

ESTABILIZACIÓN DEL TALUD DEL PR 63+900, CARRETERA ARMENIA – IBAGUÉ

STABILIZATION OF THE PR63+900 SLOPE, ARMENIA – IBAGUÉ HIGHWAY

Lisandro Beltrán Moreno

Ing. Civil, MIC, M.Sc., DIC

Profesor Emérito Universidad Nacional de Colombia.

Resumen

En el PR63+900 de la Carretera Armenia – Ibagué se presentó el hundimiento de la banca en el carril exterior, el cual obligó al INVÍAS a construir obras de contención provisionales en diciembre de 2003, consistentes en el hincado de pilotes de tubos de acero, la construcción de un muro en concreto reforzado situado detrás de los pilotes, y el anclaje del muro al macizo rocoso. Seis meses después la punta de dos pilotes adyacentes se hallaba en el aire, el muro se había fracturado y desplazado, y nuevas grietas aparecieron en la superficie de la superficie asfáltica. En octubre del 2004 el INVÍAS contrató obras provisionales adicionales para reforzar las ya construidas: perforación de micropilotes, la fundida de una viga en concreto reforzado de una longitud de 7m, y su amarre al macizo rocoso mediante cinco anclajes adicionales. En este artículo se hace una breve descripción de las obras de contención provisionales que se construyeron, se presentan los resultados de las perforaciones del terreno y los ensayos de laboratorio, los análisis de estabilidad de taludes efectuados y se describen las obras que se recomendaron para estabilizar el talud.

Abstract

In the PR63+900 of the Armenia-Ibagué highway a depression of the bench in the outside lane was presented, that obliged to INVÍAS to built provisional retention works in December 2003, which consisted in driving steel tube piles, a reinforced concrete wall behind the steel piles, and the anchoring of the wall to the rock mass. Six months later the toe of two adjacent piles were exposed, the reinforced wall was broken and displaced, and new fissures appeared in the asphaltic surface. In October 2004 INVÍAS built additional provisional works that were the perforation of micro piles, a reinforced concrete beam, and the anchor of the beam to the rock mass. In this paper a brief description of the provisional measures is made, the results obtained by the perforations and laboratory testing, and the slope analysis that were carried out to design the definitive stabilization works are presented.

1 ANTECEDENTES

1.1 Localización

El talud estudiado se halla en la carretera transversal que comunica las ciudades de Bogotá y Buenaventura, en el Tramo 4003 de Armenia - Ibagué, Ruta 40, entre las poblaciones de Cajamarca y Cocora (Coello), a una distancia cercana a 16 km de la ciudad de Ibagué, medidos sobre la carretera antigua a partir del puente sobre el Río Combeima, y a 12 km de la población de Cajamarca. Se encuentra unos 500m después de pasar por el corregimiento Gamboa, en recorrido desde Ibagué, y unos 150m adelante del cruce sobre la Quebrada Cajones, en donde se construyó

un viaducto curvo para mejorar el alineamiento de la carretera y salvar varios taludes inestables.

En el sitio la carretera discurre sobre un terreno de montañoso a escarpado, a una altitud cercana a 1600m sobre el nivel del mar, en un tramo donde con frecuencia ocurren movimientos en masa. La vía tiene un trazado a media ladera con desarrollo geométrico en planta muy sinuoso.

En la Figura 1 se muestra la localización del sitio en la carretera Ibagué – Cajamarca, la cual se obtuvo de una plancha del IGAC (1974).

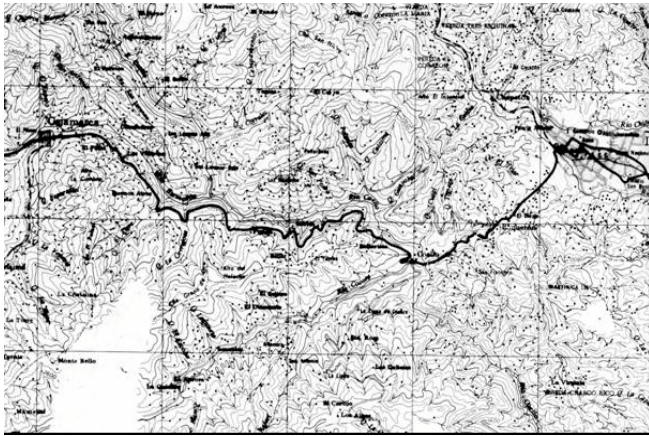


Figura 1. Localización del PR63+900 en la carretera Ibagué – Cajamarca.

El tránsito promedio diario, TPD, del tramo de la carretera era de 4000 vehículos en el 2004, y el 60% de ellos correspondía a los vehículos comerciales.

1.2 Obras construidas en Febrero de 2004

Con el fin de corregir el hundimiento de media banca de la carretera en el PR63+900 que comprometía la seguridad de los usuarios, la Oficina de Prevención y Atención de Emergencias del INVÍAS, contrató el 26 de Noviembre de 2003 la construcción de obras provisionales de estabilización, consistentes en un muro pantalla anclado, conformado en su cuerpo principal por pilotes metálicos hincados, con terminación en una pequeña pantalla en concreto reforzado, la construcción de un filtro, y la nivelación de la capa de rodadura. A continuación se describen los elementos de la obra de contención

a) Pilotes metálicos: A lo largo del borde de la calzada del talud exterior, entre los PR 63+903 y PR 63+945.7 se construyó una hilera de sesenta y un (61) pilotes metálicos de 8" de diámetro y calibre un cuarto (1/4"), en promedio espaciados 0.7m entre centros, hincados por percusión, los cuales fueron arriostrados en los niveles del anclaje y en el de la viga de amarre superior con secciones de la misma tubería empleada en los pilotes, sujetas con soldadura. En la Figura 2 se aprecia la disposición en planta del pilotaje.

b) Muro pantalla: A partir del PR 63+920 y hasta el PR 63+945.7 (el extremo del lado de Ibagué) se adosó a la hilera de pilotes un muro pantalla de concreto de espesor variable, con una resistencia a la compresión a los 28 días de 3000 psi, reforzado con una malla electro soldada.

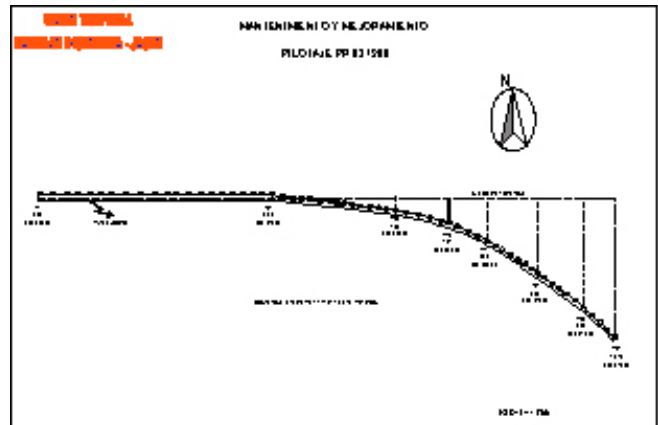


Figura 2. Localización en planta de los 61 pilotes metálicos. Tomada de la UT BI-J (2004).

c) Anclajes: La pantalla se amarró al macizo rocoso mediante 24 anclajes, 22 de ellos de 30m de longitud y los dos restantes de 26m, todos con los 8m finales para el bulbo, y con un alineamiento que hace 35° con la horizontal, como se aprecia en la Figura 3. Cada anclaje tenía de dos cables de 1/2", y cada uno de éstos fue sometido a una tensión de 20 toneladas; su extremo exterior se halla a una distancia promedio de 1.50m bajo la viga cabezal superior.

d) Filtro o subdren longitudinal: Con el propósito de controlar el nivel de agua detrás del muro pantalla, se construyó un subdren sobre la zarpa del muro, de 0.90x0.80 m, a todo lo largo de la estructura de concreto. En la Figura 3 se aprecia un detalle del muro pantalla.

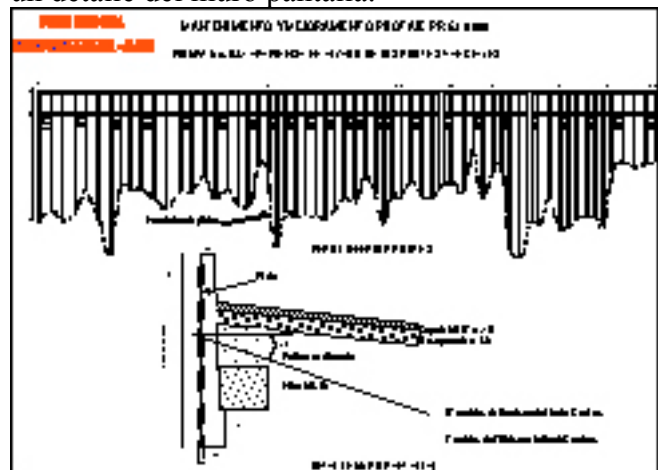


Figura 3. Longitud relativa de los pilotes y detalle del muro pantalla y del anclaje. Tomada de la UT BI-J (2004).

1.3 Refuerzo de finales de 2004

Poco tiempo después de terminada la construcción de las obras provisionales mencionadas en el numeral 1.2, la punta de dos pilotes contiguos se hallaba en el aire, por deficiencias en su funcionamiento y la erosión de

la roca. Además el muro se había fracturado y desplazado, y se apreciaban nuevas grietas en la superficie asfáltica de la carretera. De acuerdo con el Informe Final de la Interventoría (Torres, 2004) los trabajos de refuerzo consistieron en lo siguiente:

a) Perforación de cinco micropilotes de tres (3) pulgadas de diámetro, con el refuerzo de una varilla de una (1) pulgada de diámetro, que se llenaron con lechada de cemento de relación agua/cemento 1:1. La longitud de los micropilotes fue de 12m, mientras que los otros cuatro fueron de 15m, con una penetración en la roca dura entre 3 y 4m.

b) Perforación de cinco anclajes adicionales, todos de 26m de longitud, uno (1) con dos cables de ½” de diámetro y los otros cuatro (4) con tres cables de ½” de diámetro entre 11 y 12m. Cada uno de los cables se tensionó con una fuerza de 10tf., y la longitud del bulbo es de 10m. El eje de los anclajes hace 30° con la horizontal.

c) Construcción de una viga en concreto reforzado de una longitud cercana a los 13m, con una sección de 0.5m de ancho y 0.85m de altura, que se ajusta a la curva que hace el alineamiento de los pilotes, cubre los pilotes destapados en la punta, y sirve de cabezal para los cinco micropilotes y anclajes.

d) Destensionamiento y retensionamiento de los veinte (20) anclajes antiguos, que fueron construidos a principios del 2004, y modificación del sistema de amarre de los torones de éstos, mediante la instalación de tramos de vigas metálicas transversales, conformadas por dos secciones en U unidas por platinas metálicas, que se apoyaron en varios pilotes, y que se soldaron en sus extremos para formar una sola viga continua. Cada cable se retensionó con una fuerza de 10tf.

En la Figura 4 se presenta un esquema con la localización de los micropilotes y anclajes dentro de toda la estructura de contención y la calzada de la carretera, que fue elaborado por la interventoría de las obras.

LOCALIZACION, CONSTRUCCION DE ANCLAJES, MICROPILOTES Y VIGA EN CONCRETO, INSTALACION DE VIGA METALICA Y RETENSIONAMIENTO DE ANCLAJES EXISTENTES

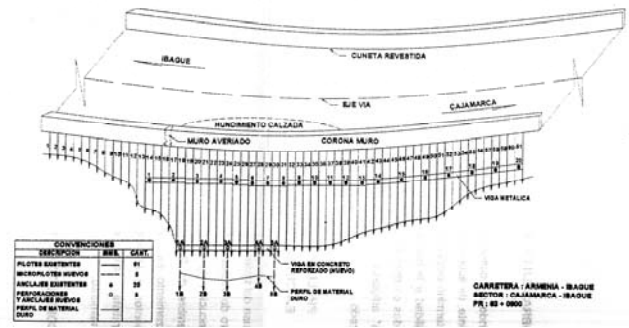


Figura 4. Refuerzo de la zona central mediante micropilotes, anclajes y retensionamiento. Tomada de Torres (2004).

2 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

2.1 Perforaciones

Con el propósito de determinar la composición y características geomecánicas del subsuelo en el sitio donde se construyó el muro pantalla provisional, se ejecutaron tres perforaciones con equipo de rotación. En los tramos donde se encontraron rocas muy meteorizadas y fracturadas, se empleó tubería de encamisado, se avanzó con percusión y lavado, y se ejecutaron ensayos de penetración estándar, EPE. En aquellos tramos donde la roca presentó rechazo a la percusión, se profundizó con broca de dientes de diamante de diámetro NX.

Un objetivo de las perforaciones fue el de establecer la cota de cimentación de un muro, de manera superficial o sobre cajones fundados a mayor profundidad. Por esta razón las tres perforaciones se ubicaron detrás del muro pantalla; las Nos. 2 y 3 cerca de los extremos de la grieta que se presenta en la superficie asfáltica, y el No. 1, próxima al extremo oriental de la viga de refuerzo, que se construyó como cabezal de los micropilotes y de los anclajes.

De los registros de perforación se obtuvieron las siguientes conclusiones:

a). En ninguna perforación se encontró tabla de agua o nivel freático (NF). En el momento de su ejecución se iniciaba el segundo período lluvioso del año en la Región Andina, y ya habían ocurrido algunas lluvias ocasionales. Es posible que al final de este período lluvioso se pueda determinar el NF en las perforaciones.

b) En la Perforación No. 1 se presentó pérdida total del agua de lavado a varias profundidades. La primera ocasión sucedió a 4.3m de profundidad. Luego, entre 7,2 y 7,6m se midió la pérdida de 5 galones de agua en 45 segundos. Por último, entre 7,8 y 8,2m se perdieron 5 galones en 2 minutos y 40 segundos (160s).

c) Según los registros de perforación e instalación de los micropilotes, obtenidos de Torres (2004), en cada uno de los cinco micropilotes se inyectaron grandes cantidades de lechada de cemento, con el fin de sellar las grietas encontradas y consolidar el macizo rocoso. No obstante, se puede concluir de la pérdida de agua ocurrida durante las perforaciones, que dichas grietas abiertas aún existen. Por otra parte, en las muestras extraídas en la Perforación # 1 no se hallaron trazas de cemento, tanto en la inspección visual como luego de aplicarles una solución al 10% de ácido clorhídrico (HCl).

d) En la Perforación No. 2 se determinó una posible superficie de falla localizada entre 4,8 y 5,7m de profundidad, tramo en el que la perforación avanzó muy rápido y se perdió el agua de lavado.

e) En ninguna perforación se halló condición confiable para cimentar una estructura, debido a que los tramos en los que se obtuvo roca sana de buena resistencia, están subyacidos por tramos de roca fracturada y muy meteorizada, casi siempre compuestos por esquistos grafiticos que se descomponen y desintegran al contacto con el agua.

2.2 Ensayos de laboratorio

Sobre las muestras obtenidas en las perforaciones se ejecutaron ensayos de clasificación de las muestras del material rocoso meteorizado, y de propiedades mecánicas en las muestras obtenidas por medio de rotación.

Las muestras de material meteorizado clasificaron en el sistema SCUS como GM, gravas limosas, SM, arenas limosas y GC, gravas arcillosas, mientras que la clasificación predominante en el sistema AASHTO fue el A-2-4(0), con el 70% de los casos, cuya definición es “arenas y gravas con finos limosos de baja plasticidad”. El segundo tipo, con el 20% de los casos, es el A-1-a(0), que corresponde a “grava bien gradada con arena y finos”.

Con el fin de caracterizar el macizo rocoso se ejecutaron ensayos de resistencia a la compresión uniaxial, RCU, y de resistencia a la tracción con el método brasilero, RT. Debido al alto grado de fracturamiento y meteorización que se encontró en la mayoría de los tramos perforados, estos ensayos se ejecutaron sobre aquellas zonas en las que se obtuvieron núcleos de la longitud necesaria para el ensayo. Por lo tanto, los resultados obtenidos corresponden a las capas que poseen las mejores condiciones de resistencia.

En la Tabla 1 se incluyen los resultados de los ensayos de resistencia. También se halla en esta tabla los valores del peso unitario total, PUT, y la asignación de la Clasificación Geomecánica, o de Bienawski. Sobre estos resultados conviene hacer los siguientes comentarios:

Tabla 1. Ensayos de resistencia y clasificación.

PERF. No.	PROF. (m)	PUT (tf/m3)	RCU (kgf/cm2)	RT (kgf/cm2)	CLASIFICACIÓN	
					RMRb	GEOMEC.
1	7,90 - 8,10	2,466	81,3	11,9	27	PR
1	8,60 - 9,00	2,483	58,4	7,5	27	PR
1	13,40 - 13,80	2,382	54,1	11,6	27	PR
1	15,60 - 15,90	2,358	43,1	6,6	22	PR
1	17,10 - 18,00	2,420	64,0		22	PR
1	17,80 - 18,00	2,569	117,9	19,0	37	PR
2	3,35 - 4,40	2,830	405,3	51,2	30	PR
2	11,00 - 11,30	2,863	157,6	31,8	28	PR
2	11,70 - 12,00	2,887	854,1	97,8	33	PR
2	11,70 - 12,00	2,859	553,2		33	PR
3	3,25 - 3,50	2,561	68,5		27	PR
3	3,50 - 3,70			7,0		PR
3	4,40 - 4,70	2,542	75,7	10,2	27	PR
3	4,85 - 5,30	2,369	57,4	12,8	27	PR
3	5,50 - 5,90	2,372	54,5		27	PR

PUT = peso unitario total

RCU = resistencia a la compresión uniaxial

RT = resistencia a la tensión (método brasilero)

RMRb = Calificación básica de la masa rocosa

PR = roca pobre

a) Se sometieron a prueba quince probetas del material rocoso intacto. Los pesos unitarios de los estratos rocosos que se encuentran a mayor profundidad son bastante más altos que los superficiales, como consecuencia de la menor meteorización que han tenido.

b) El valor promedio de la resistencia a la compresión uniaxial, RCU, está cerca de 80 kgf/cm², con el que se clasifica en una roca de resistencia muy baja. Las muestras obtenidas en la Perforación # 2 presentaron resistencias diez veces mayores que las de las otras dos perforaciones, con las que se clasifica como roca de resistencia intermedia. Esta diferencia en resistencias indica la existencia de un mayor grado de meteorización en el macizo rocoso localizado en la curva Las Mercedes. Es interesante

mencionar que las superficies de falla en todas las probetas ensayadas se desarrollaron sobre los planos de esquistosidad.

c) Los valores de la resistencia a la tensión se hallan entre el 10 y el 20% de los valores correspondientes de la resistencia a la compresión uniaxial, que son los rangos esperados en los materiales rocosos. Es importante señalar que los ensayos de resistencia a la tracción se ejecutaron en dirección paralela a la esquistosidad, con el objeto de hallar la resistencia sobre ese plano.

d) El macizo rocoso se evaluó con la Clasificación Geomecánica, o de Bienawski, con la que se tienen en cuenta cinco parámetros, entre ellos la RCU, el RQD, y las condiciones de la discontinuidad dominante. El valor básico del Índice de Calidad de la Masa Rocosa (RMRb) se halla entre 22 y 37, con el que la clasificación es el de una “Roca Pobre” (PR).

Con el fin de analizar la posible ocurrencia de fallas de tipo planar y en cuña, y de estimar la capacidad de los anclajes, se efectuaron ensayos de corte directo sobre dos planos de discontinuidades y sobre varios planos de esquistosidad. Los ensayos se ejecutaron en condición inundada, con el fin de hallar el ángulo de fricción interna de los planos en condición húmeda, que con seguridad es la que prevalece en las épocas de invierno. En las envolventes de resistencia de los ensayos de corte directo se encontró una pequeña cohesión aparente, y los valores de los ángulos de fricción interna se hallaron entre 18 y 24,8°. En la Tabla 2 se encuentran detalles de los ensayos y los parámetros de resistencia al corte obtenidos.

Tabla 2. Ensayos de corte directo sobre planos de discontinuidades.

PERF.	FRCF.	PUT	Corrida 1		Corrida 2		Corrida 3		c	φ
			σ _n	(τ/σ) _f	σ _n	(τ/σ) _f	σ _n	(τ/σ) _f		
Nb.	(m)	(tf/m ²)	(kgf/cm ²)		(kgf/cm ²)		(kgf/cm ²)		(kgf/cm ²)	(°)
Bq 1	Tal. Int.	2,503	0,504	0,623	1,066	0,486	2,266	0,462	0,09	22
Bq 2	Tal. Int.	2,541	0,519	1,082	1,036	0,719	2,176	0,59	0,31	23,6
1	9,80-10,05	2,466	0,521	0,547	1,066	0,487	2,429	0,45	0,06	22,1
1	15,60-15,90	2,368	0,522	0,569	1,068	0,431	2,515	0,435	0,075	20,9
1	17,10-18,00	2,420	0,524	0,788	1,054	0,626	2,287	0,566	0,17	24,8
3	7,20-7,50	2,380	0,768	0,667	1,547	0,463	3,108	0,401	0,24	18

2.3 Parámetros de diseño sismo resistente

A la zona en la que se hallan la ciudad de Ibagué y la población de Cajamarca les corresponde una “amenaza sísmica intermedia”, de acuerdo con la Normas Colombianas de Diseño

y Construcción Sismo Resistente (AIS, 1998), con una aceleración pico efectiva, $A_a = 0,2$.

El perfil del suelo es de tipo S1, el coeficiente de sitio $S = 1$, y el coeficiente de importancia de la carretera, que es una troncal, se considera es $I = 1,3$. En consecuencia, el coeficiente de aceleración sísmica con el que se deben diseñar las obras de estabilización del talud es $k_h = 0,26$.

3 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

3.1 Análisis cinemático

El análisis de estabilidad cinemático se realizó con la determinación de las probabilidades de falla de los tres modos principales de movimientos en masa: por volcamiento, en cuña, y planar. Dichas probabilidades de falla se obtuvieron con el análisis estático y cinemático de las características de las familias de discontinuidades del macizo rocoso, que a su vez se procesaron en forma estadística mediante un programa de computador. Los criterios y procedimientos de análisis utilizados se basaron en los propuestos por Goodman (1980).

Luego de realizar el análisis estadístico de las poblaciones de datos obtenidos en los afloramientos, se hallaron los valores promedios (Prm) y desviaciones estándar (DE) que se incluyen en la Tabla 3.

Tabla 3. Análisis estadístico de las familias de discontinuidades.

Familia	Prm DBuz	Prom. Buz	DE DBuz	DE Buz
E1	342,8	73	11,4	11,8
E2	190,7	12,5	22,9	4,8
D1	61,1	85	15,2	5,6
D2	243,3	76,3	18,4	10,2
D3	69,1	39,4	15,9	8,1
D4	149,4	55	9,3	7,3

Luego de estimar las probabilidades de falla de cada uno de los modos principales se obtuvieron las siguientes conclusiones:

a) La probabilidad de ocurrencia de falla de tipo planar en todos los casos analizados se halla entre el 20 y el 70%, con los valores más altos para las mayores inclinaciones del talud (60°). Este tipo de falla está determinada de manera primordial por el plano de esquistosidad E2. La probabilidad promedio de falla para $\phi' = 18^\circ$ es de 50%, mientras que para $\phi' = 24,8^\circ$ es de 28%.

b) La probabilidad de ocurrencia de falla por volcamiento varía entre 0 y 70%, con los valores más altos para las inclinaciones más bajas del talud (40°). La probabilidad promedio de falla para $\phi' = 18^\circ$ es de 23%, mientras que para $\phi' = 24.8^\circ$ es de 36%.

c) La probabilidad de falla por cuña varía entre 0 y 100%, con los valores más altos para los buzamientos entre 350° y 20° , con nula probabilidades de falla para direcciones del buzamiento entre 30° y 60° . La probabilidad promedio de falla para $\phi' = 18^\circ$ es de 56%, mientras que para $\phi' = 24.8^\circ$ es de 84%. Los planos que podrían dar lugar a la falla en cuña son, los E1 y D4, y los E1 y D3.

d) Las probabilidades más altas del tipo de falla son las de cuña, que es el de más frecuente ocurrencia en las laderas según la evaluación de fotografías aéreas. Como se indicó antes, el plano común que condiciona la ocurrencia de fallas tipo cuña en las dos combinaciones posibles cinemáticamente es el E1, que es el de la esquistosidad medida en el talud interior, a nivel de la carretera.

e) No obstante, de acuerdo con la información obtenida en la exploración del terreno y los ensayos de laboratorio, en el sitio del PR63+900 no debe presentarse una falla en cuña. Mediante un análisis realizado con proyecciones estereográficas, considerando sólo los valores de ϕ obtenidos con los ensayos de corte directo en muestras tomadas en el talud interior a nivel de la carretera, se encontró un factor de seguridad contra la falla de 3.1.

3.2 Análisis determinísticos

Los análisis determinísticos permiten determinar el factor de seguridad de un talud por el posible movimiento de una masa de material, mediante el método del equilibrio límite. Con el fin de obtener una respuesta confiable con estos análisis es necesario elaborar un modelo muy cercano a la naturaleza.

En la Figura 5 se presenta el modelo de disposición de las capas de material rocoso para la Sección C-C, que se considera más próximo al terreno con la información que se obtuvo con la exploración del terreno. En él se aprecia el plegamiento de las rocas metamórficas definido por su plano de esquistosidad, que en el sitio del deslizamiento presenta una concavidad. Es

importante señalar que la máxima profundidad explorada fue 18m, con nivel de referencia en la berma situada frente al muro de refuerzo.

Se aprecia también la superficie de falla que obligó a la construcción de las obras provisionales, cuya localización se dedujo a partir de las grietas que se observan en la superficie asfáltica de la carretera, y de la información suministrada por la Perforación # 1.

Aunque no se halló agua en las perforaciones, se encontraron trazas de humedad en la grieta horizontal que se formó debajo del muro pantalla, tal vez de la que recoge el filtro longitudinal que se construyó detrás de dicho muro y que no tiene entrega o salida. Por esta razón se supuso el nivel freático que se ve en la Figura 5. Con el fin de simular las cargas del tráfico vehicular, se consideraron cuatro cargas de 6tf cada una.

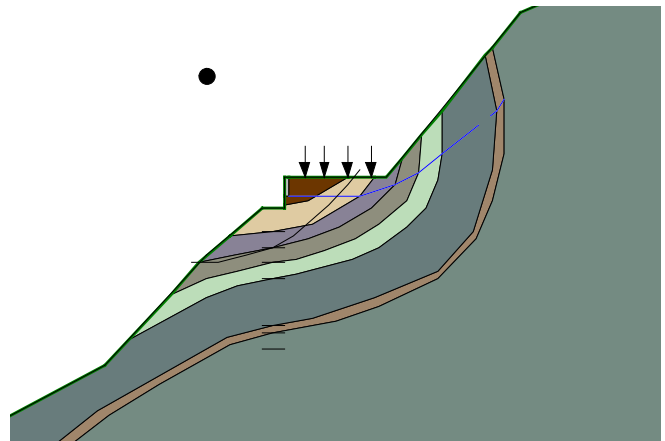


Figura 5. Disposición de las capas y de la superficie de falla.

En la Tabla 4 se incluyen los valores del peso unitario y los parámetros del criterio de falla de Mohr-Coulomb que se adoptaron en los análisis. Es importante mencionar que con base en la superficie de falla deducida se efectuó un análisis retrospectivo que permitió ajustar los valores de la cohesión de las cuatro primeras capas del material rocoso meteorizado, las cuales se comportan como un suelo granular. En la Figura 6 se presenta la superficie de falla crítica y el factor de seguridad de 0,997, que se hallaron para la superficie de falla deducida en condición estática, con un programa de computador que utiliza el método de Morgenstern-Price.

Tabla 4. Parámetros del criterio de Mohr-Coulomb de las capas de material.

Capa	Descripción	Crit. Falla	PUT tf/m ³	C tf/m ²	Φ °	LP. #
1	Esquisto meteorizado habano grisáceo	M-C	2,2	1	22	1
2	Esquisto meteorizado habano	M-C	2,2	2	23,6	1
3	Esquisto grafitico gris oscuro	M-C	2,2	1	22,1	1
4	Esquisto grafitico gris oscuro	M-C	2,2	1	22,1	1
5	Esquisto sericitico verde	M-C	2,47	58	18	1
6	Esquisto grafitico gris oscuro	M-C	2,48	40	22,1	1
7	Esquisto gris y carmelito oscuro	M-C	2,38	18,5	20,9	1
8	Esquisto grafitico gris oscuro	M-C	2,42	39	24,8	1
9	Hormigón	M-C	2,4	210	0	1

4 OBRAS DE ESTABILIZACIÓN

La selección de las posibles alternativas de las obras de estabilización del talud estuvo condicionada por la necesidad de mantener el uso pleno y permanente de la carretera Ibagué–Armenia, que hace parte de la carretera Transversal Bogotá – Buenaventura.

Luego de considerar varias alternativas se escogió la que utiliza anclajes con cabezales en dados de hormigón, la cual tiene las siguientes características:

a) Conservación de las obras provisionales para garantizar la estabilidad de la banca de la carretera.

b) Construcción de siete filas de anclajes, con cada anclaje de 30m de longitud, espaciados en cada fila 1,5m en dirección horizontal, que se introducen dentro del macizo rocoso con una inclinación de 35° por debajo de la horizontal. El cabezal del anclaje es una placa de hormigón reforzado. La primera fila de anclajes, de arriba hacia abajo, se construye en el talud interior, 2,0m por encima de la rasante de la carretera, con una fuerza de tensión por anclaje de 30tf. La filas segunda y tercera se construyen detrás del muro pantalla; la segunda con una fuerza de tensión de 15tf y la tercera con 30tf. Las filas de anclajes, cuarta, quinta, sexta y séptima se construyen en el talud exterior situado por debajo de las obras provisionales, todas con anclajes que apliquen 30tf.

c) Inyecciones de consolidación del macizo rocoso antes de colocar los anclajes, con el fin de sellar discontinuidades abiertas y aumentar la resistencia del macizo rocoso.

d) Perforación de una fila de drenes horizontales de 0.1m de diámetro, espaciados horizontalmente cada 4,0m, inclinados 5° por encima de la horizontal, de 40m de longitud. La fila de drenes se localiza en el talud exterior, entre las filas de anclajes cuarta y quinta.

e) Conformación del talud inferior y construcción de trinchos de madera con el fin de controlar su erosión por las aguas de escorrentía.

El análisis de estabilidad de esta alternativa en condición estática encontró un F.S. = 2,251, mientras que en la condición sísmica, con un coeficiente de aceleración horizontal, $k_h = 0,26$, determinó un F.S. = 1,212, el cual se considera aceptable para la condición crítica. En la Figura 6 se puede apreciar la ubicación de las filas de anclaje y de drenes horizontales, con la superficie de falla del caso de análisis sísmico.

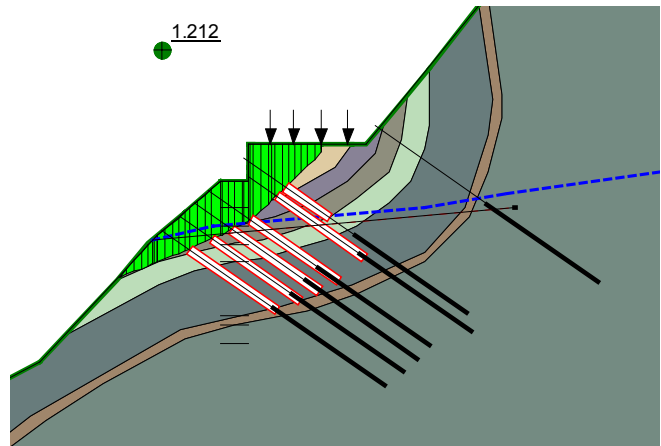


Figura 6. Análisis sísmico ($k_h=0,26$) de la superficie de falla actual con siete líneas de anclaje y una de drenes horizontales, F.S. = 1.212.

5 CONCLUSIONES

a) La decisión de hincar pilotes metálicos en la construcción de las obras provisionales no fue acertada ni conveniente para garantizar la estabilidad de la banca de la carretera porque ellos no pueden penetrar la roca compuesta de esquistos sericiticos, y lo que en realidad produjeron fue su fracturamiento y debilitamiento. Por esta razón, se presentaron los siguientes efectos negativos:

- La profundidad de hincado de los pilotes fue muy variable, su empotramiento precario, quedaron desalineados con la vertical.
- Debido al fracturamiento de la roca que produjo el hincado de los pilotes y al precario grado de empotramiento obtenido, se presentó la erosión de la roca en la punta de dos pilotes que obligó al reforzamiento efectuado en octubre de 2004.

b) Con las condiciones de empotramiento de los pilotes tan precarias que se lograron, también resultó inconveniente el amarre del muro pantalla mediante anclajes, con las fuerzas de tensión aplicadas, puesto que produjo su movimiento

hacia dentro del talud, lo cual se evidencia por la grieta horizontal situada a 2m de profundidad con respecto a la superficie de rodadura, que se presenta en la masa atravesada por los pilotes, y por el rompimiento del muro. El giro de los pilotes inducido por el anclaje produjo el efecto de palanca en su punta, y la roca fracturada fue obligada a desplazarse hacia fuera.

c) En la Perforación No. 2 se determinó una posible superficie de falla localizada entre 4,8 y 5,7m de profundidad, tramo en el que la perforación avanzó muy rápido y se perdió el agua de lavado.

d) En ninguna perforación se halló condición confiable para cimentar una estructura, debido a que los tramos en los que se obtuvo roca sana de buena resistencia, están subyacidos por tramos de roca fracturada y muy meteorizada, casi siempre compuestos por esquistos grafiticos que se descomponen y desintegran en contacto con el agua.

e) El macizo rocoso se evaluó con la Clasificación Geomecánica, o de Bienawski, en la que se tienen en cuenta cinco parámetros, entre ellos la RCU, el RQD, y las condiciones de la discontinuidad dominante. El valor básico del Índice de Calidad de la Masa Rocosa (RMRb) se halla entre 22 y 37, con el que la clasificación es el de una “Roca Pobre” (PR).

f) Con base en la superficie de falla deducida de la exploración del subsuelo se efectuó un análisis retrospectivo que permitió ajustar los valores de la cohesión de las cuatro primeras capas del material rocoso meteorizado, las cuales se comportan como un suelo granular. Para la superficie de falla deducida, con un programa de computador que utiliza el método de Morgenstern-Price se halló un factor de seguridad de 0,997.

g) Con el fin de estabilizar el talud se escogió la alternativa que utiliza anclajes con cabezales en dados de hormigón, la cual incluye las siguientes obras:

- Construcción de siete filas de anclajes, con cada anclaje de 30m de longitud, espaciados en cada fila 1,5m en dirección horizontal, que se introducen dentro del macizo rocoso con una inclinación de 35° por debajo de la horizontal.
- Inyecciones de consolidación del macizo rocoso antes de colocar los anclajes, con el

fin de sellar discontinuidades abiertas y aumentar la resistencia del macizo rocoso.

- Perforación de una fila de drenes horizontales de 0.1m de diámetro, espaciados horizontalmente cada 4,0m, inclinados 5° por encima de la horizontal, de 40m de longitud. La fila de drenes se localiza en el talud exterior, entre las filas de anclajes cuarta y quinta.
- Conformación del talud inferior y construcción de trinchos de madera con el fin de controlar su erosión por las aguas de escorrentía.

REFERENCIAS

- AIS, 1998. “NSR-98, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente”, Bogotá.
- Goodman, R.E. (1980). “Introduction to Rock Mechanics”. John Wiley & Sons, New York, 478p.
- Hoek, E.; Marinos, P.; y Benissi, M. (1998). “Applicability of the geological strength index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation”. Bulletin of Engineering Geological Environment, No. 57, pgs. 151 – 160, Springer-Verlag, Berlin.
- Hoek, E.; Carranza-Torres, C.; y Corkum, B. (2002). “Hoek-Brown Failure Criterion – 2002 Edition”. Proceedings of the North American Rock Mechanics Society (NARMS-TAC 2002). Mining Innovation and Technology, Toronto, pp. 267-273.
- IGAC (1974). Instituto Geográfico Agustín Codazzi, IGAC. “Plancha No. 244”. Carta General, escala 1:100.000, Bogotá.
- Torres P., G.H. (2004). “Informe Final, Interventoría para la Construcción de Obras de Estabilización en el PR63+0900 de la carretera Armenia – Ibagué, Ruta 4003”. Instituto Nacional de Vías Regional Tolima, Ibagué.
- Unión Temporal Bateman Ingeniería – Jasen (2004). “Informe Final de Interventoría”. Contrato INVÍAS No. 357 de 2003. Bogotá D.C.