

**IMPACTO AMBIENTAL GENERADO POR MALAS PRÁCTICAS DE
INGENIERÍA, CASO DE ESTUDIO DOBLE CALZADA
BOGOTÁ - GIRARDOT, SITIO “EL PASO”**

ANDRÉS FRANCISCO MARTÍNEZ VARGAS

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICOQUÍMICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA QUÍMICA
BUCARAMANGA**

2010

**IMPACTO AMBIENTAL GENERADO POR MALAS PRÁCTICAS DE
INGENIERÍA, CASO DE ESTUDIO DOBLE CALZADA
BOGOTÁ - GIRARDOT, SITIO “EL PASO”**

ANDRÉS FRANCISCO MARTÍNEZ VARGAS

**Trabajo de monografía para optar al título de
Especialista en Ingeniería Ambiental**

**Director,
CARLOS EDUARDO RODRÍGUEZ PINEDA.
INGENIERO CIVIL, M.Sc., Ph.D.**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE CIENCIAS FISICOQUÍMICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA QUÍMICA
BUCARAMANGA**

2010

A mi esposa Ángela María, porque su constante compañía y apoyo permitieron llevar a buen término este trabajo.

CONTENIDO

	Pág.
1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. GEOTECNIA.....	10
2.1. ETAPAS DE TRABAJO	14
3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	16
3.1. GENERALIDADES	16
3.2. localización	22
3.3. Características climáticas	23
4. GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA	26
4.1. Geología regional	28
4.1.1. Estratigrafía.....	29
4.2. Geología local.....	31
4.2.1. Materiales (litología).	31
4.2.2. Geología estructural local.....	33
4.3. GEOMORFOLOGÍA	37
4.3.1. Morfo estructuras (formas).	37
4.3.2. Morfo dinámica (Procesos).....	38
5. RECONOCIMIENTO GEOTÉCNICO	41
5.1. Captura de información en campo.....	42
5.2. revisión de imagenes satelitales.....	45

5.3.	Toma de muestras.....	47
6.	DEFINICIÓN DE PERFILES GEOLÓGICO - GEOTÉCNICOS	51
7.	CAMPAÑA DE ENSAYOS DE LABORATORIO	53
7.1.	Ensayo de corte directo.....	54
7.2.	Ensayo triaxial suelos.....	57
7.3.	ensayo de resistencia a la compresión simple	60
7.4.	Ensayo triaxial en rocas.....	61
7.5.	Otros ensayos para estimar resistencia de materiales	63
8.	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE UNIDADES.....	65
9.	CÁLCULOS GEOTÉCNICOS	70
9.1.	arenisca.....	70
9.2.	Limolita	74
10.	DEFINICIÓN DE SOLUCIONES.....	76
10.1.	arenisca.....	76
10.1.1.	Mallas de revestimiento.....	77
10.1.2.	Barreras dinámicas.....	78
10.2.	limolita	79
10.2.1.	Densificación del material.....	79
10.2.2.	“Concreto” dental.....	82
10.2.3.	Drenajes.....	83
11.	CONCLUSIONES	85
12.	BIBLIOGRAFÍA.....	87

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
FIGURA 1: VISTA DE LA ESTRATIFICACIÓN EN LA ZONA DE ESTUDIO.	18
FIGURA 2: TRAZADO EJECUTADO VS TRAZADO APROPIADO.	21
FIGURA 3: LOCALIZACIÓN GENERAL DE LA ZONA DE ESTUDIO.	22
FIGURA 4: CLIMA GENERAL DE LA ZONA DE ESTUDIO; IDEAM 2001.....	24
FIGURA 5: RÉGIMEN DE LLUVIAS TÍPICO DE LA ZONA, IDEAM 2001.	25
FIGURA 6: GEOLOGÍA REGIONAL PLANCHAS, INGEOMINAS 2000.	28
FIGURA 7: ESTEREOGRAMA DE ESTRATIFICACIÓN.	33
FIGURA 8: ESTEREOGRAMA DE DISCONTINUIDADES, FIERRO ET AL; 2008.....	36
FIGURA 9: FORMATO DE CAMPO PÁG. 1; IGEOMINAS.....	43
FIGURA 10: FORMATO DE CAMPO PÁG. 2; IGEOMINAS.....	44
FIGURA 11: PRM ANTIGUOS EN IMAGEN SATELITAL. GOOGLE EARTH.	46
FIGURA 12: TUBO TESTIGO DOBLE GIRATORIO.	50
FIGURA 13: MODELO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO.....	52
FIGURA 14: CAJA DEL ENSAYO DE CORTE DIRECTO.	55
FIGURA 15: CURVA TENSIÓN TANGENCIAL-DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL.	56
FIGURA 16: CURVA TENSIÓN NORMAL – TENSIÓN TANGENCIAL.	57
FIGURA 17: CRITERIO DE ROTURA DE MOHR-COULOMB COMPLETO.....	57
FIGURA 18: ESQUEMA DE UN ENSAYO TRIAXIAL.	58
FIGURA 19: DESVIADOR VS DEFORMACIÓN AXIAL CU.	59

FIGURA 20: C Y ϕ EN UN ENSAYO CU.	60
FIGURA 21: CURVA TENSION – DEFORMACION.	61
FIGURA 22: CÉLULA TRIAXIAL PARA ENSAYOS EN ROCA.	62
FIGURA 23: PROYECCIÓN ESTEREOGRÁFICA DE UN PLANO.	70
FIGURA 24 Y 25: FALLA PLANAR Y POR VOLTEO.	71
FIGURA 26: RED ESTEREOGRÁFICA DEL ÁREA DE ESTUDIO.	72
FIGURA 27: SECTORIZACIÓN CINEMÁTICA DEL MACIZO ROCOSO.	73
FIGURA 28: TUBO MANGUITO PARA INYECCIÓN.	81
FIGURA 29: PRESIONES MÁXIMAS. CORPS OF ENGINEERS; 1984.	82
FIGURA 30: CONCRETO DENTAL, ROMANA; 2009.....	83
FIGURA 31, OBRAS DE ESTABILIZACIÓN SITIO, EL PASO.....	84

LISTA DE TABLAS

	Pág.
TABLA 1: FACTORES CAUSANTES DE FALLA EN TALUDES Y LADERAS.	7
TABLA 2: INCUMPLIMIENTO RES. 1490/2006; MAVDT.	19
TABLA 3: INCUMPLIMIENTO DEL PMA, RES. 1490/2006; MAVDT.....	20
TABLA 4: CLIMA DE LA ZONA DE ESTUDIO; IDEAM 2001.	24
TABLA 5: DISCONTINUIDADES EN LA ZONA DE ESTUDIO, FIERRO ET AL; 2008.....	35
TABLA 6: PENDIENTES DE LADERA, SEGÚN VARGAS; 1999.....	38
TABLA 7: TIPOS DE SONDEOS, SEGÚN DIEZ; 2009.	48
TABLA 8: RESISTENCIA IN SITU DE ROCAS, CONANMA S.C.A.....	67
TABLA 9: POROSIDAD ROCAS SEDIMENTARIAS. SERRANO, 2002.	67
TABLA 10: PROPIEDADES DE LAS ROCAS, GONZÁLEZ DE VALLEJO ET AL.	67
TABLA 11: CARGA PUNTUAL DE ROCAS (Is 50), BROCH ET AL.; 1972.	68
TABLA 12: DENSIDAD DE ALGUNAS ROCAS, CONANMA S.C.A.	68
TABLA 13: ABSORCIÓN DE AGUA, ESTAIRE; 2009.	68
TABLA 14: PROPIEDADES DE LA ROCA EN LA ZONA DE ESTUDIO.....	69
TABLA 15: DATOS ESTRUCTURALES DE LOS MATERIALES.....	71
TABLA 16: CONDICIONES DE FALLA EN ANÁLISIS CINEMÁTICO.....	72
TABLA 17: ANÁLISIS DE FALLA PLANAR.	72
TABLA 18: ANÁLISIS DE FALLA EN CUÑA.	73
TABLA 19: ANÁLISIS DE FALLA POR VOLTEO.....	73

LISTA DE FOTOS

	Pág.
FOTO 1: VISTA PANORÁMICA DE LA ZONA DE ESTUDIO.	16
FOTO 2: PENDIENTES ACTUALES DE LOS CORTES REALIZADOS.	17
FOTO 3 Y 4: LADERAS ANTES (IZQUIERDA) Y DESPUÉS (DERECHA).	21
FOTO 5: PANORÁMICA HACIA EL SW DE LA ZONA DE ESTUDIO.	28
FOTO 6: EQUIPO DE PERFORACIÓN A ROTACIÓN.	49
FOTO 7: BUZAMIENTO APARENTE (AMARILLO) DE LOS ESTRATOS.	51
FOTO 8: EROSIÓN HÍDRICA DIFERENCIAL.	74
FOTO 9: MALLA DE ACERO. MARSELLA; FRANCIA.	78
FOTO 10: BARRERA DINÁMICA A PRUEBA. GEOBRUUG.	78

RESUMEN

TÍTULO: IMPACTO AMBIENTAL GENERADO POR MALAS PRÁCTICAS DE INGENIERÍA, CASO DE ESTUDIO DOBLE CALZADA BOGOTÁ – GIRARDOT, SITIO “EL PASO”.

AUTOR: ANDRÉS FRANCISCO MARTÍNEZ VARGAS **

PALABRAS CLAVES: Doble Calzada, Geotecnia, deslizamiento.

DESCRIPCIÓN:

Como parte del desarrollo de las regiones y paso obligado de los vehículos de carga que de la costa pacífica se dirigen al interior del país, se decidió la construcción de la doble calzada Bogotá – Girardot. Para el desarrollo de esta infraestructura, se requirió modificar el paisaje mediante cortes y rellenos de las laderas, ya que en países en vía de desarrollo se tiene la tradición de diseñar las vías siguiendo la morfología de las laderas que esta atraviesa.

Así, En el sitio conocido como “El Paso” en la vía que de Bogotá conduce a la Ciudad de Girardot (Cundinamarca), se presenta un proceso de remoción en masa del tipo deslizamiento traslacional, el cual se potencializó con la construcción de la segunda calzada de la vía, afectando la portabilidad de esta y trayendo como consecuencia la pérdida de seguridad para los usuarios, pérdidas económicas para el concesionario y un fuerte daño ambiental.

Aun cuando los datos antecedentes de geología y las imágenes aéreas de la zona hacían predecir falla de las laderas aferentes, se llevo a cabo la obra trayendo consigo los mencionados problemas sobre la vía y el ambiente.

Sin embargo con el fin de dar una solución ambientalmente viable, se plantean las medidas geotécnicas de estabilización, necesarias para garantizar una vía cómoda, segura y con el nivel de servicio para el cual fue diseñada.

* Proyecto de grado.

** Facultad de Ingenierías Físico Químicas. Escuela de Ingeniería Química. Especialización en Ingeniería Ambiental. Director Carlos E. Rodríguez.

ABSTRACT

TITLE: ENVIRONMENTAL IMPACT CAUSED BY POOR ENGINEERING PRACTICES, CASE STUDY DUAL CARRIAGEWAY BOGOTÁ – GIRARDOT, SITE “EL PASO”

AUTHOR: ANDRÉS FRANCISCO MARTÍNEZ VARGAS **

KEY WORDS: Dual Carriageway, Geotechnics landslide.

DESCRIPTION:

As part of the development of regions and a crossroad for commercial vehicles from the Pacific coast which are led into the country, it was decided to construct the dual carriageway Bogotá - Girardot. For the development of this infrastructure it was required to change the landscape by cutting and filling slopes, due to the common practice in developing countries of designing the roads following the morphology of the slopes.

Thus, in the place known as "El Paso", in the road that leads from Girardot (Cundinamarca) to Bogotá, there is a translational landslide, which was deteriorated by the construction of the second lane in the carriageway, and that has affected its operability, and consequently it has resulted in the loss of safety for users, economic losses to the dealer, and a strong environmental damage.

Even though the geological background data and aerial images of the area were used to predict the failure of slopes, the construction took place, and brought the mentioned problems to the road and the environment.

Nevertheless, in order to provide an environmentally viable solution, this document presents the geotechnical stabilization measures necessary to ensure a comfortable way, safely and with the level of service it was designed for.

* Grade project.

** Chemical Physique Engineering's Faculty. Chemical Engineering School. Specialization in Environmental Engineering. Director Carlos E. Rodriguez.

1. INTRODUCCIÓN

Como eje fundamental para el desarrollo de las regiones y para el buen funcionamiento de la economía, todo país debe contar con vías de comunicación segura y económica. De los tres tipos de medios de comunicación con que cuenta Colombia, el terrestre es uno de los más sensibles e importantes, ya que por el se transporta el grueso de la carga del país y moviliza un alto porcentaje de pasajeros.

Así, cabe destacar que el 83 % del comercio exterior se concentra en 5 corredores viales, uno de ellos es la vía Bogotá –Buenaventura, el cual transita desde la costa pacífica hasta el centro del país. Se estima que los bienes transportados por este corredor aumentan su costo en un 40% del que tienen puestos en puerto (banco mundial; 2005).

Para que una vía terrestre sea operable debe cumplir básicamente con parámetros de diseño como comodidad, capacidad y velocidad de diseño. Estos al final se traducen en tiempos de viaje y lógicamente en rentabilidad económica.

Como respuesta a la necesidad de mejorar la vía Bogotá - Buenaventura, y mejorar la competitividad de los productos transportados por ella, se publicó en agosto de 1999 el documento CONPES 3045, en el cual se priorizaba la adecuación de este corredor dentro de la tercera generación de concesiones del Instituto Nacional de Concesiones (INCO). La estructuración del corredor comenzó en 2002 y luego de la licitación y adjudicación en junio de 2004, se inició un año después la construcción de la doble calzada Bogotá - Girardot.

Aunque es prioritario para el desarrollo de las regiones la adecuación de nuevas vías, lo cual se traduciría en bienestar económico, estas no pueden desligarse de la afectación que tienen sobre el entorno, en especial sobre el medio ambiente.

Al respecto se puede comentar que aunque en Colombia está reglamentada la intervención del medio ambiente (cabe aquí la intervención de laderas y su estabilidad), esta no es clara y da lugar a malas interpretaciones. Además, es débil en su cumplimiento ya que deja en manos de entidades públicas la decisión de obligatoriedad.

En los artículos 8, 79, 80 y 95 de la Constitución Política de Colombia, se habla de recursos naturales y del desarrollo sostenible.

Dentro de las normas legales están:

- Decreto Ley 2811 de 1974.
- Decreto Ley 01 de 1984.
- Ley 99 de 1993 (MAVDT).
- Ley 400 de 1997.
- Decreto 33 de 1998.
- Decreto Ley 216 de 2003.

Mediante la Ley 400 de 97 y el Decreto 33 de 1998, se reglamentaron las Normas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes (NSR-98), las cuales deben ser de obligatorio cumplimiento.

Aunque en muy pocos renglones, en la NSR 98 es clara la obligatoriedad del cumplimiento de la ley en el diseño y ejecución de cortes viales. En el numeral H.2.2.3 -estudio de estabilidad de laderas- dice: "Donde las condiciones geológicas, hidráulicas y de pendiente lo exijan, se deben realizar estudios particulares de estabilidad de laderas de acuerdo con la Sección H.4.4 de Diseño Geotécnico, cuando no se hayan incluido como parte de los estudios geotécnicos preliminares o definitivos. Y el numeral H.2.2.3.1 -Obligación de estudios de

laderas– dice: “Cuando las entidades municipales o regionales hayan definido las zonas en las cuales sean de obligatoria ejecución los estudios de estabilidad de laderas con base en las características geológicas, hidráulicas y de pendiente del terreno, el estudio geotécnico debe atender este aspecto”. Sin embargo, como queda en manos de autoridades municipales la exigencia de cumplimiento de la Ley, estas no cuentan con los argumentos técnicos para exigir su cumplimiento.

Entidades nacionales cuentan con manuales propios de recomendaciones técnicas. Tal es el caso del Instituto Nacional de Vías (INVIAS), con su Guía de Manejo Ambiental de Proyectos de Infraestructura Subsector Vial, el cual se basa en la aplicación de las BUENAS PRÁCTICAS DE INGENIERÍA, pero deja a los ejecutores como auto reguladores de su actividad.

Dentro de las variables a tener en cuenta para el diseño de un corredor vial óptimo, están la comodidad, la velocidad de diseño y el volumen de tráfico, estos a la vez están ligados a factores como la topografía y el clima. Si se analizan los corredores que comunican a las mayores ciudades del país, se puede concluir que la mayoría fueron tendidos a través de zonas con topografía agreste y pluviosidad elevada. Estos dos factores conjugados, son los que tienen mayor afectación sobre la operación de los corredores viales cuando los agentes meteorológicos actúan.

Diversas causas naturales y/o antrópicas pueden actuar para que una vía deje de ser operable. Entre las causas antrópicas están: los accidentes automovilísticos, manifestaciones, derrame o caída de material peligroso en la vía, etc. Como causales naturales se pueden nombrar: lluvia, niebla, caídas de piedra y/o suelo a la vía, migración de especies, etc. Sin embargo, la mayor pérdida de operatividad de una vía, se da cuando se unen factores naturales y antrópicos. Tal es el caso de los deslizamientos de suelo y las caídas de bloques, los que en general se denominan procesos de remoción en masa.

Cuando se diseña una vía, se busca un tránsito suave, constante y cómodo, lo cual trae consigo la intervención de laderas en las zonas donde la topografía representa un obstáculo. Sin embargo, en la mayoría de las veces estas intervenciones son llevadas a cabo sin los requerimientos técnicos y ambientales adecuados. Así, se dejan expuestos taludes de alturas y pendientes considerables, sin las medidas geotécnicas necesarias, expuestos al ataque constante de agentes meteorizantes, lo que a posteriori genera la falla de los taludes y por consiguiente el taponamiento de la vía.

Tal es el caso del sitio conocido como “El Paso” en la doble calzada Bogotá – Girardot, a la altura del municipio de Melgar, en donde un accidente geográfico obligó a la intervención de una ladera mediante un corte o desmonte, para darle paso a la segunda calzada de la vía.

Se define como corte o desmonte aquella zona en la que se va a generar un talud como consecuencia de un proceso de excavación efectuado por medios mecánicos o mediante voladura.

Esta intervención se llevó a cabo en primera instancia sin tener en cuenta una serie de variables (fácilmente identificables), lo cual condujo al diseño de medidas de estabilización inadecuadas que con el tiempo magnificaron el problema y pusieron en riesgo a los usuarios de la vía.

Sin embargo aunque estas fallas pudieron predecirse y de hecho se hubieran podido evitar, hay que recordar que la vía mencionada opera bajo la figura de concesión, lo cual implica pérdidas y ganancias para el operador en función del comportamiento de la vía. Luego, las decisiones de intervención en muchas ocasiones están más ligadas a la parte económica que a la técnica.

La ejecución de un buen diseño geotécnico requiere tiempo y recursos, los cuales no están siempre disponibles, derivando esto en ejecución de obras sin el diseño adecuado, con el único fin de cumplir plazos de entrega. Esto a la larga genera mayores costos para el operador, ya que las obras empiezan a fallar y las nuevas intervenciones por lo general demandan más tiempo y recursos. Se debe tener presente que aunque para el concesionario el factor económico es el de mayor relevancia, las obras mal diseñadas y ejecutadas representan un peligro para la vida de los usuarios de la vía.

Con respecto a lo que tiene que ver con el terreno intervenido, se puede decir que en general toda ladera es estable a menos que sobre ella actúen elementos naturales y/o antrópicos que varíen su condición inicial de estabilidad. Variados son los factores que influyen en la estabilidad de un talud o ladera, sin embargo se pueden resumir los siguientes:

- Topografía.
- Geología.
- Meteorización.
- Lluvias intensas.
- Sismicidad.

la superficie de falla de un deslizamiento, puede estar relacionada con las características geológicas del terreno, así por ejemplo, las superficies de discontinuidad son condicionantes de deslizamientos planares, sin embargo, para deslizamientos rotacionales (circulares), el tipo de superficie de falla y su profundidad están condicionados en gran medida por la homogeneidad de los materiales.

La lluvia como elemento natural, es el que en mayor medida afecta la estabilidad de las laderas, y, por lo general los procesos de remoción en masa coinciden con

épocas de lluvia. Dicha lluvia satura la masa de suelo (particularmente en zonas desprovistas de cobertura vegetal), generando un efecto reductor de la resistencia al corte de los planos de rotura al disminuir la tensión normal efectiva (Terzaghi 1936).

$$\tau = c + (\sigma_n - u) * \tan\phi$$

Otras contribuciones negativas del agua a la estabilidad de las laderas y taludes, son: el aumento de peso del material, erosión interna por flujo, meteorización y cambio de composición mineralógica de los materiales, apertura de discontinuidades por agua congelada, entre otras.

Los sismos son otro elemento natural relevante en los procesos de inestabilidad, actuando solos o en acción combinada con las lluvias. La influencia de la sismicidad en la estabilidad de las laderas, depende en primera instancia de la tectónica regional y en segundo lugar de la afectación o no de procesos de amplificación por geología y topografía.

Aun cuando la mayor parte de laderas naturales se encuentren en equilibrio y puedan soportar agentes desestabilizadores como la lluvia y los sismos, es la intervención antrópica la que en mayor medida amenaza la estabilidad de las masas de suelo, así, la pérdida de cobertura vegetal (con fines agropecuarios), la reconformación de laderas para paso de vías y establecimiento de asentamientos son las principales causas antrópicas de desestabilización de laderas.

Las causas que pueden desencadenar un proceso de remoción en masa, se pueden agrupar en dos grandes bloques; los que producen aumento de esfuerzos y los que producen disminución de la resistencia. En la tabla 1, se dan algunos ejemplos de cada una de las causas mencionadas.

Tabla 1: factores causantes de falla en taludes y laderas.

Aumento de esfuerzos	Disminución de resistencia
cargas externas	presión de agua intersticial
aumento de peso de material por aumento de humedad	rompimiento de estructura del suelo por vibración o actividad sísmica
desconfinamiento por excavación de pared de la masa de tierra	deterioro del material cementante
presión de agua en las grietas de tracción	pérdida de tensión capilar por secamiento

Así mismo, las medidas que se pueden tomar para corregir o estabilizar un deslizamiento se enmarcan en dos grandes grupos: aquellas que buscan disminuir las tensiones cortantes que lo han provocado y aquellas que buscan reforzar la resistencia del terreno.

Para disminuir las tensiones, se pueden utilizar los procedimientos convencionales como descarga de la corona, muros en el pie o simplemente suavizar el talud. Por otra parte, los procedimientos para aumentar la resistencia del terreno, pueden ir desde disminuir las presiones intersticiales en la superficie de corte y/o coser la superficie de falla mediante el uso de pasadores, pilotes o pozos, también se puede recurrir a la inyección de lechadas.

Una vez establecida la solución necesaria para estabilizar un deslizamiento, el paso a seguir es definir el método de cálculo para analizar la estabilidad del talud. Los métodos de análisis de estabilidad de taludes en roca difieren de los utilizados para suelos. Dentro de los primeros están los análisis cinemáticos, los cuales se basan en consideraciones geométricas de los taludes y del ángulo de fricción interna del material rocoso. Para suelos se utilizan métodos que involucran esfuerzos y deformaciones en función del parámetro llamado factor de seguridad (F.S.).

Aun cuando existan diferentes metodologías para analizar la estabilidad de laderas y taludes, no se debe dejar atrás el método observacional y el sentido común, con los cuales se pueden tomar decisiones, sin necesidad de recurrir a sofisticados programas informáticos, los cuales en ocasiones en vez de facilitar el análisis lo vuelven más complejo.

Cuando se desea realizar el diseño de un sistema de estabilización de un talud fallado, se deben realizar los siguientes pasos:

- Reconocimiento del terreno.
- Determinación de causas.
- Evaluación de soluciones.
- Diseño de estructuras de mitigación y/o contención.

Con el reconocimiento del terreno, se pretende hallar la profundidad de la o las posibles superficies de falla, características específicas de los materiales y extraer muestras para establecer las características de resistencia de los materiales. Al mismo tiempo, se determina el régimen hidráulico de la zona, en particular las presiones intersticiales en la superficie de falla. En resumen, se pretende evaluar la interacción de los diferentes factores que participan en el proceso.

Una vez se hayan tomado datos en campo y se tengan los parámetros de resistencia que poseen los materiales, se realiza la evaluación de las causas, así como su posible mitigación.

Al evaluar las soluciones, se debe seleccionar aquella que genere condiciones lo mas similares posibles a las que había antes de que se interviniera la zona, buscando en todo momento resarcir el daño ambiental causado, a un costo económico razonable y pretendiendo la mínima intervención futura (salvo mantenimiento).

Por último si es el caso, se debe verificar si los elementos estructurales diseñados cumplen las restricciones de desplazamientos, fuerzas cortantes y momentos flectores, que hacen posible la seguridad de la solución planteada.

2. GEOTECNIA

La Geotecnia es una rama de la Ingeniería que se desarrolla a la vez como Ciencia y como Técnica. Como ciencia, utiliza insumos de otras ciencias de la tierra para hallar una solución metodológica a los problemas de la mecánica de suelos aplicada, y, como técnica se encarga del estudio de las propiedades mecánicas, hidráulicas e ingenieriles de los materiales provenientes de la Tierra para sacar el mejor provecho de ellos.

Así, la Ingeniería Geotécnica analiza información procedente de diferentes ramas de la ciencia de la tierra, buscando integrar el entorno de trabajo en una sola unidad y resolviendo los problemas de tal manera que se restablezcan o conserven las características iniciales del terreno, aun después de ejecutar las soluciones propuestas, sin afectar al medio ambiente ni a los seres vivos.

Además de entender en profundidad los principios de la mecánica y de la hidráulica, el Ingeniero Geotecnista requiere dominar los conceptos básicos de la Geología. Es de especial importancia conocer las condiciones bajo las cuales determinados materiales fueron creados o depositados, y los posteriores procesos estructurales o diagenéticos (procesos metamórficos, de sustitución, cristalización, etc.) que han sufrido.

Los ingeniería Geotécnica, busca investigar el suelo y las rocas por debajo y en superficie para establecer sus propiedades y diseñar las cimentaciones para estructuras tales como edificios, puentes, centrales hidroeléctricas.

Diseños para estructuras construidas por encima de la superficie incluyen cimentaciones superficiales (zapatas), cimentaciones profundas (pilotes y muros de contención). Presas y diques son estructuras que pueden ser construidas de

suelo o roca y que para su estabilidad y estanqueidad dependen en gran medida de los materiales sobre los que están asentados o de los cuales se encuentran rodeados.

Estructuras especiales como túneles son construidas a través del suelo o roca y dependen en gran medida de las características de los materiales a través de los cuales son construidos, lo cual define el sistema de construcción, la duración de la obra y los costos.

Los ingenieros Geotécnicos también investigan el riesgo para los seres humanos, las propiedades y el ambiente de fenómenos naturales o propiciados por la actividad humana, los cuales en general se pueden denominar procesos de remoción en masa.

En sus comienzos, a la Geotecnia se la identificaba como la mecánica de suelos, sin embargo el término se amplió para incluir temas como:

- Ingeniería sísmica.
- elaboración de materiales Geotécnicos.
- mejoramiento de las características del suelo.
- interacción suelo-estructura.
- medio ambiente.

La geotecnia moderna se puede dividir en 4 ramas.

- cimentaciones para edificaciones e infraestructura.
- estabilidad de taludes.
- geotecnia medio ambiental.
- análisis de riesgo.

Cuando se pretende intervenir una ladera por primera vez, el comportamiento de los materiales no es fácil de establecer y la importancia del desmonte es mayor, es necesario profundizar en el estudio del desmonte y conocer con detalle la resistencia de los distintos terrenos atravesados. Un cálculo explícito de coeficiente de seguridad, utilizando procedimientos de análisis más completos, podría ser el indicado.

Esa misma situación ocurre en cualquier desmonte después de su excavación, puede ser conveniente cartografiarlo, ensayar los distintos materiales y hacer una reconsideración explícita de su seguridad cara al futuro de la obra. Esta tarea se saldría del ámbito del proyecto para entrar en la parte técnica de la ejecución de obra.

Sería deseable que cada desmonte fuese estable durante la explotación de la obra y que esa seguridad estuviese avalada por una justificación específica basada en buenos datos de resistencia y de situación del agua en el terreno. Si esa justificación no puede hacerse durante el proyecto (o no conviene dado su elevado coste) debiera hacerse durante la construcción una vez la estructura del terreno se pone de manifiesto (aflora) y los materiales están más aseguibles para ser ensayados.

Como se verá más adelante, el desarrollo de un trabajo geotécnico requiere una gran cantidad de insumos, con los cuales se busca principalmente disminuir la incertidumbre acerca de los materiales estudiados y la dinámica del sistema, sin embargo, aunque para el desarrollo de este trabajo no se cuenta con toda la información que se quisiera, se puede echar mano de la experiencia y de la persistencia del problema y aplicar el método observacional planteado por Karl Terzaghi (Peck; 1969).

Los modelos geotécnicos usados para la solución de problemas, solo son la suma de algunas de las variables involucradas. Muchas de ellas tales como el grado de

continuidad del suelo, la importancia de los estratos o la presión de agua contenida en el suelo son desconocidas. Por lo tanto los resultados de cálculo no son más que hipótesis de trabajo, sujetas a modificaciones o confirmación durante la construcción.

Antes del método observacional existían dos métodos. El primero, utilizaba factores excesivos de seguridad y el segundo estaba basado en experiencias generales.

El método observacional puede ser llamado método experimental y sus principios son:

- Basar el diseño sobre cualquier información que pueda ser segura.
- Hacer un inventario detallado de todas las posibles diferencias entre las presunciones y la realidad.
- Computar sobre las presunciones originales variando las cantidades que pueden ser medidas en el terreno.

La ventaja de utilizar este método, en particular en este proyecto, es la falla de las medidas de estabilización y mejoramiento aplicadas, las cuales han venido variando a medida que fallan. Así, se tiene buena información (por la menos conceptual) de las causas que generan las fallas de las medidas diseñadas.

Por otra parte y no menos importante, es la facilidad con la que se puede adquirir información en campo de los materiales que conforman la ladera intervenida.

Así, el trabajo se realizara siguiendo la metodología convencional aplicada en trabajos de Geotecnia y un análisis retroactivo con el método observacional, para las etapas en donde la información no sea suficiente.

2.1. ETAPAS DE TRABAJO

Como ciencia, el trabajo de geotecnia obedece a una metodología, lo cual no implica que deba tener un carácter rígido, así, dependiendo de las características del problema se puede variar en pro de optimizar el tiempo y los recursos disponibles, pero buscando siempre la calidad de los insumos requeridos.

Aun con su carácter flexible, las fases de trabajo en un proyecto Geotécnico se pueden describir de la siguiente manera, (Estaire; 2009):

- Planteamiento del problema: en el que se indica lo que se pretende construir (por ejemplo una edificación o una infraestructura lineal) o arreglar (en el caso de que haya sufrido algún tipo de patología) y el emplazamiento geográfico donde se ubica la actuación a llevar a cabo.
- Estudio geológico: en esta etapa, realizada generalmente por especialistas en geología, se establece la geológica de superficie que permite identificar los principales condicionantes geológicos de la obra a realizar. Asimismo, debe servir para marcar las pautas con las que se debe diseñar la campaña de reconocimiento geotécnico de campo.
- Campaña de reconocimiento geotécnico de campo: en esta etapa se realizan la toma de datos cuantitativos y cualitativos de la zona de estudio. En general se realizan calicatas, sondeos mecánicos y penetrómetros dinámicos continuos o si las condiciones lo permiten se toman datos directamente de las áreas expuestas (procesos de remoción en masa).

- Definición de los perfiles geológico-geotécnicos: con la información procedente de los reconocimientos geotécnicos de campo se elaboran una serie de perfiles de contenido geológico-geotécnico en las que se recoge la estratigrafía del terreno en estudio, así como la posición del nivel freático. A partir de estos perfiles se suelen definir las unidades geotécnicas presentes en el terreno, las cuales coinciden generalmente con las unidades geológicas.
- Campaña de ensayos de laboratorio: con las muestras tomadas de los sondeos y calicatas se suele realizar una campaña de ensayos de laboratorio para caracterizar el comportamiento mecánico de los materiales presentes en el terreno.
- Caracterización geotécnica de unidades: en este paso se deben analizar conjuntamente todos los resultados de los ensayos de campo y de laboratorio realizados y las observaciones in-situ hechas durante el estudio geológico con objeto de definir los valores de los parámetros geotécnicos con los que se deben realizar los cálculos.
- Cálculos geotécnicos: en esta fase se realizan los cálculos que sirvan para analizar las distintas alternativas que se pueden llevar a cabo y para justificar la solución adoptada.
- Definición de la solución: en este paso se definen las distintas actuaciones a llevar a cabo para ejecutar la obra en estudio o para arreglar el problema planteado.

En los siguientes capítulos, se desarrollará cada fase de trabajo aplicándola al caso de estudio.

3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

3.1. GENERALIDADES

Como parte de la adecuación de la carretera que de la costa pacífica se dirige hacia el centro del país, se dio inicio a la construcción de la doble calzada Bogotá – Girardot, la cual incluye la adecuación de la vía existente, la construcción de otra calzada de dos carriles, viaductos, terraplenes, un túnel y las construcción de las instalaciones administrativas necesarias, mediante la figura de concesión.

Es obvio que para la construcción de dicha infraestructura se deben intervenir elementos naturales, ya sea por el redireccionamiento de cursos de agua, rellenos para la construcción de terraplenes, excavaciones para el túnel, cortes en laderas, entre otros. Sin embargo, en estas intervenciones pocas veces impacto ambiental es el ítem sobresaliente en la toma de decisiones.

Foto 1: vista panorámica de la zona de estudio.



Foto 2: pendientes actuales de los cortes realizados.



Así queda reflejado en el punto denominado “El paso”, a pocos kilómetros del casco urbano del Municipio de Melgar (Cundinamarca), en donde el corte llevado a cabo para darle paso a la segunda calzada del tramo 10 de la vía Bogotá-Girardot, dejó descubierto y expuesto un talud de aproximadamente 40 metro de altura (foto 1) y una pendiente 1H:2V (foto 2).

Desde el comienzo del corte no se tuvieron en cuenta las características físicas de la ladera, las cuales son obvias a simple vista (figura 1), y al finalizar la intervención de la ladera (corte), no se tomaron las medidas de protección adecuadas para evitar que los agentes meteorizantes afectaran la estabilidad de los materiales expuestos, lo cual con el paso del tiempo generó procesos erosivos, que desencadenaron en la inestabilidad del talud y pusieron (y aun ponen) en riesgo la vida de los usuarios que transitan por la vía.

Figura 1: vista de la estratificación en la zona de estudio.



Lo anterior quedó consignado en la resolución 1490 del 28 de julio de 2006, en la que el Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial (MAVDT) abre una investigación ambiental y formula un pliego de cargos contra la Sociedad Concesión Autopista Bogotá – Girardot S.A., por presunta violación a la norma ambiental vigente. Estas violaciones se dieron por incumplimiento en apartados de la resolución 0557 de 2002 y de algunos programas del Plan de Manejo Ambiental, los cuales se citan a continuación.

La Resolución 0557 del 19 de junio de 2002, el MAVDT otorgó al INVIAS licencia ambiental para el proyecto denominado Mejoramiento de la Carretera Avenida Boyacá por Autopista Sur - Girardot, sector Bosa (K5+200) – San Rafael (Girardot, K124+500), en jurisdicción de los municipios de Soacha, Sibaté, Granada, Silvania, Fusagasugá, Girardot, Icononzo y Melgar, departamentos de Cundinamarca y Tolima. En consecuencia, se acoge el PMA presentado en el EIA y se realizan requerimientos, algunos de los cuales no se cumplieron. Las obligaciones que no se cumplieron y que tienen que ver con el desarrollo de este trabajo se muestran en la tabla 2.

Tabla 2: incumplimiento Res. 1490/2006; MAVDT.

OBLIGACIÓN	CUMPLIMIENTO
Artículo Octavo: La Licencia Ambiental que se otorga sujeta al beneficiario de la misma al cumplimiento de las obligaciones contenidas en el EIA y el PMA, así como al cumplimiento de las siguientes obligaciones:	
22. Como protección de las superficies, se deberá dar estabilidad a las excavaciones, además de limpiar, desbombbar, soportar y proteger todas las superficies expuestas por las excavaciones, hasta la terminación de la obra, de acuerdo a lo establecido en el numeral 9.1.2.3 del Estudio de Impacto Ambiental para cada tipo de terreno.	Durante la visita se observó que desde el PR25 hasta el PR 22 aproximadamente se realizaron cortes del talud para la construcción de la segunda calzada del trayecto 10. Se observó que en los taludes resultantes no se han realizado las medidas y obras de estabilización requeridas, evidenciado por la presencia de deslizamientos, caída de bloques y procesos de erosión en estado avanzado de carcavamiento, tal como se muestra en el anexo fotográfico. Por lo tanto, se considera que esta obligación no ha sido cumplida para el trayecto 10 y en consecuencia debe requerirse.
Artículo Décimo Noveno: La Licencia Ambiental que se otorga mediante esta providencia no ampara ningún tipo de obra o actividad diferente a las descritas en el estudio de impacto ambiental, el plan de manejo ambiental y en la presente providencia. Cualquier modificación en las condiciones de la licencia ambiental, el estudio de impacto ambiental o el plan de manejo ambiental, deberá ser informada al MMA para su aprobación. Parágrafo: Igualmente se deberá solicitar y obtener modificación de la licencia ambiental cuando se pretenda usar, aprovechar o afectar un recurso natural no contemplado en el EIA, el PMA y en la presente resolución	la empresa no dio cumplimiento a la presente obligación, toda vez que a pesar de haber informado los cambios sobre el diseño aprobado en la licencia ambiental, éstos se ejecutaron en el Trayecto 10, Melgar – El Paso, sin esperar la aprobación de este Ministerio. Los cambios tienen que ver con el cambio del ancho del separador de 0.60 m a 11 m en una longitud de 4 Km y cambiar los sitios de botadero, lo cual implica modificación de las condiciones de la licencia ambiental y de los permisos otorgados.

Así mismo, los incumplimientos de los programas que conforman el PMA y que tienen que ver en el desarrollo de este trabajo se presentan en la tabla 3.

En cuanto a la efectividad de los programas que conforman el PMA, respecto al Programa de Restauración Morfológica y de Estabilidad, la resolución señala que: “el manejo de la estabilidad de taludes desarrollado en el trayecto Melgar – El Paso es inadecuado, no se han implementado las obras y medidas de prevención y control de procesos de inestabilidad requeridas, lo cual ha permitido la generación de procesos erosivos y de movimiento de tierras en la nueva calzada construida entre el PR 25 al PR23 aproximadamente. Por lo anterior, en cumplimiento del PMA y como medida preventiva, la empresa debe ejecutar las

obras de estabilización y de control de erosión de los taludes afectados en la medida que avanza el proyecto, con el fin de prevenir la generación de procesos de inestabilidad en la calzada existente y de afectación a los usuarios de la vía.”

Tabla 3: incumplimiento del PMA, Res. 1490/2006; MAVDT.

PROGRAMA	ACCIONES	CUMPLIMIENTO
Restauración morfológica y de estabilidad	Manejos y controles para las zonas inestables activas y potencialmente inestables.	durante la visita de seguimiento se encontró un manejo inadecuado de los taludes de corte en la nueva calzada construida en el trayecto 10, Melgar El Paso, evidenciado por la presencia de procesos erosivos avanzados y derrumbes locales entre el PR24+800 al PR23+200. PR24+800 - PR24+500: Se realizaron cortes del talud para la nueva calzada, con diseño en 3 niveles de terrazas (por encima de la vía actual con una diferencia de nivel de 10 m aprox.), Según versión verbal de la empresa, desde hace 3 meses se suspendieron dichas actividades. No existe ningún tipo de manejo geotécnico ni ambiental en los taludes ni banca resultante, es evidente la acción de la escorrentía superficial y agua lluvia sobre el sector con la generación de erosión concentrada, hecho que implica un peligro potencial al talud que da sobre la vía actual que está en operación sobre el cual está circulando el agua sin ningún control.

Todo lo anterior se enmarca dentro de la parte de construcción, contractual y de cumplimiento, sin embargo es importante recalcar la parte de diseño y en particular lo que tiene que ver con la “Buena Práctica de la Ingeniería”. En la figura 2, se puede apreciar la falta de criterio por parte de los diseñadores, ya que en lugar de darle mayor peso a la propuesta (si la hubo) de ejecutar dos viaductos (líneas rojas), se decidieron por intervenir la ladera para darle espacio la segunda calzada (líneas amarillas).

Se puede pensar que la intención era evitar los costos que implicaba la construcción de los dos viaductos, sin embargo el movimiento de tierras, la construcción de medidas de contención y el frecuente mantenimiento que se le ha realizado a las obras del corte, seguramente han resultado más costosas.

Figura 2: trazado ejecutado vs trazado apropiado.



Como se mencionó en el capítulo anterior, malas decisiones técnicas antes de iniciar el trabajo y la posterior demora en la intervención para controlar el problema, generó sobrecostos por mantenimiento; costos que hasta la fecha siguen aumentando.

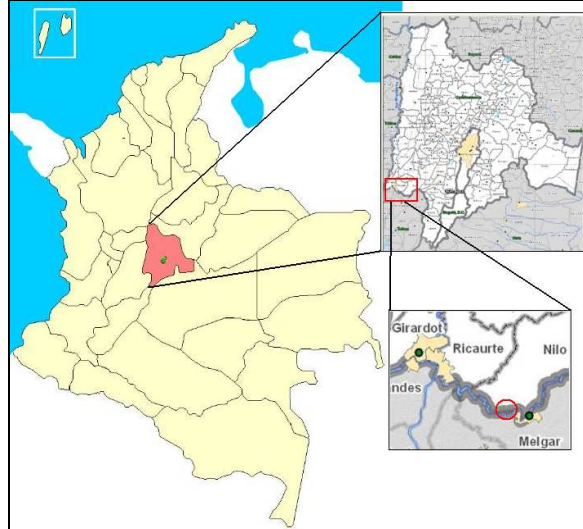
El impacto ambiental generado por la intervención de las laderas señaladas es fuerte. En la foto 3 y 4 se observan el antes y el después de la ladera. En ellas se puede apreciar que antes de la intervención la ladera había logrado alcanzar un punto de equilibrio, en donde la pendiente y las condiciones climáticas eran ideales para el desarrollo de cobertura vegetal. Luego era lógico que se presentaran problemas de estabilidad, ya que si la ladera no es adecuadamente tratada, buscará por ella misma la condición de equilibrio.

Foto 3 y 4: laderas antes (izquierda) y después (derecha).



3.2. LOCALIZACIÓN

Figura 3: localización general de la zona de estudio.



El área de estudio se encuentra en Colombia, en el departamento de Cundinamarca, aproximadamente entre el kilómetro K109+300 y K108+800 de la vía que de Bogotá conduce a la ciudad de Girardot en el sitio conocido como el paso, el cual a su vez hace parte del tramo 10 de la concesión vial Bogotá Girardot, cerca del casco urbano del municipio de Melgar.

Las coordenadas geográficas aproximadas del tramo de estudio son:

- Latitud $4^{\circ}14'11.14''$ Norte.
- Longitud $74^{\circ}42'57.71''$ Este.

El municipio de Melgar se encuentra es un municipio del de Departamento del Tolima y está ubicado aproximadamente a 100 kilómetros de la ciudad de Bogotá.

En la figura 3, se presenta un detalle de la zona de estudio en su contexto nacional, regional y local.

3.3. CARACTERÍSTICAS CLIMÁTICAS

El clima es el conjunto fluctuante de las condiciones atmosféricas, caracterizado por los estados y evoluciones del estado del tiempo, durante un periodo de tiempo y en un lugar o región dada, y controlado por los denominados factores forzantes, factores determinantes y por la interacción entre los diferentes componentes del denominado sistema climático (atmósfera, hidrosfera, litosfera, criósfera, biosfera y antropósfera).

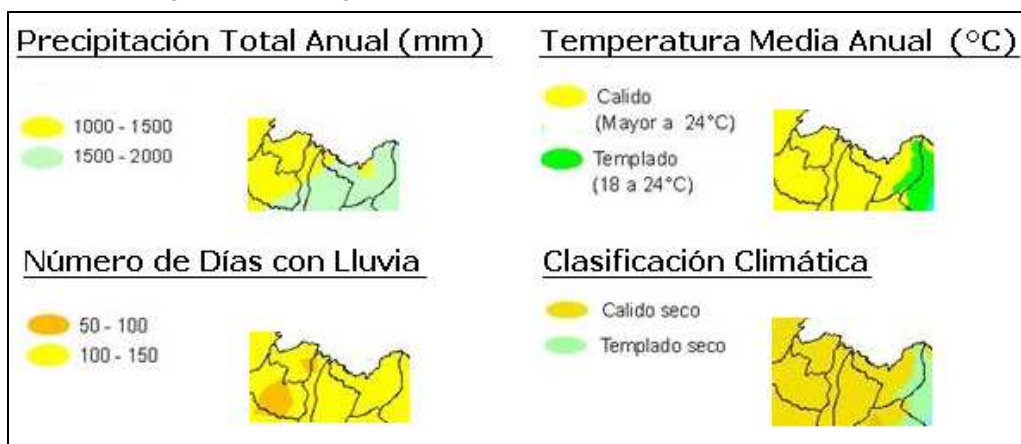
Debido a que el clima se relaciona generalmente con las condiciones predominantes en la atmósfera, éste se describe a partir de variables atmosféricas como la temperatura y la precipitación, denominados elementos climáticos; sin embargo, se podría identificar también con las variables de otros de los componentes del sistema climático.

Generalmente en los estudios de procesos de remoción en masa se considera como factor detonante la presencia o ausencia de agua en el suelo, bien sea como producto de la precipitación (cualquier tipo), la escorrentía, la variación de nivel freático, ascenso y descenso de láminas de agua o el flujo de aguas subterráneas.

Con base en información del Instituto de Estudios Ambientales y Meteorología (IDEAM), en particular con la capturada por la estación climatológica ordinaria (CO) 2119508, ubicada en la base aérea de Melgar cerca a la zona de estudio, se puede caracterizar climáticamente la zona de estudio. En la figura 4, se presentan las principales (de hecho las más importantes para este trabajo) características climáticas presentes en la zona de estudio.

En esta gráfica se puede apreciar que la zona presenta una baja precipitación anual y una temperatura elevada, pudiendo clasificar la zona como cálida seca.

Figura 4: clima general de la zona de estudio; IDEAM 2001.



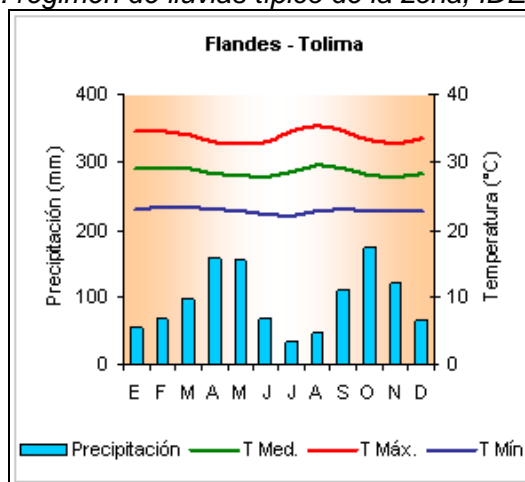
Con base en el atlas climatológicos de Colombia, desarrollado también por el IDEAM, se pudo complementar la información climática de la zona de estudio. En la tabla 4, se presentan las variables climáticas de la zona, así como sus respectivos valores.

Tabla 4: clima de la zona de estudio; IDEAM 2001.

Parámetro	Unidad	Valor
altura	msnm	323
humedad relativa	%	70 - 75
brillo solar	horas /año	1300-2100
radiación solar	KwH/m2*día	5 - 5.5
evaporación total	mm	900 - 1100
evapotranspiración total	mm	1200 - 1400

En general, se puede decir que la zona presenta un régimen bimodal de lluvias, siendo alta la pluviosidad en los periodos de marzo-mayo y septiembre-noviembre, (figura 5). Es bueno tener presente para los alcances de este trabajo, que fenómenos climáticos como los del niño y la niña no repercuten significativamente en el comportamiento climático de la zona.

Figura 5: régimen de lluvias típico de la zona, IDEAM 2001.



4. GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA

Gran parte de este capítulo corresponde al trabajo desarrollado por julio Fierro (Fierro et al, 2008), titulado “Geología para Ingeniería y Geomorfología vía Melgar-Girardot trayecto Yucalá”.

La geología para ingeniería es una disciplina que necesita de la participación de casi todas las ramas del conocimiento de la geología: son necesarias buenas descripciones de los materiales (suelos y rocas), levantamientos estratigráficos en detalle, levantamiento de información estructural en detalle, definición de aspectos hidrogeológicos generales, comprensión particular de los procesos de esfuerzo-deformación tectónicos y aspectos de dinámica exógena con el fin de acercarse de la mejor manera al comportamiento de los materiales.

Las fases del trabajo de geología son:

- Trabajo de campo.
- Revisión de información existente.
- Análisis de oficina.

El trabajo de campo incluye el levantamiento de la cartografía geológica y de procesos, medición de datos estructurales (fracturas y planos de estratificación), en zonas donde el macizo rocoso se comportara de manera frágil.

En las rocas se pretende observar aspectos de geometría externa de capas (forma, espesor, contactos) e interna (estratificación, laminación, etc.); forma, composición y tamaño de granos en areniscas; fisibilidad en arcillolitas; permeabilidad con ensayos cualitativos rápidos de campo (velocidad de infiltración de agua, facilidad de paso de aire soplado a través de muestras de roca, etc.); fracturamiento en cuanto a separación de discontinuidades, espesor de brechas, etc. Para los suelos se pueden realizar ensayos rápidos de campo en aspectos

como plasticidad, granulometría (con lupas de 10 y 15 aumentos), permeabilidad, y consistencia.

Una vez culminada la fase de campo, se revisa la información bibliográfica compilada, haciendo énfasis en aspectos de cartografía geológica.

El trabajo de oficina busca analizar los datos obtenidos en campo y la comprobación de la información secundaria recopilada. Este trabajo se agrupa en dos bloques:

- Tratamiento estadístico de los datos estructurales.
- Cartografía.

En el primero, las relaciones estructurales (pliegues, fallas, lineamientos, diaclasamientos, planos estriados, etc.) son de gran importancia en el estudio, toda vez que ellas pueden tener gran incidencia en aspectos de comportamiento de las masas rocosas y por ende será un insumo vital para la toma de decisiones geotécnicas de intervención de los taludes viales analizados.

El procesamiento de los datos consiste en un tratamiento geoestadístico de los elementos estructurales mediante software Stereonett 2.46 y Dips 5.0. Los estereogramas, producto del procesamiento, permiten una visualización sintética de toda la información obtenida.

Con la cartografía, se pretende plasmar en mapas geológicos las relaciones estratigráficas y estructurales, con el fin de tener un modelo coherente de la corteza en la zona de estudio. Para lograr dicho modelo es necesario asumir hipótesis y descartar mediciones u observaciones no concordantes con las tendencias generales.

4.1. GEOLOGÍA REGIONAL

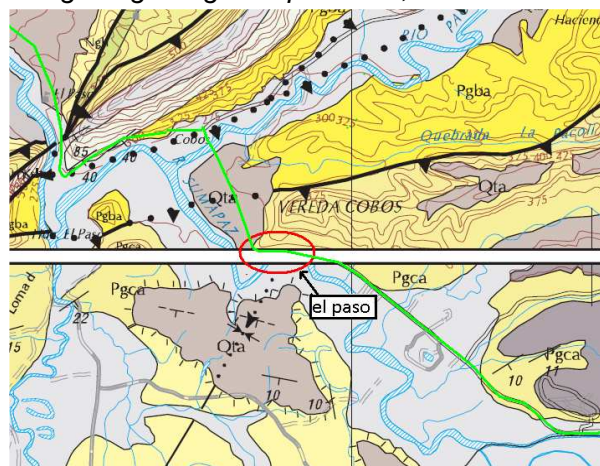
La geología del área comprende rocas terciarias plegadas, formando anticlinales y sinclinales de extensión regional. Los ejes de estas estructuras tienen dirección N 20° E, predominante, con cierres tanto al noreste como al suroeste. Se destacan, en la Cordillera Oriental, los sinclinales de Prado, Carmen de Apicalá (foto 5), San Andrés, Colombia, y Rionegro.

Foto 5: Panorámica hacia el SW de la zona de estudio.



Para establecer las características geológicas regionales, se recurrió al uso de las planchas geológicas 245 y 264 del INGEOMINAS. En la figura 6 se muestra la geología regional de la zona. La sigla Pgca (Conglomerados del Carmen de Apicalá), corresponde regionalmente con Tig (Grupo Gualanday) (Da Porta, 1974), la sigla Qtb señala la unidad Terraza Aluvial baja.

Figura 6: geología regional planchas, INGEOMINAS 2000.



4.1.1. Estratigrafía.

En este numeral se tiene como referencia información del Léxico Estratigráfico Internacional (Da Porta, 1974).

4.1.1.1 Grupo Gualanday (Tig).

Nombre: El término "Gualanday" fue mencionado inicialmente por Scheibe y Codazzi en 1918 (en CORRIGAN, 1967) y por Hubach (1931), para identificar las rocas de los alrededores de la población de Gualanday (Tolima). En la actualidad se emplea la nomenclatura propuesta por Téllez y Navas (1962) y Van Houten y Travis (1968), en donde la unidad se define con rango de grupo. Consta de Formación Gualanday inferior, Formación Gualanday Medio y Formación Gualanday Superior.

Edad: Terciario Paleogeno (Eoceno inferior a Oligoceno superior).

Área tipo y límites: El Grupo Gualanday aflora en el valle de los ríos Magdalena y Saldaña y en las estribaciones de las cordilleras Central y Oriental. Las mejores exposiciones se conocen en la localidad tipo, alrededores de Gualanday; en Ortega, en donde conforma los cerros de Los Avechucos; en la vía Coyaima - Chaparral, en el sitio conocido como El Túnel; en la vía Carmen de Apicalá - Cunday y en los alrededores de la represa de Hidroprado. El contacto inferior del Grupo Gualanday, con las arcillolitas de la Formación Guaduas o sus equivalentes es concordante. El contacto superior con el Grupo Honda y unidades equivalentes es discordante.

Características físicas de la roca en el área tipo:

- La Formación Gualanday Inferior está conformada por conglomerados con clastos de cuarzo (predominantes) y chert. El tamaño de los clastos varía desde grava fina hasta gruesa. La matriz es arenosa y arcillosa de la misma composición de los fragmentos gruesos; el color dominante es amarillo a pardo oscuro. Posee intercalaciones menores de arcillolitas, limolitas y areniscas de colores rojizo, violáceo y blanco, que separan los paquetes de conglomerados.
- La Formación Gualanday Medio consta de un conjunto donde predominan arcillolitas de colores rojo, amarillo, azul, gris y gris púrpura, con intercalaciones menores de limolitas, areniscas y lentes de conglomerados.
- La Formación Gualanday Superior consta, principalmente, de bancos potentes de conglomerados rojizos.

Distribución en el área de estudio: Las rocas del Grupo Gualanday conforman la totalidad de los taludes del área de estudio.

Características geotécnicas y procesos morfodinámicos típicos: Se observa principalmente desprendimiento y deslizamiento planar de bloques y detritos, a pequeña y gran escala a lo largo de los planos de estratificación (comportamiento típico de macizo rocoso).

4.1.1.2 Terrazas (Qta) y Aluviones (Qal).

Aunque estos depósitos no se encuentran puntualmente en los taludes de estudio, es bueno mencionarlos para entender que la dinámica de depositación geológica de materiales en el ámbito regional.

Extensas zonas de los valles de los ríos Magdalena y Saldaña y sus tributarios están cubiertas por depósitos sedimentarios aluviales. Los más antiguos han sido erosionados y presentan formas aterrazadas.

Edad: La edad de estas acumulaciones es holocénica a reciente; por tanto unas están en proceso de formación debido a la dinámica fluvial permanente, mientras que otras se han formado en eventos extraordinarios como flujos torrenciales en épocas invernales.

Características físicas de la roca en el área tipo: Generalmente son depósitos de gravas y arenas, con intercalaciones limosas y arcillosas, con poca o ninguna consolidación, y selección regular a buena. El espesor de los depósitos, así como la litología de los fragmentos constituyentes son muy variables, dependiendo del área fuente y el sitio de acumulación.

Distribución en el área de estudio: Estos depósitos están presentes en la parte NW de la zona de estudio, en las faldas de los depósitos rocosos y en la zona sur como parte de la llanura de inundación del río Sumapaz.

Características geotécnicas y procesos morfodinámicos típicos: Se observa principalmente desprendimiento y deslizamiento planar de bloques y detritos, a pequeña y gran escala a lo largo de los planos de estratificación de las rocas que los subyacen.

4.2. GEOLOGÍA LOCAL

4.2.1. Materiales (litología).

4.2.1.1 Grupo Gualanday (Tig).

Para la mejor comprensión del comportamiento geotécnico de este grupo en el área estudiada, se subdividieron en unidades-roca, de areniscas y lodolitas.

- Niveles de areniscas A (Tig-are): Arenisca polimíctica de grano medio con granos subangulares a subredondeados compuesta por cuarzo feldespato potásico (cristales rosados), fragmentos líticos café, chert y negros con intraclastos de areniscas lodosas. Intercalaciones de areniscas en lodolitas abigarradas, colores rojizos y verdes, en las zonas que aparecen es de tipo bloques, presentando un comportamiento de macizo rocoso. Exhiben caída de bloques y flujos de detritos asociados. La geometría de las capas en general es lenticular.
- Niveles de lodolitas (limolitas) L (Tig-lod): Lodolita predominantemente limosa con algunos gránulos (2mm) de fragmentos líticos de color oscuro, colores rojizos, violáceos y grises, secuencia mayor a 3m.

4.2.1.2 Depósitos cuaternarios.

- Depósitos aluviales (Qal): matriz soportados, matriz areno-limosa de grano arena media, humedad baja, permeabilidad media, plasticidad baja, compactación buena, con bloques subredondeados a redondeados de arenisca cuarzosa (25x40x50cm; 40x15x30cm) con cantos más pequeños (tamaño predominante) entre 1 y 8cm. sugiere ambiente aluvial. Los clastos de arenisca cuarzosa y liditas se observan laminados, cuarzo lechoso.
- Depósitos coluviales recientes (Qco): cerca a la zona de estudio se aprecian depósitos de derrubio producto de deslizamientos recientes, contienen cantos y bloques de arenisca de hasta 70cm y de 10cm en general redondeados, elipsoidales (predominan de 20cm), en matriz areno limosa, humedad media. Los materiales deslizados provienen de los depósitos aluviales que se encuentran en las cimas y presentan las mismas características que el derrubio.

4.2.2. Geología estructural local.

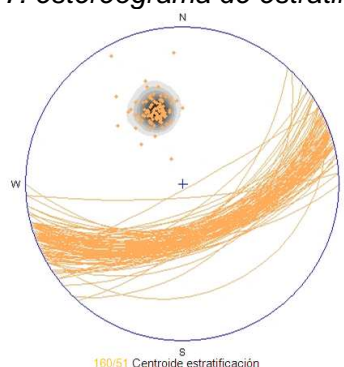
Se midieron cerca de 320 planos de discontinuidad, con recolección de datos en la parte baja de los taludes a lo largo de la vía y sobre las bermas. Los datos fueron analizados estadísticamente y se definieron los centroides de los planos de discontinuidad.

4.2.2.1 Comportamiento de la estratificación.

En la zona de estudio y alrededores los taludes cortan una secuencia monoclin que buza constantemente hacia el SE, con inclinaciones promedio de 51° (160/51), oscilando entre 41° y 57° (figura 7), sin embargo en el punto específico de estudio el buzamiento es de 41° . Esta variación se debe principalmente a la ondulidad propia de los planos de estratificación ocasionada por la geometría de la capas (estratos lenticulares o tabulares ondulados con longitudes de onda de aproximadamente 4 m.). Existen características a nivel meso y microscópico que le confieren rugosidad a los planos de estratificación tales como:

- estructuras sedimentarias externas
- tamaño de grano de las rocas.

Figura 7: estereograma de estratificación.



Predominan como estructuras sedimentarias externas las ondulitas, que se manifiestan como montículos sobre los planos de estratificación (se observaron longitudes de onda típicas de 5 cm. y amplitudes de 5 mm.). Hacia la base de la secuencia sedimentaria, se observa una variación importante en la granulometría, pasando a unidades grueso granulares (areniscas conglomeráticas de grano grueso), esta característica le proporciona rugosidad micro a los planos de contacto.

La estratificación es una de las principales discontinuidades que condicionan el comportamiento mecánico del macizo rocoso del área evaluada. Las intercalaciones de materiales arcillosos y arenosos entre cuyas interfaces se generan planos de debilidad, junto con el hecho que el corte de la vía es paralelo al rumbo de las unidades, las cuales buzan ladera afuera de manera desfavorable para la estabilidad del talud, ocasionan mecanismos de falla planares

4.2.2.2 Comportamiento de las discontinuidades.

La familia de fracturas predominante a través de todo el trayecto es 45/67 (a la cual se le dio el nombre de D1, figura 8), se trata de un sistema de planos con geometría irregular, que forman longitudes de onda típica de 3m y amplitud entre 25 y 30cm, su espaciamiento puede variar de unos pocos centímetros (5cm) hasta 1,5m. En general son planos muy persistentes (mayor a 10m).

El sistema de fracturas 204/55 (D1') está relacionado con la anterior familia, corresponde al cambio de vergencia en dirección opuesta, observándose planos con inclinaciones hacia el SW, esta familia junto con 251/77 (D3) facilita el desprendimiento de los bloques alcanzándose a observar aberturas de hasta 4cm, su persistencia varía entre 40cm y 4m.

Así que las fracturas 45/67 y 204/55 corresponden al mismo sistema de fracturas (D1 y D1' respectivamente), ocasionado por el cambio en la dirección de buzamiento del plano del NE hacia el SW, cabe resaltar que el segundo plano es menos frecuente y su persistencia es menor.

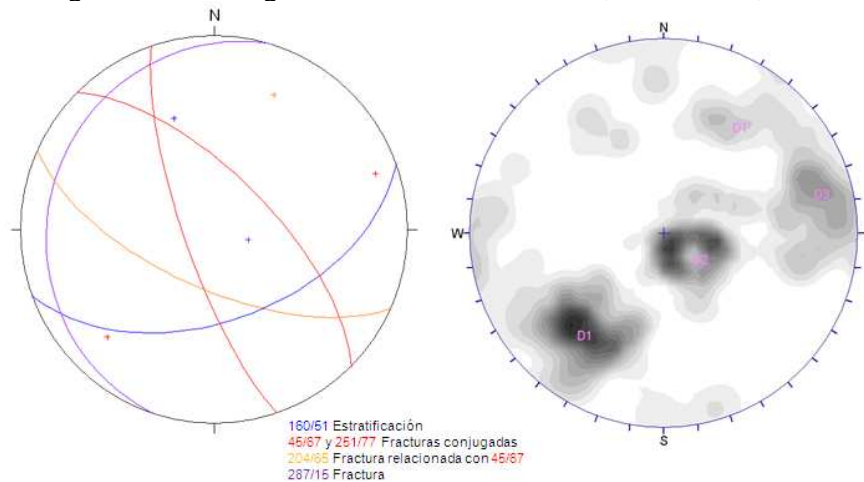
También es común encontrar una sistemática de fracturamiento de carácter sub horizontal con rumbo predominante N-S y buzamiento hacia el W (287/15, D2), los planos se encuentran generalmente pulidos, con espaciamentos entre 0,1 y 2m, su persistencia mayor a 6m.

En la tabla 5, se puede apreciar en resumen las diferentes discontinuidades que afectan los taludes de estudio, así como las características principales de cada una de ellas.

Tabla 5: discontinuidades en la zona de estudio, Fierro et al; 2008.

Discontinuidad	Acimut de buzamiento	Buzamiento	Características
estratificación (centroide)	160	51	plano de falla de deslizamientos planares
familia de fracturas 1	45	67	algunas forman fracturas maestras con persistencia mayor de 10 m, con $\lambda=3$ m. y $A= 25-30$ cm., apertura menor a 6 mm. Geometría irregular, $J_v =5/15$ cm. Localmente cemento ferruginoso. Espaciamiento de familias de 35 a 40 cm. Producen voladizo. Espaciamiento 1.5 m
familia de fracturas 2	287	15	Planos en general pulidos, subhorizontales, con aperturas entre 1 mm y 5 cm, persistencia entre 1 m y 5 m, espaciamiento entre 10 cm y 2 m (localmente 20 y 60 cm.), ocasionales planos ondulados con $\lambda=18$ cm. Y $A= 2$ cm. Planos con las siguientes características: $J_v =12/3$ m., espaciamiento entre 0.1 y 1.2 m. $J_v =10/1.8$ m. persistencia mayor de 6 m. y $J_v =6/2.7$ m. Ocasional cemento
familia de fracturas 3	251	77	Facilita el desprendimiento lateral de las areniscas. Persistencia 1.4 m. $J_v = 9/1.8$ m. $J_v =16/5.8$ m.
familia de fracturas 1'	204	65	Genera planos sobre los cuales ruedan bloques de arenisca desprendidos, espaciamiento entre 10 cm. Y 2 m., persistencia entre 40 cm y 4 m. apertura entre 0.5 cm. Y 4 cm., ocasionales planos ondulados con $\lambda=11$ cm. Y $A=1.5$ cm

Figura 8: Estereograma de discontinuidades, Fierro et al; 2008.



La representación gráfica de las principales discontinuidades que afectan el talud se aprecia en la figura 8. El estereograma (b) de la figura 8, corresponde al diagrama de densidad contornos para los polos de las diferentes familias de diaclasas, las concentraciones de datos señaladas con D1 y D2 corresponden a las familias con mayor frecuencia dentro del macizo rocoso lo que coincide con la mayor persistencia de dichos planos. Es notoria la dispersión de los datos. La estratificación no es representada en este estereograma ya que la cantidad de datos enmascara las familias de fracturas.

La figura 8 (a), permite visualizar las principales familias de discontinuidades consignados en la tabla 2, consta de tres familias de diaclasas y la estratificación.

4.2.2.3 Observaciones generales.

Teniendo en cuenta el trabajo realizado en campo y corroborándolo e oficina, se pueden hacer varios comentarios sobre las características geológicas de la zona de estudio.

- El patrón de estratificación es $160/51^\circ$, aun así para el talud analizado se presentan los menores valores de buzamientos medido (41°). Sin embargo no se presentan cambios significativos en la dirección de buzamiento.
- La familia de fracturas con mayores persistencias, están relacionadas con las familias 45/67 y 287/15.
- La sectorización por unidades de roca (tabla 2) arrojó un sistema estructural homogéneo en toda la sección analizada.
- El área de estudio se integra en un solo dominio estructural.
- De acuerdo con el comportamiento constante en la sistemática de fracturamiento a través de las diferentes unidades litológicas, sumado a la regularidad en el buzamiento de las mismas, se definen cuatro familias de discontinuidades principales que aplican constantemente a lo largo del talud para los análisis geotécnico-cinemáticos.

4.3. GEOMORFOLOGÍA

La zona de estudio se encuentra en una región dominada por morfologías planares-inclinadas, generadas sobre rocas competentes, con crestas y laderas redondeadas correspondientes a suelos transportados por procesos gravitacionales. La zona se caracteriza por ubicarse dentro de laderas estructurales no plegadas generadas sobre rocas competentes de la Formación Gualanday.

El paisaje de la zona de estudio es el producto principalmente de la combinación de procesos tectónicos relacionados con el levantamiento de la Cordillera Oriental.

4.3.1. Morfo estructuras (formas).

La zona de interés se encuentra en la parte baja de una ladera estructural no plegada que conforma la vertiente norte del Río Sumapaz, próxima a su

desembocadura en el Rio Magdalena. La ladera tiene pendientes naturales de 41° o más, clasificándola como escarpada (tabla 6). Estas laderas fueron cortadas con fines de adecuación vial dejando taludes con pendientes en general mayores a la estratificación, a veces de hasta 70° con algunos voladizos puntuales.

Tabla 6: Pendientes de ladera, según Vargas; 1999.

Parámetro	Unidad cartográfica de parámetro	Inclinación (grados)
Inclinación de la pendiente	Plana	Menor de 1
	Suavemente inclinada	1 a 5
	Moderadamente inclinada (vía)	5 a 10
	Inclinada	10 a 15
	Abrupta	15 a 30
	Escarpada (ladera natural)	30 a 45
	Muy escarpada (taludes de corte)	> 45

4.3.2. Morfo dinámica (Procesos).

Los procesos morfodinámicos más destacados en el área son de remoción en masa. Ocurren deslizamientos planares de bloques de roca, deslizamientos de detritos arcillosos, caída de bloques coluviales y flujo de detritos. Se ubican y describen también procesos de erosión hídrica concentrada.

4.3.2.1 Meteorización.

La meteorización es el conjunto de procesos externos (físico-químicos) que causan la alteración y desintegración de los componentes de las rocas y los suelos.

Para la zona estudiada, los procesos de meteorización son observados con algún desarrollo exhibiendo horizontes de alteración sobre planos de estratificación de las unidades de Lodolitas. Por otra parte, en los coluviones cercanos se presentan fragmentos de arenisca con aureolas de oxidación, lo que demuestra estabilidad en el tiempo, previa intervención antrópica.

4.3.2.2 Erosión hídrica concentrada.

Se definen como el grupo de eventos por medio de los cuales el material rocoso o suelos son desprendidos o disueltos y removidos con influencia de agentes externos a lo largo de un eje lineal. Esto incluye el movimiento de partículas arrancadas por el impacto de las gotas de lluvia que son transportadas en un flujo superficial.

En la zona de estudio se presentan locales manifestaciones tipo surco donde afloran rocas de baja a media litificación. La forma de estos surcos es lineal, a lo largo de la mayor pendiente.

Estos procesos se han desarrollado sobre lodolitas, a lo largo del talud entre las dos bermas (más de 11 metros), ancho de hasta 40cm y profundidad de hasta 20 cm., y al lado de la carretera sobre lodolitas y arenitas conglomeráticas de baja cementación, longitud máxima 12 metros, ancho promedio 20cm y profundidad 15cm.

4.3.2.3 Procesos de remoción en masa.

Los procesos de remoción en masa presentes en el área estudiada corresponden a deslizamientos planares de bloques de roca, deslizamientos de detritos arcillosos, caída de bloques coluviales y flujo de tierras.

Estos procesos han afectado la vía, llagando a caer grandes bloques rocosos. En particular, los procesos de remoción en masa relacionados con mecanismos planares son posibles debido a que la dirección de la vía es paralela al rumbo de las capas de roca y que la adecuación vial causó la pérdida de soporte basal de masas rocosas, que pudieron deslizarse a lo largo de planos de estratificación o de capas lodosas que disminuyen sus parámetros geomecánicos cuando son humedecidas.

Los procesos de remoción en masa que se presentan en la zona de estudio y sus alrededores son:

- Deslizamientos planares de bloques de roca: atendiendo a factores como la inclinación de los estratos, el tipo y espesor de las litologías que conforman el talud y el patrón de fracturamiento que afecta dichas litologías se identifica como el principal proceso de remoción en masa. involucra fragmentos de roca del nivel de areniscas (fragmentos semi cúbicos de 30cm de tamaño promedio) y los niveles de lodolita (fragmentos laminares de 15cm promedio), el cual exhibe acumulaciones de material a media ladera, que eventualmente y con aportes de las capas ladera arriba, alcanzarán la parte baja del talud. Debido al patrón de fracturas y a la diferente respuesta de las capas más competentes, en este caso de los niveles de areniscas, se observan voladizos en las areniscas, en contacto con unidades lodosas. En la zona de estudio se presenta amenaza alta de desprendimiento y deslizamiento de bloques de máximo 2 metros cúbicos, que afectarían la vía, su berma y cunetas.
- Deslizamientos de detritos arcillosos: ocurren en sectores en donde afloran lodolitas. Se ve favorecido por el poco espesor de los estratos y por su grado de fracturamiento. Son áreas de potencial generación de este tipo de procesos las ubicadas hacia la parte alta y al borde de la vía entre las abscisas.
- Flujo de tierras: se observó flujo de tierras en la abscisa 114+290 que involucra materiales mezclados de la unidad Tig-L2. Es una remoción superficial de pequeña magnitud, que ocurre entre la berma superior y la base del talud (ancho máximo 80cm).

5. RECONOCIMIENTO GEOTÉCNICO

Los cortes o desmontes en desarrollos viales, deben reconocerse para determinar en toda su extensión el tipo de materiales y la situación del agua. Los tipos de suelo pueden conocerse mediante calicatas superficiales (rozas, zanjas, etc.), aunque en desmontes importantes será imprescindible la realización de sondeos de reconocimiento geotécnico.

Sin embargo, cuando el trabajo es de remediación de procesos de remoción en masa, generalmente los materiales están expuestos, proveyendo calicatas naturales desde las cuales se pueden tomar datos de los materiales presentes.

El número de sondeos a realizar, el número de muestras a ensayar y la intensidad del reconocimiento del estado del agua en el desmonte (piezómetros de observación), será siempre un compromiso entre la importancia económica del desmonte y la del reconocimiento, así como de la capacidad y experiencia del Geotecnista, el cual debe evaluar si con un trabajo de campo es suficiente o no para establecer el comportamiento de las variables fundamentales del problema.

En la Geotecnia vial es muy frecuente la situación de un reconocimiento geotécnico somero (de poco coste) cuando el fallo del desmonte durante la construcción conduce a una pequeña pérdida económica. Es por lo tanto muy frecuente que la decisión de proyecto de un corte se tome con datos escasos y apenas se tenga más información que una descripción resumida de tipo de terreno (con algún ensayo de laboratorio puntual) y con una descripción muy sucinta del estado del agua en el terreno (nivel freático en algún punto de observación).

En esa situación, con sólo unos datos puntuales de resistencia y de situación del nivel freático, no estaría justificado realizar análisis más detallados que los que se pueden realizar con la ayuda de ábacos. Que es lo que generalmente se hace.

El trabajo de reconocimiento de campo brinda un panorama detallado sobre la distribución geográfica de los procesos, el volumen de material inestable (disponible) y su litología, las causas o factores contribuyentes y detonantes, las características de las laderas afectadas principalmente su geometría y cobertura, y la relación existente entre cada uno de los aspectos mencionados y los mecanismos de falla.

El reconocimiento geotécnico se lleva a cabo a través de tres (3) actividades:

- Captura de información en campo.
- Revisión de fotos aéreas.
- Toma de muestras.

5.1. CAPTURA DE INFORMACIÓN EN CAMPO

La captura de la información en campo, se realizó utilizando el formato de inventario de movimientos en masa (modificado), utilizado por INGEOMINAS, el cual fue desarrollado dentro del Proyecto Multinacional Andino, PMA, formato que ha sido estructurado de tal forma que se consignen en él todos los datos relevantes del procesos de inestabilidad. En las figuras 9 y 10, se muestra el formato diligenciado en campo con la información de la zona de estudio y sus respectivas variables.

El formato se encuentra dividido en las secciones que se listan a continuación:

- Localización geográfica y documental del evento.
- Actividad del movimiento.
- Litología y estratigrafía.
- Clasificación del movimiento.
- Morfometría del movimiento.
- Causas del movimiento.
- Efectos secundarios.
- Importancia del evento.
- Daños asociados al evento.
- Notas y apreciación del riesgo.
- Esquema del movimiento.

La utilización de este tipo de formatos es muy útil, ya que en pocas páginas queda consignada toda la información relevante del proceso. Otra de las ventajas de este tipo de formatos tiene que ver con la facilidad a la hora de digitalizar la información de campo en oficina, cuando se realiza un inventario extenso. Esto a la larga facilita el análisis estadístico de la información de una manera ágil y ordenada.

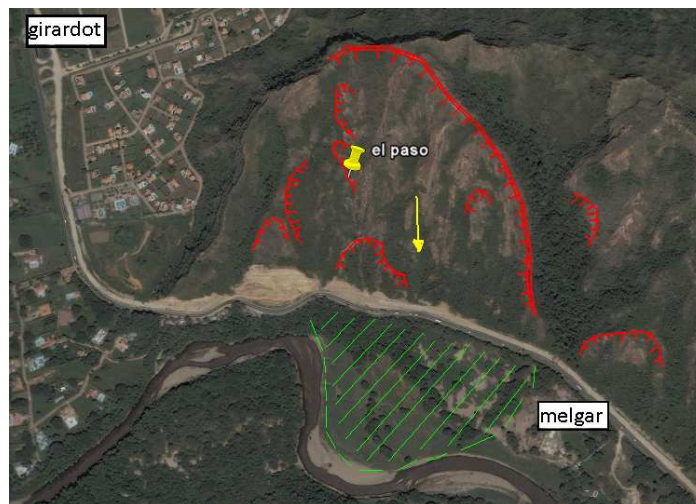
5.2. REVISIÓN DE IMAGENES SATELITALES.

Aunque en un estudio geotécnico completo se realizaría un análisis multi temporal de fotografías aéreas, para ver las variaciones de las condiciones del terreno a través del tiempo, el alcance de este trabajo no contempla la inversión que supone la adquisición del material fotográfico. Aun así, se puede hacer uso de las imágenes satelitales disponibles en la red. De esta manera se utilizó la plataforma Google Earth para adquirir la imagen de la zona. Esta imagen debió haber sido

capturada en el año 2006, ya que se pueden apreciar las excavaciones realizadas para la construcción de la doble calzada.

La importancia del analizar imágenes aéreas de la zona de estudio, se debe a la recurrencia de eventos que han ocurrido en una zona en particular, pueden repetirse en otra con similares características. Por otra parte, el análisis de imágenes aéreas puede dar una primera idea de las características de la zona de estudio, facilitando la planeación del trabajo de campo.

Figura 11: PRM antiguos en imagen satelital. Google earth.



En la figura 11, se muestra la imagen utilizada para el análisis. En ella, se pueden apreciar procesos de remoción en masa del tipo traslacional, los cuales han venido produciéndose a lo largo del tiempo, las líneas rojas muestran la gran densidad de procesos de este tipo. También se puede apreciar una zona achurada en verde, la cual corresponde a materiales depositados provenientes de la parte alta de la ladera en estudio.

Así, haciendo uso de esta herramienta, se concluyó que la zona es susceptible a grandes procesos de remoción en masa del tipo traslacional.

5.3. TOMA DE MUESTRAS

En cuanto a la toma de muestras de suelo, se puede decir que no se consideró pertinente la ejecución de sondeos en la zona de estudio, teniendo en cuenta que las características de resistencia de los materiales de los macizos rocosos no son los que controlan el problema.

La anterior afirmación puede ser válida, si se tiene en cuenta que la toma de muestras en el macizo nos daría información de la roca intacta, sin embargo se aprecia con un simple reconocimiento que los materiales que fallan son los que están más expuestos, es decir aquellos sobre los cuales la meteorización es más fuerte.

Por otro lado está la justificación económica, ya que por ser materiales muy competentes en estado intacto, requerirían maniobras de perforación dispendiosas y costosas, las cuales se salen del alcance del este trabajo.

Las características de diversos materiales están tabuladas y disponibles en libros técnicos y pueden ser utilizadas siempre y cuando se aplique el criterio adecuado.

Sin embargo como parte de la metodología de trabajo se exponen a continuación los tipos de sondeos y el muestreo que se podría realizar para un trabajo de este tipo.

Diversos son los tipos de sondeos y varían en función de su aplicación, características geométricas y según como trabaje la herramienta. En la tabla 7, se muestran los tipos de sondeos existentes.

Los sondeos geotécnicos son un método de reconocimiento en profundidad, que permiten identificar la naturaleza y estratigrafía del terreno, así como realizar

ensayos geotécnicos en su interior y obtener muestras a distintas profundidades para su posterior ensayo en el laboratorio. Un factor adicional de suma importancia en los sondeos geotécnicos es poder determinar la existencia o no de niveles freáticos o piezométricos.

Tabla 7: tipos de sondeos, según Diez; 2009.

según su aplicación	sondeos de investigación geológica	cartográficos
		de prospección y evaluación geológico minera
		hidrogeológicos
		geotécnicos
		sísmicos
	sondeos de explotación	geológicos
		de captación de aguas
		de petróleo y gas
		de disolución y lixiviación para la gasificación subterránea de carbón
	sondeos tecnológicos	barrenas de voladura
		de consolidación de terrenos
		de drenaje
		de desgasificación
Según sus características geométricas	Longitud	de inyección
		Superficiales
		Poco profundos
		Medios
		Profundos
	Diámetro	Muy profundos
	Inclinación	desde 20 mm hasta pozos de gran diámetro
Según la destrucción o corte del material en el fondo	Sondeos a percusión	Desde verticales hasta horizontales
		Percusión por hincas
		Percusión con cable
	Sondeos a rotación	Rotropercusión con martillo en cabeza o en fondo
		Con barrenas helicoidales
		Con triconos
Según la elevación de los detritos a la superficie	Deforma mecánica	Con trialetas
		Con coronas
	De forma hidráulica	Continua
		Discontinua
Según el mantenimiento de las paredes del	Con presión hidrostática del fluido de perforación	Circulación directa
	Con la formación de una costra utilizando lodos	Circulación inversa
	Con tubería de revestimiento	

La campaña de sondeos obedecerá a las características de cada proyecto, sin embargo se deberían tener en cuenta lo siguiente:

- Número de puntos a reconocer.
- Profundidad a alcanzar en cada punto.

- Distribución espacial.
- Técnica de reconocimiento a emplear.
- Número y tipo de muestras a extraer.
- Ensayos a realizar "in situ" y en el laboratorio.

Si se hubiera contemplado la ejecución de sondeos, se habrían realizado perforaciones a rotación con recuperación de testigo, ya que permite obtener una columna litológica completa del terreno a investigar, así como obtener muestras inalteradas a la profundidad deseada para su posterior análisis en el laboratorio. En la foto 6, se aprecia el equipo de perforación a rotación en plena maniobra.

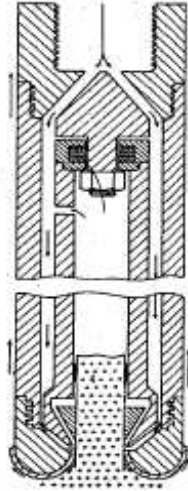
Foto 6: equipo de perforación a rotación.



El sistema se basa en la transmisión de esfuerzos de empuje y rotación a un útil de corte (corona) en contacto con el terreno, ejerciendo presión y rotación mediante un varillaje conectado a una cabeza giratoria (mandril). La corona va cortando y avanzando dejando un cilindro del material en el interior de la batería de perforación, conocido comúnmente como testigo (figura 12). Para facilitar el avance de la corona se aplica una carga vertical a través de la barra de perforación, regulando la velocidad de avance. Si el terreno es muy duro la

velocidad de avance debe reducirse para evitar el sobrecalentamiento de la corona y su prematuro desgaste.

Figura 12: tubo testigo doble giratorio.



6. DEFINICIÓN DE PERFILES GEOLÓGICO - GEOTÉCNICOS

Con base en la información recopilada por parte de los especialistas en Geología y el trabajo personal de Geotecnia en lo que tiene que ver con levantamiento de información en campo y análisis de imágenes aéreas, se puede establecer el modelo geológico geotécnico de la zona de estudio.

En campo se pudo apreciar:

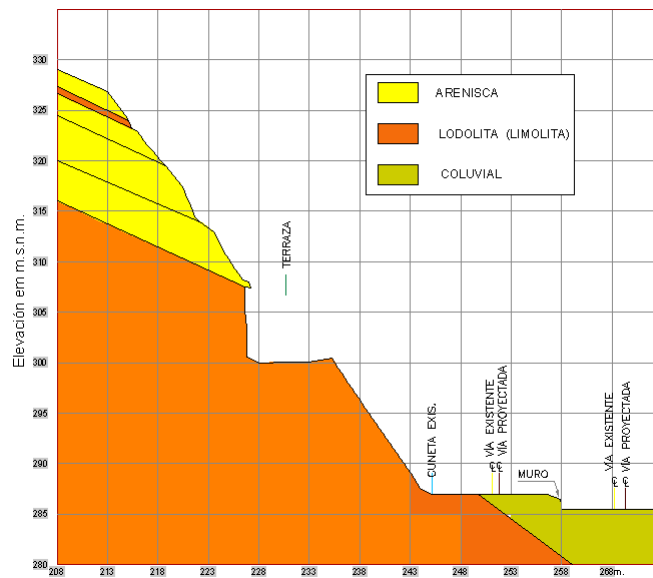
- la estratificación de las unidades de roca presentes en el sitio de estudio buzaban hacia la vía, es fácil de apreciar desde la parte más occidental de la zona de estudio (foto 7).
- se presentan chorreos de agua en la cara del talud expuesto.
- Se parecían voladizos de arenisca en el contacto entre este material con la lodolita, cuando el primer material se encuentra sobre el segundo.
- Los depósitos de arenisca son competentes en las zonas donde el diaclasamiento no es muy fuerte.
- En el contacto entre unidades no se presenta ningún material.
- Entre estratos de arenisca se aprecia una delgada capa de arcilla.

Foto 7: buzamiento aparente (amarillo) de los estratos.



Con la ayuda de un corte topográfico de la zona (fierro el al, 2008), se pudo esquematizar la estratificación de las unidades de roca presentes en la zona así como su buzamiento. En la figura 13, se aprecia el perfil definido con sus respectivos estratos y buzamientos.

Figura 13: modelo Geológico Geotécnico “El Paso”.



7. CAMPAÑA DE ENSAYOS DE LABORATORIO

En el laboratorio se pretende establecer los parámetros de estado y de resistencia de los materiales capturados en la campaña de reconocimiento de campo y en los sondeos realizados.

Los parámetros de estado, así como los de clasificación de los materiales presentes en el corte vial no se consideraron relevantes para el desarrollo del trabajo. Basta con saber que son materiales arenosos y limosos con muy buena permeabilidad, que pese a las condiciones climáticas presentan una humedad media y que su plasticidad es función de la matriz arcillosa limosa que los conforma. Es más importante el establecer los parámetros de resistencia del material rocoso.

En primera instancia se puede decir que mediante la observación de las maniobras de corte de la ladera (aplicación del método observacional), se puede a grandes rasgos decir que la lodolita es frágil y que su resistencia a la compresión simple no debe superar 1 MPa ya que la cuchara de la retroexcavadora puede rasgarla. La arenisca aunque presenta planos de discontinuidad bien definidos no en algunas zonas no fue suficiente la fuerza de la retro, debiendo ser movilizada mediante el uso de explosivos, lo cual nos da una idea de que la resistencia de este material es un poco más elevada.

Para obtener los parámetros de resistencia al corte de suelos en laboratorio se realizan básicamente ensayos de compresión triaxial y de corte directo. Para rocas se emplean los ensayos de compresión simple y el triaxial.

Aunque dentro del alcance de este estudio no se contempló la toma de muestras en campo ni la elaboración de ensayos de laboratorio, es bueno dar a conocer mediante que procedimientos se obtienen los parámetros de cohesión (c) y de

fricción (ϕ), que son utilizados en los análisis convencionales de estabilidad de taludes.

En el capítulo 1, se vio como estos dos parámetros interactúan en el comportamiento de masas de suelo mediante la aplicación de criterio de Mohr-Coulomb, cuya expresión es:

$$\tau = C + (\sigma_n - u) * \tan\phi$$

7.1. ENSAYO DE CORTE DIRECTO

En el ensayo de corte directo, se coloca una muestra dentro de una caja de forma rectangular, cuadrada o circular, partida por la mitad. Para realizar el ensayo, una de las dos mitades se mueve con respecto a la otra mitad y el suelo se rompe a lo largo del plano entre los dos elementos de la caja.

Es el ensayo más común para obtener la resistencia de los suelos en los estudios de deslizamientos. Este ensayo es simple y económico de realizar, pero presenta los inconvenientes del poco control que se tiene sobre las condiciones de drenaje, la dificultad para medir presiones de poros y algunos problemas inherentes a los mecanismos de las máquinas que realizan los ensayos.

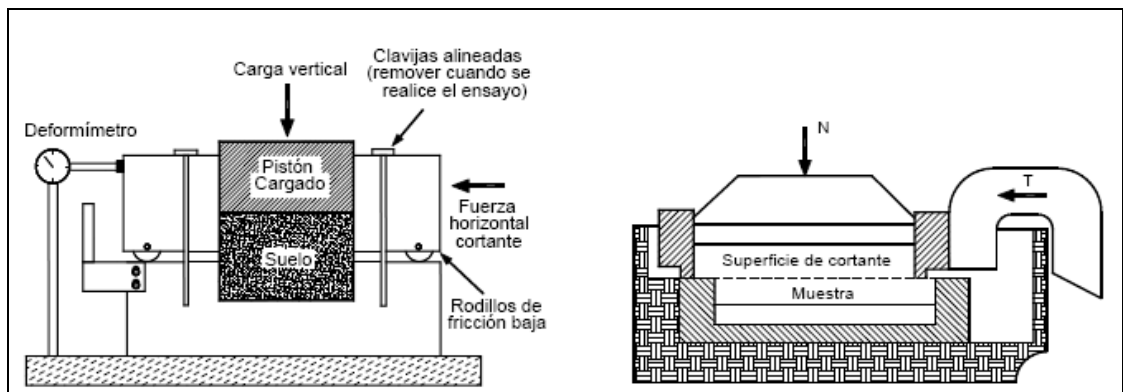
Las ventajas de los ensayos de corte directo son su facilidad de ejecución, la cual permite la realización de una gran cantidad de pruebas en poco tiempo y la posibilidad de realizar ensayos sobre superficies de discontinuidad.

El ensayo de corte directo es de uso obligatorio cuando se trabaja a niveles bajos de esfuerzos o si se desea obtener la resistencia a lo largo de las discontinuidades. En este ensayo, la resistencia al cortante puede medirse en un

plano predeterminado, cortando la muestra con una orientación explícita. La superficie de falla es predefinida y no depende de las propiedades del suelo; por esta razón, los valores de resistencia obtenidos, tienden a ser mayores que en los ensayos triaxiales.

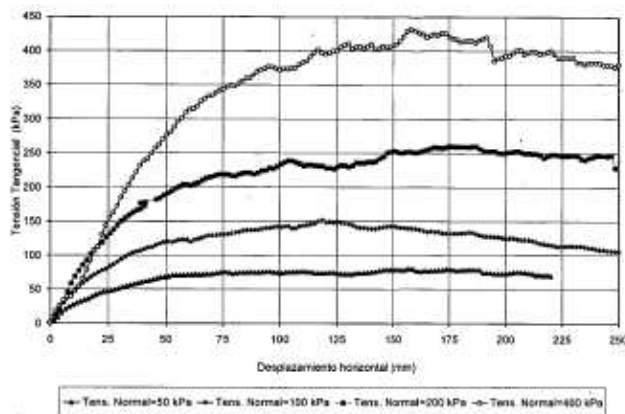
La muestra se coloca en una caja compuesta por dos anillos, uno superior y otro inferior, los cuales pueden desplazarse horizontalmente el uno con respecto al otro al aplicarse una fuerza de cortante (figura 14). Las muestras no pueden saturarse completamente, pero se puede obtener un grado de saturación relativamente alto, sumergiendo la muestra en agua.

Figura 14: caja del ensayo de corte directo.



Se dibuja una curva esfuerzo-deformación para cada ensayo, en la cual se determinan los valores de la resistencia máxima y la resistencia residual. Se realizan varias pruebas para el mismo tipo de suelo con diferentes presiones normales y se dibuja la envolvente de falla para obtener gráficamente, los valores de cohesión y ángulo de fricción. Se recomienda un mínimo de cinco pruebas para cada tipo de suelo. En la figura 15 se muestra esta curva.

Figura 15: curva tensión tangencial-desplazamiento horizontal.



Una vez que en el laboratorio se han obtenido las curvas deformación horizontal-tensión tangencia y deformación horizontal- deformación vertical, se pueden interpretar los resultados, lo cual implica seguir los pasos que se describen a continuación:

- Elección del punto de rotura de cada una de las curvas tensión tangencial-deformación horizontal: este paso es el más complejo e importante de todos ya que de este valor depende realmente que los parámetros que se deduzcan de los ensayos sean representativos del comportamiento resistente del material. Para ello se deben elegir el punto de rotura como el punto en el que se ha alcanzado la máxima tensión tangencial.
- Representación en abscisas de los valores de la tensión vertical aplicada (σ_n) y en ordenadas de la tensión tangencial aplicada en rotura (τ). Figura 16).
- Trazado de la curva de resistencia intrínseca que mejor interpola los puntos representativos del resultado del ensayo. Este paso requiere haber escogido previamente el criterio de rotura con el que se van a analizar los resultados. Los criterios de rotura más usuales para los suelos son los de Mohr-Coulomb en suelos y el de Hoek y Brown para rocas. En la figura 17, se presenta la interpretación de un ensayo para Mohr-Coulomb.

Figura 16: curva tensión normal – tensión tangencial.

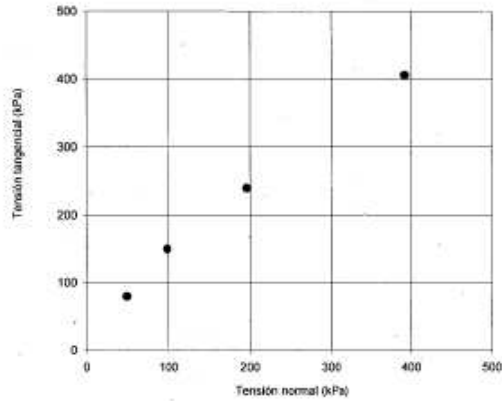
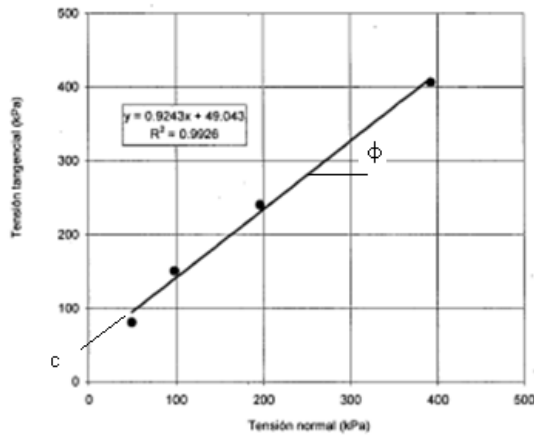


Figura 17: criterio de rotura de Mohr-Coulomb completo.



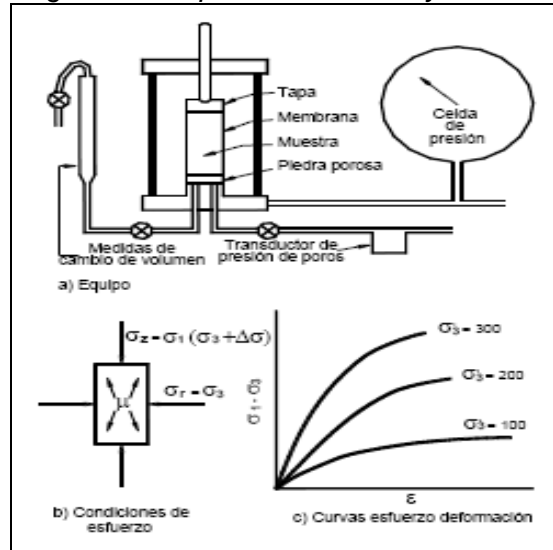
7.2. ENSAYO TRIAXIAL SUELOS

En un ensayo triaxial, se colocan cargas de confinamiento (σ_3) y cargas axiales (σ_1) tratando de simular las condiciones reales de esfuerzos en el suelo. Se ensayan muestras cilíndricas dentro de una membrana delgada de caucho, colocándolas dentro de una celda triaxial con dos tapas rígidas y pistones arriba y abajo de la muestra.

Luego de llenar la celda con fluido, se le aplica una presión determinada al fluido (σ_3), la cual se transmite por éste a la muestra (presión de confinamiento). Los

esfuerzos de corte se aplican mediante fuerzas de compresión verticales accionadas por los pistones. La presión de poros dentro de la muestra puede medirse a través de un pequeño tubo o bureta en contacto con la muestra.

Figura 18: esquema de un ensayo triaxial.



Para cada presión de confinamiento se obtiene el esfuerzo desviador ($\Delta\sigma$) que se requiere para hacer fallar la muestra.

El drenaje de la muestra se realiza a través de las piedras porosas, para que se pueda medir el cambio de volumen de agua. Alternativamente, si no se permite el drenaje, se puede medir la presión de poros, (figura 18).

Realizando varias pruebas (generalmente tres), se lograría obtener la envolvente de Mohr para un suelo determinado.

El comportamiento esfuerzo–deformación es determinado por la presión de confinamiento, la historia de esfuerzos y otros factores. El ensayo también puede realizarse incrementando los esfuerzos radiales mientras se mantiene constante la fuerza axial.

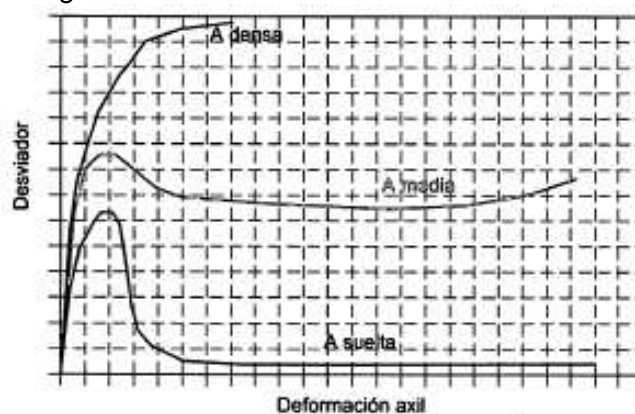
Existen cuatro formas de realizar el ensayo triaxial:

- No consolidado no drenado, (CU).
- Consolidado no drenado, con medición de presión de poros, (CU).
- Consolidado drenado, (CD).
- Inconfinado no drenado, (UU).

De acuerdo con el tipo de ensayo si es UU o CD, se obtiene un valor diferente del ángulo de fricción. En general, el ensayo consolidado drenado presenta ángulos de fricción mayores, mientras el ensayo no consolidado – no drenado, da los valores mínimos de ϕ (Winterkorn y Fang; 1991).

Las condiciones de resistencia no-drenada prevalecen inmediatamente después del cargue o descargue de arcillas blandas con muy baja permeabilidad. Por lo tanto, las arcillas poco consolidadas se comportan como si tuvieran un valor de $\phi = 0$, lo cual equivale a que la envolvente Mohr-Coulomb es horizontal.

Figura 19: desviador vs deformación axial CU.

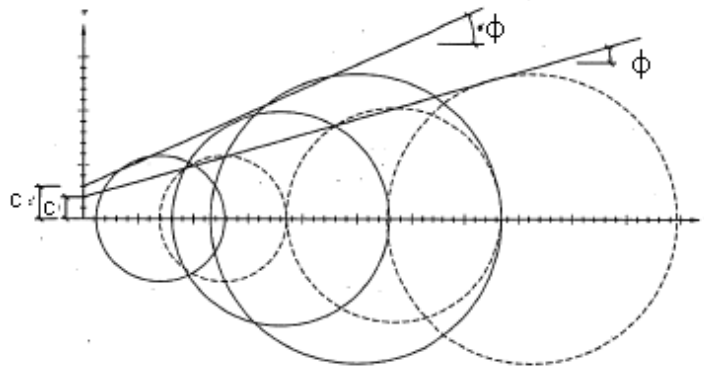


En la figura 19, se muestra la variación del esfuerzo desviador con la deformación axial y la evolución de las presiones intersticiales con la deformación de tres

ensayos, realizados con una misma arena uniforme y limpia pero cuyas probetas han sido realizadas para tres densidades distintas.

En la figura 20, se presenta las envolventes de falla en un ensayo CU. En este se aprecia la envolvente para presiones totales y para presiones efectivas.

Figura 20: c y ϕ en un ensayo CU.



7.3. ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE

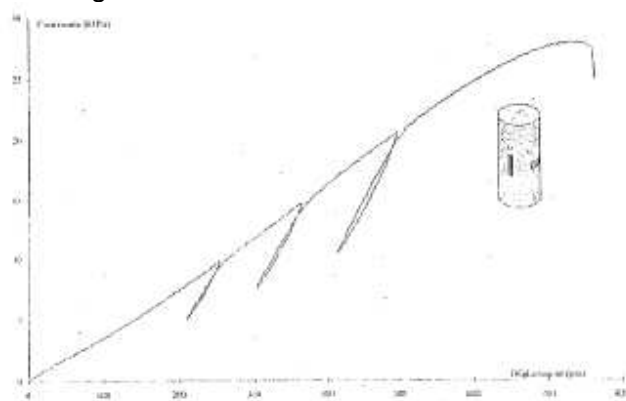
Este ensayo, aunque parezca sencillo, es en realidad un ensayo relativamente complicado, ya que exige una meticulosa preparación de las probetas y una cuidada ejecución del ensayo. Su interpretación teórica rigurosa también es compleja, a pesar de ser un ensayo que aplica tensiones principales, siendo una de ellas nula.

Mediante el ensayo de compresión simple se determina la resistencia no confinada de la roca y sus parámetros elásticos (módulo de Young, E , y coeficiente de Poisson, ν). El ensayo se realiza sometiendo a una probeta cilíndrica de roca a una carga vertical que aumenta progresivamente y a cargas laterales de confinamiento nulas.

El ensayo se realiza situando una probeta cilíndrica de longitud entre 2,5 y 3 veces su diámetro, en una prensa y aplicando desplazamientos del pistón de manera que se generen incrementos de carga o de deformación constantes, para lo cual la prensa debe tener un sistema de registro digital de carga y de desplazamientos que almacene simultáneamente dichos parámetros. Así mismo, es interesante disponer de un lector de deformaciones mediante bandas extensométricas a fin de poder obtener los parámetros elásticos del material.

La carga debe aplicarse a velocidad constante, cuyo valor debe estar entre 5 y 10 m/s. Sin embargo, muchas veces es preferible realizar los ensayos controlando la deformación aplicada si se quiere obtener la resistencia residual de la roca. Los resultados del ensayo se presentan en curvas tensión – deformación (figura 21).

Figura 21: curva tensión – deformación.



Utilizando las curvas tensión-deformación es posible calcular el módulo de deformación elástica o de Young que relaciona la tensión aplicada con la deformación producida durante el ensayo.

7.4. ENSAYO TRIAXIAL EN ROCAS

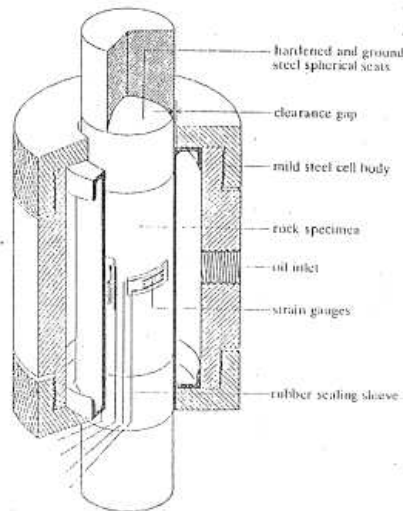
Los ensayos triaxiales son conceptualmente similares a los utilizados en el estudio de suelos. Este ensayo, al igual que los efectuados con suelos, se realiza

sometiendo la probeta de roca a una tensión lateral que permanece constante durante todo el ensayo, mientras se aplica una tensión vertical creciente hasta provocar su rotura.

La probeta debe ser tallada con los mismos cuidados descritos para el ensayo de resistencia a compresión simple y se sitúa en el interior de una célula triaxial en la que la tensión lateral se aplica mediante aceite a presión y la vertical mediante el desplazamiento de los pistones de la prensa (figura 22).

Durante la realización del ensayo se registran los valores de carga aplicados - tanto vertical como lateralmente-, la deformación axial medida mediante un LVDT que registra el movimiento del pistón o mediante bandas extenso métricas pegadas a la pared exterior de la probeta y la deformación radial medida mediante bandas extenso métricas también pegadas a la pared de la probeta

Figura 22: célula triaxial para ensayos en roca.



Una variante importante de estos ensayos consiste en los ensayos realizados con células en las que es posible controlar la temperatura, siendo posible obtener el comportamiento de las rocas en condiciones de alta presión y temperatura. En cualquiera de los dos casos estos ensayos son costosos y difíciles de realizar, por

lo que sólo se llevan a cabo en casos especiales. A este respecto, hay que tener en cuenta que una roca de resistencia media sólo nota el efecto de la presión de confinamiento si ésta es elevada (superior a 1 MPa). Esto hace que la célula triaxial para ensayos de rocas suelen llevar una camisa metálica que aguante dichas presiones

Además de los valores de resistencia de pico en condiciones triaxiales y del tipo de comportamiento tenso deformacional de las rocas para distintas presiones de confinamiento, mediante los ensayos triaxiales es posible obtener los parámetros necesarios para definir el criterio de rotura de Mohr-Coulomb: cohesión (c) y ángulo de rozamiento (ϕ). Para ello se deben ensayar, al menos, tres probetas con distintas presiones de confinamiento, así, de cada ensayo se obtendrá el valor del esfuerzo desviador para el cual se ha roto la probeta. Con estos valores ya se pueden dibujar los círculos de Mohr correspondientes y definir la Curva de Resistencia Intrínseca que delimita los estados tensionales en los que se va a producir la rotura de la matriz rocosa. En muchos casos, los puntos de rotura no se encuentran alineados, siendo la mejor envolvente de los mismos una curva que puede modelarse mediante dos rectas.

7.5. OTROS ENSAYOS PARA ESTIMAR RESISTENCIA DE MATERIALES

Existen otros equipos de laboratorio y de campo, que permiten estimar los parámetros de resistencia de cohesión y fricción de los suelos, ya sea directamente o a través de correlaciones empíricas. Entre esos están:

- Ensayo de Compresión Simple.
- Ensayo de Compresión Simple con Superficie Ancha Plana.
- Ensayo de Ángulo de Reposo.
- Ensayos de Veleta.
- Ensayo de Penetrómetro de Bolsillo.

- Ensayo de “Torvane”.
- Ensayo de Corte Directo “In Situ”.
- Ensayo de penetración estándar.
- Ensayo de penetración de cono.
- Presurómetro.

8. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE UNIDADES

En muchas ocasiones, las unidades geotécnicas coinciden con las unidades geológicas. Sin embargo, en el caso de que se hayan definido un gran número de unidades geológicas es conveniente agruparlas en función de su comportamiento geotécnico previsiblemente similar, sobre todo, si no se dispone de un número suficientemente significativo de ensayos de laboratorio de cada una de las unidades geológicas.

Este no es el caso de las unidades en la zona de estudio, ya que los materiales presentes son intercalaciones de areniscas y lodolitas del grupo Gualanday y coluviones en zonas dispersas.

Las areniscas de grano medio, con granos subangulares a subredondeados compuesta por cuarzo feldespato, fragmentos de otras rocas color café y negros de areniscas lodosas. Intercalaciones de areniscas con lodolitas. Se aprecia sobre estos materiales una buena cementación haciendo que se comporte con macizo rocoso, sin embargo el diaclasamiento genera cuñas que se desprenden con ayuda del buzamiento de la estratificación y van a caer a la vía.

Las lodolitas, son limosas con algunos gránulos (2mm) de fragmentos de otras rocas color oscuro. Tienen un color rojizo, violáceo y gris, en parte debido a los minerales ferrosos que las componen. Su cementación media, razón por la cual se puede excavar con máquina y rasgar con martillo de Geólogo. Es un material que se dragada con facilidad, presentando erosión tipo surcos y cárcavas, razón por la cual se generan flujos de detritos involucrando volúmenes considerables de material.

Los depósitos aluviales son matriz soportados, con matriz areno-limosa de grano arena media, humedad baja, permeabilidad media, plasticidad baja, compactación

buenas, con bloques subredondeados a redondeados de arenisca cuarzosa (25x40x50cm; 40x15x30cm) con cantos más pequeños (tamaño predominante) entre 1 y 8cm. sugiere ambiente aluvial. Los clastos de arenisca cuarzosa y lilitas se observan laminados, cuarzo lechoso.

Los depósitos coluviales recientes cerca a la zona de estudio se aprecian en el depósito de derrubio que generó un depósito de gran magnitud en la falda de las laderas y que cambió el curso habitual del río Sumapaz. Contienen cantos y bloques de arenisca de hasta 70cm y de 10cm en general redondeados, elipsoidales (predominan de 20cm), en matriz arenosa limosa, humedad media. En la parte alta los depósitos coluviales (antiguos aluviales de poco espesor) se deslizan de forma planar y van a dar a la vía.

Los estratos de arenisca tienen espesores que van desde 1 metro hasta 5 o más metros. Por su parte las lilitas presentan espesores que van desde decimétricos hasta grandes estratos de 20 metros. Esta variación de espesores muestra un ambiente de depositación no constante ni cíclico.

En cuanto a los depósitos cuaternarios coluviales, se puede decir que en gran parte están compuestos por aluviales antiguas que quedaron colgadas mientras se presentaba un proceso erosivo por acción erosiva de la corriente de agua del río Sumapaz. Los aluviales presentes en la margen del río, se depositaron gracias a la dinámica propia del río.

Ya que no se tomaron muestras de los materiales del sitio y lógicamente no se realizaron ensayos de laboratorio, se recurrió al uso de tablas para estimar los parámetros de los materiales con base en las descripciones hechas por la comisión de Geología y el trabajo en campo de Geotecnia. En las tablas 8 a 13, se muestran las propiedades tipo de algunas rocas y en la tabla 14, se presenta el resumen de las propiedades de las Areniscas y lilitas caracterizadas en campo.

Tabla 8: resistencia in situ de rocas, Conanma S.C.A.

Descripción	Resistencia a la compresión simple (Kg/cm ²)	Huella y sonido
Muy blanda	10- 15	El material se disgrega completamente con un golpe del pico del martillo y se deshace con navaja.
Blanda	50-250	El material se indenta de 1,5 a 3 mm con el pico del martillo y se deshace con la navaja.
Media	250-500	El material NO se deshace con la navaja. La muestra sostenida en la mano se rompe con UN (1) golpe de martillo.
Moderadamente dura	500-1000	La muestra se rompe con VARIOS golpes de martillo.
Dura	1000-2500	La muestra depositada en el suelo se rompe con UN (1) golpe.
Muy dura	> 2500	La muestra se rompe con dificultad a golpes con el pico del martillo. Sonido macizo.

Tabla 9: porosidad rocas sedimentarias. Serrano, 2002.

Roca	Porosidad (%)
Sedimentarias	
Pizarra	10-30
Arenisca	5-25
Dolomía	1-5
Caliza	5-20

Tabla 10: propiedades de las rocas, González de Vallejo et al.

Roca intacta	Resistencia a compresión simple (kp/cm ²)		Resistencia a tracción (kp/cm ²)
	Valores medios	Rango de valores	
Anfibolita	2800 *	2100-5300	230
Anhidrita	900	800-1300	60-120
Arenisca	550-1400	300-2350	50-200
Basalto	1500-2150	800-3500	50-250
Granito	1700-2300	1000-3000	70-250
Grauwaca	1800	800-2200	55-150
Limolita		350-2500	27
Lutita	300-700	100-1000	15-100 5-10*
Marga	700-1400	700-1900	
Mármol	1200-2000	600-2500	65-200
Pizarra	1000-1800	900-2500	70-200
Sal	120	50-300	
Toba		100-460	10-40
Yeso	250	100-400	10-25

Tabla 11: Carga puntual de rocas ($I_{s(50)}$), Broch et al.; 1972.

Roca	$I_{s(50)}$ (MPa)
Arenisca y lutitas terciarias	0.05-1
Carbón	0.2-2
Caliza	0.25-8
Limolitas y pizarras	0.2-8
Rocas volcánicas de flujo	3-15
Dolomía	6-11

Tabla 12: densidad de algunas rocas, Conanma S.C.A.

Tipo de roca	Densidad (Tm /m ³)
Arcillita lodolita	2,2 a 2,7
Arenisca	1,6 a 2,9
Caliza	1,5 a 2,8
Conglomerado	2,0 a 2,7
Cuarcita	2,3 a 2,7
Granito sano	2,5 a 2,8
Marga	2,6 a 2,7
Mármol	2,6 a 2,8
Pizarra	2,7 a 2,8
Yeso	2,2 a 2,3

Tabla 13: absorción de agua, Estaire; 2009.

TIPO DE ROCA	ABSORCIÓN DE AGUA (%)
Rocas Sedimentarias	
Calizas - Dolomías	0,2 - 7,5
Arenisca	0,3 - 30,0

Tabla 14: propiedades de las rocas en la zona de estudio.

Parámetro	Arenisca	Limolita
resistencia a la compresión simple (Kg/cm ²)	550-1400 (1400)	350-2500 (1000)
resistencia a la tracción (Kg/cm ²)	50-200 (140)	27
porosidad (%)	5 -25	
carga puntual; Is 50 (Mpa)	0.05-1	0.2-8
densidad (t/m ³)	1.6 - 2.9	2.2 - 2.7
absorción de agua (%)	0.3 - 30	
cohesión (Kpa)	150-180	110-150
ángulo de fricción (°)	35-45	25-35
peso unitario seco (KN/m ³)	23	17
peso unitario saturado (KN/m ³)	28	23

9. CÁLCULOS GEOTÉCNICOS

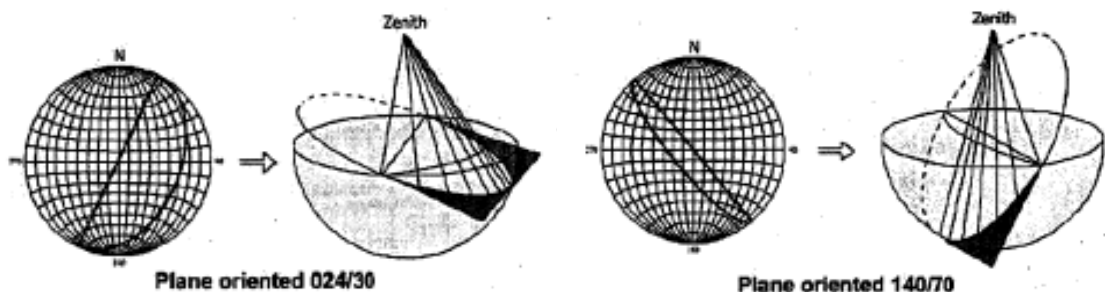
9.1. ARENISCA

Por tratarse de materiales con cuyo comportamiento es rocoso, se debe realizar un análisis cinemático de estabilidad de los taludes. Sin embargo vale la pena aclarar que los materiales del talud expuesto, en particular las limolitas tienden a degradarse o meteorizarse con el tiempo.

La proyección estereográfica es una herramienta imprescindible en el campo de la Geotecnia para el análisis de la disposición espacial de las discontinuidades del macizo rocoso y su relación con la estabilidad del mismo. Su utilidad reside en la propiedad de poder representar en un entorno bidimensional todos los planos y líneas que influyen en la estabilidad de un macizo rocoso, pudiendo además, mantener todas las relaciones angulares entre los mismos. De esta forma podemos ver en un solo plano toda la estructura tridimensional del macizo rocoso.

Para llevar a cabo el análisis cinemático, se debe recurrir al uso de la red estereográfica o de Schmidt, la cual no es más que la representación de los diferentes planos de buzamiento que puede tener un talud dentro de un espacio esférico. En la figura 23, se muestra la representación en la red de dos planos.

Figura 23: proyección estereográfica de un plano.



Con el análisis cinemático se pueden caracterizar:

- Falla planar.
- Falla en cuña.
- Volteo.
- Pandeo.

En las figuras 24 y 25, se muestran dos de los tipos de falla mencionados. La falla en cuña, presenta el mismo mecanismo de la falla planar pero la cuña la forman dos planos de discontinuidad diferentes.

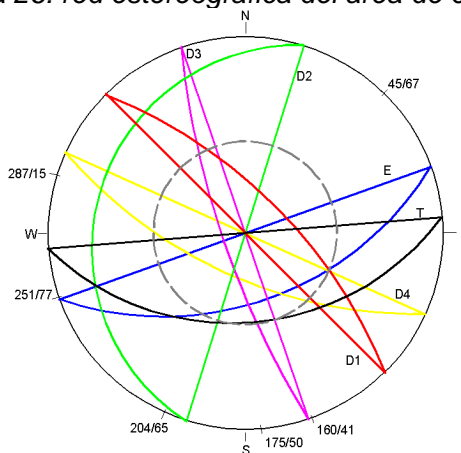


Para realizar el análisis, se debe contar con los datos de las diferentes discontinuidades presentes en el macizo rocoso, incluyendo la estratificación. Estos datos se extractaron del trabajo de geología. En la tabla 15 y la figura 26, se presentan los datos estructurales de análisis y sus proyecciones respectivamente.

Tabla 15: datos estructurales de los materiales.

Discontinuidad	Acimut de buzamiento	Buzamiento
talud	175	50
estratificación (centroide)	160	41
familia de fracturas 1	45	67
familia de fracturas 2	287	15
familia de fracturas 3	251	77
familia de fracturas 1'	204	65

Figura 26: red estereográfica del área de estudio.



El trabajo consiste en trazar en la red estereográfica los diferentes planos con sus respectivos ángulos de inclinación (ψ), así como el ángulo de fricción entre cuñas de suelo (ϕ), los cuales se relacionan con la inclinación del talud (α). Las condiciones que se deben cumplir en cada una de los casos para que exista o no falla se presentan en la tabla 16.

Tabla 16: condiciones de falla en análisis cinemático.

Tipo	Condición de dirección	Condición de inclinación
falla planar	$ \beta_{\text{talud}} \approx \beta_{\text{discontinuidad}} \pm 25^\circ$	$\alpha_{\text{talud}} > \psi_{\text{discontinuidad}} > \phi_{\text{fricción}}$
falla en cuña	$ \beta_{\text{talud}} \approx \beta_{\text{intersección}} \pm 25^\circ$	$\alpha_{\text{talud}} > \psi_{\text{discontinuidad}} > \phi_{\text{fricción}}$
falla por volteo	$ \beta_{\text{talud}} \approx \beta_{\text{intersección}+180} \pm 30^\circ$	$\alpha_{\text{talud}} > 65^\circ$ y $\psi_{\text{discontinuidad}} > 60^\circ$

Este análisis arroja valores cualitativos de si se presenta o no falla para cada una de las condiciones posibles. En las tablas 17 a 19, se presentan los resultados tabulados para cada tipo de falla y todas sus posibles combinaciones.

Tabla 17: análisis de falla planar.

Falla planar	Condición de dirección	Condición de inclinación	Valoración
E	$175 \approx 160$	$50 > 41 > 40$	falla
D1	$175 \neq 67$		no falla
D2	$175 \neq 15$		no falla
D3	$175 \neq 77$		no falla
D4	$175 \neq 65$		no falla

Tabla 18: análisis de falla en cuña.

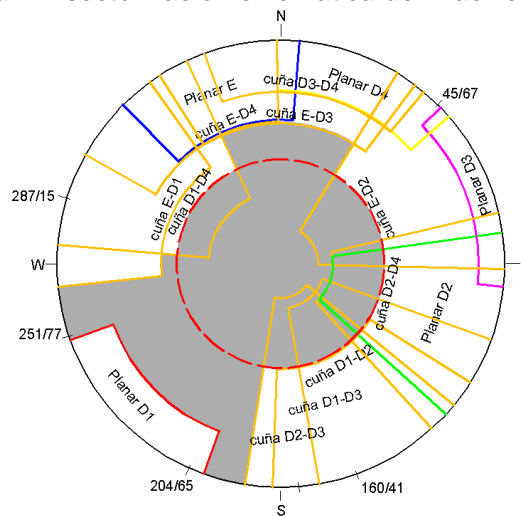
Falla en cuña	Condición de dirección	Condición de inclinación	Valoración
E - D1	175 ≠ 114		no falla
E - D2	175 ≠ 242		no falla
E - D3	175 ≈ 177	50 > 49 > 40	falla
E - D4	175 ≠ 148		no falla
D1 - D2	175 ≠ 320		no falla
D1 - D3	175 ≠ 332		no falla
D1 - D4	175 ≠ 125		no falla
D2 - D3	175 ≠ 339		no falla
D2 - D4	175 ≠ 287		no falla
D3 - D4	175 ≈ 190	50 < 64	no falla

Tabla 19: análisis de falla por volteo.

Falla por volteo	Condición de dirección	Condición de inclinación	Valoración
E	175 ≠ 114		no falla
D1	175 ≠ 247		no falla
D2	175 ≈ 195	α talud < 65°	no falla
D3	175 ≠ 257		no falla
D4	175 ≠ 245		no falla

Con todas las condiciones de falla posibles, se puede elaborar el diagrama de sectorización cinemática del macizo rocoso (figura 27). Este diagrama indica en color gris los posibles alineamientos y buzamientos que debería tener el corte del macizo para que no se presente falla.

Figura 27: sectorización cinemática del macizo rocoso.

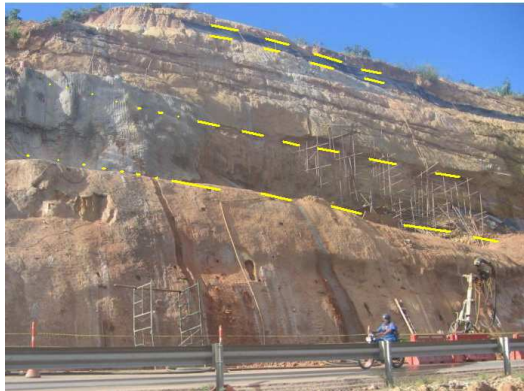


9.2. LIMOLITA

En cuanto a los estratos de limolita, el problema es más complejo, ya que no está condicionado a procesos cinemáticos, sino al deterioro producido por flujo de agua. Este proceso se observa claramente en las zonas donde se presenta contacto entre las dos unidades de roca, produciéndose pérdida del material limoso y dejando voladizos en las areniscas. En la foto 8, en color amarillo se muestran las zonas generadas por erosión hídrica diferencial en el talud de estudio.

El proceso de alteración, viene dado por la diferencia de permeabilidades de los dos tipos de materiales. Así, la arenisca es más permeable y facilita el paso de agua a través de su espesor a medida que el agua migra de zonas de mayor presión a menor presión.

Foto 8: erosión hídrica diferencial.



Es claro que al desconfinar la masa de roca mediante el corte, el agua tiende a dirigirse hacia la zona en donde la presión se equipare con la presión atmosférica. Sin embargo, también por efectos de la gravedad esta masa de agua tiende a bajar de cota, hasta el punto en que hace contacto con los materiales limosos. En esta zona de contacto, la velocidad y volumen de flujo aumenta, lavando los materiales menos capaces de soportar la corriente (materiales limosos). Una vez

el flujo alcanza la cara del talud, la cuña de material limoso está completamente alterada, debido al lavado de la matriz y la sobrecarga de flujo.

Todo este proceso, lleva a que se vaya perdiendo progresiva y retrogresivamente la cuña de material en contacto con la arenisca, dejando voladizos de roca del material arenoso.

10. DEFINICIÓN DE SOLUCIONES

De acuerdo con los planteamientos realizados en los capítulos anteriores, se deben llevar a cabo medidas de estabilización o para este caso en específico de corrección, que no solo pretendan asegurar la estabilidad de la ladera, sino que también busquen no magnificar el impacto ambiental de la zona estudiada.

Es claro que el problema se hubiera podido evitar si se hubieran hecho las consideraciones de diseño necesarias, sin embargo aun cuando se ejecutó la obra, esta no tenía bien definida las medidas de protección necesarias para compensar el cambio de las condiciones naturales de equilibrio.

Las medidas de estabilización y control a construir en el talud del sector El Paso, serán de dos tipos. En primer lugar, están aquellas que busquen controlar, prevenir y/o disminuir el riesgo de caída de bloques de arenisca sobre la vía y sobre sus usuarios. En segundo lugar, medidas que disminuyan o retrasen el proceso de degradación de las rocas compuestas por limos.

Se debe aclarar que por el alcance de este trabajo, los tipos de soluciones aquí planteadas, están enfocadas a minimizar el impacto ambiental y su diseño y construcción corresponden a un estudio más detallado. Así, se plantean soluciones que se han visto en campo, en diferentes proyectos, con condiciones similares y con criterios de ingeniería modernos y bien desarrollados.

10.1. ARENISCA

Como se vio en el análisis de estabilidad cinemático de las rocas de arenisca, los tipos de falla más probables y de hecho los que se presentan en la actualidad, son del tipo falla planar y falla en cuña. Estos están condicionados por la estratificación

de la roca y por las familias de diaclasas que afectan al macizo. Para establecer cual medida es la adecuada para este tipo de materiales se debe realizar un estudio de desprendimientos en la zona.

Las medidas de mitigación a ser construidas para los materiales rocosos arenosos son de dos tipos.

- Mallas de revestimiento.
- Barreras dinámicas.

10.1.1. Mallas de revestimiento.

Funcionan cerrando o cubriendo la cara de un deslizamiento y buscan prevenir la caída de rocas, requiere como obras adicionales barreras o zanjas en la base del talud tratado, para agilizar la remoción de material y el mantenimiento periódico.

La malla eslabonada se emplea en la cara de taludes escalonados, con fragmentos inferiores a 60 cm, aunque se puede reforzar con cables. Para fragmentos superiores se utiliza malla tejida en cable de acero, cuando se tienen fragmentos muy grandes o de forma alargada es posible utilizar malla en anillos.

El proceso de construcción consiste en anclar pernos en roca de la periferia del área afectada, atando cada perno entre sí con cable de acero, al que se amarra la malla, el anclaje se efectúa en la parte superior del deslizamiento la parte media y baja.

El diseño de este tipo de medidas obedece al tamaño máximo de bloque a ser contenido, luego se debe realizar una campaña de reconocimiento de campo de exploración y caracterización de tamaños para establecer el tipo de malla. En la foto 9, se aprecia un talud estabilizado con malla.

Foto 9: malla de acero. Marsella; Francia.



10.1.2. Barreras dinámicas.

Las barreras dinámicas basan su efectividad en oponer a la energía de la roca que cae una estructura de elevada deformabilidad, gracias a lo cual pueden absorber una elevada cantidad de energía cinética. Los elementos dinámicos garantizan mediante el desplazamiento (deformación) que se alcancen mayor capacidad de trabajo con menores fuerzas de reacción y por tanto mayor absorción de energía.

Están formadas por una red de cables de elevada capacidad de deformación, sustentada por una estructura de postes que también pueden deformarse. La función de los postes es básicamente mantener la red de cables en una posición perpendicular a la trayectoria estimada de las rocas que puedan caer sobre la barrera.

Foto 10: barrera dinámica a prueba. Geobruug.



A la red se le añade una red tipo malla o gallinero para parar los pequeños fragmentos de piedra que por su tamaño pudieran pasar a través de la malla principal

Los postes tienen su base articulada de forma que se permita el libre movimiento de los mismos para aumentar la deformabilidad de la barrera. Además, los postes se mantienen en su posición a través de cables a modo de tensores anclados al suelo y en los que se instalan dispositivos disipadores de energía. El tipo de sujeción al terreno de los postes y los tirantes depende de las características del mismo, en general, si se trata de roca se hará mediante bulones.

10.2. LIMOLITA

Como se mostro en los cálculos geotécnicos, la falla de la limolita obedece a procesos de degradación debidos en gran parte a la erosión diferencial generada por el flujo de agua entre la arenisca y la limolita y por los agentes meteorizantes a los que están expuestos los materiales de la cara del talud. Luego las soluciones deben ir encaminadas a prevenir y controlar esos dos factores.

Tres son las medidas planteadas para estabilizar el proceso de falla de la limolita,

- Densificación del material.
- Hormigón “dental”.
- Drenajes.

10.2.1. Densificación del material.

Como se ha visto, uno de los problemas de estabilidad de la limolita es la erosión diferencial por contraste de permeabilidad de materiales, se puede plantear la

densificación de este material débil mediante inyección de lechada de concreto, con el fin de equiparar el gradiente de flujo en las zonas críticas. La inyección de lechada incrementa la resistencia y rigidez del material.

Son tres los tipos de tratamiento que se pueden realizar en función del objetivo que se pretenda: de impermeabilización, de mejora de propiedades mecánicas y de control de subsidencia.

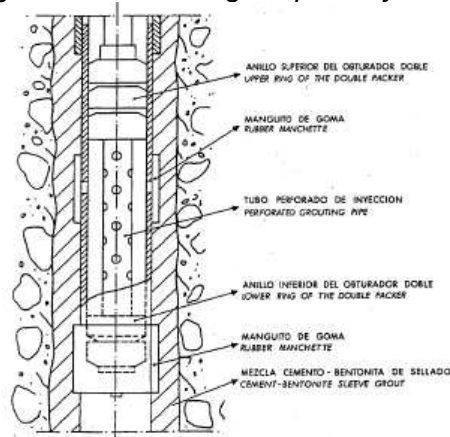
De estos el de mejora de propiedades mecánicas es que se requiere para solucionar el problema. Con este método el terreno inyectado conforma un sostenimiento, mucho más resistente y/o impermeable, capaz de absorber empujes e impedir el paso de agua.

El volumen tratado, en este caso la cara del corte tiene dimensiones mucho más pequeñas, de 1,5 a 3 m de espesor, dependiendo más de las propiedades del producto inyectado que de la geometría de la obra.

Con esta medida, se aseguraría que el flujo de agua atravesase la capa de arenisca, la cual es más resistente y menos sensible al lavado interno.

La inyección por impregnación, busca que la mezcla cementante rellene los poros del suelo, o las fisuras de la roca, al difundirse desde un tubo o taladro forzada por la presión de inyección. El mejor método empleado para este procedimiento es el francés de "tubos manguitos" (T.A.M.) inspirado por Terzaghi. La figura 28, muestra el tubo manguito y sus componentes.

Figura 28: tubo manguito para inyección.

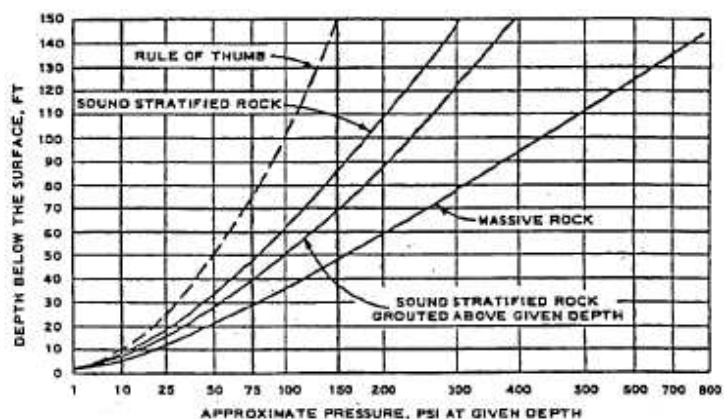


Para terrenos poco permeables, arenas limo-arcillosas y limos, debe recurrirse a las inyecciones químicas con silicatos, acrilamidas o fenoles con procedimientos clásicos hasta permeabilidades de 10 cm/s, o con técnicas de micro-inyección hasta 10 cm/s. Si es preciso mejorar la resistencia, se utilizan silicatos con un 20 % de agua, o productos a base de fenoplastos (fenol-formaldehído). La inyección de suelos poco permeables es un proceso lento que requiere tiempos de fraguado de 5 a 20 horas, y múltiples inyecciones con admisiones muy pequeñas, cuidando que las presiones no rompan al terreno.

La limitación para el procedimiento de inyección está en la necesidad de que los poros o fisuras a rellenar sean mayores que las partículas del producto o mezcla inyectado, sin embargo en rocas es más función de la presión de inyección con el espesor del estrato. En la figura 29, se muestra el aumento de la presión de inyección requerida para diferentes tipos de roca.

Con base en la experiencia se varios autores, la separación entre taladros para tratar un volumen dado suele estar entre 0,5 y 3 m como extremos, siendo más frecuentes separaciones de 0,75 y 1,5 m, correspondiendo las mayores a inyecciones de cemento en terrenos permeables y las menores a inyecciones químicas.

Figura 29: presiones máximas. Corps of Engineers; 1984.



El control y limitación de las presiones de inyección es de suma importancia, debiendo efectuarse a boca de taladro para no tener en cuenta las pérdidas del circuito. Presiones excesivas pueden provocar la fisuración de la roca, en los alrededores del taladro de inyección, siendo muy peligroso pues la fisuración inducida hace la roca más permeable, y al ser muy fina, sólo puede ser eliminada con costosas inyecciones químicas.

Para el cese de inyección en rocas se recurre al número de intensidad de inyección, GIN por sus siglas en inglés, propuesto por Lombardi (1993). Este parámetro que se define como el producto de la presión máxima por el volumen inyectado, es proporcional a la energía empleada durante la inyección, y debe mantenerse constante en un valor definido según la fracturación de la roca. De este modo, se evitan combinaciones peligrosas de volúmenes y presiones elevadas, o inyecciones incompletas con valores bajos para esas magnitudes.

10.2.2. “Concreto” dental.

Se llama así al método por el cual se recubre la capa exterior de un talud en roca medianamente resistente y poco degradado luego de la excavación y que esta sobre y suprayacido por materiales con mejores características de resistencia.

A diferencia del mortero lanzado, el recalce tiene un espesor mayor y malla metálica interna para reforzarlo. Ocasionalmente va anclado, siempre y cuando el terreno haya sido previamente mejorado. En la figura 30, se aprecia la metodología del método.

Figura 30: concreto dental, Romana; 2009.



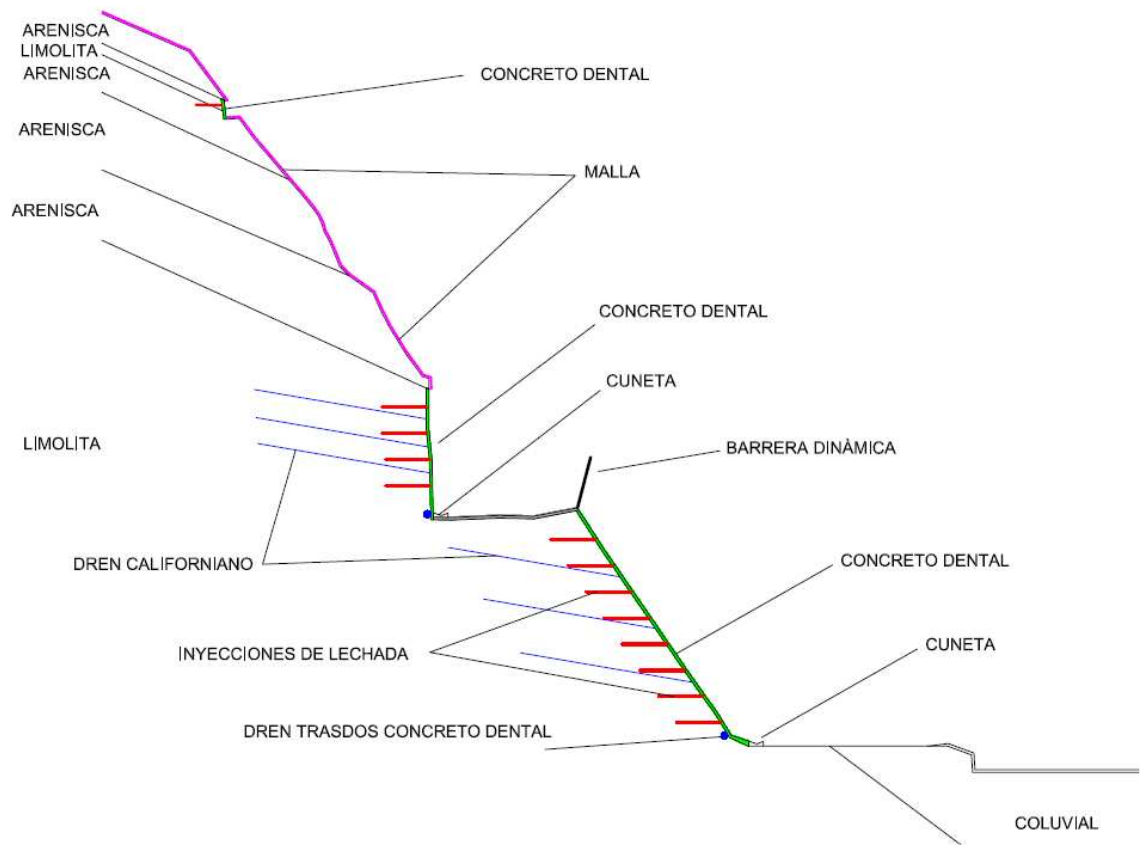
10.2.3. Drenajes.

No es ningún aporte el decir que se necesitan drenajes, sin embargo se debe recordar que las dos metodologías anteriormente propuestas para estabilizar y prevenir la futura degradación de las limolitas, tienen como consecuencia el cambio de dinámica del agua dentro de la masa de roca. Así, se deben contemplar drenes californianos en la cara del talud donde se presente la limolita antes de construir el hormigón dental, buscando drenar el agua que se encuentra a 1.5 m. o más de la cara del talud.

Para el agua que llega a la cara del talud detrás del concreto dental, se debe colocar grava como material filtrante e instalar tuberías en la base del concreto (figura 30). Con esto se podrá garantizar la evacuación del agua de la limolita y prevenir la falla de la estructura de concreto.

En la figura 31, se aprecia un corte del talud de estudio, junto con las medidas de estabilización y control propuestas.

Figura 31, obras de estabilización sitio, El Paso.



11. CONCLUSIONES

- La evaluación técnica de cualquier proyecto de ingeniería debe tener más de una alternativa de diseño, teniendo en cuenta en todo momento el beneficio-costo, refiriéndose al costo no solo como la parte económica, sino como al costo social y ambiental.
- Los criterios de evaluación de impacto ambiental, deben obligar a seleccionar el tipo de intervención de entornos naturales, en función del impacto que esta genere.
- Una ladera intervenida siempre buscara la condición de equilibrio que tenía antes de la intervención. Luego, en la fase de diseño de obra se deben estudiar y diseñar las medidas Geotécnicas que compensen la pérdida de las condiciones de resistencia, cobertura, manejo de agua, estabilidad, entre muchas, que tenía antes de iniciar la obra.
- La Geotecnia como ciencia y técnica, utiliza insumos de otras ciencias para dar solución a los problemas del comportamiento del suelo.
- Mediante el método observacional, se puede dar una aproximación muy real a las condiciones que gobiernan la falla del talud de corte del sitio conocido como El Paso en la vía Bogotá - Girardot.
- Se debe exigir la buena práctica de la Ingeniería a los profesionales involucrados en los proyectos, ya que el haberla perdido genera sobrecostos al proyecto y pone en riesgo la vida de las personas.
- En ingeniería por lo general es más costoso remediar una obra fallada, que diseñarla, construirla y mantenerla bien desde el principio.

- Las medidas de estabilización de procesos de remoción en masa no siempre requieren de procedimientos complicados de cálculo, en muchas ocasiones es más importante la comprensión del comportamiento del entorno de la obra y la experiencia del Geotecnista para dar solución al problema.
- Por medio de los análisis realizados, se puede decir que la decisión de intervenir la ladera para darle paso a la segunda calzada de la vía no fue la más acertada. Con un sencillo análisis cinemático como el que se llevó a cabo en este trabajo se hubieran apreciado las fallas planares y en cuña, que podrían generar caída de bloques a la vía.
- Las técnicas de estabilización que se han venido implementando en la ladera del sitio El Paso no son las más adecuadas, manifestándose por las constantes fallas en los recubrimientos de concreto y las caídas de bloques.
- El estudio de estabilidad llevado a cabo, plantea mejorar las características de resistencia y de flujo de las rocas limolitas, mediante inyecciones de lechada y drenes, así como la estabilización de las rocas areniscas, mediante enmallado con cables de acero. También propone la instalación de barreras dinámicas, para evitar la posible caída de bloques aislados sobre la vía.
- Aun cuando el método observacional simplifique el análisis de procesos geotécnicos, si se cuenta con el tiempo y los recursos o cuando la magnitud del problema sea muy grande, se debe realizar el análisis con los parámetros reales de las variables del sitio.

12. BIBLIOGRAFÍA

COLOMBIA. CONGRESO DE LA REPÚBLICA. Decreto 33 (9 enero 1998), por el cual se establecen los requisitos de carácter técnico y científico para construcciones sismo resistentes NSR-98. Bogotá D.C., 1993.

COLOMBIA. CONGRESO DE LA REPÚBLICA. Decreto 2811 (18 diciembre 1974), por el cual se crea el texto del código nacional de recursos naturales renovables y de protección al medio ambiente. Bogotá D.C., 1974.

COLOMBIA. CONGRESO DE LA REPÚBLICA. Ley 99 (22 diciembre 1993), Por la cual se crea el Ministerio del Medio Ambiente, se reordena el Sector Público encargado de la gestión y conservación del medio ambiente y los recursos naturales renovables, se organiza el Sistema Nacional Ambiental, SINA y se dictan otras disposiciones. Bogotá D.C., 1993.

COLOMBIA. CONGRESO DE LA REPÚBLICA. Ley 400 (19 agosto 1997), por el cual se adoptan normas sobre construcciones sismo resistentes. Bogotá D.C., 1997.

COLOMBIA. DEPARTAMENTO NACIONAL DE PLANEACIÓN. CONPES 3045 (17 diciembre 1999), Programa de concesiones viales 1998-2000: tercera generación de concesiones. Bogotá, 1999.

COLOMBIA. MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL. Resolución 0557 (19 julio 2002), Por la cual se otorga al INSTITUTO NACIONAL DE VIAS – INVIAS, Licencia Ambiental para el Proyecto “Mejoramiento Carretera Avenida Boyacá Autopista Sur – Girardot, ubicado en jurisdicción de los municipios de Soacha, Sibaté, Granada, Silvania, Fusagasugá,

Girardot, Icononzo y Melgar, de los Departamentos de Cundinamarca y Tolima.”. Bogotá D.C., 2002.

COLOMBIA. MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL. Resolución 1490 (28 julio 2006), Por la cual se abre una investigación ambiental, se formula un pliego de cargos. Bogotá D.C., 2006.

Diez, Juan. Sondeos y toma muestras. En: Master en mecánica del suelo e ingeniería de cimentaciones modulo 2, reconocimientos de campo. Madrid: CEDEX, 2009.

ESTAIRE GEPP, José. Ensayos de laboratorio para la caracterización de rocas. En: Master en mecánica del suelo e ingeniería de cimentaciones modulo 3, mecánica de rocas. Madrid: CEDEX, 2009.

----- . Informe de caracterización Geotécnica. En: Master en mecánica del suelo e ingeniería de cimentaciones modulo 2, reconocimientos de campo. Madrid: CEDEX, 2009.

FIERRO. Julio. Geología para Ingeniería y Geomorfología Vía Melgar- Girardot, Trayecto Yucala. Bogotá D.C.: 2008. 29 p.

SORIANO PEÑA Antonio. Estabilidad de taludes en suelos. Métodos clásicos de cálculo. En: Master en mecánica del suelo e ingeniería de cimentaciones modulo 6, estabilidad de taludes. Madrid: CEDEX, 2009.

“Geografía del municipio de Melgar, Tolima” Internet: (www.melgar-tolima.gov.co <<http://melgar-tolima.gov.co/sitio.shtml?apc=m1T1--&m=f#geografia>>).

“Geotecnia aplicada” Internet: (www.conamca.com <http://www.conanma.com/descargas/cap_12.geotecnia.pdf>).

Gonzales-Gallego. Javier. Proyección estereográfica 1 y 2. En: Master en mecánica del suelo e ingeniería de cimentaciones modulo 6, estabilidad de taludes. Madrid: CEDEX, 2009.

GONZALES, Jesús. Ensayo de corte directo. En: Master en mecánica del suelo e ingeniería de cimentaciones modulo 1, mecánica de rocas. Madrid: CEDEX, 2009.

----- . Ensayo triaxial. En: Master en mecánica del suelo e ingeniería de cimentaciones modulo 1, mecánica de rocas. Madrid: CEDEX, 2009.

Google “Imagen Satelital”. Internet (www.earth.google.es <
http://earth.google.es/intl/es_es/index.html>).

HOEK Evert. y BRAY John. Rock slope Ingeneering. London :The institution of mining and metaliurgy, 1981. 358 p.

IDEAM. “El medio ambiente en Colombia” Internet: ([www.ideam.gov.co/](http://www.ideam.gov.co/publica/index4.htm)
<<http://www.ideam.gov.co/publica/index4.htm>>).

INGEOMINAS. Memoria explicativa mapa geológico del departamento del Tolima. Bogotá D.C. (2001). INGEOMINAS, 2002. 101 p.

INGEOMINAS. Movimientos en masa en la región Andina: una guía para la evaluación de amenazas. Proyecto Multinacional Andino: Geociencias para las Comunidades Andinas. Bogotá: Ingeominas 2007. 404 p.

INSTITUTO NACIONAL DE VIAS. Guía de manejo ambiental de proyectos de infraestructura subsector vial. Bogotá D.C. Dirección de Desarrollo sectorial sostenible, 2007. 228 p.

MARTÍNEZ VARGAS, Andrés Francisco. Estabilización de taludes mediante pilotes, cartas de diseño. Trabajo de grado Master en Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica. Madrid: CEDEX – Universidad Politécnica de Madrid 2009. 89 p.

PECK, R. Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics. En: Geotech, june, 1969, vol 19, no 2, p. 171-187.

PERUCHO MARTÍNEZ, Aurea. La roca matriz: propiedades físicas y mecánicas. En: Master en mecánica del suelo e ingeniería de cimentaciones modulo 3, mecánica de rocas. Madrid: CEDEX, 2009.

REIS, José Guilherme. “Infraestructura Logística y de Calidad para la Competitividad de Colombia”. Internet www.bancomundial.org <[http://siteresources.worldbank.org/INTTLF/Resources/Colombia_Final_Repor... ->](http://siteresources.worldbank.org/INTTLF/Resources/Colombia_Final_Repor...)).

ROMANA RUIZ.Manuel. Estabilidad de taludes en roca. En: Master en mecánica del suelo e ingeniería de cimentaciones modulo 6, estabilidad de taludes. Madrid: CEDEX, 2009.

SOLA CASADO. Pedro. Tratamientos con inyecciones de impregnación. En: Master en mecánica del suelo e ingeniería de cimentaciones modulo 10, refuerzo y mejora del terreno. Madrid: CEDEX, 2009.