
INGENIERÍA DE ROCAS EN EL TÚNEL DE CONDUCCIÓN SUPERIOR DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO PORCE III, COLOMBIA

ROCK ENGINEERING AT THE SUPERIOR CONDUCTION TUNNEL OF THE PORCE III HYDROELECTRIC PROJECT, COLOMBIA

*Ludger Suarez Burgoa¹, Yámile Valencia González², Oswaldo Ordóñez Carmona³,
Andrés Navarro Montoya⁴ & Bayron Hidalgo Gómez⁵*

1. Maestro en Ingeniería Geotécnica, 2. Doctora en Geotecnia

3. Doctor en Geología, 4. Estudiante de Ingeniería Civil

5. Estudiante de Ingeniería Geológica

Facultad de Minas, Universidad Nacional de Colombia, Medellín-Colombia

losuarezb@unal.edu.co

Recibido para evaluación: 29 de Septiembre de 2009 / Aceptación: 15 de Octubre de 2009 / Recibida versión final: 17 de Noviembre de 2009

RESUMEN

Dentro del sistema de obras subterráneas excavadas del Proyecto Hidroeléctrico Porce III, se tienen el túnel de conducción superior. En este túnel, a través de un proyecto de investigación desarrollado por profesionales y estudiantes de la Universidad Nacional de Colombia- Sede Medellín, se emplearon los datos obtenidos del proceso de levantamiento de discontinuidades del macizo rocoso, para analizar el comportamiento mecánico del macizo rocoso a través de modelaciones numéricas; como parte de una introducción al método de Aproximación por Modelamiento Observacional. A partir de estos datos, luego de un proceso de análisis, además de varias consideraciones heurísticas, fue posible vislumbrar ciertos aspectos interesantes acerca del comportamiento mecánico del macizo rocoso. No obstante, también se observó que el empleo de herramientas sofisticadas de análisis, como son los modelos numéricos computacionales de esfuerzo-deformación, no dan resultados tan significativos como los que un buen análisis heurístico y/o empírico pueda brindar, si durante la planeación de las tareas de seguimiento de la excavación no se ha definido un esquema sistemático de obtención de datos. En el presente artículo se describen los resultados obtenidos por este proyecto de investigación y se recomiendan algunos aspectos acerca de los trabajos de levantamiento de datos, con el fin de obtener un mejor aprovechamiento de las herramientas que se están desarrollando en el estado actual de la práctica mundial.

PALABRAS CLAVES: Ingeniería de rocas, macizo rocoso, Proyecto Hidroeléctrico Porce III, Antioquia, Colombia.

ABSTRACT

Among all the underground excavations present at the Porce III Hydroelectric Project, the superior conduction tunnel is one of them. In this tunnel, a research project, compound by professionals and students of the National University of Colombia- Medellín headquarters, used compiled data of the discontinuity mapping of the rock mass, in order to use the numeric simulation as a tool; being this process part of the Observational Modeling Approach. Upon these data, after an analysis process apart of some heuristic considerations, it was possible to glimpse certain interesting aspects about the mechanical behavior of the rock mass. However, it was also observed that the employment of sophisticated analysis tools, as the computational stress-strain models, does not give significant results more than a good heuristic or empirical analysis may give, if during the planning tasks of monitoring, a systematic procedure of data acquiring was not defined. In the present article, the obtained results by this research project is described, and certain aspects about the data acquiring works are recommended, with the objective to obtain a better advantage of the tools that are in developing in the actual world state of practice.

KEY WORDS: Rock engineering, rock mass, Porce III Hydroelectric Project, Antioquia, Colombia.

1. INTRODUCCIÓN

Estimar el comportamiento mecánico del macizo rocoso puede ser una herramienta útil para administrar el riesgo durante el proceso de excavación de obras subterráneas. Esto debido a que previene al constructor de ciertas amenazas de inestabilidad; ayudan a redefinir las fases de excavación en ciertos sectores; y a definir el tipo, cantidad y oportuna instalación del soporte. Todos estos procesos a largo plazo se traducen también en una optimización de la construcción global de este tipo de obras.

Muchos proyectos de ingeniería de túneles e ingeniería de rocas en nuestro país contemplan la descripción del macizo rocoso durante la excavación, así como la instalación de instrumentación con el objeto de entender el comportamiento del mismo. No obstante, ésta información generalmente es analizada solo si existe algún serio problema, como zonas inestables o grandes deformaciones. Este proceder se ha nombrado muchas veces como ingeniería reactiva. Sin embargo, en este tipo de obras es importante adquirir una práctica de ingeniería preventiva; en la medida en que se adopten esquemas de rediseño y seguimiento durante el proceso de construcción.

Con los actuales avances de la tecnología electrónica y computacional, conjuntamente con el estado del conocimiento actual, es posible hoy en día desarrollar el llamado diseño concurrente como la mejor herramienta para los objetivos de la ingeniería de rocas preventiva.

El diseño concurrente es un término muy empleado por la ingeniería de producción, también llamado como diseño por el método de Aproximación por Modelamiento Observacional (OMA: Observational Modeling Approach); nombre más común, dentro del campo de la ingeniería de rocas. El método de diseño OMA es un refinamiento del método observacional definido inicialmente por Peck (1969). Este método parte de la premisa de que el proceso final de diseño continúa durante toda la fase de excavación de la obra. El verbo "continuar" dentro de la última frase es importante resaltarlo, ya que el método no libera ni en la calidad ni cantidad de detalle de la importante tarea del diseño "final", previa licitación de la misma construcción.

Dentro de este marco, el proyecto de investigación desarrollado por profesionales y estudiantes de la Facultad de Minas de la Universidad Nacional de Colombia- Sede Medellín (Proyecto Código 6266 del Sistema de Información de la Investigación I-Hermes), empleó los datos recopilados del proceso de levantamiento de discontinuidades del macizo rocoso efectuado por la empresa constructora, para analizar el comportamiento mecánico del macizo rocoso con el auxilio de modelos numéricos, con el objeto de intentar desarrollar un ítem del diseño del Método OMA, que sería el método de re-diseño sugerido durante la construcción, lo cual implica tener mejor entendimiento del macizo rocoso excavado.

A continuación se describen los aspectos más importantes de esta experiencia, así como los comentarios y discusiones que surgieron de ésta.

2. MÉTODOS DE DISEÑO EN INGENIERÍA DE ROCAS

El diseño de obras subterráneas tiene generalmente dos fases: la primera supone ciertas condiciones del espacio subterráneo de acuerdo con investigaciones básicas, y define antes de la construcción un plan de acciones. La segunda fase de diseño se ejecuta durante la construcción, con base en las condiciones encontradas durante el proceso de excavación. Esta fase es importante debido a que las decisiones se toman en un corto plazo, las evaluaciones y el rediseño se hacen a medida que se avanza.

Para el diseño de obras subterráneas en la segunda fase, se usan actualmente los métodos empíricos con base en sistemas de clasificación del macizo rocoso, métodos analíticos-numéricos y los métodos de observación. Todos estos métodos están asociados a altas incertidumbres, relacionadas a los problemas y condiciones subterráneas, y características particulares de cada proyecto.

En excavaciones subterráneas poco profundas y de pequeñas dimensiones, los métodos empíricos y de observación son aceptables, mientras que en excavaciones muy complicadas y de grandes dimensiones (i.e. mayor a los 1x105 m³), donde las consecuencias pueden ser serias dentro de la construcción de una obra en particular, Stille & Palmström (2003) aconsejan emplear en conjunto los tres métodos en forma paralela.

De este modo se justifica realizar un programa de medidas de las características del macizo rocoso en tramos durante la construcción de la obra, así como medidas y ensayos de laboratorio para emplear los tres métodos simultáneamente para la toma de decisiones. A continuación se describen los métodos básicos de diseño de excavaciones subterráneas.

2.1. Método empírico

Los métodos empíricos actualmente conocidos están basados en los sistemas de descripción del macizo rocoso: RSR (Wickham et al., 1972) RMR (Bieniawski, 1988), Q (Barton et al., 1980) y RMi (Palmström, 1996). Los sistemas más usados son el RMR y el Q. Por otro lado, el sistema GSI (Hoek & Brown, 1998) que estima parámetros de resistencia última, más que un sistema empírico de diseño de túneles, da mucha información acerca de las condiciones del macizo rocoso y permite obtener parámetros mecánicos con fines a ser aplicados en modelos numéricos o físicos, como los realizados en las presas de Las Tres Gargantas en China (Liu et al., 2003a, 2003b).

El Nuevo Método Austriaco para Túneles (NATM: New Austrian Tunneling Method), que fue considerado "nuevo" en el segundo lustro del siglo XX y que ahora es un método antiguo, engloba toda una secuencia de aspectos de construcción de túneles desde la investigación durante el diseño hasta la construcción y monitoreo. Este método emplea mucho de los índices de ingeniería para su desarrollo. Se considera a este método como un código de estrategia de construcción. El sostenimiento de excavaciones subterráneas, es comúnmente definido, a partir de este método y de la determinación de los índices de ingeniería del macizo rocoso (Pacher, 1975). La metodología así ejecutada, hace parecer que el excavar en el macizo rocoso es una tarea aparentemente simple. De este modo, muy pocos parámetros mecánicos son determinados durante la excavación, varias fórmulas y ábacos con abundantes variables empíricas, reglas y condiciones, son empleados para determinar el tipo de sostenimiento o medida de estabilización.

Se ha comentado mucho acerca de las grandes limitaciones que tiene este método. Una de las más importantes deficiencias es que los parámetros de ingeniería son aplicados universalmente para todos los tipos de macizos rocosos. En condiciones heterogéneas y pobres, especialmente, estos métodos pueden dar resultados erróneos; así mismo, estos métodos no consideran los diferentes modos de falla e inestabilidad y la interacción macizo-soporte que pueda presentarse en condiciones excepcionales (Riedmueller & Schubert, 1999).

Si bien para túneles en macizos rocosos, la metodología todavía está vigente, se llegó a la conclusión que el método empírico no es viable para el diseño de grandes excavaciones subterráneas o en complejos macizos rocosos con distribuciones de esfuerzos y deformaciones difíciles de entender.

2.2. Método analítico

Los métodos analíticos son los que brindan mayor información de predicción y análisis, no obstante pueden ser los menos confiables si es que no son calibrados o validados con medidas reales.

En el año 2002 la Revista Internacional de Mecánica de Rocas y Ciencias Mineras (International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences) publicó un volumen especial con dos artículos de revisión (Jing & Hudson, 2002a, 2002b) y ocho artículos referentes a los métodos analíticos en mecánica de rocas. El objeto de este volumen especial fue mostrar las formas en que el modelamiento analítico-numérico puede aplicarse para entender el comportamiento de la roca intacta y del macizo rocoso, esto para asistir en el diseño y evaluación del desempeño de la construcción en la ingeniería de rocas (Jing & Hudson, 2002b).

Dentro de todos los métodos analíticos desarrollados para rocas intactas y macizos rocosos, el más desarrollado y además el que tiene mayores programas comerciales es el modelo en el medio continuo.

Hoy en día es posible modelar en el espacio y en el medio continuo comportamientos esfuerzo-deformación, acoplados con modelos de flujo y con modelos de degradación (i.e. desarrollo y propagación de fracturas en un medio continuo equivalente) (Rutqvist et al., 2002). Los modelos de degradación fueron adaptados para emplear un modelo constitutivo en el campo elasto-plástico en el medio continuo, denominado modelo constitutivo elasto-frágil-plástico. Los resultados sugieren que el modelo de degradación es una aproximación para estudiar el comportamiento frágil macroscópico encontrado en la mecánica e ingeniería de rocas (Fang & Harrison, 2002a; Fang & Harrison, 2002b).

Las mayores desventajas que tienen los métodos analíticos son: que la calidad del análisis es altamente dependiente de la toma de datos, es decir de la representatividad de la realidad al modelo; y que los resultados de análisis deben obtenerse en forma expedita para la toma de decisiones en el frente de excavación y especialmente para redefinir (si es necesario) el diseño de las obras de revestimiento y la oportuna construcción de las mismas en el tiempo y lapso necesarios.

El aspecto expedito (referidos en todo el proceso de modelación, desde la toma de datos hasta procesamiento de los mismos) es muy difícil de cumplirse cuando se manejan modelos muy complejos y detallados. De este modo debe equilibrarse entre representatividad, exactitud, calidad del dato y velocidad de brindar la información elaborada.

El método analítico es una buena herramienta para el diseño de excavaciones, siempre y cuando los parámetros de entrada sean definidos de acuerdo a análisis retrospectivos que se obtienen de la práctica del método observacional. El método analítico no es capaz de simular situaciones complejas como las que se presentan en grandes excavaciones subterráneas si no están conjugadas con el método observacional.

Por consiguiente, la modelación numérica se usa en algunas obras subterráneas como parte de la estrategia para afrontar los problemas suscitados durante la excavación. El método analítico así descrito puede afrontarse de dos modos: modo determinista y modo estadístico. Aproximaciones que no se tocan en esta oportunidad.

2.3. Método observacional

Pese a que el método observacional no está aún reconocido como una práctica de diseño en muchos países por la falta de comprensión del mismo, este se ha convertido en la única herramienta para describir el comportamiento mecánico del macizo rocoso de excavaciones subterráneas de gran tamaño. Cuando ningún método de diseño es apropiado o refleja la realidad de un fenómeno, se debe recurrir necesariamente al método observacional (Peck, 1969).

El empleo del método analítico conjugado con el método observacional propone el análisis retrospectivo "back analysis" y el análisis predictivo "forward analysis" como herramientas útiles. El análisis retrospectivo y predictivo, son métodos que ayudan a retroalimentar información a medida que se observa el fenómeno.

El método observacional ha cobrado mayor importancia con los nuevos sistemas de instrumentación, permitiendo mayores variables de observación de un mismo fenómeno.

2.4. Instrumentación

Diferentes métodos pueden usarse para la medida de la variación de esfuerzos en el macizo rocoso (Dunncliff, 1993): a) A través de repetidas mediciones de los esfuerzos en el macizo empleando las técnicas conocidas para la determinación de esfuerzos in situ, y b) a través del empleo de métodos geofísicos, correlacionados con mediciones directas de la variación de desplazamientos, deformaciones o presiones en la periferia de hoyos de exploración. La primera alternativa tiene la desventaja de ser de alto costo y baja precisión, mientras que la segunda está en una fase inicial de investigación, es de bajo costo y abarca grandes superficies y volúmenes de macizo rocoso, pero también es de baja precisión. La alternativa por medio de medidas directas parece ser la más viable cuando se desea monitorear las variaciones de los esfuerzos en el macizo rocoso (i.e. la alternativa primera mencionada).

Por otro lado, existen las dificultades de compatibilidad entre las operaciones de construcción y la práctica de instrumentación. Del lado operacional y de producción se desea mantener un óptimo nivel de avance de construcción;

mientras que por el lado de la instrumentación, se busca información a través de un trabajo que exige mayores cuidados en la instalación y mantenimiento de los instrumentos. Éste último, se ejecuta generalmente más lentamente y puede influir en el ritmo normal del avance de la construcción.

Sin importar cuán simple o complejo pueda ser el sistema de monitoreo implementado, los resultados deben ser fidedignos y no ambiguos. Esto solo es posible con la adecuada selección, posicionamiento e instalación de cada instrumento de medida, además de la planeación de un programa de adquisición de datos, procesamiento e interpretación. Los costos de una adecuada planeación y posterior trabajo de procesamiento e interpretación, deben ser al menos igual al costo de los instrumentos y los costos de instalación (Underwood, 1972).

2.5. Aproximación por modelamiento observacional

El método de Aproximación por Modelamiento Observacional (OMA: Observational Modeling Approach) es un refinamiento del método observacional. Parte de la premisa de que el proceso final de diseño, continúa durante toda la fase de excavación de la obra.

Esta aproximación debe iniciar como mínimo con la aplicación de los datos obtenidos en el diseño "final". Muchas veces durante el tiempo entre la culminación del diseño "final" y el inicio de la construcción pueden modificarse muchas de las condiciones inicialmente establecidas. De este modo, es necesario hacer una verificación de que las condiciones expuestas en la fase anterior se mantengan antes del inicio inmediato de la obra.

Posteriormente, deben definirse los diversos posibles comportamientos mecánicos del macizo rocoso y los factores que pueden hacer que ese comportamiento varíe (e.g. orientación relativa de las discontinuidades, condiciones de agua subterránea, condiciones de los esfuerzos naturales).

Definidos los diferentes tipos de comportamiento mecánico, se debe seleccionar el tipo y definir la cantidad y ubicación de los ensayos de campo, extracción de muestras con sus respectivos ensayos de laboratorio y definir la cantidad y ubicación de la instrumentación que será necesaria para comprender aquel anticipado comportamiento.

En seguida se hace una primera modelación. En esta primera etapa de planeación y diseño, se deben emplear análisis probabilistas, con el objeto de tomar en cuenta la variabilidad y la incertidumbre del modelo geológico y geotécnico. En esta fase se analiza el comportamiento del sistema constructivo y del sistema de soporte que se definió inicialmente, para cada tipo de comportamiento mecánico anticipado, y con el modelo geológico-geotécnico se modela cada comportamiento definido.

Como diseño "definitivo-preliminar" se refiere a un diseño definitivo pero solo de la fase preliminar, sabiendo que el proceso de diseño como tal sigue en curso hasta la fase final de la excavación de la obra. En esta fase se debe realizar un análisis de riesgos. El análisis de riesgos se refiere al proceso de encontrar la probabilidad de que lo anticipado en el proceso de diseño "definitivo-preliminar" se cumpla. De encontrarse situaciones de alto riesgo, deben plantearse sistemas de alerta, planes de contingencia, y tener todos los medios físicos y económicos para afrontar la posible eventualidad. La definición del programa de instrumentación está ligada a la programación de los planes de alerta y contingencias.

Definido esto, se debe estimar un rango de cantidades de obra, tiempos de ejecución, personal, maquinaria, equipos e instrumentos necesarios, incluyendo los sobre costos en dinero y tiempo de los planes de alerta y de contingencia posibles. Aquí se define el plan de construcción, que incluye los límites de las posibles variaciones o modificaciones que pueden presentarse durante la excavación.

El siguiente paso es el seguimiento durante la excavación. Se deben observar, por ejemplo, ciertos indicadores de cambio de esfuerzos: fallas de cuñas, desplazamientos, desprendimientos, flujo de agua, deformaciones de hoyos de perforación, medidas de instrumentos; que es parte de la metodología empírica, pero con un gran refuerzo presupuestario y logístico.

Los ensayos de campo de seguimiento son más conocidos como ensayos de control de calidad. De acuerdo al tipo de

obra y los elementos que intervienen en el macizo rocoso (e.g. anclajes, malla, concreto proyectado) se acostumbra realizar los siguientes ensayos de control de calidad: resistencia de anclajes pasivos, resistencia a tracción de anclajes activos con la llave de torque, resistencia de tracción por celdas de presión, ensayo de anclajes de cable, estimación visual de concreto proyectado, ensayos de arranque de concreto proyectado, ensayo de la caja de molde para concreto proyectado y núcleos de concreto proyectado. No obstante, estos ensayos de campo son solo de control de calidad. Para esta aproximación, es primordial también hacer ensayos de control del comportamiento del macizo rocoso, por lo cual deben realizarse ensayos de determinación del módulo elástico, estimación de esfuerzos locales y globales, como mínimo.

Durante el proceso de obtención de datos, el siguiente paso de procesamiento es de suma importancia. Este consiste en centralizar las lecturas obtenidas, interpretar y presentar los resultados procesados. El procesamiento es un trabajo de escritorio que está íntimamente ligado al empleo de sistemas de información para el almacenamiento y manejo de los datos de entrada, la implementación de los modelos de interpretación, y los sistemas para presentar los resultados. No obstante, el trabajo de procesamiento no termina en la presentación de los resultados. Estos datos generalmente deben conseguir la obtención de conclusiones o ser la entrada para un trabajo de modelación determinado, con el fin de decidir nuevas acciones y también definir nuevos diseños, que muchas veces pueden ser conceptualmente opuestos a los inicialmente establecidos. Esto implicaría la actualización de todos los datos y la nueva elaboración de planos, que se traducirían al final de todo el proceso en los planos "as build", (i.e. planos finales del cómo se construyó la obra), comúnmente ausente en toda obra de esta naturaleza. Finalmente, el método OMA plantea también en ciertas circunstancias el seguimiento durante el servicio de la obra.

La aproximación OMA también puede emplearse en problemas locales y no globales, o un cierto ítem de observación. Para el caso de la ingeniería de rocas, por ejemplo, podría aplicarse a problemas de interacción entre dos materiales diferentes (problemas de contacto), problemas de interacción roca- estructura, caídas de cuñas de roca, comportamiento esfuerzo-deformación de una sección determinada, entre otros.

3. SITIO DE ESTUDIO

El Proyecto Hidroeléctrico Porce III está localizado en Colombia Suramérica, en el departamento de Antioquia al noreste de la ciudad de Medellín a 147 km de distancia, en la jurisdicción de los municipios de Amalfi, Guadalupe, Gómez Plata y Anorí (Figura 1). Es un proyecto que tendrá una potencia máxima instalada de 700 megavatios (MW), y corresponde a una de las etapas de aprovechamiento en serie del río Porce dentro del plan de expansión del sistema energético del país.

Dentro de las diversas obras subterráneas del mencionado proyecto, la de interés para este estudio fue el túnel de conducción. Éste tiene una sección transversal en forma de herradura con un área de 86,4m² (i.e. ancho igual a 7,14 m y altura de 10,20 m) (Figura 2). Este túnel fue excavado por la metodología tradicional de perforación y voladura. Se origina en el Portal de Entrada a una progresiva de K0+030,60 (aguas arriba) y atraviesa el macizo rocoso de manera sub-paralela al curso del río Porce, hasta llegar al codo vertical superior del pozo de carga K12+397,20 (aguas abajo) (Figura 1).

4. MARCO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO

En general la Cordillera Central, tanto a nivel del departamento de Antioquia, como en su extensión hacia el sur del país, está constituida principalmente por rocas metamórficas, que evidencian variaciones considerables en sus paragénesis metamórficas, como en los rasgos texturales y edades isotópicas.

En el área estudiada para llevar a cabo el proyecto hidroeléctrico Porce III, la superficie del terreno se encuentra cubierta por un 80 % de suelos residuales y depósitos de coluvión y en el restante 20 % estarían presentes los

afloramientos de unidades litológicas correspondientes a rocas fuertes del paleozoico, compuestas por esquistos de variada composición y neises cuarzo feldespáticos (Figura 3).

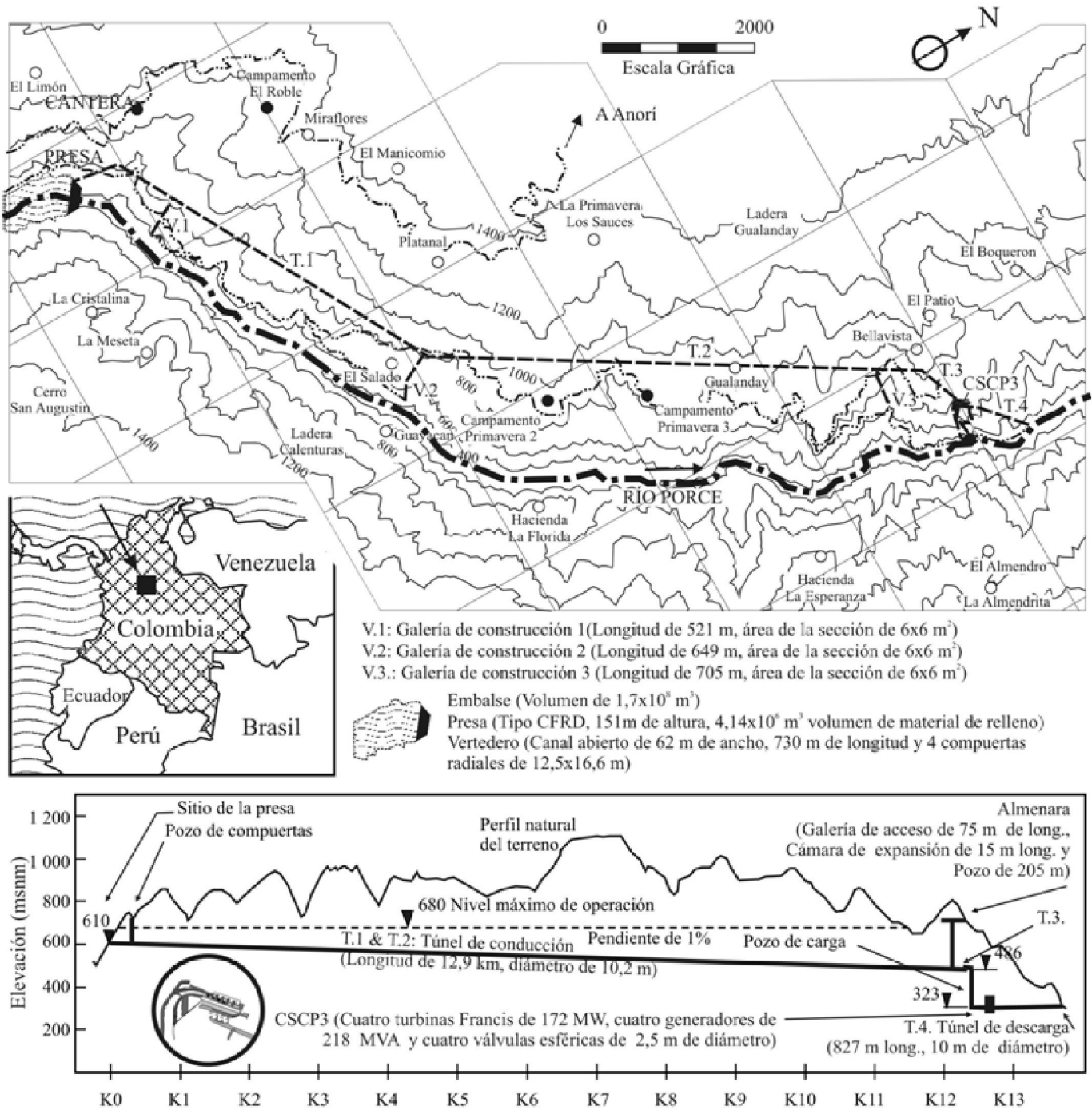


Figura 1. Ubicación del proyecto hidroeléctrico Porce III y principales obras subterráneas, modificado de (EE.PP.M E.S.P, 2005)

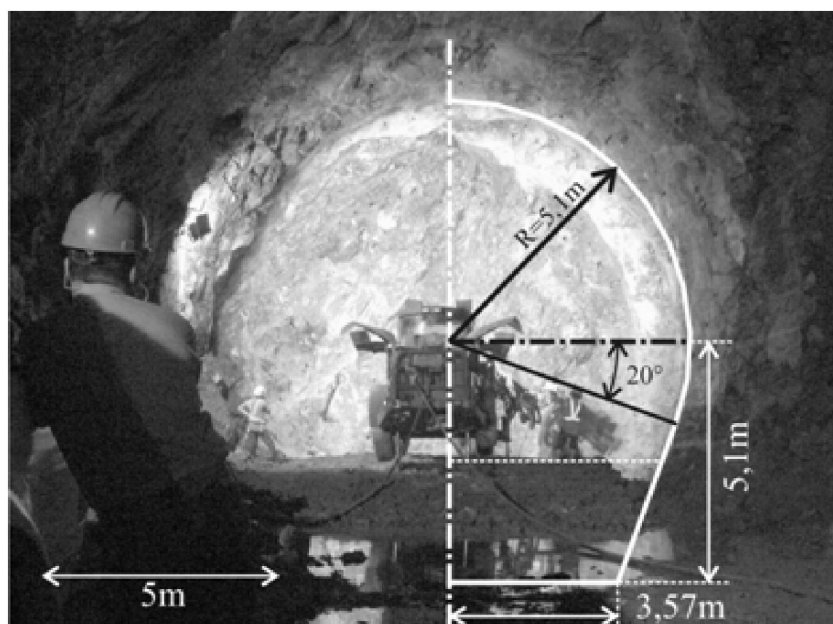


Figura 2. Túnel de conducción superior

Estas rocas en profundidad muestran pliegues a lo largo del eje del túnel de conducción superior orientados hacia el norte. El macizo rocoso en este sitio, muestra una afectación por fallas, diaclasas, zonas de cizalla y variación en las ondulaciones indicadas por la foliación. Las unidades litológicas se encuentran conformadas por suelos residuales y depósitos de coluvión cuaternarios; los cuales cubren las rocas conformadas por esquistos, esquistos néisicos y neises de edad Paleozoica (EE.PP.M, 2005). De este modo el perfil del subsuelo presenta distintos niveles de meteorización, que de acuerdo a la clasificación de Deere & Patton (1971) se tiene:

- Un nivel IIA de meteorización, que presenta roca moderadamente alterada, muy meteorizada y fracturada, color café claro a pardo rojizo, con una textura bandeada mal desarrollada, con resistencia baja, RQD muy pobre, y presencia de diaclasas abiertas y oxidadas.
- Un nivel IIB, que representa rocas moderadamente meteorizadas, fracturadas a escala mayor y en muestra de mano poco fracturada, con color gris pardo, textura bandeada algo ondulada, con características de rocas duras con RQD pobre a regular.
- Un nivel III, determinado por una roca fresca poco fracturada, pero con algunas regiones locales muy fracturadas, de color gris, de textura bandeada mal desarrollada, de rocas duras con esquistos fisiles entre los planos de foliación y con un RQD predominantemente bueno a muy bueno.

4.1. Esquistos

Agrupación que representa esquistos de diferente composición, constituidos por esquistos cuarzo-sericíticos, cuarzo-micáceos y cuarzosos algo grafitosos. Esta agrupación corresponde a rocas con bajo grado de metamorfismo, intruídas por diques de cuarzo y diques cuarzo-feldespáticos hasta de 0,2 m de espesor. Afloran a lo largo de una franja entre el área del embalse, a 7 km aguas arriba del sitio de presa hasta 1 km aguas abajo de ésta.

4.2. Neises

Están conformados por neis cuarzo-feldespático micáceo y neis cuarcítico grafitoso. Según la concentración de los minerales micáceos, se clasifican como neis cuarzo-feldespático moscovítico, neis cuarzo-feldespático clorítico, neis

cuarzo-feldespático moscovítico biotítico. Localmente la textura de estas rocas es de tipo granítico, en donde sólo aparecen residuos de la foliación metamórfica, clasificándose como migmatitas. Estas rocas presentan alto grado de metamorfismo y afloran localmente en las laderas del río Porce, desde la quebrada El Salado hasta varios kilómetros aguas abajo del área de la caverna de máquinas (Ver Figura 3).

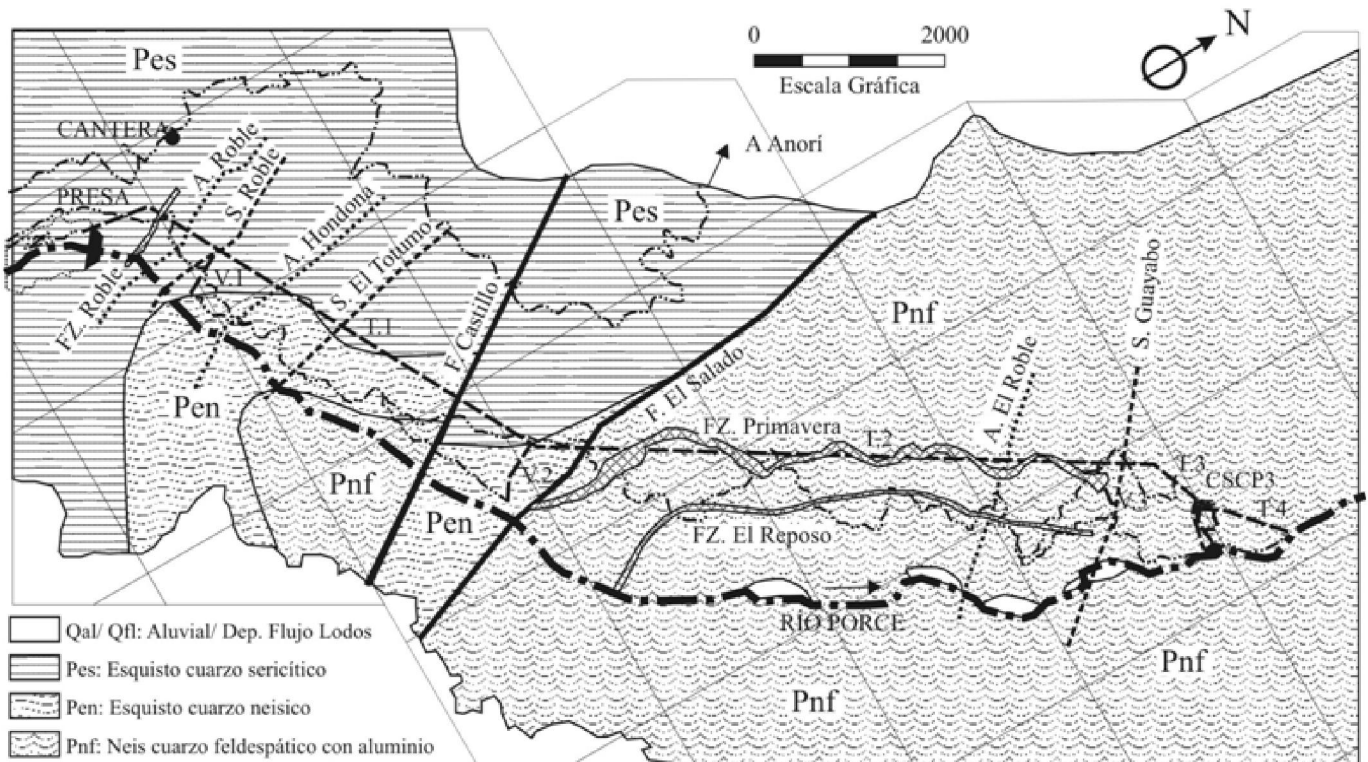


Figura 3. Mapa geológico de la zona de estudio, modificado de (EE.PPM E.S.P, 2005)

5. LA INVESTIGACIÓN

5.1. Objetivos

El objetivo general del proyecto fue describir el comportamiento mecánico del macizo rocoso que alberga las obras subterráneas de conducción del Proyecto Hidroeléctrico de Porce III durante su excavación a través del empleo de un modelo numérico esfuerzo-deformación, como parte de una introducción al método de Aproximación por Modelamiento Observacional (OMA).

Los objetivos específicos fueron: describir las características y condiciones geomecánicas del macizo rocoso en el túnel de conducción superior; definir las secuencias y operaciones del proceso constructivo que se llevará a cabo; compilar la información geológica, geotécnica, constructiva y de servicio de las excavaciones; y plantear el modelo mecánico apropiado del macizo rocoso que albergan a las obras subterráneas del túnel de conducción superior.

Asimismo, verificar por observación el comportamiento del macizo rocoso en algunas fases de excavación de las obras subterráneas de conducción. Finalmente, describir el comportamiento mecánico del macizo rocoso y establecer las condiciones geológicas y geotécnicas que interactuaron durante el proceso de construcción que indujeron a adoptar el revestimiento final del tramo K6+950 a K7+050 del túnel de conducción superior.

5.2. Metodología

La metodología consistió en: 1) Diseñar los modelos analítico-numérico-mecánicos iniciales de las cavidades involucradas en este estudio a partir de los datos de diseño e investigaciones ya realizadas para el macizo rocoso, 2) para cada modelo se identificaron las posibles zonas de comportamiento especial del macizo rocoso, 3) con el objeto de verificar algunos indicios del comportamiento del macizo rocoso, éste fue observado in-situ durante el proceso de excavación, 4) con la información observada, se verificó si la estimación a través de los modelos concuerda con lo observado.

Esta investigación tuvo cuatro etapas: 1) el proceso inicial de toma de datos y cálculos iniciales para armar el modelo, 2) el armado del modelo numérico, conjuntamente con el análisis de modelos teóricos para la estimación del comportamiento del macizo rocoso, 3) el proceso de desarrollo de información a partir de observaciones de campo y 4) el proceso de verificación final del modelo.

Para esta investigación se consultó información técnica del sitio de estudio, que comprendió el informe geológico de la zona del túnel de conducción desde el portal de entrada hasta antes del complejo subterráneo de generación (i.e. antes de los ramales de distribución, casa de máquinas y demás obras anexas), que toca los temas de: geología general, geología tectónica, geología estructural, geotecnia e hidrogeología; el levantamiento topográfico de la superficie del terreno en la zona del túnel de conducción y complejo subterráneo de la almenara; los informes de geología, geotecnia e hidrogeología de pre-diseño y diseño, y las especificaciones técnicas de diseño. Así mismo, se obtuvo información de las características de las discontinuidades del macizo rocoso en las superficies excavadas que conformarán el contorno final del túnel de conducción.

Como parte adicional al anterior trabajo descrito, en la presente investigación se hizo mapeo solo en las paredes que conformaran la sección final de las excavaciones en algunos tramos.

La mayor parte de la información del macizo rocoso empleada para este trabajo fue proporcionada por el constructor de la obra, a partir de sus continuos y sistemáticos trabajos de obtención de información del macizo rocoso; actividad desarrollada, por el grupo de geología de la empresa constructora.

La metodología empleada por la empresa constructora para representar los datos observados durante el trabajo de mapeo de las discontinuidades de los túneles y obras subterráneas comprende dibujar las discontinuidades (e.g. diaclasas, fallas, contactos) en un plano en planta, representando la intersección de cada una de ellas con las paredes y techo de un túnel hipotético de sección rectangular. La bóveda de la excavación se representa en el mapa por un plano horizontal, mientras que las paredes del túnel son abatidas 90 grados, para formar un solo plano (Figura 4).

Posterior al trabajo de campo se procedió a clasificar la información, de acuerdo a su tipo:

- Información Geotécnica: Información que se obtuvo sobre la descripción del tipo de suelo y roca sobre el que se desarrollan las obras subterráneas (i.e. las principales características mecánicas de las rocas y suelos, información de ensayos de rocas, ensayos de suelos, registros de perforaciones y apiques, registros de galerías de exploración).
- Información Geológica: Abarcó la información de formaciones geológicas, geomorfología, litología y geología estructural. Ésta comprendió información de geología regional y local.
- Información Estructural: Incluyó información tomada durante las excavaciones de las obras subterráneas. Principalmente comprende levantamientos de discontinuidades o mapeos geológicos. También hace parte la información tomada en campo.

Esta información es presentada en el plano en planta ya mencionado, siendo así necesario el uso de software de diseño asistido por computador para dibujo en 2D y 3D (Figura 4).

Se definió como propuesta dentro de esta investigación, que cada elemento de discontinuidad tenga como mínimo los siguientes campos de información: 1) progresiva (i.e. distancia desde el origen de referencia), 2) distancia del eje central del túnel hacia el punto medio de la discontinuidad, 3) azimuth del eje del túnel, 4) dirección de buzamiento real de la discontinuidad, 5) buzamiento real de la discontinuidad, 6) traza de la persistencia en contacto con el plano de corte, 7) tipo o clasificación de la discontinuidad (e.g. si ésta es de fallamiento [i.e. que tiene un cierto desplazamiento],

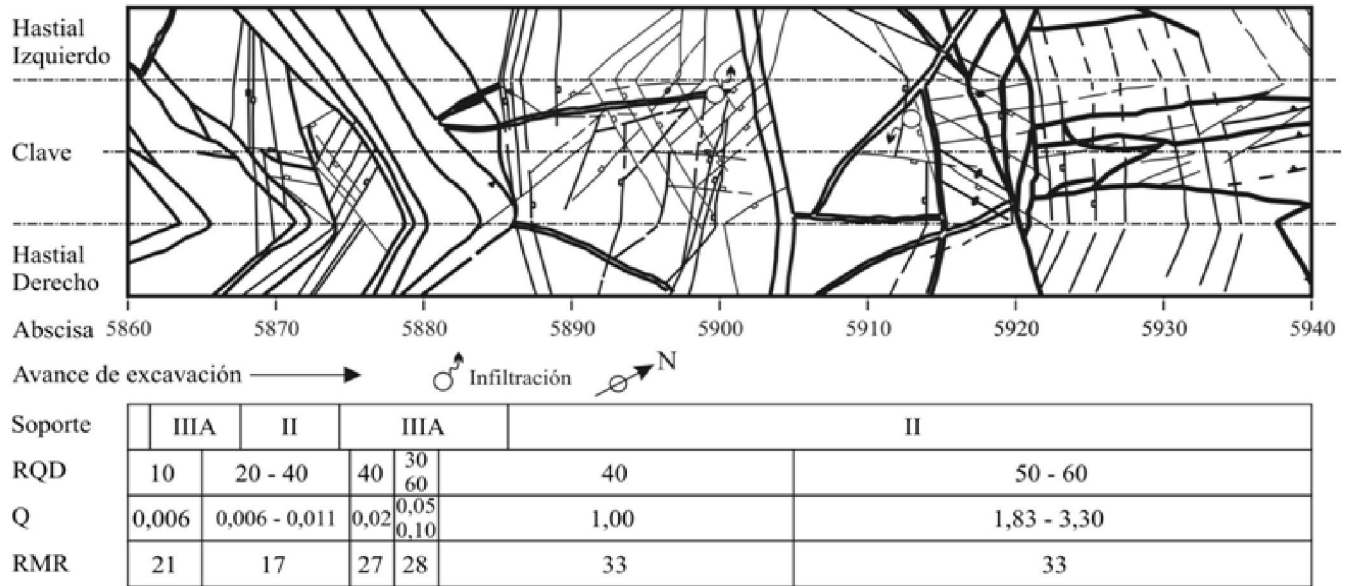


Figura 4. Levantamiento de discontinuidades en el tramo K5+860 a K5+940 (Modificado de los planos del Grupo de Geología, Consorcio CCC)

El plano en planta muestra la información a escala y con orientación conocida respecto al norte. Cada discontinuidad cuenta con orientación respecto al eje del túnel, buzamiento aparente y traza de la persistencia en contacto con el plano de corte, además de otros parámetros como tipo de roca, índice de calidad de la roca (RQD), e índice de calidad del macizo rocoso (Q).

fractura, fisura, dique, foliación) y 8) espaciamento entre familias de discontinuidad observadas alrededor de la discontinuidad analizada. La Tabla 1 presenta una parte de la información obtenida de este trabajo.

Con esta información, se hizo un tratamiento estadístico de las orientaciones de las discontinuidades a través de la proyección estereográfica en el hemisferio sur (Figura 5). Con los datos que caracterizan las discontinuidades, se procedió a clasificar el macizo rocoso del túnel de conducción en tramos cada 500 m, de acuerdo a la clasificación de Palmström (1996). Para esto, se parte de los datos obtenidos del paso anterior, donde se escogieron los tres planos de discontinuidades más importantes.

Tabla 1. Ejemplo de datos de discontinuidades obtenidos entre el K1+000,3 y K1+028,8

ID	S (m)	D_e (m)	α_e (°)	α (°)	β (°)	D_p (m)	T	e (m)
1	1000,3	0,0	139,8	202	60	13,3	J	ND
2	1001,9	-0,9	248,1	310	40	8,4	J	ND
3	1002,3	3,5	105,8	168	60	10,7	J	ND
4	1002,4	0,0	177,9	240	50	10,1	J	ND
5	1004	0,0	185,3	247	60	10,2	J	ND
6	1008,1	0,0	136,1	198	60	13,9	J	ND
7	1010,1	-0,2	106,8	169	90	10,3	J	ND
8	1016,1	0,0	132,5	194	60	15,1	J	ND
9	1021,7	2,4	124,2	186	60	9,1	J	ND

S: Progresiva, D_e : Distancia la eje del túnel, α_e : Dirección de buzamiento del plano respecto eje del túnel, β : Buzamiento del plano, α : Dirección de buzamiento del plano, D_p : Persistencia de la traza de discontinuidad expuesta en el plano,

T: Tipo de discontinuidad (J: junta, F: fallamiento); e : espaciamento (ND: no determinado)

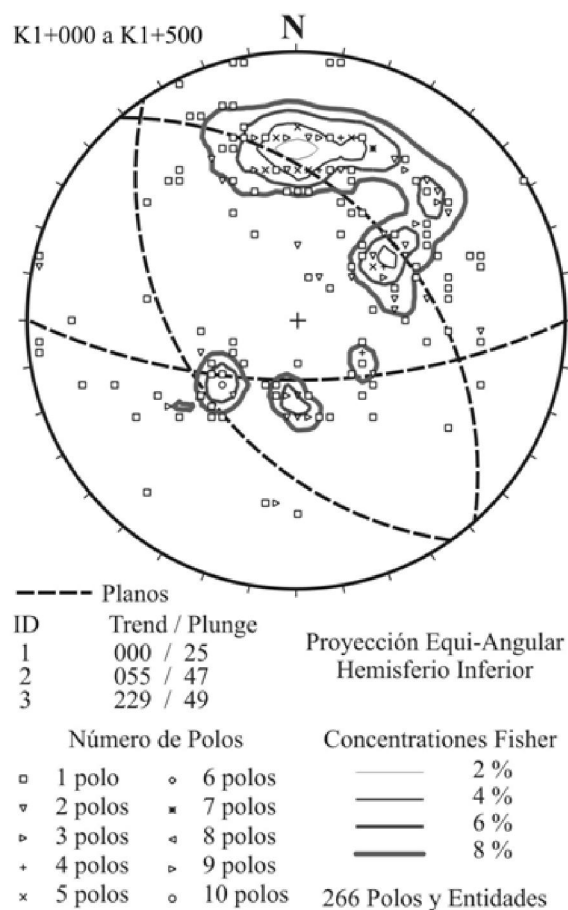


Figura 5. Datos de las discontinuidades entre las abscisas K1+000 a K1+500

Se asignaron intervalos de variación tanto de la dirección de buzamiento como del buzamiento, así como un estimativo del espaciamiento promedio, la longitud de traza promedio, traza de persistencia representativa promedio.

Finalmente, se clasificó el macizo rocoso de acuerdo al índice de ingeniería R_{Mi} de Palmström (1996) (Tabla 2).

Tabla 2. Clasificación de R_{Mi} (Palmström, 1995)

Clasificación	Resistencia del Macizo Rcoso	R _{Mi}
Extremadamente Bajo	Extremadamente Débil	< 0,001
Muy Bajo	Muy Débil	0,001 - 0,01
Bajo	Débil	0,01 - 0,1
Moderado	Medio	0,1 - 1,0
Alto	Resistente	1,0 - 10
Muy Alto	Muy Resistente	10 - 100
Extremadamente Alto	Extremadamente Resistente	> 100

Terminado el trabajo de campo y el procesamiento de los datos, se procedió a la materialización de los modelos. Para ellos se empleó un programa de análisis de esfuerzo-deformación bidimensional en medio continuo, para el análisis de gran parte del túnel de conducción superior.

De acuerdo al desarrollo de las obras subterráneas dentro del proyecto y las zonas asociadas con problemas durante el proceso de excavación, se optó por modelar tres sitios, representadas por tres secciones. Una zona comprendida entre los K0+050 a K6+950, otra entre K9+533,2 a K11+850, y la última entre K6+950 a K7+050.

Se asumió que el macizo rocoso sea un tipo de material no drenado, elástico perfectamente plástico.

Se prestó importante atención en variar el módulo elástico del macizo rocoso, que se consideró ser el más influyente según la presencia y variación de las discontinuidades en el macizo. Este parámetro se obtuvo a partir de los datos del índice RMI, que también fue transformado a los demás índices (e.g. Q, RMR, «GSI»), por medio de correlaciones, con el objeto de emplear las diversas ecuaciones empíricas que existe en la literatura para estimar su valor.

Para las condiciones de rotura del material se asumió el criterio de Mohr-Coulomb. Los parámetros de ese modelo (i.e. cohesión y ángulo de fricción) también se estimaron a partir de correlaciones del sistema (RMI) Palmström (1995). El resto de los parámetros de entrada del modelo se mantuvieron constantes y fueron asumidos de acuerdo a los resultados de Suárez-Burgoa (2008). Para el caso del tramo K1+000 a K1+500, la Tabla 3 muestra por ejemplo, los valores asumidos.

Tabla 3. Parámetros del macizo rocoso K1+000 a K1+500

Parámetro o variable	Valor
Sobrecapa (cobertura), h (m)	269
Peso unitario, γ (kN/m ³)	27
Esfuerzo vertical, σ_v (MPa)	7,3
Relación Esf.H, Esf. V, $K_\sigma = \sigma_H / \sigma_v$ (-)	2
Esfuerzo horizontal, σ_H (MPa)	14,5
Inclinación Esf. Mayor con la horizontal (sinistrógeno), ($^\circ$)	0,0
Módulo de elasticidad Macizo Rocosos, E_m (GPa)	39
Relación de Poisson, ν (-)	0,21
Resistencia a compresión uniaxial Macizo Rocosos, σ_{cm} (MPa)	31
Resistencia a tracción Macizo Rocosos, σ_{tm} (MPa)	3,9
Ángulo de fricción equivalente del Macizo Rocosos, ϕ ($^\circ$)	43
Cohesión aparente y equivalente del Macizo Rocosos, c (MPa)	6,7

Respecto a las condiciones iniciales y las de contorno: el tensor de esfuerzos naturales, se asumió con los esfuerzos principales coincidentes con el eje vertical, eje longitudinal y transversal del túnel. El esfuerzo vertical natural inicial se asumió como el valor obtenido del producto de la profundidad a la que se encuentra la solera de la sección de excavación y el valor del peso unitario promedio de la roca, que se encuentra sobre el tramo de estudio (i.e. esfuerzo vertical geostático). Así mismo, se tomó un valor de la relación de esfuerzo horizontal con el vertical de dos (i.e. régimen compresivo horizontal respecto la vertical de 2:1), según los resultados de Suárez-Burgoa (2008).

Para el tramo K0+050 a K11+850 del túnel de conducción superior, se tomó una longitud de 500 m, con una geometría de sección tipo herradura a sección completa (según la geometría recomendada en diseño), paredes inclinadas, bóveda semicircular de 5,1 m de radio, altura total de la sección de 10,2 m y una solera de 7,14 m; que fue una sección aproximada a la real. Se tomó una zona de influencia de 60 m en la horizontal por 60 m en la vertical, esto debido a que se constató en previas modelaciones del mismo fenómeno, que las trayectorias de los esfuerzos principales sobre el macizo rocoso son afectadas solo si se encuentran a una distancia menor que tres veces el diámetro circunscrito a la sección de la excavación.

Para el caso del tramo K6+950 a K7+050 del mismo túnel, los parámetros del modelo constitutivo del material se definieron de forma similar al anterior. Puesto que esta parte del tramo acoge a una zona conflictiva (i.e. presentaba caída de rocas y sobre excavaciones significativas) se usaron los planos de las sobre-excavaciones generada en cada fase de excavación para calibrar el modelo, a través de igualar las zonas plásticas obtenidas por el modelo elasto-plástico con las áreas de sobre-excavación observadas en la realidad. En este cálculo, se llevaron a cabo análisis en tramos de 250 m de longitud, simulando la geometría típica de la sección excavada Tipo IIIC (clasificación adoptada en el proyecto) la cual tiene paredes curvas elípticas, bóveda semicircular de 5,15 m de radio, altura total de la sección de 10,55 m (Figura 6).

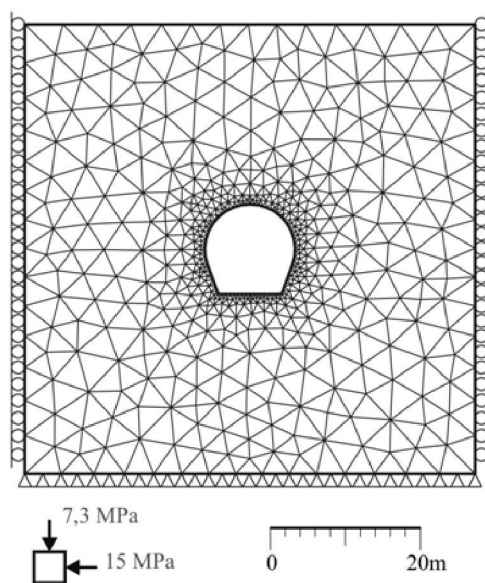


Figura 6. Modelo de la sección típica Tipo IIIC del tramo K6+950 a K7+050

5.3. Presentación y análisis de resultados

Los resultados obtenidos de los modelos fueron interpretados y se explica con ellos el comportamiento mecánico del macizo rocoso.

El túnel de conducción superior tiene dos familias de discontinuidades predominantes (i.e. Familias 1 y 2), que rotan levemente y aumentan su intensidad de discontinuidades (i.e. número de discontinuidades por unidad de volumen de macizo rocoso) en diferentes tramos. Una tercera familia (i.e. Familia 3) menos predominante en todos los tramos, varía antes de la Falla El Castillo y después de la de la Falla El Salado (Ver la Figura 3), lo que puede indicar que la Familia 3 es consecuencia de la formación de ambas fallas.

De acuerdo con las características de las discontinuidades, se pueden diferenciar tres tramos en el túnel de conducción superior: 1) tramo que comprende desde el inicio del túnel hasta el límite antes de la falla El Castillo, 2) tramo que comprende desde la Falla el Castillo hasta la Falla El Salado, y 3) tramo después de la Falla el Salado hasta antes de la intercepción del túnel de conducción superior con el pozo vertical de almenara.

En el primer tramo prevalecen las discontinuidades de la Familia 1 que están dispersas entre las direcciones 173/40 y 181/63, y las discontinuidades de la Familia 2 con una dirección predominante y menos dispersa de 002/59. La tercera familia (Familia 3) tiene una dirección 230/64.

En el segundo tramo, todas las familias de las discontinuidades incrementan en cantidad (i.e. aumento de la intensidad de discontinuidades). Así mismo la Familia 1 rota a una dirección 165/49, la Familia 2 rota a una dirección 238/54 y la Familia 3 rota a 354/36.

En el tercer tramo, la Familia 1 deja de ser tan dispersa manteniendo una dirección de 172/77, pero baja su intensidad de discontinuidades notablemente. La Familia 2 rota a una posición de 353/71 y la Familia 3 cambia a una dirección 031/78, siendo la de mayor intensidad de discontinuidades.

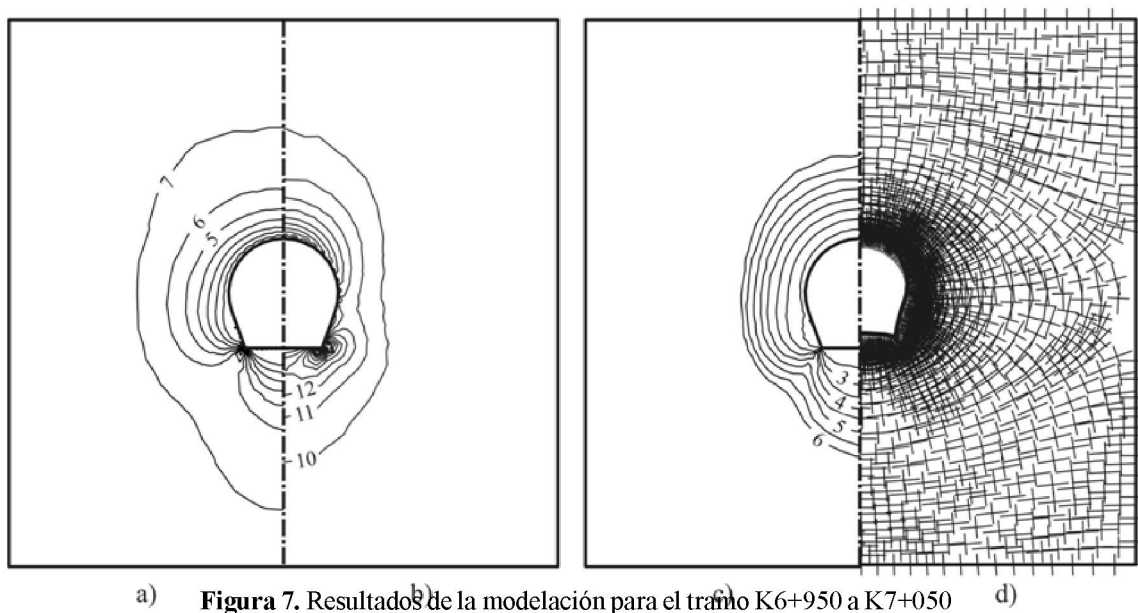
El macizo rocoso sobre el que se realiza este trabajo investigativo presenta unas características elásticas variables, a lo largo del túnel de conducción superior, esto es posible determinarlo, al observar los parámetros hallados por medio del sistema de clasificación RMi cada 500 m sobre toda la longitud del túnel de conducción superior.

En lo que respecta las zonas de esfuerzos inducidos por el proceso de excavación, se constató la conocida experiencia, de que para una sección tipo herradura, se presentan concentraciones mayores de esfuerzos alrededor de las zonas

laterales de la sección circular y en las esquinas inferiores. Para la geometría Tipo IIIC a media sección, se observaron concentraciones mayores de esfuerzos justo en los bordes o esquinas de la sección, al igual que en la parte más alta de la bóveda pero con menor intensidad. Para la misma geometría tipo IIIC pero a sección completa, se detectaron concentraciones mayores de esfuerzos en la parte superior e inferior de la sección, y con menor intensidad en las partes laterales (Figuras 7a y 7b).

También se observó, que estas zonas perturbadas variaron levemente manteniendo una forma constante en todos los tramos, y que los factores de esfuerzos son mayores a dos, mostrando buena seguridad a cualquier falla de resistencia, asumiendo el macizo rocoso como medio continuo (Figura 7c).

Al asumir un macizo rocoso tipo no-drenado, se incurrió en una simplificación poco precisa, debido a que es muy probable que exista flujo, no continuo ni darciniano, en la red formada por las discontinuidades, que en forma global dentro del volumen elemental representativo modelado, puede dar un comportamiento no drenado en el material rocoso, pero si comportamiento drenado en las discontinuidades. Tal fuera el caso, no debería emplearse ni si quiera una aproximación continua, y mayores datos de entrada deberían medirse para estimar una mayor cantidad de parámetros necesarios para un modelo discontinuo.



a) Esfuerzos principales menores, s_3 (MPa); b) Esfuerzos principales mayores, s_1 (MPa); c) Factor de esfuerzos, d) Deformación ampliada 500 veces y dirección de los esfuerzos principales

6. CONCLUSIONES

Se concluye en forma general, que los resultados obtenidos en la investigación, con los datos disponibles del proyecto y las herramientas disponibles en gabinete, proporcionaron algunos argumentos para la comprensión del comportamiento mecánico del macizo rocoso en los sitios estudiados (como los que se comentaron en la sección 5.3.), no obstante no se obtuvieron argumentaciones mayores a las que un análisis heurístico y/o empírico puede brindar. Por ejemplo, en el modelo no fue posible representar el comportamiento anisotrópico del material rocoso y ni fue posible una correcta estimación del carácter frágil del mismo. A partir de las observaciones de campo, el macizo rocoso presenta un comportamiento más complejo, que difiere de un comportamiento continuo en zonas cercanas a la excavación, donde se presenta un estado de esfuerzos que en conjunto con las familias de discontinuidades crean bloques inestables que no pueden ser representados por modelos continuos.

Así mismo se concluyó en forma específica, que un modelo elasto-plástico de fundamento continuo de un material elástico lineal isotrópico, no necesariamente puede ser apropiado para las condiciones complejas de ciertos macizos rocosos, como los presentados en el sitio de las obras subterráneas del Proyecto Hidroeléctrico Porce III.

La conclusión general a la que se llegó no incentiva las posibles bondades que el método de diseño OMA ofrecería en caso de que en el futuro llegue a desarrollarse en el país, y esto es debido a que para llegar a ese gran estado, muchos otros obstáculos deben primeramente vencerse. Posiblemente, si se logran cumplir las recomendaciones que a continuación se describen, pueda llegarse a contemplar en el futuro la aplicación de este método de diseño para grandes obras subterráneas en macizos rocosos, cuyos únicos objetivos son el minimizar costos, aumentar la certeza del comportamiento del macizo rocoso y disminuir todo tipo de riesgo, sea este cuantificado en vidas humanas, cantidades de problemas durante la construcción, tiempo de ejecución, o costos totales. El lograr llegar a un mejor estado de la práctica de la ingeniería de rocas en este tipo de obras, también logrará tener facilidades en préstamos de financiación de proyectos importantes como lo es el proyecto hidroeléctrico de Porce III.

7. RECOMENDACIONES

Se recomienda definir métodos optimizados, sistemáticos para la obtención de datos de las propiedades de los macizos rocosos expuestos, que en la actualidad están disponibles dentro del estado del conocimiento de la ingeniería de rocas (e.g. métodos de fotogrametría terrestre, escáneres laser, métodos geofísicos en excavaciones subterráneas), pero aún no impuestos al estado de la práctica local (i.e Colombia y también demás países del continente). De este modo, es imperante, incentivar mayores recursos para las unidades de geología y geotecnia de este tipo de proyectos para que tengan el presupuesto y logística para una completa y sistematizada descripción del macizo rocoso; que es el fundamento de todo posterior análisis.

También es menester proveer de presupuesto para realizar ensayos de campo en macizos rocosos (e.g. pruebas de carga, medidas de esfuerzos in situ), toma de muestras (i.e. toma de muestras por perforaciones direccionadas, muestras de cubos inalterados) y la realización de gran número ensayos de laboratorio (i.e. ensayos índice, ensayos uniaxiales, ensayos triaxiales axisimétricos con curva de post-rotura, ensayos poliaxiales) durante el desarrollo de la obra; con el fin de generar datos de entrada actualizados a los modelos numéricos, que es una parte importante del diseño OMA.

Por otro lado, se recomienda incentivar la investigación en el país para el desarrollo de modelos analíticos-numéricos económicos y eficientes del comportamiento hidro-mecánico del macizo rocoso, que tengan mayores capacidades a los que los costosos modelos comerciales brindan. Esta tarea se encomienda a los centros de investigación de las universidades. También estos centros deben no solo limitarse al manejo y desarrollo de programas computacionales, sino que deben necesariamente involucrarse con la parte práctica y experimental del material y macizo rocoso. Se observa una gran carencia en los equipos de los laboratorios de mecánicas de rocas; siendo con esta afirmación muy optimistas, debido a que en la realidad, actualmente no existe un solo laboratorio avanzado de mecánica de rocas en toda Colombia. Por consiguiente es imperante buscar mayores financiadores de proyectos de investigación orientados al desarrollo y la dotación de equipos sobre esta línea de investigación, para lo cual la industria debe ser uno de los grandes inversionistas de esta costosa tarea.

En lo que se refiere a los trabajos de instrumentación, se observó que éstos, si bien están presentes en las obras subterráneas actuales, se instalan en el sitio preestablecido mucho después del paso de la excavación. El problema de esta práctica es que los desplazamientos acumulados se conocen sin ningún grado de certeza. Así mismo, los datos de instrumentación son generalmente obtenidos manualmente cada determinado intervalo de tiempo, y mucho tiempo después éstos son introducidos en la base de datos. Finalmente, el procesamiento de los datos solo es analizado profundamente si existe algún problema cerca de la sección de análisis, de otro modo solo pasan a ser parte de un requisito a cumplir dentro de los términos de referencia del contrato. En resumen, la instrumentación no se usa como una herramienta de ayuda para el proceso de rediseño durante la excavación (otro proceso que tampoco está realmente

establecido) y en muchos casos no ayuda ni siquiera a solucionar los problemas que se presentan en secciones cercanas a las secciones instrumentadas.

Se precisa en la actualidad llegar a estados apropiados de práctica y de tecnología, para que los proyectos de ingeniería de rocas brinden información oportuna y de alta calidad, de acuerdo a las exigencias de entrada de datos que los modelos numéricos necesitan; para finalmente llegar a un diseño de Aproximación por Modelamiento Observacional (OMA).

Se cree que el método OMA se garantiza únicamente con el tipo de contrato de la obra. Posiblemente un contrato, donde todos los ítems referentes al método (e.g. instrumentación, ensayos de campo y laboratorio necesarios para este proceso) sean pagados por separado a los pagos globales del proyecto, sea una posible solución para potenciar este método.

Por experiencias del exterior, se tiene información que el empleo de un mejor programa de seguimiento observacional del comportamiento de las obras subterráneas reduce en forma global los costos y el tiempo de una obra de esta naturaleza. No obstante esto debe ser demostrado tangiblemente en nuestro medio.

AGRADECIMIENTOS

La presente investigación fue apoyada por la Vicerrectoría de Investigación de la Universidad Nacional de Colombia. El proyecto forma parte del proyecto de código 6266 del Sistema de Información de la Investigación I-Hermes y está registrado bajo el título "Caracterización y análisis de esfuerzos en macizos rocosos en la Cordillera Central de Colombia". Fue ejecutado por el Grupo de Investigación de Geotecnia (Categoría D) de la Escuela de Ingeniería Civil de la Facultad de Minas de la Universidad Nacional de Colombia con sede en Medellín. La investigación tiene el área temática de "excavaciones" dentro de la línea "mecánica de rocas". Especiales agradecimientos se dan al ingeniero Jorge Arango y su equipo de profesionales, del consorcio Triple-C del Proyecto Hidroeléctrico Porce III, por la información suministrada y por el apoyo logístico brindado durante el trabajo de campo de esta investigación.

REFERENCIAS

- Barton, N., Lien, R. and Lunde, J., 1980. Application of Q-system in design decisions concerning dimensions and appropriate support for underground installations. Proceedings of the International Conference on Subsurface Space. Pergamon Press, pp. 553-561.
- Bieniawski, Z.T., 1988. Rock mass classification as a design aid in tunneling. Tunnels & Tunneling.
- Deere, D.U. and Patton, F.D., 1971. Slope stability in residual soils. Proceedings of the 4th Panamerican Conference on Soil Mechanics, Puerto Rico, Vol. 1, pp. 87-170.
- Dunnicliff, J., 1993. Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance. New York, John Wiley & Sons.
- EE.PP.M E.S.P, 2005. Construcción de la conducción, central subterránea y obras asociadas, información de geología y geotecnia. Empresas Públicas de Medellín. Vol. 5 (1-2). Medellín, Colombia.
- Fang, Z. and Harrison, J.P., 2002a. Development of a local degradation approach to the modelling of brittle fracture in heterogeneous rocks. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 39(4), pp. 443-457.
- Fang, Z. and Harrison, J.P., 2002b. Application of a local degradation model to the analysis of brittle fracture of laboratory scale rock specimens under triaxial conditions. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, V. 39(4), pp. 459-476.
- Hoek, E. and Brown, E.T., 1998. Practical estimates of rock mass strength. International Journal of Rock Mechanics

- and Mining Sciences, Vol. 34, pp. 1165-1186.
- Jing, L. and Hudson, J.A., 2002a. Numerical methods in rock mechanics. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol.39 (4), pp. 409-427.
- Jing, L. and Hudson, J.A., 2002b. Preface. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 39 (4), pp. 407-408.
- Liu J., Feng X-T., Ding X-L, Zhang J. and Yue D.-M., 2003a. Stability assessment of the Three-Gorges Dam foundation, China, using physical and numerical modeling - Part I: physical model tests, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol.40(5), pp. 609-631.
- Liu, J., Feng, X.-T. and Ding, X.-L., 2003b. Stability assessment of the Three-Gorges Dam foundation, China, using physical and numerical modeling - Part II: numerical modeling, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 40(5), pp. 633-652.
- Pacher, F., 1975. The development of the New Austrian Tunneling Method and the main features in design work and construction. *Proceedings of the 16th Symposium on Rock Mechanics*, Minneapolis, pp. 223-232.
- Palmström, A., 1995. RMI- a rock mass characterization system for rock engineering purposes. Ph.D. Thesis, University of Oslo, Norway.
- Palmström, A., 1996. Characterization of rock masses by the RMI for use in practical rock engineering. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 11(2), pp. 175-186 (part 1); Vol. 11(3), pp.287-303 (part 2).
- Peck, R.B., 1969. Advances and limitations of the observational method in applied soil mechanics. *Géotechnique*, Vol. 19(2), pp. 171-187.
- Riedmüller, G. and Schubert, W., 1999. Critical comments on quantitative rock mass classifications. *Felsbau*, Vol. 17(3), pp. 164-167.
- Rutqvist, J., Wu, Y.-S., Tsang, C.-F. and Bodvarsson, G., 2002. A modeling approach for analysis of coupled multiphase fluid flow, heat transfer, and deformation in fractured porous rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 39 (4), pp. 429-442.
- Suarez-Burgoa, L.O., 2008. Rock Mass Mechanical Behavior Assessment at the Porce III Underground Hydropower Central, Colombia - South America. Master's Degree Thesis in Geotechnical Engineering. Universidad Nacional de Colombia, Facultad de Minas, Medellín - Colombia.
- Stille, H., Palmström, A., 2003. Classification as a tool in rock engineering. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 18(4), pp. 331-345.
- Underwood, L.B., 1972. The role of the engineering geologist in the instrumentation program. *Bulletin of the Association of Engineering Geology*, Vol. 9, pp. 185-206.
- Wickham, G.E., Tiedemann, H.R. and Skinner, E.H., 1972. Support Determination Based on Geologic Predictions. *Proceedings of Conference Rapid Excavation and Tunneling*, pp. 43-64.