



MINISTERIO DE EDUCACIÓN SUPERIOR
INSTITUTO SUPERIOR MINERO METALÚRGICO DE MOA
“DR. ANTONIO NÚÑEZ JIMÉNEZ”
FACULTAD DE GEOLOGÍA –MINERÍA
DEPARTAMENTO DE MINAS

Trabajo de Diploma en opción al título de Ingeniero en Minas

**EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL TÚNEL LEVISA –
MAYARÍ, TRAMO V Y PROPUESTA DE SOSTENIMIENTO**

Autora: Iris Nalbis Gonzalez Real

Moa-2017



MINISTERIO DE EDUCACIÓN SUPERIOR
INSTITUTO SUPERIOR MINERO METALÚRGICO DE MOA
“DR. ANTONIO NÚÑEZ JIMÉNEZ”
FACULTAD DE GEOLOGÍA –MINERÍA
DEPARTAMENTO DE MINAS

Trabajo de Diploma en opción al título de Ingeniero en Minas

**EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL TÚNEL LEVISA –
MAYARÍ, TRAMO V Y PROPUESTA DE SOSTENIMIENTO**

Autora: Iris Nalbis Gonzalez Real

Tutores: Dr.C. Rafael Noa Monje

Mr.C.Yurisdell Velázquez La O

Moa-2017

DEDICATORIA

- *Dedico este trabajo a mi mamá y papá que han sido mi mayor inspiración.*
- *A mis hermanos por ser tan especiales en mi vida.*
- *A mi esposo por haberme brindado su apoyo incondicional, su amor y cariño.*
- *A mis abuelos por brindarme su ayuda en todo lo que me hacía falta.*
- *A nuestra Revolución por permitirme convertirme en una profesional.*

“A todos ellos muchísimas gracias.”

AGRADECIMIENTOS

- *Agradecer a mis padres Bartolo Cabrera Hernández y Yureidis Real Rodríguez por darme todo su apoyo incondicional, confiar en mí y ayudarme lograr que este sueño se hiciera realidad.*
- *Agradecer a todas mis hermanas y a mi hermanito, por estar todos siempre a mi lado y brindarme su amor.*
- *A mi esposo Leandro León Toledo por, ayudarme, darme fuerzas y estar siempre a mi lado en las buenas y las malas durante estos años.*
- *A mi familia por su amor y comprensión durante toda mi vida.*
- *A mis suegros Orlando y Elvira por toda su preocupación hacia mí durante este tiempo.*
- *A mis vecinos.*
- *A mis amigos más cercanos.*
- *A mis compañeros de aula por tantos momentos buenos y malos que hemos pasamos juntos durante estos cinco años.*
- *Agradecer a todos mis profesores por poder trasmitirme los conocimientos y sin ellos no habría podido logras mis sueños.*
- *Agradecer a mis tutores Rafael Noa Monjes y Yurisdell Velázquez La O por los conocimientos que me aportaron y la preocupación mostrada durante la realización de mi trabajo de Diploma.*

“A todos ustedes mis más sinceros y profundos agradecimientos”

PENSAMIENTO

“O nosotros somos capaces de destruir con argumentos las ideas contrarias, o debemos dejar que se expresen.

No es posible destruir ideas por la fuerza, porque esto bloquea cualquier desarrollo libre de la inteligencia.”

Ernesto Che Guevara



RESUMEN

Este trabajo está relacionado con el proceso de construcción de los túneles del trasvase Este – Oeste, fundamentalmente con el túnel Levisa-Mayarí, Tramo V, El principal objetivo que persigue el mismo es evaluar la estabilidad del túnel y proponer el sostenimiento que más se adapte, además cuenta con la siguiente estructura: introducción, tres capítulos, conclusiones, recomendaciones, bibliografía y anexos.

En el mismo se realiza una caracterización ingeniero - geológica del macizo donde se construyen estas obras, además se hace una evaluación del agrietamiento y las características estructurales de este, dividiendo el túnel en tres tramos. Para la evaluación de la estabilidad se utilizan, tres clasificaciones geomecánica de las existentes: la clasificación de Deere, basada en el índice de calidad del macizo(RQD), la clasificación de Barton, basada en el índice (Q) y la clasificación de Bieniawski, basada en el (RMR).

A partir de la evaluación geomecánica se obtiene que la calidad del macizo esta entre rocas medias y muy malas y se propone utilizar como sostenimiento hormigón proyectado reforzado con fibras sintéticas con un espesor que oscila de 8 cm a 20 cm y anclas metálicas.

SUMMARY

This work is related to the process of construction of the tunnels of the East - West transfer, mainly with the Levisa - Mayarí tunnel, Section V, The main objective of this tunnel is to evaluate the stability of the tunnel and propose the support that best suits , Also has the following structure: introduction, three chapters, conclusions, recommendations, bibliography and annexes.

In the same one is realized an geological - geological characterization of the solid mass where these works are constructed, in addition is made an evaluation of the cracking and the structural characteristics of this one, dividing the tunnel in three sections. For the evaluation of stability are used, three geomechanical classifications of the existing: the Deere classification, based on the mass quality index (RQD), Barton classification, based on the index (Q) and the classification of Bieniawski , Based on (RMR).

From the geomechanical evaluation it is obtained that the quality of the massif is between average and very bad rocks and it is proposed to use as support projected concrete reinforced with synthetic fibers with a thickness that oscillate of 8 cm to 20 cm and metal anchors.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I. ESTADO ACTUAL DE LA TEMÁTICA	5
1.1 Introducción	5
1.2 Marco teórico conceptual	5
1.3 Estado actual de la temática en el mundo	7
1.4 Situación actual de la temática en Cuba	11
CAPÍTULO II. CARACTERÍSTICAS REGIONALES DE LA REGIÓN	16
2.1 Introducción	16
2.2 Ubicación Geográfica	17
2.3 Geología regional y local	17
2.4 Clima de la región	19
2.5 Orografía e Hidrografía	20
2.6 Características hidrogeológicas de la región	21
2.7 Tectónica Regional	21
2.8 Geomorfología regional	22
2.9 Geología del túnel Levisa – Mayarí, Tramo V	24
CAPÍTULO III. EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD Y PROPUESTA DE SOSTENIMIENTO	28
3.1 Introducción	28
3.2 Análisis de las clasificaciones para la evaluación de la estabilidad	29
3.3 Evaluación de la estabilidad	38
3.3.1 Análisis de las características estructurales de área de estudio por tramos	39
3.3.2 Evaluación de la estabilidad empleando las clasificaciones que más se adapten al macizo	39
3.4 Análisis y propuesta de sostenimiento	43
3.5- Propuesta de parámetros técnicos del sostenimiento para la ejecución de los trabajos	46
Conclusiones	51
RECOMENDACIONES	52
BIBLIOGRAFÍA	53
ANEXOS	56

INTRODUCCIÓN

Cada día aparecen más y más señales en el mundo de que el agua, uno de los recursos más importantes de que se sirve el hombre, se encuentra seriamente en peligro y la penuria física de recursos hídricos es de tal naturaleza, que ya hoy es materia fundamental de las políticas de seguridad nacional de no pocos estados.

En nuestro país, por tales razones se ha desarrollado una estrategia para afrontar la amenaza de la escasez y disponibilidad de agua en lo que resta de siglo.

Los trasvases son obras importantes que se han llevado a cabo en los últimos tiempos, los cuales tienen como objetivo aprovechar las precipitaciones y los ríos de las zonas montañosas, mediante presas, canales, conductoras y túneles, y así contrarrestar los efectos de la sequía y satisfacer necesidades de la población.

Nuestro Comandante en Jefe Fidel Castro Ruz, evitando problemas ecológicos del mundo como consecuencia del agudo calentamiento global, orientó la necesidad de desarrollar un amplio plan inversionista que aprovechara el caudal del agua de la Sierra Maestra, el macizo montañoso Nipe-Sagua-Baracoa y la Sierra del Escambray, para crear un gran sistema nacional que trasvasara agua mediante interconexiones en, al menos, nueve provincias del oriente y centro del país. Para ello se realiza la construcción del Traspase Este-Oeste el cual lleva el agua desde Nipe-Sagua-Baracoa a las fértiles llanuras del norte de Holguín, Las Tunas, noreste de Camagüey y el norte y centro del Valle del Cauto (Ver figura 1 de los anexo).

Cuando se realizaron los primeros proyectos e iniciaron los trabajos en Mayarí, donde se encuentra situado dicho trasvase, las acciones fueron paralizadas, iniciándose la aguda etapa del período especial. Por razones naturales, las obras fueron dañadas en buena parte, en el caso de Mayarí, por las crecidas de los ríos y la falta de preservación.

Terminando el año 2004, ante la crisis ambiental que provocó una severa y prolongada sequía con grandes pérdidas para las provincias orientales y

Camagüey, el Comandante en Jefe le orientó al entonces Ministro de las FAR, General de Ejército Raúl Castro, reiniciar el plan estratégico de las obras de los trasvases que sería la garantía para que el país disponga de agua en este siglo bajo cualquier circunstancia.

Para su óptimo funcionamiento no solo ha requerido la construcción de presas, canales, conductoras y otros objetos de obra, sino también hacer más de 80 Km de túneles en las montañas, para lograr una eficiente conexión del sistema.

Este proyecto además de todo el trabajo que merita tiene un alto impacto sobre todo para Holguín, pues con el agua bombeada desde Nipe hasta la presa Gibara, se garantiza el suministro a la ciudad y al polo turístico.

También se favorece el riego de tierras de cultivo y de ganaderías, además de la posibilidad que ofrece el sistema de generar electricidad a partir de la instalación de pequeñas centrales, lo que es un beneficio de gran impacto para la economía.

Llevar a cabo la construcción de estos túneles no ha sido tarea fácil, ya que en su realización existen algunas afectaciones como pérdida de estabilidad por diferentes causas, alteración del estado tensional del macizo, deterioro de las rocas, pérdidas de la capacidad portadora, inundación parcial o total, aumento de la humedad relativa, entre otras; las que guardan estrecha relación con los períodos de lluvia, el estado de saturación del terreno y el escurrimiento superficial y subterráneo; todas estas son cuestiones que hay que abordar de manera sistemática, ya que al ocurrir y manifestarse uno de estos fenómenos se puede alterar el equilibrio del macizo y traer como consecuencia que se afecte negativamente el cumplimiento del cronograma de ejecución del proyecto y el presupuesto asignado.

Para una mejor realización de los trabajos y seguridad se hace necesario en ocasiones, rediseñar parcial o totalmente la construcción de estos túneles o algunos de sus elementos.

Por lo expuesto anteriormente, el **problema** que se pretende resolver es: necesidad de evaluar la estabilidad del túnel Levisa-Mayarí, Tramo V y proponer el sostenimiento más adecuado.

A partir de este problema se justifica la ejecución de la presente investigación, para la cual se propone como **objetivo general**: Evaluar la estabilidad y proponer el sostenimiento que más se adapte al túnel Levisa-Mayarí, Tramo V.

Objeto de estudio: Estabilidad del túnel Levisa –Mayarí, tramo V.

Campo de acción: Túnel Levisa-Mayarí, Tramo V.

Teniendo como **hipótesis** que si se analizan las características ingeniero – geológicas de la zona donde se ubica el túnel Levisa-Mayarí, Tramo V, se determinan las propiedades físico - mecánicas de las rocas, se evalúan las características estructurales y se analizan y emplean las clasificaciones geomecánicas que más se adapten a las condiciones de estos macizos, se puede evaluar la estabilidad del túnel Levisa-Mayarí, Tramo V y proponer el sostenimiento más adecuado.

Objetivos específicos:

1. Analizar las características ingeniero – geológicas de la zona donde se ubica el túnel Levisa-Mayarí Tramo V.
2. Analizar las propiedades físico - mecánicas de las rocas.
3. Evaluar las características estructurales del macizo rocoso.
4. Utilizar las clasificaciones geomecánicas que más se adapten a las características de estos macizos.

Métodos de investigación utilizados para dar solución al problema del trabajo:

Histórico -lógico: este método se utilizó para la revisión y análisis de los documentos y definir los principales antecedentes investigativos.

Método empírico: será imprescindible el empleo de la medición. Como técnicas; la observación, para el conocimiento de las características fundamentales del objeto.

Métodos teóricos: se utiliza para la interpretación conceptual de los datos empíricos; haciendo uso del análisis y síntesis en el estudio de las partes del objeto y para comprender su comportamiento como un todo. Dentro de los métodos teóricos también se utilizó la **inducción y deducción** como

procedimiento para pasar de lo conocido a lo desconocido y de lo general a lo particular.

El método dialéctico: para conocer las relaciones entre las componentes del objeto.

CAPÍTULO I. ESTADO ACTUAL DE LA TEMÁTICA

1.1 Introducción

La Geomecánica es el área que se encarga del estudio de las propiedades mecánicas, hidráulicas e ingenieriles de los materiales provenientes de la tierra. Se investigan el suelo y las rocas. Esta es quizás una de las ramas tecnológicas más antiguas del universo, sin embargo, como ciencia es a fines de los años 50, que hizo su entrada en el hasta entonces, mundo crítico de las obras subterráneas. Históricamente se conoce que el primer Congreso de Mecánica de Rocas se celebró en Portugal en 1966 (López Jimeno, 1998).

Uno de los objetivos de esta ciencia es caracterizar los macizos rocosos lo cual constituye la base para su estudio integral, que incluye tanto el modelo geológico, como geomecánica, abarcando aspectos tales como: estructura, litología, contactos y distribución de litologías, geomorfología, cartografía geológica, estudio hidrogeológico, levantamiento de discontinuidades, técnicas geofísicas, sondeos, ensayos in situ, de laboratorio, clasificaciones geomecánicas, entre otros, convirtiéndose la caracterización geomecánica de los macizos rocosos en una herramienta indispensable para pronosticar su comportamiento.

1.2 Marco teórico conceptual

La caída de rocas constituye uno de los mayores riesgos en las construcciones subterráneas ya que resulta difícil establecer modelos analíticos del comportamiento del macizo rocoso que sean reflejo fiel de este, cuando se trata de resolver problemas de estabilidad.

La estabilidad de las rocas denudadas no es más que la capacidad que tienen estas de resistir la aparición y manifestación de la presión sin destruirse.

Los factores que influyen en las condiciones de estabilidad de la masa rocosa de las excavaciones subterráneas son: la litología, intemperización y alteración, la estructura de la masa rocosa, los esfuerzos, el agua subterránea, la forma, el tamaño y orientación de las excavaciones, el esquema y secuencia de avance del minado, la voladura, el tiempo de exposición abierta de la excavación y los estándares de sostenimiento.

En las zonas cercanas al contorno de las excavaciones y como consecuencia de la concentración de tensiones que en esas zonas se producen, puede ocurrir que la magnitud de las tensiones actuantes sobrepasan el límite de resistencia de la roca, lo que trae consigo su deformación o destrucción.

La parte del macizo rocoso, dentro de cuyos límites y como consecuencia de la excavación laboreada se producen desplazamientos, deformaciones y hasta la destrucción de las rocas se denomina zona de influencia de la excavación.

Según estudios efectuados por numerosos investigadores y especialistas se diferencian tres formas principales en que se manifiesta la pérdida de estabilidad en los macizos rocosos (Noa, 2003):

1. Pérdida de estabilidad por desprendimiento

La pérdida de estabilidad del macizo por el desprendimiento a causa del propio peso de una zona fracturada es característica de los macizos rocosos afectados estructuralmente (estratificados, agrietados, con planos de clivaje y otros).

El mecanismo con que se produce esta pérdida de estabilidad es bastante simple de explicar. El peso de la roca que yace sobre la excavación, en un determinado sector, es mayor que la resistencia al cortante de la roca, por lo que esta se separa del macizo y cae en la excavación.

El pronóstico de la posible ocurrencia de este fenómeno es bastante difícil debido al gran por ciento de causales que en él pueden incidir. Para este estudio, habitualmente se parte de un modelo de bloque para representar al macizo (este modelo considera al medio discreto).

2. Pérdida de estabilidad por desplazamiento, deformación y destrucción de la roca en el contorno de la excavación

En este caso la pérdida de estabilidad se produce cuando la magnitud de las tensiones actuantes en el contorno de las excavaciones sobrepasan el valor de la resistencia de la roca.

3. Pérdida de estabilidad por desplazamiento significativo de la roca sin su destrucción.

En este caso el macizo se considera como un medio elasto-plástico homogéneo, en el que se van a producir desplazamientos y deformaciones significativas en la roca del contorno de la excavación sin su destrucción.

1.3 Estado actual de la temática en el mundo

Toda tarea llevada a cabo en el macizo rocoso exige conocer las propiedades mecánicas de este en cuanto a su resistencia y a su deformabilidad, por tales razones la literatura especializada en estas materias se ha expandido y ha acelerado su desarrollo en todo el mundo, así como también el surgimiento de nuevas técnicas y tecnologías computarizadas ha corroborado en una mejor realización de los trabajos.

En la actualidad el conocimiento en mecánica de rocas, así como la definición y obtención de parámetros y adopción de modelos que representen el comportamiento real de los macizos rocosos, se encuentran en una fase de desarrollo inferior al de otras ramas de la ingeniería, ejemplo de estas pueden ser La Mecánica de Suelos, Hidráulica, Resistencia de Materiales, etcétera; bien por la menor antigüedad de la primera, o por una mayor complejidad frente a la simulación del problema real del macizo (López Jimeno, 1998). Por tales razones cuando se trata de resolver problemas de estabilidad o dimensionamiento de obras ya sea a cielo abierto o subterráneo siempre será complicado obtener con exactitud el comportamiento del macizo rocoso.

Con el objetivo de minimizar esta dificultad se abren dos caminos de estudio. El primero nos lleva al planteamiento analítico con búsqueda de nuevos modelos que simulen mucho mejor la realidad del terreno y su comportamiento frente a la excavación, que permitan un diseño adecuado de ésta. Por el segundo, el planteamiento es empírico llegando al diseño de una excavación estable basado en la experiencia de obras anteriores. Estas dos vías distan mucho hoy en día de la perfección y por lo general, es una aplicación de ambas lo que se utiliza en la actualidad.

El estudio de la geomecánica ha brindado notables beneficios a la ingeniería, ya que está dando a la construcción de obras subterráneas un creciente soporte científico y técnico que ha encontrado su máximo exponente en la última década, hasta el punto de que hoy en día, la mayoría de los túneles se

hacen bajo supervisión de un experto en geotecnia. La caracterización geomecánica de los macizos rocosos se ha convertido en una herramienta indispensable para pronosticar su comportamiento, además de ello, han mejorado la calidad de los estudios de los macizos rocosos por el simple hecho de requerir un mínimo de datos para llevar a cabo la clasificación y han puesto un cierto orden en los trabajos de campo en los que se basan los estudios geotécnicos.

Las clasificaciones geomecánicas surgieron también de la necesidad de parametrizar observaciones y datos empíricos, de forma integrada, para evaluar las medidas de sostenimiento en túneles. Las mismas son un método de ingeniería geológica que permite evaluar el comportamiento geomecánico de los macizos rocosos, y a partir de estas estimar los parámetros geotécnicos de diseño y el tipo de sostenimiento de un túnel (Palmstrom, 1998). Además de las obras subterráneas, se destacan las aplicaciones en taludes y cimentaciones. Las clasificaciones llevan más de 50 años en uso, pero es a partir de la década de los 70 cuando se extienden internacionalmente (González de Vallejo, 1998).

Al depender los túneles de múltiples variables geológicas de difícil cuantificación, los métodos empíricos, a los que pertenecen las clasificaciones geomecánicas, han sido de gran ayuda, desde el primer sistema de clasificaciones propuesto por TERZAGHI en 1946 (Moreno, 1998), convirtiéndose este en el primer aporte a las investigaciones geomecánicas. El método basado en trabajos experimental, se empleó hasta la década de los años cincuenta, teniendo como objetivo facilitar el cálculo del sostenimiento con arcos metálicos de túneles de ferrocarril. TERZAGHI parte del criterio de la formación de una zona de roca destruida por el techo de la excavación, clasificando los terrenos en nueve tipos atendiendo esencialmente a las condiciones de fracturación en las rocas y a la cohesión o expansividad en los suelos. Él consideró la disposición de la estratificación respecto al eje del túnel, haciendo una previsión respecto a posibles desprendimientos. Esta metodología expuesta por TERZAGHI (González de Vallejo, 1998. Moreno, 1998) carece de un índice cuantitativo mediante el cual se pueda tener un criterio más acertado de la competencia de las rocas.

Más tarde en 1963, DEERE (Blanco, 1998. González de Vallejo, 1998. López Jimeno, 1998. Moreno, 1998, Palmstrom, 1998) propuso un índice de la calidad de las rocas, este se basaba en la recuperación de testigos en sondeos de diámetro mínimo 54 mm, denominado como el sistema Rock Quality Designation (RQD) - Índice de Calidad de las Rocas. Este índice se ha usado en muchas partes y se ha comprobado que es muy útil en las Clasificaciones Geomecánicas de los Macizos Rocosos, formando parte de un sin número de ellas. El mismo se define como el porcentaje de la longitud del testigo recuperado en trozos mayores o iguales a 10 cm, respecto a la longitud del sondeo (tomado de Blanco, 1998. González de Vallejo, 1998. López Jimeno, 1998. Moreno, 1998, Palmstrom, 1998).

Este criterio dado por DEERE tiene el inconveniente que el índice RQD, puede afectarse si no se realiza correctamente el sondeo del testigo, ya que este puede sufrir fracturas, que pueden confundirse con las de la roca. Cuando no se dispone de sondeos el RQD puede estimarse con el empleo de la expresión propuesta por Palmstrom en 1974, teniendo como principal parámetro el número de grietas por metro cúbico para definir la calidad de las rocas (tomado de Moreno, 1998. Blanco, 1998. González de Vallejo, 1998. López Jimeno, 1998. Palmstrom, 1998).

Durante la década de los 70 aparecen otras clasificaciones geomecánicas del macizo rocoso, como las de, FRANKLIN, (1970 y 1975) y LOUIS en 1974, las que han tenido menos seguidores (Moreno, 1998. González de Vallejo, 1998, López Jimeno, 1998).

Los métodos propuesto por BIENIAWKI (1973) y BARTON, LIEN Y LUNDE (1974), (tomado Blanco, 1998. González de Vallejo, 1998). López Jimeno, 1998. Moreno, 1998) contribuyeron definitivamente a su rápida aceptación y expansión.

PALMSTROM en 1995 y 1996 (Palmstrom, 1998) propone el índice RMI, a partir de la resistencia a la compresión simple de la roca matriz, del parámetro de diaclasado en función de las discontinuidades y tamaño del bloque. El índice permite caracterizar macizos rocosos y calcular sostenimientos en excavaciones subterráneas.

España ha sido uno de los países que han realizado significativos aportes al desarrollo de las clasificaciones. Las primeras publicaciones datan del Simposio de Uso Industrial del Suelo de la S.E.M.R. en 1981. Algunos de los autores que han contribuido a ello son: González de Vallejo, L. 1983, aplicada a túneles y la clasificación para taludes de Romana, M. 1985 y 1997. Otras contribuciones que se pueden mencionar son las realizadas para medidas de sostenimiento en túneles por Moreno, E. 1982; para el dimensionamiento de galerías mineras por Abad, et al, 1983 y los trabajos de investigación de Muñoz, L. 1987 y Encing, I. 1992. (González de Vallejo, 1998. Moreno, 1998. López Jimeno, 1998).

La introducción de la computación, como por ejemplo los Software para el cálculo de estabilidad de las obras, diseño del sostenimiento, estado tensiona alrededor de las excavaciones, entre otros (López Jimeno, 1998) también han contribuido grandemente en el desarrollo científico y técnico de la geomecánica.

En nuestro país las Clasificaciones Geomecánicas de los Macizos Rocosos han sido empleadas fundamentalmente por las empresas de proyecto y construcción de obras subterráneas del Ministerio de las Fuerzas Armadas Revolucionarias.

Durante la década de los 60 y 70, los criterios utilizados en el CAT – FAR para proyecto y ejecución de túneles se basan en la escuela Soviética, que se apoya en los trabajos del profesor Protodiákonov. Según esta teoría, la estabilidad se logra cuando la excavación tiene forma parabólica o cuando alcanza, por derrumbes, dicha forma. Durante esos años la observación y control de infinidad de casos reales (Acosta, 1996), donde se logra la estabilidad con secciones de formas absolutamente arbitrarias, puso en dudas el planteamiento de Protodiákonov.

A principios de la década de los 80 se pone en práctica la clasificación de Bieniawski, más tarde modificada por F. Torres. La modificación consistió en sustituir la resistencia a compresión de la roca de Bieniawski por su equivalente dado por el coeficiente de fortaleza de Protodiákonov. Por lo que a partir de este momento se comenzó a evaluar la estabilidad de las rocas según el

criterio Bieniawski – Torres, en las investigaciones de los túneles del área CAT– FAR. De acuerdo a esta evaluación, se establecía el tiempo y el avance permisible sin revestir que admitía cada tramo de obra. Al verificar en la práctica que la estabilidad no se afectaba con avances o tiempos sin revestir superiores a los pronosticados, se decidió realizar una minuciosa investigación para establecer criterios más exactos y que permitieran realmente valorar dicho comportamiento. Esta investigación fue realizada por Augusto A. Cañizares, del Departamento de Matemáticas aplicadas del CDCM (Acosta, 1996). La investigación fue realizada en túneles con luces de hasta 6,0m y relación luz / puntal entre 0,8 y 2,0 aplicando varias metodologías conocidas de evaluación de estabilidad. De esta investigación se derivó que el criterio de Barton (1974), fue el que mejores resultados arrojó.

1.4 Situación actual de la temática en Cuba

En la actualidad en Cuba el uso de las clasificaciones geomecánicas tanto para trabajos subterráneos como a cielo abierto se ha incrementado. Se debe aclarar que las clasificaciones geomecánicas, si bien se puede considerar como una parte de la caracterización geomecánica del macizo rocoso de ningún modo pueden representar por sí solas a esta problemática. Ya que no incluyen en su análisis una variedad de parámetros que deben ser considerados para tener un pronóstico del comportamiento del macizo rocoso.

Las investigaciones encaminadas a la caracterización geomecánica de los macizos rocosos, en nuestro país, no han alcanzado un desarrollo importante, utilizándose muy poco en el análisis del comportamiento de los macizos rocosos. Han sido empleados principalmente para el estudio del macizo en obras con fines hidráulicos y protectoras, en menor cuantía, le siguen el estudio en laderas, taludes, en obras civiles (viaductos, embalses, presas, etcétera) y por último (casi nulo) canteras y minas subterráneas.(Cartaya, 2001).

En los últimos años, se ha manifestado un cierto interés, por estas materias; destacándose los esfuerzos realizados, por el grupo de construcción subterránea del ISMMM en los cursantes de las Maestrías de Geomecánica y Construcción Subterránea.

El Centro de investigaciones y proyectos Hidráulicos y la Constructora Militar No.2, ambas de Holguín, desarrollaron un importante trabajo ingeniero geológico y geomecánico, en el macizo del Trasvase Este – Oeste, con el auxilio de medios y métodos novedosos, como son el procesamiento de imagen por teledetección, la geofísica, y el empleo de las clasificaciones geomecánicas de Bieniawski, modificada por Federico Torres (1989), Barton y Deere; estas investigaciones constituyen una base importante para la caracterización geomecánica del macizo de esa obra. (Colectivo, 1991. Colectivo, 1992 a. Hidalgo, 1991 a, b. Pérez, 1991).

En el trabajo aplicación de nuevas técnicas en el estudio ingeniero geológico de los macizos rocosos del ing. J. M. Alfaro, (2000) se realiza un análisis de los trabajos de campo más importantes, utilizados en la evaluación de macizos rocosos a partir de la utilización de métodos de campo no tradicionales utilizados en nuestro país. En el mismo se hace un análisis y evaluación del agrietamiento del macizo rocoso de varios túneles en las provincias Granma y Santiago de Cuba. Como base fundamental para la evaluación de la estabilidad del macizo se empearon las clasificaciones de Barton, Bieniawski y el SMR de Romana, este último para la evaluación de taludes. En el estudio se determinan las propiedades físico – mecánicas de las rocas, se hace la evaluación del agrietamiento del macizo y análisis cinemático de los bloques, y la medición de las deformaciones en el interior de las excavaciones. Esta investigación es sin dudas un paso importante para efectuar la caracterización geomecánica de los macizos rocosos, pero se considera que no se logra caracterizar geomecánicamente los mismos.

Otros esfuerzos en esta temática, lo constituye la investigación realizada por el Ing. J. L. Peñates, (2000) titulada: caracterización geomecánica de Macizo del Escambray, donde una de las cosas más importantes de la investigación son los criterios geológicos, clasificando las rocas por su génesis, para la determinación de las propiedades físico – mecánicas, como únicos criterios para la caracterización geomecánica del macizo. Esto más bien es una investigación ingeniero geológica, que constituye la base fundamental de la caracterización geomecánica, a la cual no se llega en el trabajo. (Cartaya, 2001)

La investigación del Ing. A. Corpas (2000) sobre el estudio geomecánico de los macizos rocosos mediante la aplicación de la proyección estereográfica, constituye un texto de consulta, para la aplicación consecuente de estos métodos en el estudio geomecánico de los macizos rocosos agrietados.

Podemos encontrar otras investigaciones, aún más recientes como son:

Cartaya, 2001. En esta se hace una caracterización geomecánica del macizo rocoso en obras subterráneas de la región oriental del país, la cual se enfoca más en la realización del estudio ingeniero- geológico del macizo rocoso, en determinar los parámetros geomecánicos de los macizos estudiados, en proponer los modelos geomecánicos más representativos de los macizos rocosos de las obras estudiadas, en proponer criterios geomecánicos estructurales que permitan un mejor diseño de excavaciones y obras subterráneas.

Noa, 2003. Este trabajo está relacionado con el proceso de construcción de las excavaciones subterráneas horizontales, en el mismo se realiza una caracterización ingeniero - geológica de varios macizos de la región Oriental de Cuba. El autor realiza una caracterización ingenieril de las rocas, lo que permite hacer una evaluación del agrietamiento, el grado de deterioro y el tamaño de los bloques, utilizando en este último, varios métodos, determinando cuál es el que más se adecua a cada macizo estudiado, teniendo en cuenta los resultados obtenidos y las características geo-estructurales de estos. También se realiza la evaluación de las condiciones de estabilidad de los macizos rocosos donde se ubican las excavaciones objeto de estudio, utilizando cuatro de las metodologías de clasificación geomecánica existentes: la clasificación de Deere, la clasificación de Bulichev, la clasificación de Bieniawski y la clasificación de Barton. Por último se realiza la propuesta de un sistema de indicaciones metodológicas, que posibilitan con su empleo lograr una correcta fundamentación de la elección del método de arranque de la roca a emplear, durante el laboreo de excavaciones subterráneas. Pero no realiza un estudio de empleo de método de fortificación.

Cosella, 2009. En su investigación propone analizar el macizo rocoso donde se laboreo el túnel 2 del trasvase Sabanalamar-Pozo Azul, es decir, estudiarlo

para conocer las características físico- mecánicas de las rocas y realizar la evaluación geomecánica del macizo rocoso para cada tramo de túnel y así determinar las características del sostenimiento que será utilizado. Pero en diferentes condicione geológicas.

Hernández, 2009, realiza una investigación con el objetivo de diseñar un sostenimiento de la Cámara de Acceso a la PCHE correspondiente al Trasvase Este–Oeste, a partir de la caracterización geomecánica del macizo rocoso. Se ha realizado con el objetivo fundamental de lograr el sostenimiento de dicha Cámara, a fin de construir la Cámara con la calidad requerida, y lograr la estabilidad necesaria para continuar con los trabajos futuros y finalmente trasvasar el agua. Pero en diferentes litologías y condiciones ingeniero-geológicos.

En este mismo año Fajardo Granda realiza una evaluación de las condiciones ingeniero-geológicas y minero-tecnológicas de laboreo de las excavaciones subterráneas en el túnel donde se realizaron las investigaciones y la determinación de las propiedades másicas, y las características de resistencia de las rocas en los macizos que se investigan. Se realiza el diseño, y la planificación de los pasaportes de perforación y voladura para utilizarse según las litologías de la excavación. Además es vasado en un análisis geomecánico de la obra de estudio.

Cuesta, 2010. Se caracterizar los factores que influyen en los procesos de infiltración y filtración de agua por los macizos rocosos fuertes poco porosos y agrietados, y hacia el interior de las excavaciones subterráneas, se hace una caracterización los factores que influyen en el proceso de control del agua que afecta las excavaciones subterráneas y se realiza un estudio las principales técnicas utilizadas para controlar el agua que afecta una excavación subterránea. Pero no se realiza un estudio de fortificación y estabilidad en este tipo de excavaciones con gran afluencia de agua.

En el año 2013 José Manuel Falcón realiza una evaluación de la estabilidad y propone sostenimiento para el túnel Levisa-Mayarí, en el que realiza un estudio de las características generales de la región en el cual se ve geología regional y local, clima, vegetación, orografía e hidrografía, características

hidrogeológicas, tectónica regional, geología de la zona donde se encuentran excavando el Túnel Levisa Mayarí tramo II. También se hace una caracterización geomecánica del macizo rocoso y se propone sostenimiento, donde se ven las propiedades físicas – mecánicas de las rocas, cálculos geomecánicos, análisis y propuesta de sostenimiento y propuesta de parámetros técnicos del sostenimiento para la ejecución de los trabajos. En esta investigación se realiza además un estudio del impacto medio ambiental e índices técnicos económicos.

losnel Rouco, 2015. Este trabajo está relacionado con el proceso de construcción de los túneles del trasvase Este – Oeste, fundamentalmente con el túnel Levisa-Mayarí, tramo IV, el objetivo es realizar una evaluación de la estabilidad de las rocas y definir la necesidad o no de fortificar estas excavaciones. Se realiza una caracterización ingeniero - geológica del macizo donde se construyen estas obras, además se hace una evaluación del agrietamiento y las características estructurales de este, dividiendo el túnel en tres tramos según sus características litológicas, para la evaluación de la estabilidad se utilizan, tres clasificaciones geomecánica de las existentes: la clasificación de Deere, basada en el índice de calidad del macizo (RQD), la clasificación de Barton, basada en el índice (Q) y la clasificación de Bieniawski, basada en el (RMR), conjuntamente con esto se realiza una propuesta del sostenimiento a emplear en la excavación objeto de estudio.

CAPÍTULO II. CARACTERÍSTICAS REGIONALES DE LA REGIÓN

2.1 Introducción

El túnel Levisa-Mayarí, ha sido dividido en 6 tramos dados a su longitud aproximada de 17,0 Km, correspondiendo este en específico al Tramo V con una longitud de 4920.0 m, y el túnel de conexión III con una longitud de 620.00m. La realización de este proyecto se ejecuta a solicitud de la inversión, de diseñar un túnel a partir del trazado ajustado, con el principal objetivo de permitir la conducción del gasto mínimo de $30.0 \text{ m}^3/\text{s}$ desde la presa Levisa hasta la presa Mayarí, en unión con los tramos que le anteceden (Tramo VI sin proyectar), el Tramo I y II (construido), Tramo III y Tramo IV (en construcción). Para el diseño de este túnel se consideró que la conducción se realizará a presión, aprovechando la carga de la presa Levisa con cota de nivel de aguas normales de 96.00 m y cota de fondo del túnel a la salida de 65.00. El túnel Tramo V inicia en el estacionado 2+715.24 (fin del Tramo IV) =0+000 con cota de fondo 65.00 m. Este túnel constituye un elemento más del sistema del Trasvase Este-Oeste en el tramo Sagua-Mayarí, resultando un elemento continuador del proyecto que pretende aliviar, futuramente, los posibles efectos de la sequía en el oeste de Holguín y Las Tunas.

El túnel Levisa-Mayarí Tramo V, (Ver figura 2 de los anexos) está compuesto por cuatro objetos de obras fundamentales. El túnel principal constituyendo básicamente el elemento que responde directamente a la función que desempeña de trasvasar un caudal mínimo de $30 \text{ m}^3/\text{s}$. El túnel de conexión constituye una facilidad constructiva de carácter temporal que permite su ejecución paralelamente a los demás tramos. Otro objeto de obra lo constituye la calicata del túnel de conexión III este agrupa un grupo de obras cuya función principal es permitir el acceso de forma segura del equipamiento utilizado en la construcción de túneles, así como el vial de acceso el cual permite acceder al túnel de conexión III además de la transportación de los materiales y recursos necesarios para la ejecución de esta obra. Existe otro grupo de elemento de obra que por su poca magnitud se describen dentro de los objetos fundamentales como son los pozos de ventilación, solución estructural del cruce Arroyo Blanco y nichos.

Iris Nalbis Gonzalez Real

2.2 Ubicación Geográfica

El Túnel Levisa – Mayarí es una obra subterránea que va desde la Presa Levisa a la Presa Mayarí, en el río del mismo nombre. Toda la zona se encuentra en las hojas cartográficas 1:50 000 de Mayarí, para una superficie total de 84.0 km². El Tramo V del túnel Levisa - Mayarí, se desarrolla en zonas montañosas de la parte norte oriental del país perteneciente al macizo montañoso cierra Cristal, caracterizada por una topografía cambiante y accidentada con pendiente acentuadas de laderas y grandes contraste de las elevaciones que van desde un valor mínimo de 76.0 m hasta valores de 317.0m.

Mayarí es una ciudad que está situada en la zona sudoriental de la Isla de Cuba, localiza además en la parte centro-este de la provincia de Holguín. Como se muestra en la figura 1.



Figura 1- Ubicación geográfica del municipio de Mayarí

2.3 Geología regional y local

En el complejo ofiolítico Mayarí- Baracoa, localizado en el extremo oriental de la Isla de Cuba, se encuentra ubicado el municipio Mayarí. En este macizo se pueden distinguir diferentes mantos de cabalgamiento, en los que se aprecian espejos de fricción y escamas tectónicas de diferentes espesores. (Ver la figura 2).

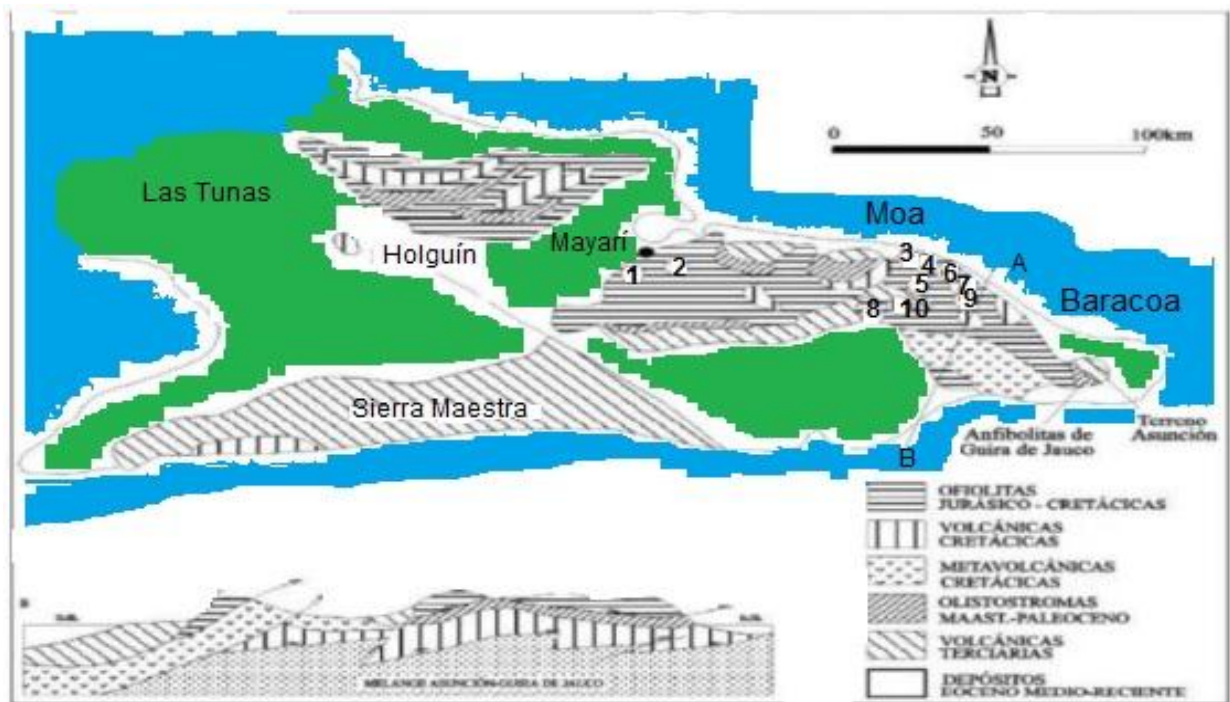


Figura 2- Ubicación de la faja ofiolítica Mayarí-Baracoa

Según Iturralde-Vinent, 1996. Los números indican la ubicación de las principales áreas de distribución de los depósitos lateríticos de níquel y cobalto: 1 Pinares de Mayarí, 2- Nicaro, 3- Moa, 4- Punta Gorda-Yagrumaje, 5- Las Camariocas, 6-Cantarrana-La Delta, 7- Santa Teresita, 8- La Fangosa, 9- Iberias y 10- Piloto.

Desde el punto de vista geológico el área de estudio se encuentra en la parte central del macizo ultramáfico Sierra de Nipe-Sierra Cristal, constituyendo desde el punto de vista de la tectónica un bloque hundido de tipo graben. Esta subdivisión en bloque según algunos autores, empezó en la fase orogénica Larámica, contemporáneamente con la formación de napes de ultramafitas (Arango et al, 1988). En el área se distinguen bien diferenciadas rocas carbonatadas y terrígenos carbonatados sobre yaciendo a las ultramafitas serpentinizadas del complejo intrusivo del Cretácico superior.

Estas rocas presentan diferentes grados de alteración y ha dado origen a varios tipos de harzburgita y en menor grado Dunita y Piroxenitas. Esto se debió al intenso tectonismo sufrido por la región durante el Cretácico y el Paleógeno y hoy se muestran intensamente agrietadas y fracturadas en bloques de diversas dimensiones que van desde algunos m² hasta Km². El

macizo también es atravesado por diques de rocas básicas predominantemente Gabros y Diabasas (Arango et al, 1988).

Los deslizamientos, como ya se sabe, están relacionados con las laderas y taludes de una estructura geológica determinada. Estos en la mayoría de los casos, están propagados en laderas compuestas por suelos arcillosos donde en el grueso de las rocas que los constituyen, se encuentran capas, intercalaciones, zonas de suelos arcillosos, aditivos arcillosos u otras rocas que forman las superficies de discontinuidad y zonas de debilitamiento; por último, en lugares de las laderas donde hay acumulaciones considerables de facies eluviales, diluviales y proluviales arcillosas.

El análisis de las condiciones de formación de deslizamientos en los suelos rocosos enseña que en estos casos el relleno arcilloso en las grietas y los aditivos arcillosos en las superficies de las grietas facilitan de modo considerable la alteración del equilibrio de las masas de rocas. La formación de la estructura geológica de las laderas o taludes hay superficies potenciales de resbalamiento, orientadas de modo desfavorable, es decir, que su pendiente está dirigida en el sentido de las pendientes de las laderas.

2.4 Clima de la región

El clima de la región es tropical húmedo, distinguiéndose de acuerdo a la distribución de las precipitaciones dos períodos: seco y húmedo; el primero se extiende de noviembre-abril y el segundo de mayo-octubre, lo que se correlaciona con la distribución interanual del escurrimiento. Según los datos del atlas nacional de Cuba, la temperatura media anual para la zona de estudio es aproximadamente de 20 a 25 en la parte central y en la parte norte es de 26 y más.

En el clima el factor que más influye en la ejecución de las obras propuestas son las precipitaciones, estas son responsables del escurrimiento de los principales ríos y arroyos de la zona de estudio, además son las principales fuentes de recarga de las aguas subterráneas.

2.5 Orografía e Hidrografía

Orografía

En esta región la Orografía está caracterizada por su diversidad y complejidad, existiendo llanuras fluviales, pero sobre todo con el predominio de un relieve montañoso constituido casi en su totalidad por el sistema orográfico o grupo montañoso Nipe-Cristal-Baracoa.

En todo el borde norte predominan las zonas llanas y onduladas con algunas elevaciones aisladas y colinas de cimas redondeadas. Además cerca del litoral aparecen llanuras acumulativas y palustres. Las cotas van desde 0 hasta 100 m, las pendientes entre 0° a 10°, la disección vertical de 0 a 70 m, disección horizontal de 0 a 60 m/ha y la disección total de 0 a 110 m/ha.

También hay predominio de zonas llanas en los valles de los principales ríos, las que se solapan con la llanura litoral norte, siendo las llanuras aluviales más extensas las de las cuencas de los ríos Sagua y Mayarí, siguiendo una pequeña llanura aluvial en el río Levisa y menores aún en los ríos Cabonico y Grande. En ellas se presentan zonas de inundación actual y terrazas elevadas con meandros y cauces abandonados levantados lo que demuestra una dinámica neotectónica de levantamiento. Las cotas en estas llanuras aluviales oscilan entre 50 y 150 m, las pendientes entre 0° y 15°, la disección vertical de 0 a 90 m, disección horizontal de 20 a más de 380 m/ha y la disección total de 0 a 150 m/ha.

El relieve hacia la parte sur es completamente montañoso, va desde una zona premontañosa (100 a 250 m) hasta elevaciones con más de 250 m y hasta 1200 m en el Pico Cristal. Las pendientes en esta parte van desde 0° a 70°, la disección vertical de 0 a 200 m, disección horizontal de 0 a más de 120 m/ha y la disección total de 0 a 460 m/ha. Esta zona montañosa se caracteriza por tener forma de colinas medias a altas con cimas redondeadas en las elevaciones premontañosas, mesetas carbonatadas bajas, mesetas lateríticas altas (Pinares de Mayarí al este y elevaciones al sur de Levisa donde sólo quedan restos de estas estructuras), así como cuchillas y picos en la zona del Pico Cristal y sus inmediaciones).

Hidrografía

La red Hidrográfica, características del relieve y el régimen de las precipitaciones han favorecido en la formación de una densa red que corre generalmente de sur a norte. Dentro de las principales corrientes fluviales se destacan los ríos Mayarí y Levisa, así como los arroyos La Ceiba, Arroyo Blanco y Cajimaya.

La red hidrográfica que predomina es dendrítica, el nivel de los ríos cambia en dependencia de las precipitaciones. Los niveles más bajos se observan en el período de seca, noviembre-abril y los más elevados en el período de lluvias, mayo-septiembre.

2.6 Características hidrogeológicas de la región

La zona de estudio en sentido general, es pobre en aguas subterráneas, debido a la poca permeabilidad de las rocas. Las aguas que predominan son de fisuras y grietas, dependiendo la permeabilidad del grado de alteración y agrietamiento del macizo, predominando las rocas muy agrietadas.

En la zona ocurren abundantes precipitaciones por lo que los ríos corren permanentemente, aún en época de sequía. Los horizontes acuíferos de la región son de tres tipos fundamentales:

- 1) Aguas intersticiales de los depósitos friables aluviales areno-arcillosos (Ríos Mayarí y Levisa).
- 2) Aguas fisúrales o de grietas, al cual pertenecen los relacionados con las formaciones rocosas (ofiolitas).
- 3) Las aguas estrato-fisúrales de rocas areno-carbonatadas, calizas, margas y areniscas de edad paleogénica, relacionadas con las Formaciones Mucaral, Bitirí y Río Jagüeyes.

2.7 Tectónica Regional

Las fallas por la que está representada la tectónica en la zona son:

- Sistema de fallas Cauto-Nipe al oeste-noroeste.
- Falla transformantes de Bartlett al sur.
- Falla de sobrecojamiento Sabana al norte.

Estas fallas se cortan formando un triángulo que conforma el Bloque Oriental Cubano, el que está muy cerca del límite entre las Placas Norteamericana y Caribe; posición ésta que lo hace muy vulnerable a movimientos sísmicos. Como se observa en la figura 3.

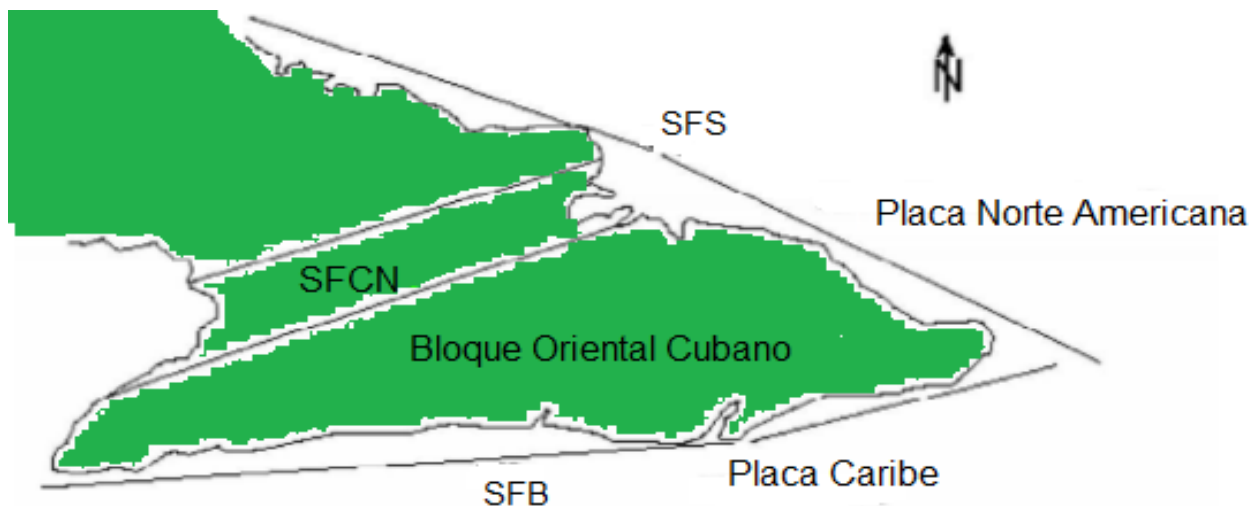


Figura 3- Bloque Oriental Cubano. Sistemas de fallas regionales: (SFS) Sistema de Falla Sabana; (SFB) Sistema de Falla Bartlett; (SFCN) Sistema de Fallas Cauto Nipe.

2.8 Geomorfología regional

La geomorfología del municipio Mayarí está compuesta por dos macizos montañosos, Sierra de Nipe y Sierra Cristal. Su relieve ha sido condicionado tectónicamente, donde se refleja las particularidades de la compleja estructura geológica obtenida como resultado de los movimientos compresivos de la Orogenia cubana y las adquiridas en la etapa neotectónica. En la Sierra Cristal se encuentra la mayor elevación del territorio, la Mensura, con 995 metros sobre el nivel del mar. Se encuentran diferentes categorías geomorfológicas determinadas por las diversas amplitudes de los movimientos neotectónicos como son las montañas, las alturas y las llanuras. Las montañas son el resultado de ascensos neotectónicos moderados e intensos (CISAT, 2007).

En la zona de estudio van a encontrarse los siguientes escalones morfoestructurales:

Montaña pequeña, de horst-bloque, aplanada, diseccionada, masiva, con una altura de 500a 995m.s.n.m. Sierra de Nipe. En ella podemos encontrar

Iris Nalbis Gonzalez Real

varias superficies de nivelación de génesis denudo-acumulativa de edad Mioceno-Plioceno al que está asociado el yacimiento Mina Pinares.

Montañas bajas, aplanadas, diseccionadas, con una altura de 500a 750 m.s.n.m., donde se encuentra una superficie de nivelación de génesis denudo-acumulativa de edad Cuaternaria, al que está asociado el yacimiento Mina Ocuja - La Ramona.

Premontañas, aplanadas, ligeramente diseccionadas, con una altura de 300a 400 m.s.n.m. A ellas está asociada la altura media, que es de 307m.s.n.m.

Premontañas y submontañas de bloque en plegamientos, diseccionados, con una altura de 200a 300m.s.n.m. Alturas que ocupan pequeñas áreas asociadas a los sistemas montañosos, son el resultado de ascensos neotectónicos débiles y moderados con una altitud de hasta 300 m.s.n.m. En el área constituyen las alturas de Mayarí, varias alturas ubicadas a lo largo de la cuenca del Río Mayarí como son:

- Seboruco, con 106 m.s.n.m.
- Sabaneta, con 106 m.s.n.m.
- Colorado, con 100m.s.n.m.
- Entre otras

Las llanuras además ocupan gran parte del territorio y corresponden a las zonas de descenso relativo o de ascensos neotectónicos más débiles, cuyas amplitudes son inferiores a los 100m. El relieve es una condición importantísima ya que favorece la formación de deslizamientos. De clara evidencia sirven su propagación geográfica y la ubicación geomorfológica. Las observaciones revelan que con mayor frecuencia los deslizamientos están propagados en regiones montañosas, en tramos con relieve bruscamente accidentado, en las laderas escarpadas de los valles fluviales, en los taludes de desmontes y canteras. En general, el relieve del terreno y la situación orográfica de la región crean reservas de la energía potencial, la cual condiciona el desarrollo de los fenómenos de deslizamientos. Como se muestra en la figura 4.

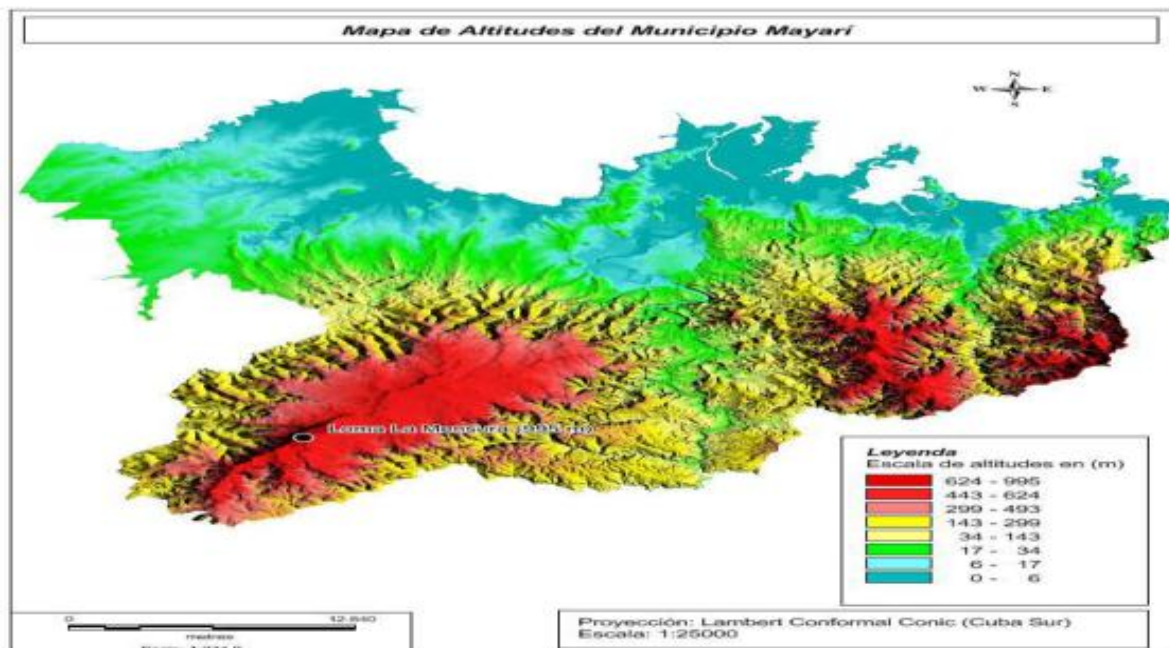


Figura 4- Mapa de altitudes del municipio Mayarí

2.9 Geología del túnel Levisa – Mayarí, Tramo V

El área de investigación se encuentra en el macizo hidrogeológico Nipe Baracoa, que se extiende desde la Sierra Cristal hasta la cordillera montañosa de Baracoa, compuestos por rocas del cinturón ofiolítico, fundamentalmente del complejo peridotítico y cumulativo, constituido por rocas de composición ultramáficas y máficas. Las rocas que forman parte del horizonte acuífero están representadas desde el punto de vista litológico por ocre y rocas duras, pedregosas, agrietadas, fracturadas serpentinitas y peridotitas, fundamentalmente, que se comportan como colectoras de aguas provenientes de las precipitaciones atmosféricas. En este tipo de rocas predominan las aguas de grietas y filoneanas, con mayor desarrollo en la corteza de intemperismo y en zonas de fallas.

Aunque hay que destacar que se conoce de estudios anteriores que las propiedades de infiltración de esta secuencia predominantes en el área son menores de 1m/d (1.157×10^{-3} cm/s), estando estos entre 0.003 hasta 0.073 m/día (3.47×10^{-6} a 8.45×10^{-5} cm/s) según Sánchez Rivas G., et al (1991).

Del informe ingeniero-geológico, se tiene que se dividió al macizo rocoso ofiolítico en tres tipos litológicos fundamentales:

- Serpentininitas muy intemperizadas y suelo eluvial.
- Serpentininitas esquistosas y/o budinadas.
- Serpentininitas agrietadas y/o brechosas.

Capa 5a: Serpentininitas muy intemperizadas y suelo eluvial, de color rojizo u ocre con perdigones que puede llegar a ser suelo. Tiene poco espesor, por lo general no llega a 2 m, nunca afectará al túnel, por lo que no se abundará en su descripción y propiedades, ya que sólo se representa en el perfil ingeniero-geológico.

Según el perfil ingeniero geológico del túnel principal y de conexión la obra se desarrolla en todo su trazado en la capa 5b y 5c constituyendo las capas de interés constructivo.

Capa 5b. Serpentininitas esquistosas y/o budinadas, se caracterizan por la presencia de pliegues con budinas, espaciadas de tamaño medio a grande. En la clasificación de Cordobés y Quintas, 2009, se incluye un tipo formado por Serpentininitas budinadas y foliadas, donde predominan las budinas, que por ser estas de gran tamaño, cartografiables a la escala de los trabajos ingeniero-geológicos, se considerarán según sus características dentro de las demás capas y/o tipos. Las serpentinitas esquistosas presentan una dureza blanda y las budinas son de dureza moderadamente dura, por lo general están medianamente intemperizadas según Ingeniería Geológica. González Vallejo 2002. Las propiedades físico - mecánicas de las rocas de la capa 5b se muestran en la tabla 2.1.

Tabla 2.1- Propiedades físico - mecánicas de la roca en la capa 5b

PROPIEDADES	ESTADO	U/M	VALOR
Densidad	Seca	kN/m ³	18.3-24.5
	Natural	kN/m ³	18.4-26.6
	Saturada	kN/m ³	21.5-25.5
Peso específico		kN/m ³	2.55-2.73
Porosidad		%	8.39-32.20
Resistencia a la compresión	Seca	MPa	20.03-49.50
	Saturada	MPa	7.10-38.7
Coeficiente de ablandamiento			0.21-0.95
Absorción (Abs)			2.5 a 18.0
Coeficiente de fortaleza de Protodiákonov (F.K.P)	Seca	MPa/10	2.0-5.0
	Saturada	MPa/10	1.0-4.0
Resistencia a la tracción	Seca	MPa	2.09-2.94
	Saturada	MPa	1.90-1.92
Módulo de Young	Seco	MPa	920-4248
	Saturado	MPa	545-2792

Capa 5c. Serpentinitas agrietadas y/o brechosas: A diferencia de los tramos anteriores esta capa se encuentra por encima de la capa 5b, su explicación se debe a que estas capas más bien son cuerpos de rocas que pueden encontrarse indistintamente una encima de la otra y su contacto es tectónico

asociada con la zona de falla de sobrecorrimento que pueden ser verticales u horizontales, no obstante en el tramo que nos ocupas estas ultima no afectan el trazado del túnel. En las zonas de estos contactos pueden ocurrir problemas de estabilidad. Se caracteriza por presentar bloques elementales entre grietas de tamaño medio entre 10-30 cm. Por su dureza se clasifican como rocas medianamente duras a blandas, pueden estar medianamente intemperizadas predominando en profundidad las poco meteorizadas, según Ingeniería Geológica. González Vallejo. En la tabla 1 de los anexos se muestran las propiedades de la capa 5c.

Según la Norma Cubana NC- 46-1999, la zona de estudio está enclavada en la zona sísmica 1B. Esta zona es de riesgo sísmico bajo, que puede ocasionar daños en las construcciones, debiéndose tomar medidas sismorresistentes en todas las estructuras y obras en función de la importancia de las mismas. Los valores de la aceleración horizontal máxima del terreno para el cálculo será de 0,1 g para esta zona, debiéndose tomar medidas sismorresistentes en todas las estructuras y obras en función de la importancia de las mismas.

CAPÍTULO III.EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD Y PROPUESTA DE SOSTENIMIENTO

3.1 Introducción

La estabilidad en las excavaciones subterráneas no es más que capacidad que ellas poseen de conservar la forma y dimensiones requeridas de su sección transversal durante todo el tiempo previsto de explotación, es uno de los parámetros más importante en la construcción de los túneles.

La estabilidad del sistema macizo-excavación depende de un gran número de factores, entre ellos los más importantes son:

- Propiedades físico-mecánicas de las rocas.
- Grado de agrietamiento del macizo y unido a esto el número de sistemas de grietas existentes, sus orientaciones respecto a la dirección de la excavación, material del que están rellenas las grietas, entre otros aspectos.
- Tensiones actuantes en el macizo (antes y después de hecha la excavación).
- Forma y dimensiones de la sección transversal de la excavación.
- Ubicación espacial de la excavación en el macizo.
- Método de laboreo empleado.
- Cantidad de agua e hidrología en el macizo.

Con el fin de contrarrestar la inestabilidad de la masa rocosa en las excavaciones, se pueden adoptar algunas medidas en tal sentido, que estos problemas pueden ser minimizados:

- Considerando adecuadas formas, tamaños y orientaciones de las excavaciones.
- Implementando técnicas apropiadas de voladura.
- Utilizando el sostenimiento con estructuras naturales y/o artificiales.
- Implementando controles instrumentales de la estabilidad.

Uno de los problemas más debatidos en la esfera de la Mecánica de Rocas y la Construcción Subterránea, en la actualidad, es como valorar la estabilidad de las excavaciones subterráneas, desde el punto de vista cuantitativo. Actualmente para tal efecto existen numerosos criterios, los cuales se basan en

Iris Nalbis Gonzalez Real

el empleo de diferentes indicadores que permiten clasificar el macizo en categorías, según su estabilidad.

Para la realización de las excavaciones subterráneas ya que son estructuras enormemente complejas es necesario poseer el máximo conocimiento del macizo rocoso donde se realiza la excavación. La mejor clasificación sería conocer las propiedades mecánicas del macizo, como combinación de las propiedades de las rocas y de las discontinuidades. Por ser esto prácticamente imposible, se han hecho clasificaciones en las que se diferencian los macizos rocosos en diversas categorías de calidad.

Con las experiencias citadas y con el "índice de calidad del macizo rocoso" se estiman los métodos de excavación más adecuados y las necesidades de sostenimiento.

Para clasificar un determinado macizo rocoso, se dividirá éste previamente en dominios estructurales, cada uno de los cuales tendrá características similares, como: litología, espaciado de las juntas, etc. Los límites de un dominio estructural pueden coincidir con rasgos geológicos, tales como fallas o diques.

3.2 Análisis de las clasificaciones para la evaluación de la estabilidad

Con el empleo de criterios ingenieriles empíricos, conocidos como "clasificaciones geomecánicas", para la evaluación de la estabilidad del macizo, se pretende evaluar la competencia de las rocas a partir de la observación de las mismas o de ensayos simples, de forma que, a partir del "índice de calidad" y la experiencia anterior, se puedan definir las necesidades de sostenimiento o los sistemas de excavación más adecuados para la ejecución de una obra; pudiendo a la vez servir como patrón en la identificación de los terrenos para las distintas partes implicadas en la obra, en temas contractuales derivados de la propia ejecución; por otra parte, y también durante la fase de ejecución, la aplicación de las mismas debe ayudar a la modificación del proyecto inicial, en puntos donde esto sea necesario por condicionantes del terreno imprevistos en la fase de proyecto. De aquí que se hace necesario conocer el fundamento teórico de las clasificaciones más utilizadas.

1- Clasificación a partir del R.Q.D. (DEERE)

El R.Q.D (ROCK QUALITY DESIGNATION), (Deere et al 1963) es un índice que se obtiene de la recuperación de testigos en sondeos con diámetro mínimo de 54 mm, y se define como el porcentaje de la longitud de testigo recuperado en trozos mayores de 10 cm, respecto a la longitud de sondeo.

Este índice, de uso muy generalizado, quizás por su fácil obtención, hay que considerarlo con ciertas reservas, ya que en él influyen factores ajenos a la calidad de la roca, como son la mecánica del sondeo y pericia del sondista que lo ejecuta, que pueden producir roturas en el testigo que no sean debidas a la calidad y fracturación de la roca. Por esta razón, es conveniente que el levantamiento del sondeo para la determinación del índice se haga durante la ejecución, procurando, dentro de lo posible, que no contemple las roturas que puedan ser producidas por la sonda.

$$RQD = \frac{\text{Longitud recuperada del testigo} > 100 \text{ mm}}{\text{Longitud del testigo}} \times 100 \quad (1)$$

Cuando no se dispone de sondeos, una aproximación del R.Q.D. se obtiene por la expresión dada por Palmstrom.

$$RQD = 115 - 3.3J_v \quad (2)$$

Siendo J_v el número total de juntas por metro cúbico, que se puede obtener sumando las juntas que hay por metro, de cada familia de las existentes en el lugar de observación.

En función del R.Q.D, se establece la clasificación de las rocas, (Tabla 3.1).

Tabla 3.1-Clasificación de las rocas por R.Q.D.

Clasificación de las rocas por R.Q.D.	Valores de RQD en % Calidad de la roca
25	Muy mala
De 25 a 50	Mala
De 50 a 75	Media
De 75 a 90	Buena
De 90 a 100	Muy buena

Esta clasificación, como la mayoría de las existentes, da resultados válidos en rocas masivas y resistentes, en las que se generó aplicación siendo poco útil en rocas poco resistentes.

Merrit (1968) basándose en datos experimentales en distintas obras y tipos de roca, ha establecido una correlación entre el RQD y el índice de velocidad del macizo, que se define como el cuadro de la relación entre velocidad sísmica en el sondeo y en el laboratorio. Este índice, es en esencia una relación entre la velocidad media de propagación de ondas en el macizo rocoso y en la roca matriz, en el cual está reflejado implícitamente la influencia de las discontinuidades del macizo.

2- Clasificación de Barton. (Q)

Barton y otros investigadores establecen una clasificación geomecánica de las rocas, a partir de un índice de calidad “Q” que obtienen de 6 parámetros procedentes de la observación del macizo rocoso, para lo que establecen la correspondiente valoración.

Igual que en otras clasificaciones y procedente de la experiencia y observación de túneles construidos, se establecen unos criterios empíricos para el dimensionado del túnel.

Determinación del índice Q.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF} \quad (3)$$

Dónde:

RQD- es un índice definido anteriormente.

Jr- índice que contempla la continuidad y rugosidad de las superficies de las

Jn- índice que se toma según la cantidad de sistemas de grietas.

Ja- índice que depende del grado de alteración de las grietas y de las características de su relleno coeficiente reductor por la presencia del agua.

Jw- índice que caracteriza la humedad de las rocas.

SRF- (stress reduction factor) es un coeficiente que tiene en cuenta la influencia del estado tensional en el macizo rocoso.

Los tres grupos formados con estos parámetros son:

$\frac{RQD}{J_v}$ representa el tamaño de los bloques

$\frac{J_r}{J_a}$ representa la resistencia al corte entre los bloques

$\frac{J_w}{SRF}$ representa la influencia de estado tensional

En la tabla 2 de los anexos, se reflejan los criterios de valoración de estos parámetros. El rango de variación del índice Q está entre 0.001 y 1.000. Este intervalo se ha dividido en 9, que han dado lugar a la siguiente clasificación cualitativa.

Estimación de parámetros se observa en la tabla 5 ubicada en los anexos que intervienen en el índice Q (BARTON, 1974). Ver las tablas 6 y 7 de los anexos.

3- Clasificación de Bienawski (RMR)

Esta clasificación fue publicada por el autor en 1973 y ha sido ligeramente modificada en el año 1976 y 1979 si bien, entre estas 2 últimas publicaciones, no existe diferencia en la estructura y valoración de los parámetros. Por esta razón expondremos las dadas en las publicaciones de 1973 y 1979.

La clasificación consiste, esencialmente, en la obtención de un índice de calidad del macizo rocoso denominado "Rock Mass Rating" (RMR), que depende de:

- a) resistencia de la roca matriz.
- b) condiciones del diaclasado.
- c) efecto del agua.

d) posición relativa del diaclasado respecto a la excavación.

Para tener en cuenta la incidencia de estos factores se definen una serie de parámetros, asignándoles unas determinadas valoraciones, cuya suma en cada caso, nos dará el índice de calidad RMR; cuyo rango de variación está entre 0 y 100.

En función del valor del RMR se clasifican las rocas en 5 categorías diferentes, para los que se definen sus correspondientes tipos de sostenimiento empíricos, que servirán de dimensionamiento previo para las excavaciones que en éstas se realicen; a la vez que se establecen criterios sobre la forma de ejecutar la excavación, así como el tiempo que puede permanecer abiertas de terminadas longitudes de excavación.

Parámetros de clasificación y sus rangos, según Bieniawski (1979). Corrección por la orientación de las diaclasas, Ver tabla 3 y 4 en los anexos.

4- Clasificación de Terzaghi

Propuesta por el autor en 1964, es y ha sido de gran aplicación en Norteamérica. Clasifica los terrenos en 9 tipos atendiendo esencialmente a las condiciones de fracturación en las rocas y a la cohesión o expansividad en los suelos.

Considera la disposición de la estratificación respecto al túnel, en la previsión de desprendimientos que se resume en 3 normas empíricas:

- Con estratificación vertical el techo será estable en general, pero se pueden producir caídas de bloques en una altura de $0,25 B$ (B es el ancho del túnel)
- Con estratificación horizontal de gran potencia y con pocas juntas, la excavación será estable sin roturas.
- Con estratificación horizontal de pequeña potencia y/o gran cantidad de juntas, en el techo se desarrollarán roturas, formándose un arco apuntando sobre el túnel, con anchura la de éste y altura la mitad de la dimensión anterior. Este proceso es progresivo y se detendrá si se coloca rápidamente un sostenimiento.

En la tabla 8 de los anexos se presenta la clasificación de los 9 tipos de terreno propuestos por el autor, así como la estimación de la carga en el techo (H_r) para cada uno de ellos.

Iris Nalbis Gonzalez Real

Hay que añadir, que estos valores son de aplicación para dimensionamiento de sostenimientos clásicos – cerchas y hormigón, que se consideran conservadores para rocas de buena calidad, que su campo de aplicación es para túneles de tamaño medio del orden de 8 m de anchura o menor y que son de dudosa aplicación en terrenos expansivos o que fluyen plásticamente.

La distribución de cargas para el dimensionado del sostenimiento se hace suponiendo:

Presión uniforme vertical sobre la bóveda de valor:

$$P_m = \gamma H_r \quad (4)$$

- Presión uniforme sobre las paredes de valor: $P_h \approx 0.3P_m$
- Presión uniforme sobre la solera, si la hay, de valor : $P_s \approx 0.5P_m$

γ : densidad de la roca

H_r : se obtiene de la tabla

Cuando puedan desprenderse localmente bloques, el sostenimiento deberá dimensionarse para resistir las cargas puntuales correspondientes.

5- Clasificación de Protodiákonov

En los países del este de Europa es una clasificación bastante extendida, en los que se utiliza para el dimensionamiento de sostenimientos de túneles, y que en 1976 fue adoptada en Francia junto con la de Deere, para el pre dimensionado de las excavaciones en este país.

Protodyakonov clasifica los terrenos, asignándoles un parámetro "f" llamado coeficiente de resistencia, a partir del cual, y de las dimensiones del túnel, define las cargas de cálculo para dimensionar el sostenimiento. La clasificación se resume en la tabla 3.2, donde se indican el tipo de terreno y el coeficiente f, según las distintas resistencias.

Tabla 3.2- Factor f de Protodiákonov (simplificado de SZECHY. 1967)

CATEGORIA	DESCRIPCION	f
Excepcional	Cuarcita, basalto y rocas de resistencia excepcional	20
Alta resistencia	Granito, areniscas silíceas, calizas muy competentes	15-10
Resistencia media	Caliza, granito algo alterado, areniscas.	8-6
	Areniscas medias u pizarras.	
	Lutitas, areniscas flojas, conglomerados, morrenas.	5
	Lutitas y esquistos, margas compactas.	4 3
Resistencia baja	Calizas y lutitas blandas, margas, areniscas friables, gravas y bolos cementados, morrenas.	2
	Terrazas, lutitas fisuradas y rotas, gravas compactas, arcillas preconsolidada.	1.5
Resistencia muy baja	Arcillas, gravas arcillosas.	1.0
	Suelos vegetales, turbas, arenas húmedas.	0.6
	Arenas y gravas finas, derrubios.	0.5
	Limos, loes, fanfos, etc...	0.

Da unas reglas para la determinación de f en función de la resistencia a la compresión simple, el ángulo de rozamiento interno y la cohesión, éstas son:

Para rocas:
$$f = \frac{\sigma_c}{10} \quad (5)$$

Para suelos:
$$f = tg\varphi + \frac{c}{\sigma_c} \quad (6)$$

Dónde:

$\sigma_c \rightarrow$ Resistencia compresión simple (Mpa)

$\varphi \rightarrow$ Angulo de rozamiento interno a largo plazo

Iris Nalbis Gonzalez Real

C → Cohesión a largo plazo (Mpa)

La distribución de cargas sobre el túnel para el dimensionamiento del sostenimiento se hace suponiendo:

Presión uniforme vertical sobre clave:

$$P_v = \gamma \times h \quad (7)$$

Presión uniforme horizontal lateral:

$$PL = \gamma(h + 0.5m) + tg^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (8)$$

Dónde:

$$h = \frac{B}{2f} \text{ y } B = b_2 m tg\left(45 - \frac{\theta}{2}\right)$$

Dónde:

B- ancho del túnel

m-altura del túnel

f- coeficiente de resistencia

Φ - ángulo de rozamiento interno

γ - densidad del terreno

Según experiencias, se ha demostrado que esta teoría es válida para profundidades de túnel H comprendidas entre:

$$\frac{b}{2tg\phi} < H < \frac{B}{tg\phi}$$

6-Clasificación de Lauffer

Esta clasificación fue desarrollada por el autor en 1958, recoge la experiencia de un estudio sistemático sobre el tiempo que permanecían estables excavaciones en diferentes tipos de roca, incluso en minas abandonadas.

La clasificación se efectúa atendiendo a los parámetros:

Longitud libre: que es la menor de las dos dimensiones, diámetro o profundidad de la excavación abierta sin revestimiento;

Tiempo de estabilidad: es el tiempo que permanece sin desmoronarse la longitud libre anteriormente definida.

En función de ambos parámetros clasifica las rocas en 7 tipos, tabla 3.3

Tabla 3.3- Clasificación de las rocas

Tipo	Longitud libre	Tiempo Estabilidad	Descripción
A	4 m	20 años	Sana
B	4m	6 meses	Algo fracturada
C	3m	1 semana	Fracturada
D	1.5m	5 horas	Friable
E	0.8m	20 minutos	Muy friable
F	0.4m	2 minutos	De empuje inmediato
G	0.15m	10 segundos	De empuje inmediato fuerte

Necesidades de Entibación según Lauffer:

(A) No es necesario entibar

(B) 2-3 cm de gunita, o bulones separados 1.5-2 m con mallazo, eventualmente refuerzo de la bóveda únicamente.

(C) 3-5 cm de gunita, o bulones separados 1-1.5 m con mallazo, eventualmente solo refuerzo de la bóveda.

(D) 5-7 cm de gunita, con mallazo o bulones separados 0.7-1m junto con mallazo y 3 cm de gunita.

(E) 7-15 cm de gunita con mallazo, a veces bulones separados 0.5-1.2 m y 3-5 cm de gunita alternativamente cerchas y blindaje.

(F) 15-20 cm de gunita con cerchas y mallazo, o cerchas y blindaje con gunitado posterior.

(G) Gunitado, cerchas, reforzados y blindaje.

Según Lauffer, el tipo A no necesita sostenimiento, los tipos B y C necesitan sostenimiento de techo, el tipo D requiere cerchas ligeras, el E cerchas pesadas y los tipos F y G, requieren sostenimiento pesado y de frente.

Una descripción algo más detallada la que recoge Romana (1980) es la siguiente:

Tipo A: Roca Sana

Terreno muy bueno.

Tipo B: Roca Sana, compacta pero fracturada.

Terreno bueno.

Tipo C: Roca Sana, bastante fracturada o roca ligeramente alterada.

Terreno medio.

Tipo D: Roca muy fracturada o bastante alterada.

Rocas Blandas.

Terreno mediocre.

Tipo E: Roca triturada o muy alterada, con juntas rellenas de arcilla, sercita o caolín.

Roca blanda, de débil cohesión.

Terrenos arcillosos con fuertes empujes.

Terreno malo.

Tipos F y G: Características análogas a “suelos”.

Se consideran muy difíciles y necesitan métodos especiales para ser atravesados por el túnel.

Después de hacer el análisis de los resultados de las características del macizo de objeto de estudio, y su comportamiento mecánico estructural, así como teniendo en cuenta los parámetros en que se basan las clasificaciones geomecánicas vistas anteriormente y su campo de acción conjuntamente con los resultados por estas en el macizo con características análogas se propone utilizar las clasificaciones de:

- Clasificación a partir del R.Q.D. (DEERE)
- Clasificación de Barton. (Q)
- Clasificación de Bienawski (RMR)

3.3 Evaluación de la estabilidad

Para el análisis de la estabilidad se hace necesario evaluar las características estructurales del macizo donde se construyen estas obras a partir de medir los principales parámetros o elementos que los caracteriza como: cantidad de familias de grietas, discontinuidades cantidad de discontinuidades en cada familia, relleno persistencia, agua, entre otras.

3.3.1 Análisis de las características estructurales de área de estudio por tramos

Para nuestro caso se dividió el túnel en tres tramos a partir de la litología existente en cada una de ellas, obteniendo los resultados siguientes:

Tramo 1: La roca característica es la peridotita, la cual aparece con un color de gris claro a gris oscuro, apareciendo media alterada. Con tres familias de grietas más diaclasas aleatorias, rellenas de un material areno arcilloso, con predominio de una superficie plana rugosa, predominando además una distancia entre grietas de 30 cm – 45cm.

Tramo 2: Presencia de peridotita brechosa muy alterada de color gris oscuro. En el frente de objeto de estudio predominan tres familias de grietas más diaclasas aleatorias, rellenas de un material areno arcilloso con espejos de fricción, con predominio de una superficie plana rugosa, predominando además una distancia entre grietas de 35 cm - 50 cm.

Tramo 3: Peridotita alterada es la roca característica, rellenas de un material areno arcilloso con un color de gris claro a gris oscuro, predominando los tonos oscuros. Existen además tres familias de grietas con una distancia entre ellas de 35 cm - 45 cm y una superficie plana rugosa.

3.3.2 Evaluación de la estabilidad empleando las clasificaciones que más se adapten al macizo

- Cálculo de RQD de DEERE, para cada tramo

$$RQR = 115 - 3.3J_v$$

- Tramo 1

Peridotita media alterada

$$J_v = k \times N = 2 \times 6 = 12 \text{ Grietas } /m^3$$

K:(1.65-3) (Palmstrom 1982)

N: número de grietas

$$RQD = 115 - 3.3 \times 12$$

$$RQD = 115 - 39.6$$

$$RQD = 75.4\%$$

➤ Tramo 2:

Peridotita muy alterada

$$J_v = K \times N = 2 \times 9 = 18 \text{ Grietas}/m^3$$

$$RQD = 115 - 3.3 \times 18$$

$$RQD = 115 - 59.4$$

$$RQD = 55.6\%$$

➤ Tramo 3:

Peridotita alterada

$$J_v = K \times N = 2 \times 8 = 16 \text{ Grietas } /m^3$$

$$RQD = 115 - 3.3 \times 16$$

$$RQD = 115 - 52.8$$

$$RQD = 62.2\%$$

Calculo del factor de estabilidad Q según Barton para cada tramo.

➤ Tramo 1:

Peridotita muy alterada

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF}$$

$$Q = \frac{69}{12} \times \frac{1.5}{6} \times \frac{1}{2.5}$$

$$Q = 0.57$$

➤ Tramo 2:

Peridotita alterada

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF}$$

$$Q = \frac{55.6}{12} \times \frac{1.5}{6} \times \frac{1}{2.5}$$

$$Q = 0.46$$

➤ Tramo 3:

Peridotita alterada

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF}$$

$$Q = \frac{62}{12} \times \frac{1}{6} \times \frac{1}{2.5}$$

$$Q = 0.33$$

Calculo del factor de estabilidad RMR según Bienawski para cada tramo.

➤ Tramo 1:

Peridotita muy alterada

$$RMR = 9(\ln Q) + 44$$

$$RMR = 9(\ln 0.57) + 44$$

$$RMR = 38.96$$

➤ Tramo 2:

Peridotita alterada

$$RMR = 9(\ln Q) + 44$$

$$RMR = 9(\ln 0.46) + 44$$

$$RMR = 37.07$$

➤ Tramo 3:

Peridotita alterada

$$RMR = 9(\ln Q) + 44$$

$$RMR = 9(\ln 0.33) + 44$$

$$RMR = 34.01$$

Los resultados del análisis geomecánico se reflejan en la tabla 3.4 que aparece a continuación.

Tabla 3.4- Resultados de los cálculos geomecánicos

Formulación	Q=(RQD/Jn)*(Jr/Ja)*(Jw/SRF), LTE=2*CTE*Q 0.4		
Parámetros	Zonas	Zonas	Zonas
	Tramo I Serpentinitas muy agrietadas	Tramo II Serpentinitas agrietadas	Tramo III Serpentinitas menos agrietadas
RQD	75	56	62
Clasificación	Media	Media	Media
Jn	12	12	12
Jr	1.5	1.5	1

Ja	6	6	6
Jw	1	1	1
SRF	2.5	2.5	2.5
Q	0.57	0.46	0.33
Clasificación	Roca muy mala	Roca muy mala	Roca muy mala
RMR	39	37	34
Clasificación	Mala	Mala	Mala

3.4 Análisis y propuesta de sostenimiento

El sostenimiento de las obras subterráneas debe permitir ,controlar y mantener la estabilidad de las excavaciones para la seguridad del personal que trabaje o circule por ella ,y para el mantenimiento de los servicios , tanto en las fases transitorias de su construcción como en las de utilización.

Además el sostenimiento es utilizado para conservar la integridad del macizo manteniendo la dilación y las fuerzas de fricción, con el propósito de prevenir movimientos relativos entre porciones individuales de roca fracturadas .Otra importante función del sostenimiento es inhibir la separación de los estratos.

Existen varios tipos de sostenimientos, y la utilización de uno u otro, dependen en medida de las condiciones del macizo, del destino de la excavación y de su plazo de servicio.

El cálculo del sostenimiento fue diseñado teniendo en cuenta el gráfico 1 de diseño del sistema Q para túneles y cavernas con actualización del año 1986.

1. Del método Noruego de excavación de túneles: Sistema Q de Barton. (Ingeotúneles 1, 2000).

2. Clasificación de Bieniawski (RMR). (Ingeotúneles 1, 2000).

Los valores del gráfico utilizado fueron determinados con un ESR = 1, teniendo en cuenta la importancia de la obra y los problemas que traería por deficiencia del sostenimiento revestimiento del túnel en la etapa de explotación.

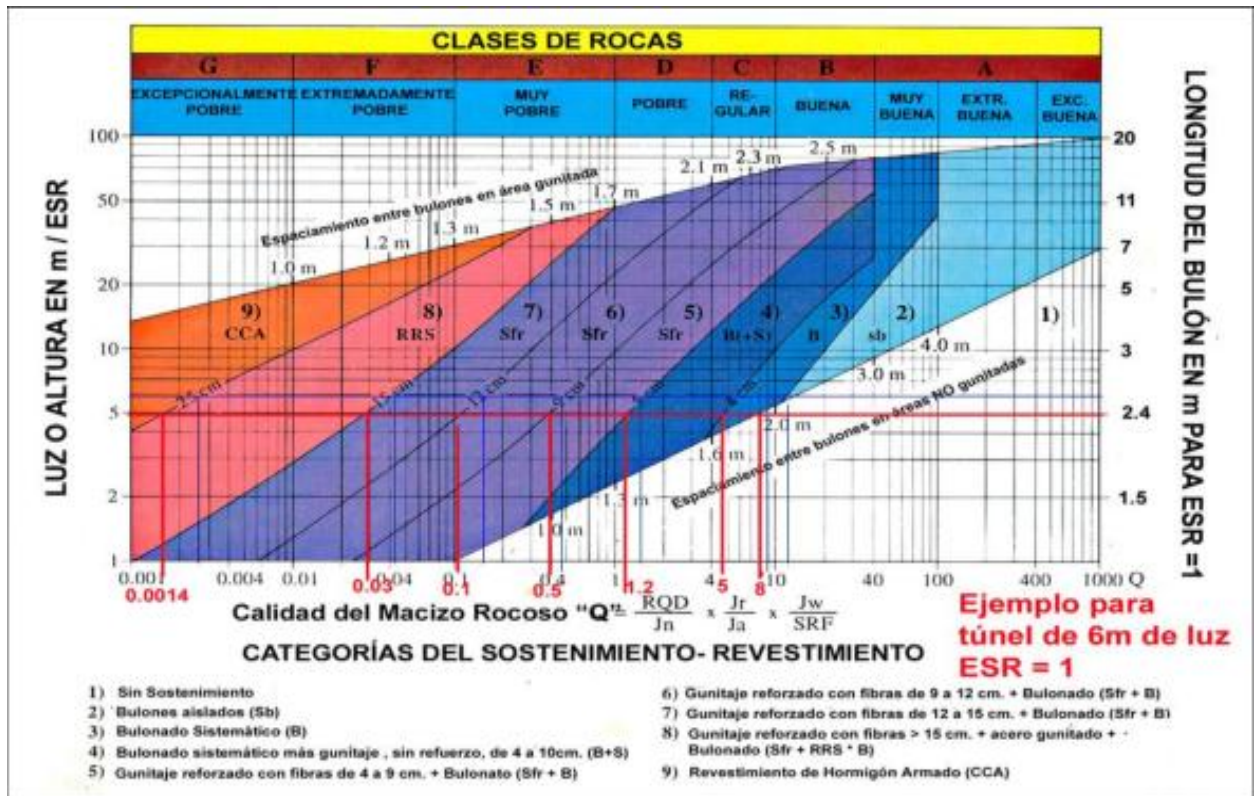


Grafico 1- Diseño del sistema de Q para túneles y cavernas

Con los valores de Q ajustados por criterios de expertos dados en la investigación Geológica se calcularon los valores de RMR utilizados en los cálculos para la proyección del sostenimiento-revestimiento del túnel, así como la longitud libre de la excavación, estos valores pueden verse representados en los planos, y los valores del RMR .

El sostenimiento para el túnel Levisa – Mayarí Tramo V se propone considerando las diferentes características de los tramos de excavación estudiados, según su comportamiento estructural, derivado de los resultados de la calidad de las rocas obtenidos.

➤ **Argumento del trazado. Pendiente y secciones transversales propuestas para el túnel Levisa – Mayarí Tramo V.**

Argumento del trazado: El trazado del túnel obedece a cumplir los siguientes parámetros condicionales:

1. Realizar un trazado lo más lineal posible con la longitud necesaria teniendo en cuenta el alto costo en que se incurre para su construcción y el incremento de pérdidas hidráulicas por incremento de longitud.

2. Búsqueda de posibles túneles de conexión a distancias no mayores de dos (2) kilómetros para garantizar una buena ventilación, así como la extracción de gases y polvos en el proceso de voladura.

3. Ubicar el túnel por zonas donde se garantice evitar el cruce por zonas de fallas y en el caso de que no sea posible tal condición cruzarlas lo más perpendicular posible.

Pendiente: El túnel se ha proyectado con dos pendientes, dividiéndose en dos tramos convenientemente, de forma tal que se garantiza que en el período de construcción se pueda drenar y evacuar el agua producto a que el mismo se encuentra en su mayor longitud por debajo de la línea del nivel freático, datos aportado por la investigación Geológica.

Secciones transversales: En el tramo se han establecido cuatro secciones típicas atendiendo al índice de calidad del macizo rocoso (Q), clasificación de Barton, valores que fueron determinados en las investigaciones geológicas que sirven de base al Proyecto Técnico Ejecutivo, las mismas se describen a continuación.

❖ **Metodología utilizada para el cálculo Hidráulico.** (Información suministrada por la empresa UCM).

Para el cálculo hidráulico del túnel se tuvo cuenta:

- Determinación de las dimensiones de su sección transversal del túnel desde el punto de vista constructivo.
- Elección de la forma de su sección transversal.
- Formula a emplear en el cálculo (Mannig).

El análisis hidráulico se realizó con el programa EPANET, teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- El túnel se encuentra completamente lleno en todo momento, y por consiguiente que el flujo de agua que se conduce es a presión.
- La dirección del flujo es siempre del nudo de mayor altura piezométrica (suma de la cota más la presión) al de menor altura piezométrica.

Los principales parámetros para el cálculo fueron:

- Los nudos, iniciales y finales.
- El diámetro equivalente del túnel.
- Las longitudes de los tramos.

- El coeficiente de rugosidad (para calcular las pérdidas de carga).
- El estado en que trabaja el túnel (abierto).

Para la modelación se tuvo en cuenta el análisis de varias variantes considerando que los túneles (de varios tramos), debe conducir el agua desde la Presa Miguel hasta la Presa Mayarí, predominando y aprobándose la variante de la Presa Miguel.

- ❖ Teniéndose en cuenta la premisa antes mencionada y que la Presa. Mayarí se encontrara con un nivel de explotación en cota 71.00 msnm, se realizó la modelación hidráulica, dando como resultado que las presas deben tener un nivel de aguas normales (NAN) de 96.00 msnm y para todos los tramos de los túneles los datos básicos que a continuación se tabulan en la tabla 3.5. (Información suministrada por la empresa UCM).

Tabla 3.5- Datos Hidráulicos

Denominación	Valores
Gasto mínimo de conducción (m ³ /seg.)	30.00
Área de la sección hidráulica (m ²)	26.74
Perímetro de la sección hidráulica (m)	19.86
Diámetro equivalente la sección hidráulica (m)	5.39
Coeficiente de rugosidad (n)	0.022
Velocidad (m/seg.)	1.32

3.5- Propuesta de parámetros técnicos del sostenimiento para la ejecución de los trabajos

Secciones transversales

En el tramo se han establecido cuatro secciones típicas atendiendo al índice de calidad del macizo rocoso (Q), clasificación de Barton.

Tabla 3.6- Parámetros para la sección típica 1

Características	
Índice de calidad del macizo rocoso	0.57
Categoría de sostenimiento	7
Tipo de revestimiento-sostenimiento	Hormigón proyectado con fibra sintética espesor 5cm bulonado sistemático L=2.7 m espaciado a 1.35 m en ambos sentidos.
Hormigón proyectado con fibra sintética	15cm para un revestimiento total de 8cm

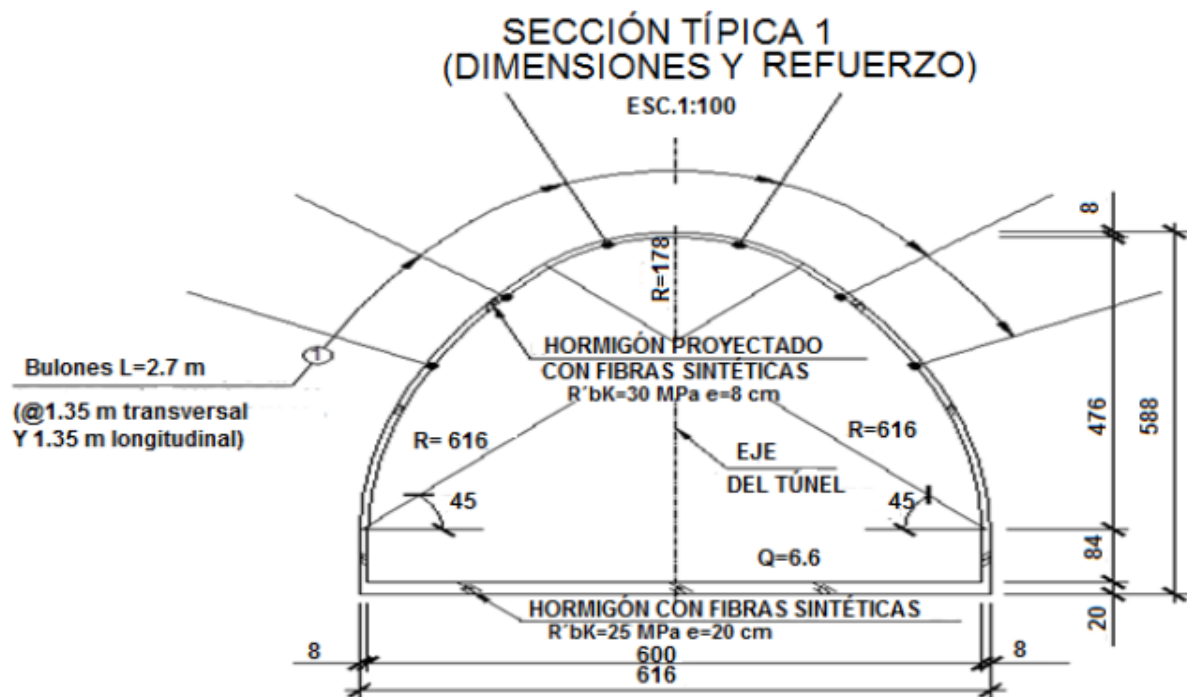


Figura 5- Sección típica 1

Tabla 3.7- Parámetros para la sección típica 2

Características	
Índice de calidad del macizo rocoso	0.46
Categoría de sostenimiento	7
Tipo de revestimiento-sostenimiento	Hormigón proyectado con fibra sintética espesor 5cm bulonado sistemático L=2.7 m espaciado a 1.35 m en ambos sentidos.
Hormigón proyectado con fibra sintética	10cm para un revestimiento total de 10cm

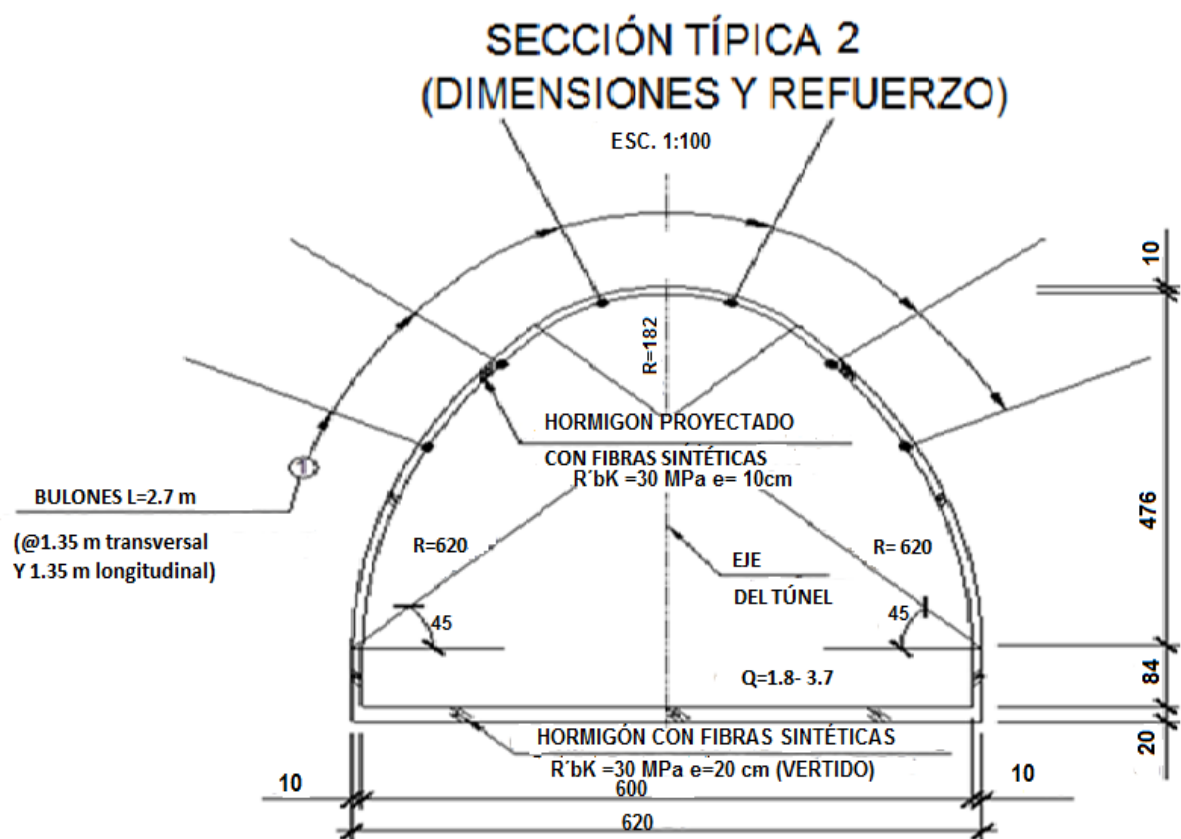


Figura 6- Sección típica 2

Tabla 3.8- Parámetros para la sección típica 3

Características	
Índice de calidad del macizo rocoso	0.33
Categoría de sostenimiento	7
Tipo de revestimiento-sostenimiento	Hormigón proyectado con fibra sintética espesor 5cm bulonado sistemático L=2.7 m espaciado a 1.36 m transversal y 1.35 m longitudinal.
Hormigón proyectado con fibra sintética	5 cm para un revestimiento total de 15 cm

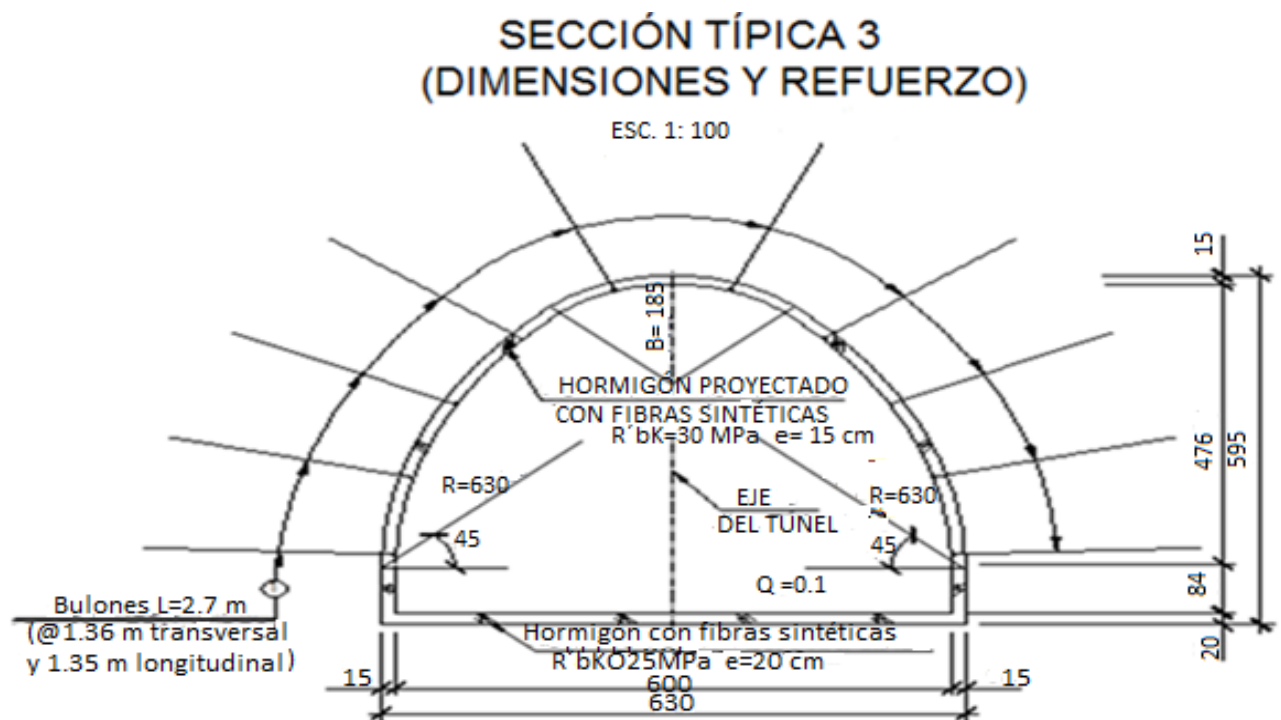


Figura 7- Sección típica 3

Tabla 3.9- Parámetros para la sección típica 4

Características	
Índice de calidad del macizo rocoso	0.01
Categoría de sostenimiento	7
Tipo de revestimiento-sostenimiento	Hormigón proyectado con fibra sintética espesor 5cm bulonado sistemático L=2.7 m espaciado a 1.0 m en ambos sentidos.
Hormigón proyectado con fibra sintética	3cm para un revestimiento total de 20 cm

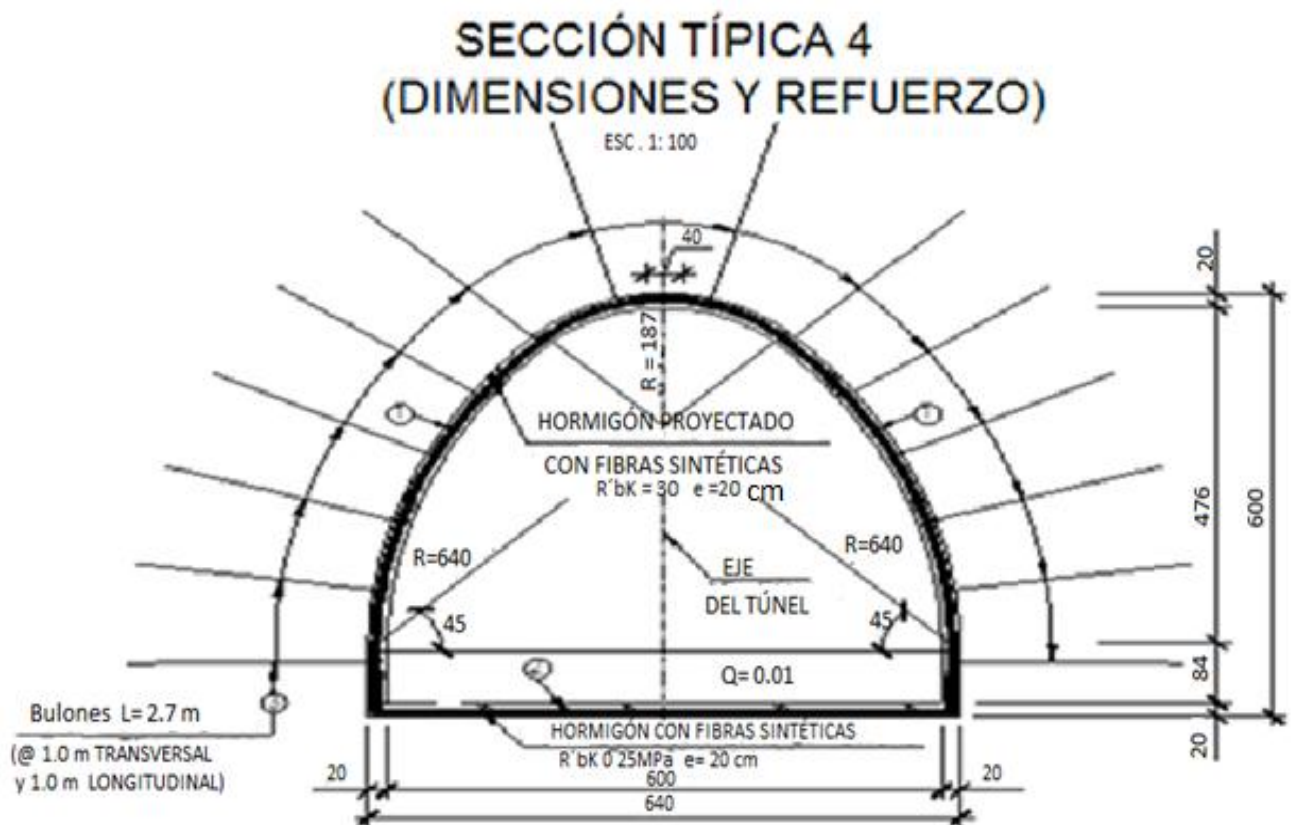


Figura 8- Sección típica 4

Conclusiones

1. Teniendo en cuenta las características ingeniero- geológica, las propiedades físico mecánicas y el comportamiento estructural del macizo, se utilizaron las clasificaciones geomecánicas que más se adapten al mismo, la clasificación de Deere, basada en el índice de calidad del macizo(RQD), la clasificación de Barton, basada en el índice (Q) y la clasificación de Bieniawski, basada en el (RMR); de donde se obtiene que la calidad de las rocas varia de entre medias y muy malas, definiendo que estas se comportan de manera inestable.
2. Según la calidad de la roca se propone que el sostenimiento a emplear es hormigón proyectado reforzado con fibras sintéticas con un espesor que oscila entre 8 cm y 20 cm, y anclas metálicas.

RECOMENDACIONES

- 1- Que se realice una evaluación de la excavación a medida que se avance en el proceso de construcción de forma tal que los resultados se correspondan con el comportamiento del macizo en el tramo en cuestión

BIBLIOGRAFÍA

- 1- ACOSTA BETANCOURT, R.J. 1996. *Estudio de los parámetros que influyen en la ubicación de los objetivos económicos y sociales en los túneles populares de la ciudad de Holguín. Tesis de Maestría. ISMMANJ. Moa.*
- 2- ALFARO.S.J.M. 2000. *Aplicación de nuevas técnicas en el estudio ingeniero geológico de los macizos rocosos. Memorias "Primer Simposio Internacional la Geodesia y la Geomecánica Aplicada a la construcción: Ciudad de la Habana. Cuba. 19 – 28p.*
- 3- ARANGO, A. 1988. *Informe Geológico. Proyecto C.H.A de Río Guayabo y Río Sojo. Holguín. 24 p.*
- 4- BARTON, N, R y Choubey. 1974. *A review of the shear strength of filled discontinuities in rock. Ed.e.Brooch.*
- 5- BARTON, N. (1991): "Geotechnical Design". *World Tunnelling.*
- 6- BARTON, N.; LIEN, R. y LUNDE, J. 1977. "Estimation of support requirements for underground excavations". *Proc. of 16th Symposium on Design Methods in Rock Mechanics. Minnesota, 1975. Published by ASCE, New York, 1977. Discussion.*
- 7- BARTON, N.; LØSET, F.; LIEN, R. y LUNDE, J. 1980: "Application of System in Design Decisions Concerning Dimensions and Appropriate Support for Underground Installations". *International Conference on Sub-surface Space. Rockstore, Stockholm. Sub-surface Space, Vol. 2. Pergamon.*
- 8- BLANCO, T. R. 1998. *Valoración de la estabilidad de las excavaciones a partir del criterio de formación y dimensiones de una zona de deformación inelástica en su contorno: Centro nacional de informaciones geológicas. Instituto de Geología y Paleontología. Memorias III Congreso Cubano de Geología y Minería. La Habana. Cuba. 57 - 60p.*
- 9- BLANCO, T. R. 1998. *Elementos de la mecánica de los medios rocoso: Félix Varela, La Habana, 327p.*

- 10- CARTAYA.P, M.2001.*Caracterización geomecánica de macizos rocosos en obras subterráneas de la región oriental del país. Tesis Doctoral.ISMMANJ.*
- 11- COLECTIVO DE AUTORES. 1991. *Informe ingeniero geológico, Traslase Este–Oeste (Melones–Sabanilla Túnel Seboruquito - Esperanza. ENIA– Holguín, Junio.*
- 12- COLECTIVO DE AUTORES. 1992^a. *Informe ingeniero geológico, Traslase Este – Oeste (Melones – Sabanilla): Túnel Guaro – Manacal. Empresa de Proyectos e Investigaciones del MINFAR – Holguín. (E. C. M. No 2).*
- 13- COLECTIVO DE AUTORES. 1992b. *Informe ingeniero geológico, Traslase Este – Oeste (Melones – Sabanilla): Túnel Mula 2 - Batista. Empresa de Proyectos e Investigaciones del MINFAR – Holguín (E. C. M. No 2).*
- 14- COLECTIVO DE AUTORES. 1992c. *Informe ingeniero geológico, Traslase Este – Oeste (Melones – sabanilla): Túnel Buenaventura. Empresa de Proyectos e Investigaciones del MINFAR – Holguín (E. C. M. No 2).*
- 15- COLECTIVO DE AUTORES. 1992d. *Informe ingeniero geológico, Traslase Este – Oeste (Melones – Sabanilla): Túnel Castellanos 2 – Julia 3. Empresa de Proyectos e Investigaciones del MINFAR – Holguín (E. C. M. No 2).*
- 16- CUESTA, A.2010.*Procedimiento para elegir la técnica de control de las filtraciones que afectan las excavaciones subterráneas en macizos rocosos poco porosos y agrietados. Tesis Doctoral. ISMM de Moa, Holguín.*
- 17- FALCÓN, J.2013.*Evaluación de la estabilidad y propuesta de sostenimiento para el túnel Levisa – Mayarí Tramo II.Tesis de Diploma. ISMM de Moa, Holguín.*
- 18- GONZÁLEZ DE VALLEJO. L. 1998. *Las clasificaciones geomecánicas para túneles. Ingeotúneles: Carlos López Jimeno - Madrid. I. T. S. De Ingenieros de Minas. U. P. Madrid. T – I, 25 – 66p.*

- 19- HIDALGO, H. A. SÁNCHEZ, R. G. 1991a. *Informe ingeniero geológico, Tránsito Este – Oeste (Melones – sabanilla): Túnel Melones – Levisa. INRH – Holguín.*
- 20- HIDALGO, H. A. 1991b. *Informe ingeniero geológico, Tránsito Este – Oeste (Melones – sabanilla): Túnel Enmedio - Guayabo. INRH – Holguín.*
- 21- (LÓPEZ JIMENO, 1998) .*Primer Congreso de Mecánica de Rocas se celebró en Portugal en 1966.*
- 22- MORENO, TALLÓN. E. *Las clasificaciones geomecánicas de las rocas, aplicadas a las obras subterráneas: KAHER II, S.A. Madrid. (Curso impartido en el ISMM 1998).63p.*
- 23- NOA, R.2003.*Indicaciones para la elección del método de arranque de las rocas durante el laboreo de excavaciones subterráneas horizontales de pequeña y mediana sección en Cuba oriental. Tesis de Doctorado.ISMM de Moa, Holguín.*
- 24- PALMSTROM.A. *Caracterización de macizos rocosos mediante el Rmi y sus aplicaciones en Mecánica de Rocas. Ingeotúneles: Carlos López Jimeno - Madrid. 1998. I. T. S. De Ingenieros de Minas. U. P. Madrid. T – II, 79 – 107p.*
- 25-PÉREZ, C Y OTROS. 1991. *Informe ingeniero geológico, tránsito Este – oeste (Melones - sabanilla): Túnel Esperanza - Enmedio. INRH – Holguín.*
- 26- PROENZA, J. 1998. *Mineralización de cromitas en la Faja Ofiolítica Mayarí- Baracoa (Cuba). El ejemplo del Yacimiento Mercedita. Tesis doctoral. Universidad de Barcelona. 227 p.*
- 27- ROUCO, I. 2015.*Evaluación de la estabilidad y propuesta de sostenimiento para el túnel Levisa – Mayarí Tramo IV.Tesis de Diploma. ISMM de Moa, Holguín.*

ANEXOS

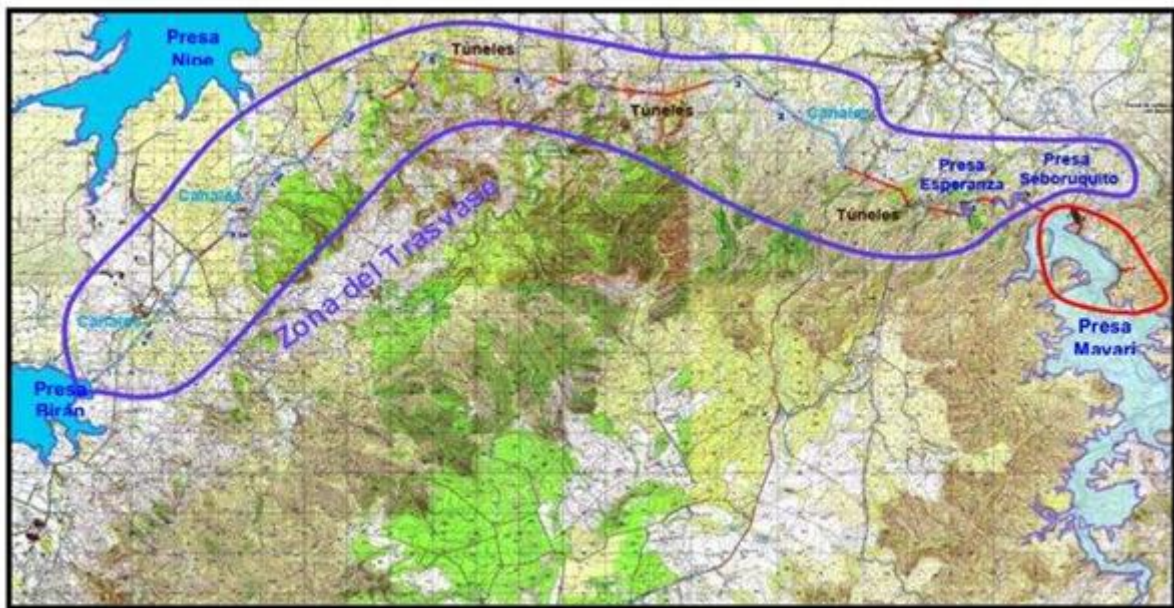


Figura 1 – Alcance del Trasvase Este – Oeste



Figura 2-Entrada del túnel Levisa –Mayarí, Tramo V

Tabla 1: Propiedades físico -mecánicas de la roca en la capa 5c

PROPIEDADES	ESTADO	U/M	VALOR
Densidad	Seca	kN/m ³	21.3 - 22.9
	Natural	kN/m ³	20.4 - 22.2
	Saturada	kN/m ³	22.3-23.3
Peso específico		kN/m ³	2.55-2.65
Porosidad		%	11.2 - 20.1
Absorción		%	3.4-18.5
Resistencia a la compresión	Seca	MPa	3.4 - 18.5
	Saturada	MPa	6.9 - 8.6
Coeficiente de ablandamiento			0.63 - 0.95
Coeficiente de fortaleza de Protodiákonov (F.K.P)	Seca	MPa/10	0.30 -1.14
Resistencia a la tracción	Seca	MPa	0.4 - 2.2
	Saturada	MPa	0.2 - 0.8
Módulo de Young	Seca	MPa	192 - 801
	Saturada	MPa	480 - 558

Tabla 2 -Clasificación de las rocas según la metodología de valoración de estabilidad dada por Barton (1974).

Q	Clasificación
Entre 0,001 y 0,01	Roca excepcionalmente mala
Entre 0,01 y 0,1	Roca extremadamente mala
Entre 0,1 y 1	Roca muy mala
Entre 1 y 4	Roca mala
Entre 4 y 10	Roca media
Entre 10 y 40	Roca buena
Entre 40 y 100	Roca muy buena
Entre 100 y 400	Roca extremadamente buena
Entre 400 y 1000	Roca excepcionalmente buena

Tabla 3- Estimación de parámetros que intervienen en el índice Q (BARTON, 1974).

Jn - Índice de diaclasado		Jr - Índice de rugosidad	
Valor		Valor	
Roca Masiva.	0.5-1,0	Diaclasas rellenas	1
Una familia de diaclasas.	2	Diaclasas limpias (*)	
Id. Con otras diaclasas ocasionales.	3	Discontinuas	4
Dos familias de diaclasas.	4	Onduladas rugosas	3
Id. con otras diaclasas ocasionales	6	Onduladas lisas	2
Tres familias de diaclasas.	9	Planas rugosas	1,5
Id. con otras diaclasas ocasionales.	12	Planas lisas	1,0
Cuatro o más familias, roca muy fracturada.	15	Lisas o espejos de fallas	
Roca muy triturada.	20	Onduladas	1,5
		Planas	0,5
		(*) o cuyas caras este entran en contacto bajo la sollicitación.	

Tabla 4-Estimación de parámetros que intervienen en el índice Q (BARTON, 1974).

Ja- Índice de alteración.	Coeficiente reductor de la presencia de agua J_w	Valor	Presión de agua(kg/cm ²)
Valor			
Diaclasas de paredes planas 0.75 -1	Excavaciones secas o con <5 l/min localmente.	1	< 1
Liga alteración 2	Afluencia media con lavado de algunas diaclasas.	0,66	1 – 2,5
Alteración arcillosa. 4	Afluencia importante por diaclasas limpias.	0,5	2,5 - 10
Con detritus arenosos. 4	Id. Con lavado de diaclasas.	0,33	2,5 - 10
Con detritus arcillosos	Afluencia excepcional	0,2 – 0,1	>10
Preconsolidados 6	Id. Con lavado de diaclasas.	0,1– 0,05	>10
Id. poco consolidados 8	Id. Mantenida.		
Id. Expansivos. 8 - 12			
Milonitos de roca y arcilla. 6 -12			
Milonitos de arcilla limosa. 5			
Milonitos arcillosos - gruesos10-20			

Tabla 5-Parámetros de clasificación y sus rangos, según Bienawski (1979).

Nº	Parámetros.		Rango de valores.						
1	Resistencia de la roca matriz.	Ensayo de carga puntual.	>10MPa	4 - 10 MPa	2 -4 MPa	1-2 MPa	comp.. simple (Mpa)		
		C. Simple	>25 0MPa	100-250MPa	50-100MPa	25-50MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 5Mpa
	valoración		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD.		90 a 100 %	75 a 90 %	50 a 75 %	25 a 50 %	< 25 %		
	valoración		20	17	13	8	3		
3	Espaciamiento entre grietas.		> 2m	0,6 - 2 m	0,2 a 0,6m	0,06 a 0,2m	< 0,06 m		
	valoración		20	15	10	8	5		
4	Estado de las diaclasas.		muy rugosas discontinuas, sin separaciones, bordes duros.	ligeramente rugosa. Abertura < 1mm. bordes duros	ligeramente rugosa, Abertura < 1mm. Bordes blandos	espejos de falla o con relleno <5mm o abiertas 1 - 5 mm. Diaclasa continua	Relleno blando >5mm, aberturas >5mm. diaclasa continua		
	valoración		30	25	20	10	0		
5	Agua freática	caudal por 10 m de túnel.	Nulo	< 10 l/min.	10 - 25 l/min	25 – 125 l/min	>125 l/min		
		Relación: entre presión de agua tensión principal mayor	0	0 – 0,1	0,1 – 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5		
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Fluyendo		
	valoración		15	10	7	4	0		

Tabla 6 -Corrección por la orientación de las diaclasas, según Bienawski (1979).

Dirección y buzamiento		Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable
Valoración	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentación	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

Tabla 7 -Clasificación, según Bienawski (1979).

Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala
Valoración	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20

Tabla 8-Cargas para dimensionar el sostenimiento (Trezaghi) 1946.

Clase	Terreno	Tipo de terreno	Carga de la roca Hr (m)		Observaciones
			Inicial	Final	
1	Roca	Dura y sana	-	-	Revestimiento solo si hay caída de bloques
2	Roca	Dura. Estratificada o esquistosa.	-	0 a 0,5 B	Caída de bloques probable. Empuje lateral si hay estratos inclinados.
3	Roca	Masiva. Moderadamente diaclasada	-	0 a 0,25 B	Necesita entibación rápida. Empuje lateral pequeño.

4	Roca	Moderadamente fracturada. Bloques y lajas.	-	0,25 a 0,35 (B+H)	Entibación inmediata. Empuje lateral pequeño.
5	Roca	Muy fracturada	-	0,35 a 1,1 (B+H)	Entibación continúa. Empuje lateral considerable.
6	Roca	Completamente fracturada pero sin meteorizar.	0 a 0,6(B+H)	1,1(B+H)	Los valores más altos corresponden a grandes deformaciones que aflojan el terreno.
6'	Grava o arena	Densa	0,62 a 1,38 (B+H)	1,08 a 1,38 (B+H)	Empuje lateral. Ph = 3,0 y (Hr Ho, 5H
6''	Grava o arena	Suelta	0,54 a 1,2(B+H)	1,08 a 1,38 (B+H)	Fuerte empuje lateral.
7	Suelo cohesivo	Profundidad moderada	0,94 a 1,2 (B+H)	1,1 a 2,1 (B+H)	Entibación continua con cierre en la base
8	Suelo cohesivo	Profundidad grande	-	2,1 a 4,5 (B+H)	Entibación continúa y circular (y deformable en casos extremos
9	Suelo o roca expansivos	Expansivo	-	Hasta 80 m. Sea cual sea (B+H)	

