien desarrollados, uno con orientación N50W, y buzamiento de 75° Norte y otro con rumbo N35E y buzamiento entre 70° y 85° hacia el Sur.

### 4 ANALISIS Y FUNDAMENTOS DEL PROYECTO DE ESTABILIZACION

Basados en la crítica situación del tramo afectado, los primeros cálculos consistieron en realizar un análisis de estabilidad de las

condiciones previas al deslizamiento, utilizando secciones típicas que incluyeron la información de los anclajes activos colocados en las pantallas existentes, tanto al pie de la ladera como en la zona crestal a nivel de la Calle perimetral Norte del Barrio denominado Federico Quiroz. La Figura 17 muestra una sección representativa de las condiciones previas a la falla.



Figura 15. Orientación de superficies de foliación en el mismo sentido de la pendiente del talud.



Figura 16. Detalle de las superficies de foliación y diaclasas que caracterizan la masa rocosa.

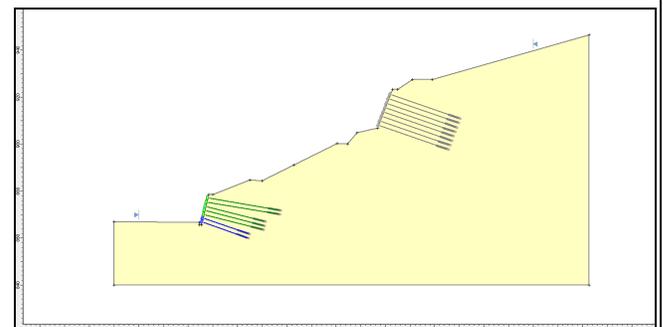


Figura 17. Sección representativa seleccionada para análisis de estabilidad previo a la falla. Anclajes superiores constituidos por barras dywidag de 40 ton cada 1.75 (V) x 2.0 m (H). Anclajes inferiores con longitudes entre 20 y 30 m, y 40 ton de capacidad, excepto las dos filas inferiores con 60 ton de capacidad.

Los análisis se realizaron con el programa Slide de Rocscience, el cual permite incorporar en el cálculo la resistencia al corte de la masa rocosa estimada con base en su caracterización geomecánica y adicionalmente la resistencia al corte de las discontinuidades cinemáticamente desfavorables, obtenida de ensayos de laboratorio en muestras tomadas en afloramientos en campo.

Los análisis revelaron que con el modelo de cálculo para la condición drenada, es decir, sin presiones de agua en el subsuelo, se obtuvo como resultado un factor de seguridad de 1.47, considerado aceptable para la magnitud de las masas involucradas, tal como puede verse en la Figura 18.

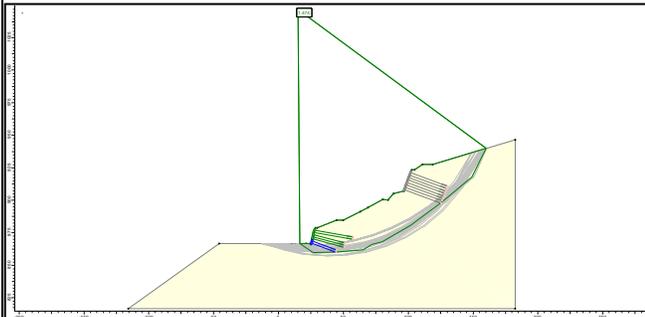


Figura 18, Resultado de análisis de estabilidad para la condición drenada existente antes del colapso. FS = 1.47.

Los análisis realizados confirmaron que la potencial superficie de falla se desarrolla principalmente según la orientación de la foliación y en tramos cortando la masa rocosa. La condición de equilibrio límite y por lo tanto el deslizamiento, podía explicarse por la generación de presiones hidrostáticas equivalentes a un valor de coeficiente de presión de agua  $R_u = 0.30$ . La

Figura 19 muestra la superficie de deslizamiento más probable para la condición de equilibrio límite, la cual coincidió razonablemente con la geometría del deslizamiento observado en campo.

Una vez estimada mediante los análisis de estabilidad, la potencial ubicación de la superficie de deslizamiento, se evaluaron los resultados de las mediciones de los inclinómetros artesanales instalados. De esta forma se concluyó que las grietas y deformaciones que se manifestaban en la plataforma de la vía, estaban siendo generadas por una falla de base, cuya geometría estaba controlada por la restricción parcial impuesta por la pantalla anclada existente al pie.

Dado el gran volumen de la masa en movimiento y su actividad manifiesta, así como la imposibilidad de generar fuerzas de soporte que cumplieran con los factores de seguridad normalmente exigidos para diseño, el proyecto de emergencia elaborado por nuestro grupo consultor fue orientado a mitigar los movimientos actuales y tratar de llevar la estabilidad de la ladera a un factor de seguridad ligeramente superior al equilibrio límite, con el fin de evitar el levantamiento de la calzada, obstaculizando como consecuencia el tránsito por tan importante arteria vial.

Para tratar de mitigar los movimientos y llevar la ladera a factores de seguridad por encima de su condición de equilibrio límite, se analizaron en primer lugar obras de estabilización constituidas por cortinas de micropilotes tanto al pie como en la mitad de ladera entre las dos pantallas atirantadas existentes.

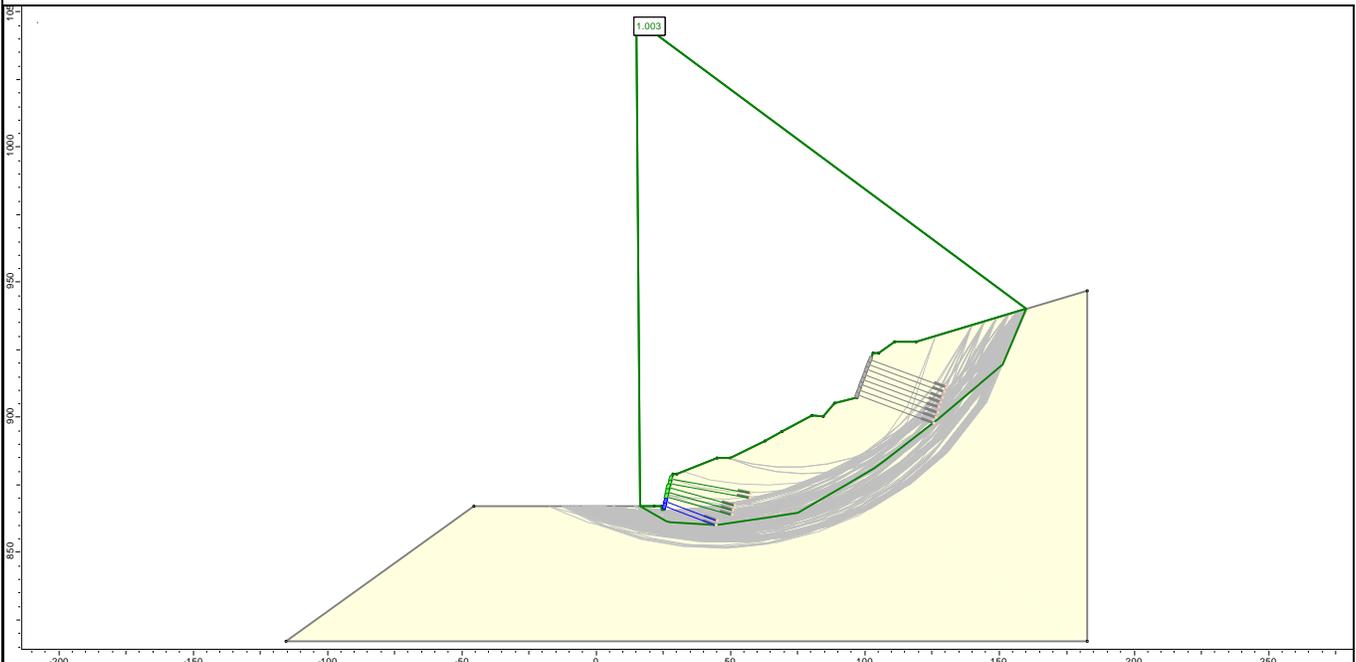


Figura 19, Resultado de análisis de estabilidad para la condición  $R_u = 0.30$ . FS = 1.00

Luego de varios análisis y considerando las dificultades constructivas de la cortina de micropilotes en la ladera y los obstáculos que representaban los anclajes existentes en la pantalla inferior para la perforación de dichos elementos, se decidió descartarla, y concentrar la estabilización al pie de la masa en movimiento, tal como puede verse en la Figura 20.

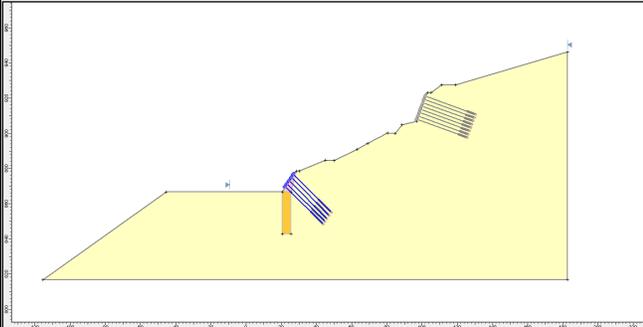


Figura 20 Concepto de obra de estabilización con micropilotes y contrafuertes anclados al pie de la ladera.

El proyecto de estabilización propuesto por nuestro grupo consultor se fundamentó en la construcción de una estructura de estabilización al pie, parcialmente enterrada, que permitiera satisfacer simultáneamente los siguientes requerimientos:

- 1) Conformar una estructura de suficiente rigidez, con el fin de restringir pasivamente el empuje de la masa inestable. Para este fin se diseñó una pantalla de concreto armado anclada, provista de contrafuertes con el doble propósito de lograr la rigidización requerida y que permitiera la disposición e inclinación de los anclajes que asegurara, con mínimas longitudes, su empotramiento por debajo de la superficie de deslizamiento.
- 2) Vincular a la estructura anterior, una estructura enterrada concebida con el múltiple propósito de servir como elemento de fundación de la estructura anclada, proporcionar resistencia cohesiva en un tramo inferior de la superficie de deslizamiento, y aprovechar la resistencia pasiva aportada por la masa aguas abajo de dicha cortina. Con este propósito, se proyectó una cortina conformada por un grupo de micropilotes.

Los análisis realizados para evaluar la efectividad de las obras de estabilización propuestas, consideraron que los parámetros en la superficie de deslizamiento correspondían a la

condición residual, con una resistencia cohesiva nula.

Tomando en cuenta la elevada rigidez de la estructura en contrafuertes sobre micropilotes proyectada, realmente las obras al pie, aun cuando se trata de anclajes activos, a nuestro juicio deben considerarse como de actuación pasiva, y en tal sentido se realizaron análisis con esta hipótesis, para diferentes condiciones de presiones hidrostáticas simuladas con el coeficiente  $R_u$ .

La Figura 21 muestra la relación entre el valor de  $R_u$  y el Factor de seguridad para la solución propuesta.

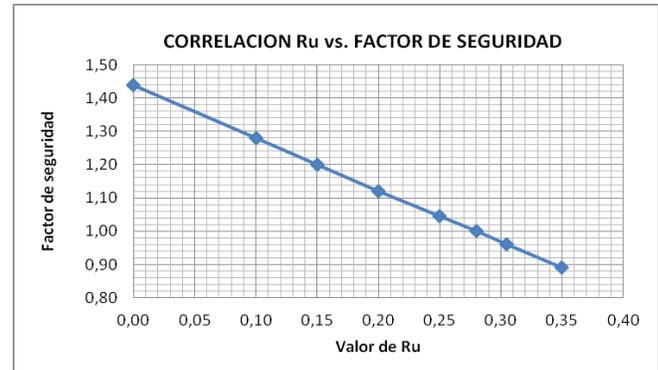


Figura 21. Correlación entre  $R_u$  y el factor de seguridad para el proyecto de estabilización recomendado.

Con las obras de estabilización propuestas al pie y simulación de actuación pasiva, la condición de equilibrio límite se alcanza con un valor de  $R_u = 0.30$ . En tal sentido, el alivio de presiones hidrostáticas se consideró esencial para garantizar un factor de seguridad por encima de la condición de equilibrio límite. Asumiendo que con los drenes colocados durante las medidas de emergencia más los incluidos en el proyecto de estabilización se podría garantizar una condición representada por un valor máximo de  $R_u = 0.20$ , el factor de seguridad alcanzaría un valor igual a  $FS = 1.12$ , valor inferior al requerido comúnmente para diseño, pero considerado suficiente para detener el movimiento que era el objetivo principal de la obra de emergencia.

Es de hacer notar que los análisis realizados considerando las aceleraciones generadas por un sismo (0.15g), y paralelamente presiones de agua representadas inclusive por un valor muy bajo ( $R_u = 0.05$ ), revelan factores de seguridad muy cercanos al equilibrio límite.

En conclusión hay que tener presente que cuando se trata de deslizamientos que involucran masas de gran volumen, en este caso del orden de  $500.000 \text{ m}^3$ , es prácticamente imposible proyectar obras de estabilización que satisfagan los factores

de seguridad requeridos para el diseño de este tipo de obras, riesgo implícito que fue aceptado por el cliente. Cabe destacar además, que las obras de emergencia proyectadas se concentraron al sector donde directamente el movimiento estaba influenciando el tránsito por la pista La Guaira – Caracas, sin embargo, las observaciones de campo confirmaron que la ladera continúa en movimiento hacia el sector Este y no se ha manifestado en la plataforma vial debido a que en esa zona no estaba restringido por una obra de contención al pie.

Con base en lo expuesto se concluyó que no hay duda respecto a que las obras de emergencia proyectadas tendrán necesariamente que ser complementadas con un estudio detallado de toda la ladera, el cual debe tomar en cuenta además de los proyectos viales recientemente licitados para ejecutar un Distribuidor en el sector, la existencia de instalaciones construidas en la zona de mayores elevaciones de la ladera actualmente afectada, al Sur de la Autopista. El resultado de dicho estudio deberá fundamentar el proyecto de terrazo y obras de estabilización adicionales en la ladera actualmente inestable.

## 5 DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO DE ESTABILIZACION RECOMENDADO

Las características de la estructura de estabilización de emergencia proyectada, se pueden apreciar en las Figuras 22 a 26 y se resumen a continuación:

### 5.1 CORTINA DE MICROPILOTES

La cortina fue configurada con micropilotes de 12” de diámetro y 24-26 m de longitud, reforzados con tubos de acero de  $f_y = 2450 \text{ kg/cm}^2$ , de 8 5/8” de diámetro y 9.2 mm de espesor, inyectados con lechada de cemento a  $5 \text{ kg/cm}^2$  de presión. Los micropilotes se distribuyeron en cinco filas separadas 0.90 m c/c, cada 2.0 m c/c en sentido longitudinal. Cada grupo de cinco micropilotes servirá de apoyo a un contrafuerte con igual separación de 2.0 m.

### 5.2 PANTALLA Y CONTRAFUERTE

La estructura de transferencia de carga ha sido conceptualizada constituida por una losa en concreto armado de 0.50 m de espesor, adosada a la pantalla existente, y vinculada a elementos de concreto armado a modo de contrafuertes concebidos y geometrizados para recibir la carga de estabilización mediante anclajes inclinados a  $45^\circ$  por debajo de la horizontal con el fin de

superar la profundidad de la superficie de falla inferida y construir los bulbos en terreno estable. Los contrafuertes son de 0.60 m de espesor y de 8 m de altura máxima y cada uno de ellos estará apoyado sobre cinco micropilotes.

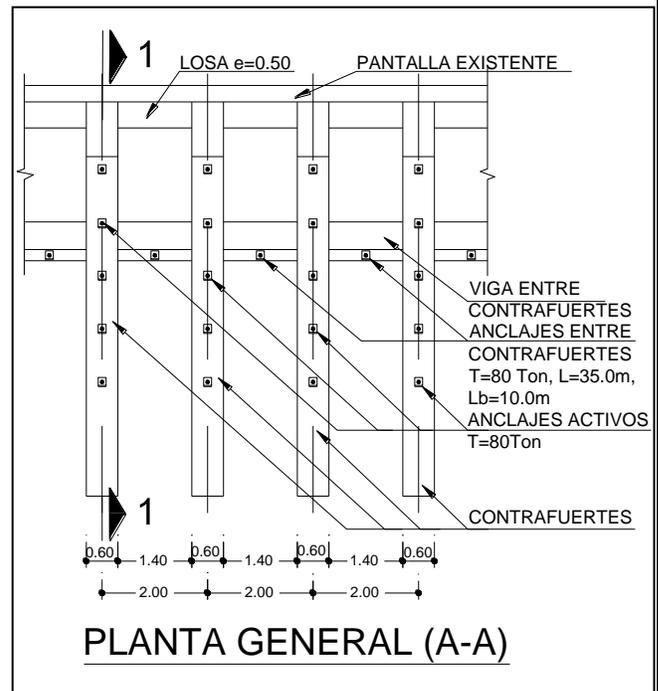


Figura 22. Planta de contrafuertes y anclajes.

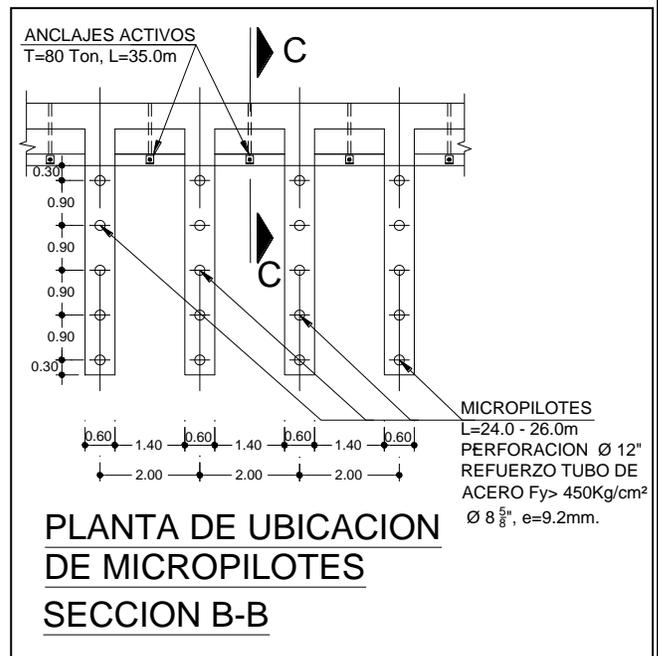


Figura 23. Distribución de micropilotes en planta.

### 5.3 ANCLAJES PERMANENTES

Los anclajes son de 80 ton de capacidad y están constituidos por 6 torones de 5/8” y 30 m de longitud total y 10 m de bulbo, inclinados a  $-45^\circ$ , e inyectados con lechada de relación agua:cemento 0.45:1 (20 litros de agua por saco de cemento), a una presión de  $5 \text{ kg/cm}^2$ . Se recomendó tensar y

bloquear los anclajes a 60 ton, para permitir un proceso de ajuste entre las deformaciones de la masa en movimiento y la estructura de estabilización de actuación pasiva. El proyecto contempló 5 anclajes sobre cada contrafuerte y 1 anclaje entre ellos, colocado sobre una viga requerida para la rigidización del sistema.

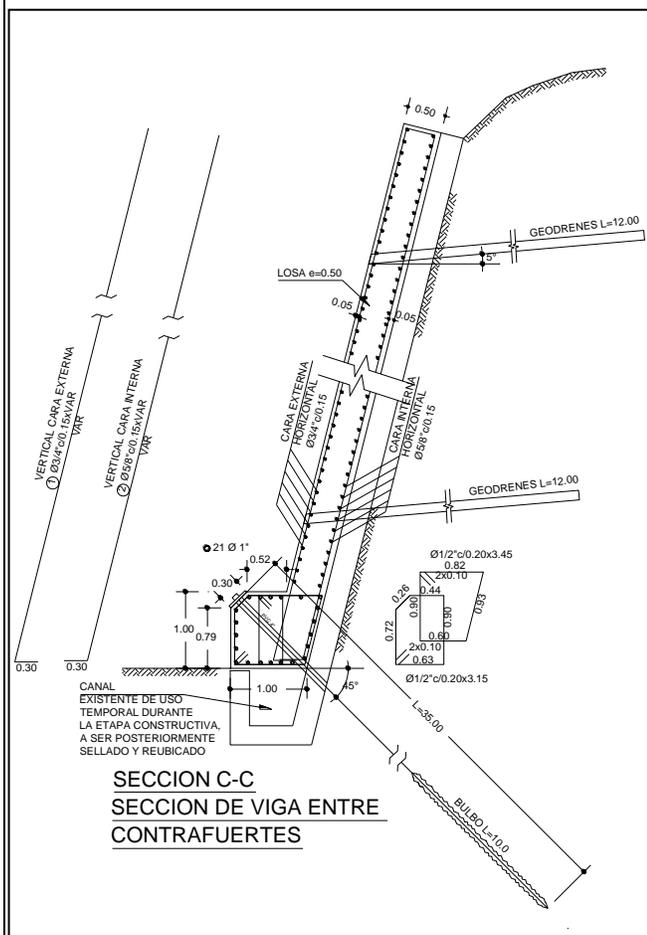


Figura 24. Alzada general de la estructura de estabilización.

#### 5.4 DRENES

Se recomendaron drenes conformados por tubos PVC ranurados de  $\phi$  2", 12 m de longitud, recubiertos con geotextil no tejido, con una densidad mínima de 180 gr/m<sup>2</sup>, inclinados 5° por encima de la horizontal y dispuestos entre contrafuertes. Adicionalmente se recomendó la construcción entre contrafuertes de un dren de 8" de diámetro con idéntica inclinación.

#### 6 CONTROLES Y MONITOREO

En cuanto a los anclajes permanentes de 80 ton, se recomendó verificar su capacidad de trabajo, mediante pruebas completas de carga (1 por cada 30 anclajes), pruebas de aceptación y rechazo (1 por cada 4 anclajes) hasta una carga máxima de 1.5 veces su carga de trabajo, y pruebas de tensado ordinario, estas últimas realizadas con las cuñas de

bloqueo colocadas. En general se recomendó seguir las especificaciones de la Norma DIN 4125.

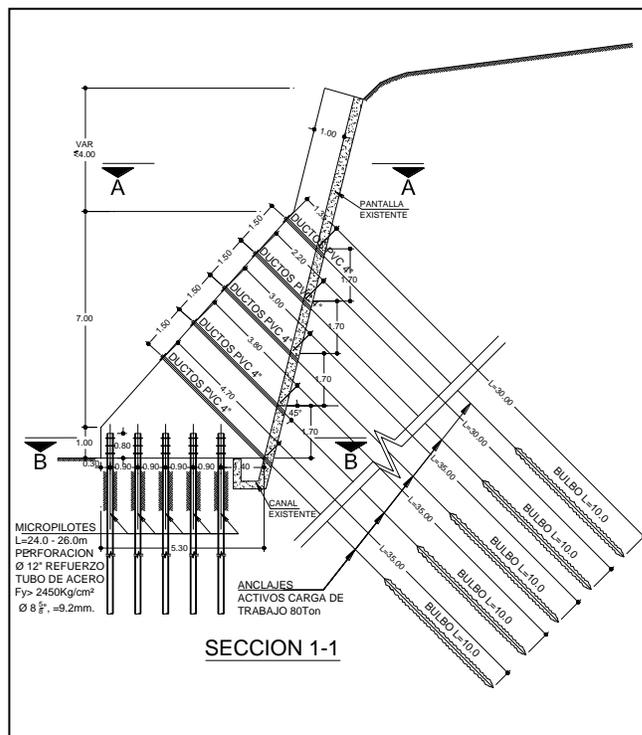


Figura 25. Sección transversal por eje de contrafuertes.

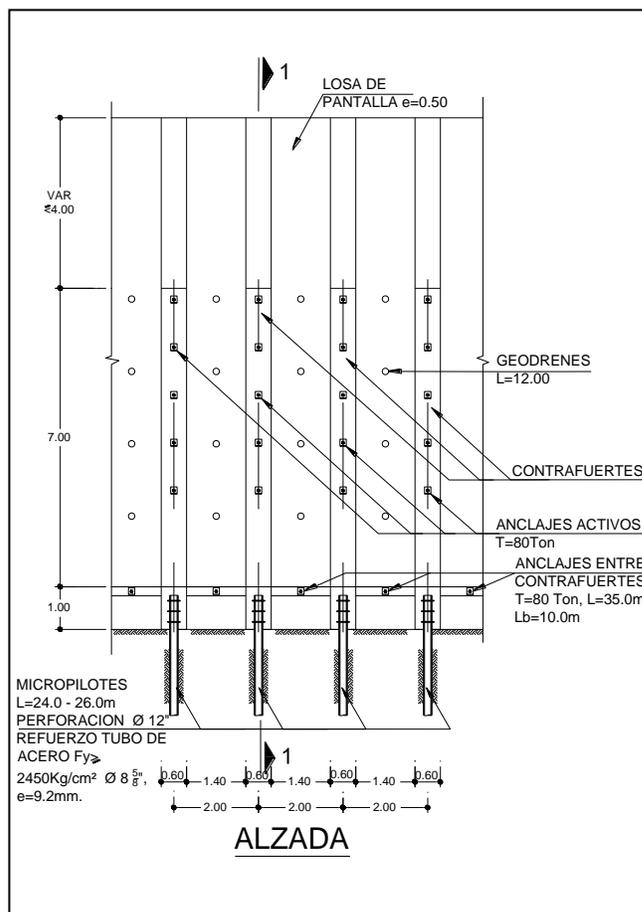


Figura 26. Sección transversal entre contrafuertes.

Con el fin de monitorear las fuerzas de anclaje, se recomendó la instalación de al menos 8 celdas de carga en anclajes previamente seleccionados.

Igualmente se recomendó continuar con las mediciones de los puntos de control topográfico colocados en la ladera y en la cresta de la obra de estabilización, y establecer un seguimiento de los movimientos en la ladera mediante la instalación y lectura de inclinómetros.

Las Figuras 27 a 32 muestran algunos aspectos constructivos de los micropilotes y contrafuertes de la estructura de estabilización.



Figura 27 Construcción de cortina de micropilotes.



Figura 28. Cortina de micropilotes y armado de pantalla y contrafuertes.

## 7 COMENTARIOS FINALES

El caso de estudio descrito muestra, en primer lugar, la complejidad de los mecanismos de rotura de grandes masas en movimiento, manifestándose en la pantalla inferior con punzonamiento en algunos sectores y rotura de las barras de anclaje en otros. Estas evidencias sugieren la existencia de varias superficies de deslizamiento y es muy probable que en la medida en que las barras de anclajes fallaban por efecto de la corrosión, la fuerza estabilizante perdida se distribuyó en los anclajes restantes, los cuales fueron sometidos a

cargas superiores a su capacidad. Como consecuencia, la pérdida progresiva de las fuerzas estabilizantes al pie de la ladera, favoreció el desarrollo de la superficie principal de falla muy cerca o por detrás de los bulbos de anclajes.



Figura 29. Armado de pantalla y contrafuertes.



Figura 30. De izquierda a derecha: Contrafuertes vaciados, encofrados y en proceso de armado.



Figura 31. Detalle de estructura anclada construida.

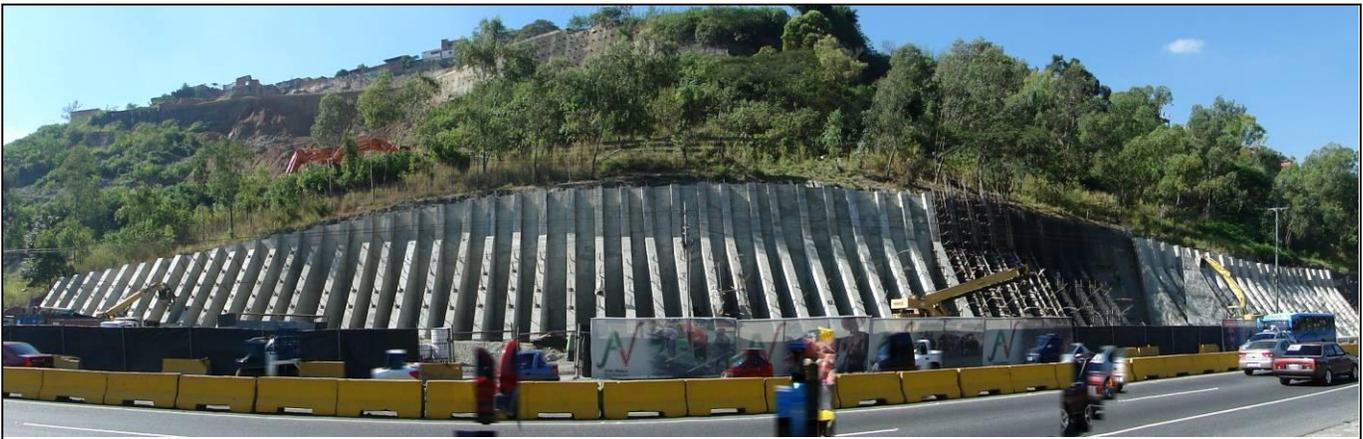


Figura 32. Vista Panorámica de la obra de estabilización en su etapa final de ejecución.

En segundo lugar, el caso descrito revela las dificultades asociadas a la estabilización de grandes deslizamientos en los cuales hay que tomar medidas inmediatas y diseñar obras de estabilización de emergencia, conceptualmente orientadas a evitar posteriores y graves consecuencias si no se atienden a tiempo y se permite su avance. Igualmente plantea la conocida problemática relacionada con la dificultad de satisfacer factores de seguridad de diseño para estabilizar grandes volúmenes de suelo-roca.

Dada la geometría y el volumen significativo de la masa en movimiento, la obra de estabilización de emergencia proyectada consistió en una estructura anclada no convencional constituida por una pantalla en concreto armado, rigidizada con contrafuertes, fundados sobre un grupo de micropilotes.

Los análisis de estabilidad revelaron que aun con las fuerzas de soporte que generaría la estructura proyectada, de muy alto costo por tratar de estabilizar el gran volumen de masa inestable, se alcanzarían factores de seguridad ligeramente por encima del equilibrio límite. Esta condición fue aceptada previendo que en una próxima etapa se procederá a estudiar la estabilidad global de toda la ladera y completar las obras de estabilización. En la medida que se perforaron los drenes recomendados inicialmente y se fue construyendo la obra de estabilización, se pudo constatar mediante el monitoreo de puntos topográficos de control colocados en el área inestable, una clara disminución de la velocidad del movimiento de la ladera hasta llegar a su estabilización con la consecuente mitigación del riesgo existente. Sin embargo, se está consciente de que bajo las condiciones actuales los factores de seguridad resultan por debajo de los normativos para diseño, y por lo tanto se requerirán obras adicionales para incrementar los

mismos. La obra de emergencia descrita, está actualmente en su etapa final de construcción.

## 8 RECONOCIMIENTOS

Los autores expresan su reconocimiento a las autoridades del Ministerio del Poder Popular para el Transporte Terrestre por la confianza depositada en nuestro grupo consultor para solventar la problemática existente en un tiempo muy limitado. Igualmente se agradece el apoyo de la empresa contratista Pilperca y la participación profesional de los ingenieros Josefina Ortas, Sonsoles Rodríguez, Andres Pesti P. y Luis Scremin, en las diferentes fases del proyecto de estabilización.

## 9 REFERENCIAS

- Deutsche Industrie Norm (DIN) (1972). "Verprebanker fur vorubergehende Zwecke in Lockergestein, Bemessung." Ausführung und Prufung, DIN 4125, Vol. I.
- Deutsche Industrie Norm (DIN) (1974). "Verprebanker fur dauernde Verankerungen in Lockergestein, Bemessung." Ausführung und Prufung, DIN 4125, Vol. II,
- Ingeotec (1988). "Proyecto y memoria descriptiva de las obras de estabilización Variante Gramoven entre progresivas 0+280 y 0+620." Vol. I y II. Informe profesional para el Ministerio de Transporte y Comunicaciones. Caracas. Venezuela. pp. 1-23 y anexos.
- Ingeotec (2006). "Estudio geotécnico y diseño de las obras de contención entre las progresivas km 0+600 y km 0+700 y del talud del Barrio Federico Quiroz". Informe profesional para el Ministerio de Infraestructura. Caracas. Venezuela. pp. 1-62 y anexos.
- Rodríguez, N. (2010). "Sostenimientos discontinuos como técnica de estabilización." XI Conferencia Gustavo Pérez Guerra Memorias del XIX Seminario Venezolano de Geotecnia. Ingeniería Geotécnica en Venezuela. Caracas, Venezuela. pp. 9-28.