

Especialidad - Minas

Trabajo de Diploma en opción
al título de Ingeniero en
Minas

Propuesta de sistemas de anclas para fortificación sectores inestables del
tramo V del túnel Levisa-Mayarí del Trasvase Este-Oeste.

Autor: Nelson A Ravelo Suárez

Curso: 2018-2019

“Año 61 de la Revolución”

Especialidad - Minas

Trabajo de Diploma en opción
al título de Ingeniero en
Minas

Propuesta de sistemas de anclas para fortificación sectores inestables del
tramo V del túnel Levisa-Mayarí del Traspase Este-Oeste.

Autor: Nelson A Ravelo Suárez

Tutores: Dr. C Armando Francisco Cuesta Recio

Curso: 2018-2019

“Año 61 de la Revolución”

DECLARACIÓN DE AUTORIDAD

Yo: Nelson Alejandro Ravelo Suárez

Autor de este trabajo de Diploma y el tutor Dr.C Armando Francisco Cuesta Recio certificamos la propiedad intelectual a favor de la Universidad de Moa "Dr. Antonio Núñez Jiménez", hacer uso del mismo en la finalidad que estime conveniente.

Nelson A Ravelo Suárez

Diplomante _____

Dr.C Armando Francisco Cuesta Recio

Tutor _____

DEDICATORIA

De dicado a mi familia especialmente a mi esposa y padres.

A G R A D E C I M I E N T O S

Me gustaría agradecer primeramente a Dios que me ha dado las fuerzas para transitar por esta carrera todos estos años, le agradezco a mis padres por su gran amor y dedicación todos estos años de apoyo incondicional.

A mi esposa por soportar juntos las presiones del trabajo, por el aliento que siempre me ha dado y por convertirse en una especial animadora de estos últimos momentos.

A mis hermanos

A todas mis tías y tíos por brindarme mucho cariño y ayudarme cuando los necesité.

A mis compañeros de aula.

Al colectivo de profesores del departamento de Minería por haberme formado para la vida profesional, transmitiendo incondicionalmente sus conocimientos y experiencias.

A todos aquellos que de una forma u otra aportaron su granito de arena a mi trabajo.

MUCHAS GRACIAS A TODOS.

R E S U M E N

El presente trabajo, titulado propuesta de sistemas de anclas para la fortificación sectores inestables del tramo V del túnel Levisa-Mayarí del Traspase Este-Oeste se ha realizado con el objetivo de lograr la estabilización de los tramos inestables del tramo V del túnel Levisa-Mayarí, perteneciente al Traspase Este-Oeste, mediante la correcta implementación de las anclas a fin de construir el túnel con la calidad requeridas.

La tesis cuenta con tres capítulos, en el primero se desarrolla el marco teórico conceptual y se analizan los antecedentes y estado actual de la temática en Cuba y el mundo; además de los criterios, metodologías y aspectos a tener en cuenta para la elección del sistema de anclaje que más se adapte a las condiciones ingeniero-geológicas, las cargas que actúan sobre la fortificación. En el capítulo dos se analizan los materiales y métodos empleados en nuestra investigación. En el capítulo tres se proponen los sistemas de anclaje más idóneas para el Tramo V del túnel Levisa-Mayarí; correspondiente al Traspase Este-Oeste.

Palabras Claves: anclas; fortificación, calidad de macizo, túnel

ABSTRACT

The present work, entitled proposal of anchoring systems for fortification unstable sectors of section V of the Levisa-Mayarí tunnel of the East-West diversion. It has been carried out with the objective of achieving the stabilization of the unstable stretches of section V of the Levisa-Mayarí tunnel, belonging to the East-West diversion, through the correct implementation of the anchors. In order to build the tunnel with the required quality.

The thesis has three chapters, in the first we develop the conceptual theoretical framework and analyze the antecedents and current state of the subject in Cuba and the world; we analyze the criteria, methodologies and aspects to take into account for the choice of the anchoring system that best suits the engineering-geological conditions, the loads that act on the fortification. In chapter two, the materials and methods used in our research are analyzed. Chapter three proposes the most suitable anchoring systems for section V of the Levisa-Mayarí tunnel; corresponding to the East-West transfer.

Key Words: anchors; fortification; solid quality; tunnel.

ÍNDICE

p á g .

CAPITULO I. FUNDAMENTO TEORICO DE LA INVESTIGACIÓN	16
I.1 Antecedente y estado actual del uso y desarrollo de las anclas	16
I.2 Desarrollo histórico de las anclas en el mundo	16
I.3 Desarrollo histórico de las anclas en Cuba	19
I.4 Criterios para el empleo de las anclas como fortificación	20
I.5 Métodos para la evaluación del macizo rocoso y propuesta de fortificación ..	27
I.6 Métodos para elegir los sistemas de anclas	28
I.6.1 Métodos empíricos para la elección de la fortificación	28
I.6.2 Método numérico para la elección de la fortificación	38
I.7 Metodologías para evaluar la carga sobre la fortificación	39
I.8 Aspectos a tener en cuenta para el dimensionamiento y distribución de las anclas	43
CAPÍTULO II. MATERIALES Y MÉTODOS	47
II.1 Introducción	47
II.2 Evaluación del macizo rocoso	47
II.3 Evaluación de las cargas sobre la fortificación	48
II.4 Determinación de la longitud de las anclas	48

CAPÍTULO III. PROPUESTA DE SISTEMA DE ANCLAS PARA TRAMOS INESTABLES DEL TRAMO V DEL TUNEL LEVISA-MAYARÍ TRASVASE ESTE-OESTE	50
III.1 Evaluación del macizo rocoso	50
III.2 Análisis de las características estructurales de área de estudio por tramos.	53
III.3 Evaluación del macizo rocoso empleando la clasificación de Barton (Barton, 2002)	53
III.4 Determinación de las cargas sobre la fortificación	55
III.5 Longitud de las anclas	56
III.6 Distribución de las anclas	58
CONCLUSIONES	60
RECOMENDACIONES	61
REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA	62
ANEXO A	64

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Clasificación de la roca por (Deere, 1967)	30
Tabla 2 Valores del índice "Q".....	48
Tabla 3. Propiedades principales de la capa 5b	51
Tabla 4. Propiedades de la capa 5c	52
Tabla 5 evaluación del macizo rocoso	55
Tabla 6 cargas sobre la fortificación	56

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ancla de fijación mecánica.(T.Brown, 1980).....	22
Figura 2. Anclaje de fijación química.(T.Brown, 1980).....	24
Figura 3. Anclaje de fijación por fricción (T.Brown, 1980).....	25
Figura 4. Anclaje fijado por fricción.(T.Brown, 1980).	26
Figura 5. Propuesta de fortificación según el índice de calidad Q . (Barton, 2000) 33	
Figura 6. Índices de Resistencia Geológica. (Marinos y Hoek, 2005)	35
Figura 7. Hipótesis de Bierbaumer	40
Figura 8. Hipótesis de Engesser.....	40
Figura 9. Hipótesis de M M Protodiakonof.....	41
Figura 10. Modelación en materiales equivalentes de los macizos.	42
Figura 11. Efecto cuña	43
Figura 12. Efecto viga.....	44
Figura 13. Efecto columna.....	44

Figura 14. Efecto arco.....	44
Figura 15. Espaciamiento de las anclas inadecuado.....	46
Figura 16. Luz estable que se pronostica en función de “Q” y ESR.....	56
Figura 17. Distribución de las anclas en el frente.....	59

INTRODUCCIÓN

Hoy en día se hace más evidente la carencia de agua en el mundo, este preciado líquido es uno de los recursos naturales más importante para la vida del hombre, los animales y las plantas. Por lo que es objetivo de muchos gobiernos establecer medidas que permitan el aprovechamiento racional de dicho recurso.

Nuestro país no se queda atrás con esta inconmensurable tarea. Nuestro comandante en Jefe Fidel Castro Ruz viendo el gran potencial de los recursos hídricos de las zonas orientales como lo son la Sierra Maestra y el macizo montañoso de Nipe-Sagua-Baracoa orientó un amplio plan de inversiones para canalizar, represar y trasvasar estas aguas a los lugares de gran desarrollo de la agricultura y los sitios que carecen del mismo. Esto dio lugar a lo que conocemos como Traslase Este-Oeste.

El proyecto comenzó a ejecutarse, pero dado el agudo período de crisis económica de nuestro país en los años noventa del pasado siglo, las obras se paralizaron. Con el paso de los años comenzaron a deteriorarse estas construcciones, influyendo las condiciones naturales que ejercieron su influencia sobre las estructuras ya realizadas en Mayarí.

Sin embargo a fines del año 2004 nuestra nación fue azotada por la sequía provocando grandes pérdidas en las provincias orientales y Camagüey tanto en los cultivos como en la ganadería. Ante tal situación el Comandante en Jefe le orientó al Ministro de las Fuerzas Armadas Revolucionarias (FAR) General de Ejército Raúl Castro Ruz, reiniciar las obras del Traslase lo cual nos permitirá afrontar cualquier anomalía con el periodo de lluvias en el país.

El Trasvase Este-Oeste tiene como objetivo trasvasar agua hacia las llanuras del Norte de Holguín, Las Tunas, el norte de Camagüey, al igual que el Valle del Cauto y el norte del mismo. Este complejo sistema hidráulico está compuesto por canales, puentes canales y túneles hidrotécnicos que deben de ser de gran precisión y fiabilidad.

Situación problemática:

En el “Trasvase Este-Oeste” los túneles son una de las obras en las que mayor atención se ha centrado en este proyecto, por la gran complejidad de su apertura y ejecución. Para la construcción de un túnel primeramente tenemos que tener en cuenta las características de la región donde se trazara el túnel, los métodos de apertura que se implementarán, los métodos de fortificación a emplear entre otros procesos tecnológicos muy necesarios en el ciclo de trabajo.

En la actualidad existen numerosos tipos de fortificación como la de madera, metálicas, de piedra, hormigón armado, hormigón, de hormigón lanzado y las anclas. Dentro de este último grupo de fortificaciones existen varios tipos de anclas dependiendo del mecanismo de fijación de los mismos como son las anclas de fijación por fricción, las de fijación mecánica y las de fijación químicas. Cada uno de estos sistemas de anclas se diseña para dar solución a problemas de estabilidad en excavaciones subterráneas de diversos países y poseen especificaciones particulares para su aplicación efectiva.

En el caso particular de los túneles hidrotécnicos del Trasvase una de las fortificaciones que se emplean para la estabilización de la excavación es el anclaje mediante lechada de cemento. La elección de esta fortificación se realiza mediante el empleo de la metodología de Barton. Esta metodología realiza una clasificación del macizo rocoso a través del índice cualitativo “Q”

A partir de la calidad del macizo el autor de esta metodología propone la fortificación con que se pueden mitigar los problemas de estabilidad, esta

metodología también propone algunas dimensiones para el mecanismo de anclado como la longitud y el espaciamiento. En el proyecto de construcción del tramo V del túnel Levisa-Mayarí se conciben cuatro secciones típicas para la fortificación de las excavaciones según la metodología de clasificación del macizo rocoso según Nick Barton 1994 (autores) realizan un estudio cinemático de cuñas apoyados en el software UNWEDGE Versión 3.0.

Sin embargo, con la utilización de estos métodos para determinar los parámetros fundamentales de las anclas no se han alcanzado los resultados deseados, pues la longitud de las anclas es constante de 2.70 m, su dirección y distribución es radial y no toma en consideración los elementos de yacencia de los sistemas o familias de grietas, además las cargas actuantes sobre la fortificación y otros elementos asociados a esta tampoco son tenidos en cuenta para aplicar adecuadamente la técnica del anclado, lo que trae como consecuencia desprendimientos de fragmentos de rocas, derrumbes parciales y de gran magnitud, pérdida de materiales y equipamientos, retrasos en el ciclograma de trabajo y proyecto en general además de lesiones o/y pérdidas vidas de trabajadores.

Problema Científico:

Necesidad establecer un sistema de anclado como fortificación de los tramos inestables del tramo V del Túnel Levisa-Mayarí del Trasvase Este-Oeste, tomando en consideración los parámetros fundamentales de las anclas, los elementos de yacencia de las grietas y las cargas que actúan sobre la fortificación.

Objeto de Estudio:

Sistema de anclaje

Objetivo General:

Proponer un sistema de anclaje tomando en consideración los elementos de yacencia de las grietas, las cargas actuantes sobre la fortificación, para

disminuir los desprendimientos de las rocas en el tramo V del Túnel Levisa-Mayarí del Tránsito Este-Oeste.

Campo de Acción:

Tramo V Túnel Levisa-Mayarí del Tránsito Este-Oeste.

Hipótesis:

Si se tiene en cuenta las cargas actuantes sobre la fortificación, la longitud máxima de la zona de debilitamiento estructural, la distribución de las anclas a partir de los elementos de yacencia de las grietas, es posible realizar una correcta propuesta del sistema de anclaje para el Tramo V del Túnel Levisa-Mayarí, Tránsito Este-Oeste.

Objetivos Específicos:

1. Evaluar el macizo rocoso
2. Determinar las cargas actuantes sobre la fortificación
3. Determinar la longitud de anclaje efectivo.
4. Determinar la distribución de las anclas

CAPITULO I. FUNDAMENTO TEORICO DE LA INVESTIGACIÓN

I.1 Antecedente y estado actual del uso y desarrollo de las anclas

Los anclajes se reconocen como uno de los sistemas de fortificación más eficientes en la construcción de túneles, y es común su aplicación en la actualidad. Su amplia difusión en el globo terráqueo ha concebido que los mismos posean varios nombres, según (Mark) en Estados Unidos se denomina como "pernos de techo", en Noruega (Barton & Grimstad, 2000) lo denominan "bulón" al igual que en nuestro país. En este documento no se hará una distinción entre pernos, bulones y anclajes, debido a que es común denominar indistintamente un sistema de anclajes, sistema de pernos o sistema de bulones.

I.2 Desarrollo histórico de las anclas en el mundo

Históricamente, antes de 1900, los típicos sistemas de fortificación en minas fueron postes de madera y vigas las cuales ocasionan gran resistencia al paso del aire al frente de trabajo y reducen el área útil de la excavación.

Hacia 1905, los pernos al techo fueron reportados en minas de carbón en los Estados Unidos. Más tarde, en 1920, sistemas de fortificación más completos fueron aplicados, dando origen al principio de soporte por suspensión de techo y al principio de sustento de viga, ambos dieron la base a los principales fundamentos modernos de fortificación de rocas (Rojas, 2008)

Esas fueron las primeras informaciones sobre el uso de fortificación interno en la masa rocosa y fue aplicado en una geología estratiforme; de esta manera el soporte pasó a ser activo. En aquel entonces, la idea tal vez vino

del simple hecho de que un perno pudo atar la roca, tal como un perno y tuerca unen dos piezas aisladas. Este hecho fue considerado como una tecnología revolucionaria en el control de terrenos (Rojas, 2008)

En 1943, Weigel, en el Engineering and Mining Journal, propuso los conceptos básicos de anclado como un método sistemático de fortalecimiento de techos débiles. De esta manera nacen las primeras aproximaciones teóricas de fortificación interna de masas rocosas. Algunas de estas ideas, tal como se dijo anteriormente acerca del uso de pernos en el techo, son aún los fundamentos de modernas teorías y manuales de anclado de rocas.

Las varillas de madera se idearon para no dañar la maquinaria de corte de carbón y las cintas transportadoras; también se usaron en tiempos de escasez de acero durante la guerra. Estas varillas sin tensar sólo sirvieron para refuerzo muy ligero. Se colocaban varillas secas a los techos en perforaciones ajustadas, de tal manera que ésta se expandía debido a la humedad de la roca. Este aumento de volumen producía fuerzas radiales traducidas finalmente a fricción, impidiendo que la roca resbalara sobre la madera.

En Chile fueron usadas como fortificación temporal en los niveles de hundimiento, donde las galerías tienen corta vida útil, iniciado el hundimiento mediante voladura de la base del bloque, desde donde se realizan las perforaciones radiales. Se emplean muy poco en la actualidad.

En 1945, el anclaje de expansión apareció en Inglaterra, Holanda y USA, y en 1949 se hace popular el reemplazo de marcos en forma muy rápida. Con la intención de reducir el número de accidentes causados por falla del techo, el anclado del techo en 1947. Debido a su efectividad, en más de 200 minas en USA se empleó este nuevo método de fortificación de techo en menos de dos años. En 1952 el consumo anual había alcanzado 25 millones de pernos.

En Canadá el uso de pernos se inició en 1950. Entre 1952 y 1962 se comienzan a usar barras con resaltes colocadas en barrenos con lechada de

cemento. En 1960 aparecen las resinas como elemento de unión entre el perno y la roca (Rojas, 2008).

En 1968, 55 millones de pernos fueron usados anualmente en los EEUU por 912 minas de carbón y el 60% de la producción de carbón fue realizada en condiciones de fortificación utilizando techos apernados. En 1970, esta tecnología alcanzó un alto nivel de desarrollo.

Estos antecedentes fueron siendo conocidos por la mayor parte de las compañías mineras, lo que permitió que los techos y paredes de las vías principales en las minas fueran fortificadas con estos sistemas para proteger personas y equipos ante fallas de estas superficies expuestas (Rojas, 2008).

En 1979, J.J. Scout, introdujo el sistema Splitset, y en 1980 Atlas Copco hizo lo propio con el sistema Swellex. Estos dos productos utilizan el anclaje mediante la fricción del elemento con el macizo rocoso alrededor de las excavaciones (6)

En el caso de los Swellex, el autor de este trabajo considera que este tipo de sistema de fortificación, pudiese ser el adecuado para los túneles del Trasvase, pero los Swellex que se están comprando son uno de los más antiguos y solo están encareciendo el proceso al ser estos de altos precios y no ser una fortificación permanente, todo esto ligado a que las condiciones de trabajo de este sistema de anclado que se implementa en estos momentos tienen poca resistencia a la corrosión, por lo que se produce un rápido deterioro y se pone en peligro a los trabajadores.

Durante la década de los 80 del pasado siglo el Conebolt para estallido de rocas, fue introducido en las minas sudafricanas y su aplicación en otros continentes está aún en desarrollo.

En 1984, el USBM (U.S. Bureau of Mines) estimó que se habían utilizado cerca de 120 millones de pernos y que más del 90% de la producción de carbón había sido realizada bajo techos apernados (Zipf & Bieniawski, 1989) tomado de (Madías, 2012).

1.3 Desarrollo histórico de las anclas en Cuba

El autor de este trabajo no encontró referencias de que en nuestro país existe registros en los que reflejará la implementación de las anclas como sistema de fortificación, mediante la revisión bibliográfica se han encontrado varios trabajos en los cuales los autores hacen referencia o propuestas de los sistemas de anclas como método de fortificación. Entre los que se encuentran:

Hernández, 2009, realiza una investigación con el objetivo de diseñar la fortificación de la cámara de acceso a la PCHE correspondiente al Traspase Este-Oeste, a partir de la evaluación geomecánica del macizo rocoso. Se ha realizado con el objetivo fundamental de estabilizar dicha 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-geológicas.

En el año 2013 José Manuel Falcón realiza una evaluación de la estabilidad y propone una fortificación para el túnel Levisa-Mayarí, en el que realiza un estudio de las características generales de la región en el cual se visualiza la 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 evaluación geomecánica del macizo rocoso, donde se ven las propiedades físicas – mecánicas de las rocas, cálculos geomecánicos, análisis y propuesta de fortificación y parámetros técnicos de fortificación para la ejecución de los trabajos. En esta investigación se realiza además un estudio del impacto medio ambiente e índices técnicos económicos.

Iosnel 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 evaluación 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 geomecánicas de las existentes: la clasificación de Deere, basada en el índice de calidad del macizo (RQD) (Deere, 1967) la clasificación de Barton, basada en el índice (Q) (Barton & Grimstad, 2000), y la clasificación de Bieniawski, basada en el (RMR) (Zipf & Bieniawski, 1989) conjuntamente con esto se realiza una propuesta de fortificación a emplear en la excavación objeto de estudio.

Todos estos autores han propuesto sistemas de fortificación a partir de la evaluación del macizo rocoso mediante clasificaciones geomecánicas, pero no tomaron en cuenta que estos métodos son empíricos y que a pesar de ser empleadas en otras excavaciones teniendo un desempeño favorable puede que en el tipo de excavaciones que estudiamos no se comporte del mismo modo, olvidando incluso la expresión que propone el autor de la metodología para el cálculo de las cargas sobre la fortificación útil para realizar una distribución eficiente de las anclas en la excavación.

1.4 Criterios para el empleo de las anclas como fortificación

En la actualidad existen diferentes tipos de anclas las cuales han sido diseñadas atendiendo a las condiciones de utilización, pero hay un grupo de ellas que se destacan más por su amplia difusión en obras subterráneas las cuales se muestran a continuación (T.Brown, 1980)

Anclaje mecánico de expansión: están formadas por una cabeza expansiva, un cono que produce la expansión, un asa, una barra lisa, placa de sujeción y tornillo. La cabeza se coloca en el extremo profundo de la barra y el conjunto se introduce en la perforación hecha previamente (figura 1).

Se recomienda que la longitud del barrenado sea de al menos 10 cm más largo que la longitud de la barra de anclaje para evitar que el asa se comprima. Una vez en posición, se aplica un torque a la barra para que la cabeza se expanda

contra las paredes de la perforación hasta lograr una presión que garantice la transmisión de las cargas de proyecto.

En caso de que los anclajes expansivos sean definitivos, deberá inyectarse una lechada de cemento como protección contra la corrosión y la oxidación. Sin embargo, ya que el principio de trabajo de este sistema no es el de adherencia en toda su longitud, las características resistentes de la lechada no deben ser muy rigurosas y basta con que se asegure su durabilidad y sea suficientemente bombeable (aunque no demasiado líquida); una relación agua/ cemento de 0.4 a 0.5 sería adecuada (Sofianos & Halakatevakis, 2002).

Si las anclas son temporales la inyección de lechada no será necesaria. Se recomienda la utilización de estos anclajes en rocas duras y no así en rocas blandas muy fracturadas, debido a que se pueden deformar en exceso e incluso romper el terreno. En estos casos es más adecuado emplear anclajes de fijación por medios químicos.

El tensado de las anclas es un proceso que debe realizarse con sumo cuidado ya que, para que el sistema en su conjunto funcione adecuadamente, todos los componentes deben estar alineados y en correcto contacto con el terreno. Cuando el diseño de la excavación requiere de este tipo de sistemas, lo recomendable es no exceder el 70% de la capacidad de la barra a modo de que esta tenga una reserva de resistencia por si se activa un mecanismo de desplazamientos en el interior del macizo reforzado. Este tipo de pernos tienen la tendencia a aflojarse cuando se someten a vibraciones (cuando se localizan cercanos a voladuras) o cuando están anclados en roca débil.

En nuestro criterio este sistema tiene una gran aplicabilidad, dado que el mismo asume las cargas luego de ser instalado, puede ser implementado tanto como fortificación temporal o permanente dándole así una mayor utilidad a un solo elemento en el caso de que se implemente como fortificación temporal, en el caso de su implementación como fortificación permanente se puede inyectar con lechada de cemento para extender su vida

Diagrama de un sistema de lechada para un tubo de perforación. El diagrama muestra un tubo de perforación horizontal que se fija a una placa de retén con huecos para los tubos de lechada. Se detallan los componentes:

- Tapón de hule colocada en la boca del barreno para confirmar la lechada
- Tubo para el regreso de la lechada, amarrado al perno
- Ancla de casquillo expansivo
- Tubo de entrada de la lechada
- Placa de retén con huecos para los tubos de la lechada
- Tuerca
- Rondana esférica

Se muestran también tres vistas de los tubos de entrada y de regreso de la lechada fijados al perno:

- Tubos de entrada y de regreso de la lechada fijados al perno
- Tubo de regreso de la lechada, alojado en una ranura a todo lo largo del perno
- Regreso de la lechada por un hueco en el perno

Anclaje químico con resina: el producto comúnmente utilizado para lograr la conexión entre la barra y terreno es la resina poliéster.

Hay dos tipos de cartuchos: los de endurecimiento rápido y los de endurecimiento lento. Los rápidos se introducen en el fondo del anclaje y los lentos en el resto de la longitud. Los del fondo harán la función de cabeza de

anclaje. Por lo general, es posible dar la tensión al anclaje pocos minutos después de colocada la barra. La resina de endurecimiento lento contribuirá a mantener la fuerza de anclaje, a proteger la barra contra la corrosión y trabajará por fricción si se activa un mecanismo de movimiento.

El costo de los cartuchos de resina suele ser elevado, pero este se compensa con la facilidad y la rapidez con la que se instalan, reduciendo los tiempos de ejecución. En algunas rocas arcillosas débiles, la superficie del barreno queda recubierta con una capa de arcilla que provoca que los cartuchos de resina se deslicen y giren durante el proceso de instalación, resultando en que la mezcla entre los componentes no sea adecuada y no se logre que la adherencia entre el anclaje y el terreno sea satisfactoria.

En los macizos rocosos muy fracturados, la resina puede filtrarse entre las grietas de la roca circundante antes de fraguar, dejando huecos a lo largo del cuerpo del anclaje. En ambos casos, el uso de lechada de cemento es más adecuado que el uso de resina. Asimismo, debido a las incertidumbres que existen en torno a la resistencia de las resinas ante la agresividad del agua del subsuelo, y por lo tanto de la protección contra la corrosión de las barras de acero, se recomienda que, en el caso de que los anclajes químicos sean definitivos, se utilice lechada de cemento en lugar de resinas.

En nuestro criterio este método es efectivo, pero para su implementación es necesaria una gran suma de dinero por el alto costo de los cartuchos de resina.

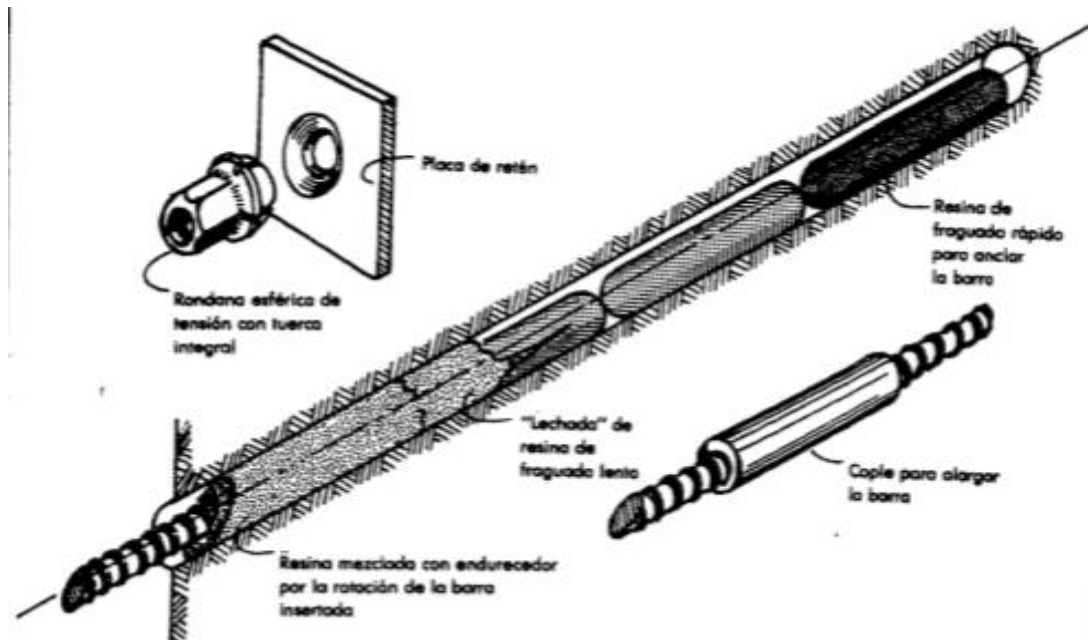


Figura 2. Anclaje de fijación química. (T. Brown, 1980)

Anclaje mediante mortero

Los anclajes de fijación mediante mortero son los que, para solidarizar la barra con el terreno utilizan un producto que se inyecta en estado líquido y luego se endurece creando una conexión física o superficie de contacto adherente entre el anclaje y el terreno.

El producto más utilizado por ser seguro y económico es la lechada de cemento, y suele tener una relación agua/cemento (a/c) del orden de entre 0.4 y 0.5. Cuando se utilice lechada de cemento deberá garantizarse que la mezcla penetre hasta el fondo del barreno y que no queden oquedades a lo largo del cuerpo del anclaje para garantizar una correcta adherencia en toda su longitud del elemento. Para conseguirlo, lo común es introducir una manguera larga, que llegue hasta el fondo del barreno, por la cual se introduce la lechada y una manguera corta por la cual saldrá el fluido una vez que esté llena la cavidad (T. Brown, 1980)

Anclaje por fricción: se fijan mecánicamente por la transmisión de cargas al terreno lograda mediante la expansión hidráulica. Existen básicamente dos tipos de anclajes expansivos (Cabrera., 2012):

Swellex: están formados por tubos metálicos plegados en forma de "U" sobre sí mismos y sellados en su extremo profundo como se observa (figura 3). Su longitud puede alcanzar hasta los 12 m. El diámetro del tubo antes de su doblado es de 42 mm, y una vez doblado, su diámetro se reduce en torno a los 25-28 mm. Puede ser fácilmente introducido en barrenos de entre 32 y 39 mm de diámetro sin ningún tipo de ayuda mecánica, dando como resultado una instalación relativamente rápida y sencilla. Una vez colocado y en la posición deseada, se le inyecta agua a una presión de alrededor de 30 MPa para que sus paredes se expandan y se logre así la fijación. En cuanto a la protección contra la corrosión y oxidación, estas características las especifica cada fabricante (Cabrera., 2012).

El autor del trabajo considera que este sistema de fortificación a pesar de que se está implementando en el trasvase el modelo que se emplea no es adecuado, al ser uno de los primeros modelos comercializados y no tener ninguna protección contra la corrosión que es tan evidente en los túneles del trasvase los cuales tienen un alto grado de humedad, por lo que no son los más adecuados para estas condiciones.

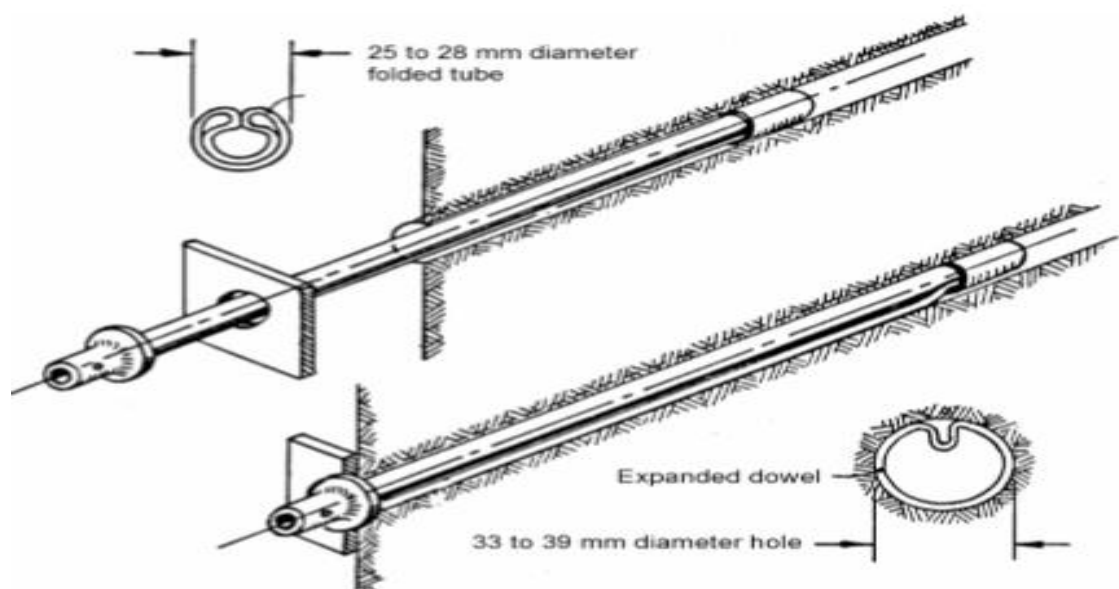


Figura 3. Anclaje de fijación por fricción (T.Brown, 1980)

Split-Set: son tubos de diámetro mayor al de la perforación en la que deberá alojarse. Estos tubos tienen una hendidura longitudinal que permite que se deforme mientras es introducido por percusión en el barreno. Así se genera una presión radial entre el tubo y las paredes del terreno y se logra el anclaje ver (figura 4). Este tipo de anclaje se considera como temporal y tiene sus limitaciones en cuanto a longitud de anclaje y carga admisible máxima. Lo anterior debe tenerse muy en cuenta en el proyecto. Este tipo de anclajes son recomendables en rocas de regulares a malas. En rocas intensamente fracturadas y débiles no son recomendables.

El autor del trabajo considera que la implementación de este sistema de fortificación en los túneles del trasvase no es posible, al igual que los Swellex no poseen un aislante de la roca por lo que son muy propensos a corroerse por la humedad.

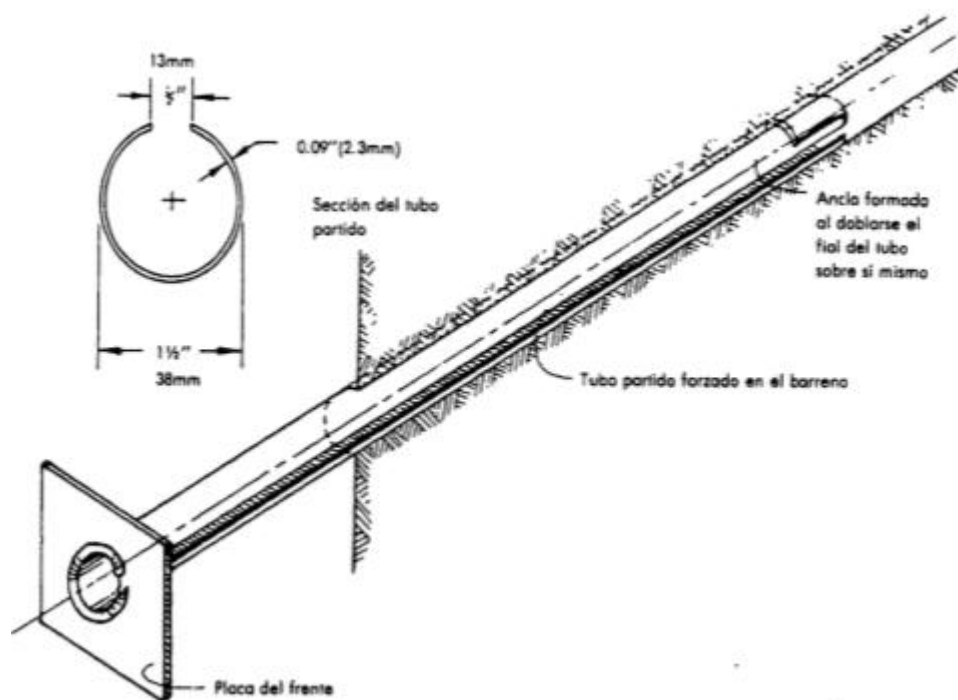


Figura 4. Anclaje fijado por fricción. (T. Brown, 1980).

1.5 Métodos para la evaluación del macizo rocoso y propuesta de fortificación

Existen varios tipos de métodos para la evaluación de los macizos rocosos que datan de 1946, año en que TERZAGHI con el primer aporte a las investigaciones geomecánicas, 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. Esta metodología expuesta por TERZAGHI (Vallejo, 1998) carece de un índice cuantitativo mediante el cual se pueda tener un criterio más acertado de la competencia de las rocas.

En 1958, LAUFFER (Moreno, 1998) propuso una nueva clasificación, también para túneles, que posee un carácter cualitativo. El autor da una clasificación del macizo rocoso y a partir de ella efectúa recomendaciones para la elección de la fortificación, introduciendo el concepto del claro activo. A nuestro criterio, el inconveniente que presenta, es la dificultad de determinar los parámetros que intervienen en la clasificación, si no se tienen abiertas excavaciones de distintas longitudes libres, durante sus tiempos de estabilidad.

Más tarde en 1963, DEERE propuso un índice de la calidad de las rocas, basado en la recuperación de testigos, 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 tomado de (Hoek, 2007).

BOLUCHOF en la década de los años 70, (Bolushof, 1982. Martínez, 2000) desarrolló un método para valorar la estabilidad dado por el índice - S -; este criterio es bastante completo incorporando parámetros como el coeficiente de fortaleza de las rocas. Durante esta misma década aparecen otras clasificaciones geomecánicas como las de, FRANKLIN, (1970 y 1975) y

LOUIS EN 1974, (González de Vallejo, 1998) que han tenido menos seguidores. La sencillez de los métodos presupuesto por BIENIAW KI (Bieniawski) y BARTON, LIEN Y LUNDE (1974), (Blanco, 1998. González de Vallejo, 1998. López Jimeno, 1998. Moreno,1998) contribuyeron definitivamente a su rápida aceptación y expansión. PALMSTRÖM en 1995 y 1996 (Palmström, 1998) propone el índice RM_i , a partir de la resistencia a la compresión simple de la roca matriz, del parámetro de diaclasado JP en función de las discontinuidades y tamaño del bloque. El índice permite caracterizar macizos rocosos y calcular fortificaciones en excavaciones subterráneas.

Cabe resaltar que de todas estas metodologías para la evaluación del macizo rocoso se destacan por su amplia difusión en el mundo el RMR de BIENIAW KI y la Q de BARTON, sin embargo, para determinar las cargas actuantes generada una vez laboreada la excavación se toma en consideración los trabajos Barton.

1.6 Métodos para elegir los sistemas de anclas

Para determinar la fortificación de un túnel es necesario hacer un detallado diseño del mismo. Este diseño se basa fundamentalmente en dos tipos de métodos: empíricos, que utilizan la experiencia como base del diseño y numéricos, en los que se emplearan fórmulas matemáticas que permiten diseñar modelos cada vez más complejos.(González, 2016).

1.6.1 Métodos empíricos para la elección de la fortificación

Los métodos empíricos para elegir la fortificación son propuestos a partir de las evaluaciones geomecánicas del macizo rocoso. Estos métodos definen el tipo y cantidad de elementos de fortificación a emplear, los cuales poseen una serie de ventajas; su uso está muy extendido, son muy sencillos de utilizar en las primeras fases de proyecto y normalizan la fortificación a emplear. Entre ellos destacan algunos métodos como Deere, Bieniawski, Barton, GSI.

1.6.1.a) ROCK QUALITY DESIGNATION, R.Q.D. (DEERE)

El R.Q.D (ROCK QUALITY DESIGNATION), (Deere - 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 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 destreza 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.

$$R Q D = \frac{\text{longitud recuperada del testigo} > 100 \text{ mm}}{\text{longitud del testigo}} \times 100 \quad (1)$$

Cuando no se dispone de sondeos, una aproximación del R.Q.D. se obtiene por la expresión dada por Palmstrom (Palmström, 1982).

$$R Q D = 115 - 3.3 J_v \quad (2)$$

$$J_v = K \times N \quad (3)$$

Siendo:

J_v - 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.

K - (1.65-3) según (Palmström, 1982)

N - número de grietas por unidad de área

En función del R.Q.D, se establece la clasificación de las rocas, (Tabla 1)

Tabla 1. Clasificación de la roca por (Deere, 1967)

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

1.6.1.a) Rock Mass Rating de Bieniawski [1973, 1989]

Recomienda -que las clasificaciones se usen en el contexto de un proceso global de diseño ingenieril. Además, indica que deben usarse solo en fases preliminares y/o de planeamiento, pero no para definir las medidas finales de diseño (Zipf & Bieniawski, 1989)

El sistema de clasificación Rock Mass Rating o sistema RMR fue desarrollado por Z.T. Bieniawski durante los años 1972-1973, y ha sido modificado en 1976 y 1979, en base a más de 300 casos reales de túneles, cavernas, taludes y cimentaciones. Actualmente se usa la edición de 1989, que coincide sustancialmente con la de 1979 (Zipf & Bieniawski, 1989).

$$RMR = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + B \quad (4)$$

Esta clasificación geomecánica se basa en el índice RMR — Rock Mass Rating, que hace una estimación de la calidad del macizo rocoso teniendo en cuenta los siguientes factores:

A1- Resistencia compresiva de la roca.

A2- Índice de la Calidad de la Roca - RQD.

A3- Espaciamiento de juntas.

A4- Condición de juntas.

A5- Presencia de agua.

B - Corrección por orientación.

Estos factores se cuantifican mediante una serie de parámetros definiéndose valores para dichos parámetros, cuya suma, en cada caso nos da el índice de Calidad del RMR que varía entre 0 – 100.

Ventajas:

- 1- Es una de las clasificaciones geomecánicas más empleadas para túneles y desarrolla bastante bien la estimación de fortificaciones. (González Vallejo L. et al 2002)
- 2- Facilidad, rapidez y efectivo en la determinación del índice de calidad del macizo, su efectividad depende de la adecuada visualización y selección de los parámetros necesarios para el cálculo.
- 3- Fue desarrollada para estimar la fortificación y el RMR se ha ido consolidando como un índice geomecánico para la evaluación de las propiedades del macizo rocoso, utilizado igualmente para la evaluación de la fortificación. (González Vallejo L. et al 2002)
- 4- Tiene en cuenta la orientación de las discontinuidades por lo que establece un parámetro corrector. (González Vallejo L. et al 2002)
- 5- Analiza la resistencia de la roca como uno de los parámetros esenciales para pronosticar la estabilidad de un macizo.

Desventajas:

- 1- No analiza el comportamiento de los bloques o prismas de desprendimiento.
- 2- Aún sigue sin satisfacer la necesidad de obtener un índice de calidad del macizo rocoso con rapidez y práctica, así como contribuir con la seguridad humana.

1.6.1.b) Barton, Lien y Lunde, 1974 [Sistema “Q”]

El sistema Q de Barton fue desarrollado en Noruega en 1974 por Barton, Lien y Lunde, del Instituto Geotécnico Noruego (Ver Figura 5). Se basó su desarrollo en el análisis de cientos de casos de túneles construidos principalmente en Escandinavia. Actualmente el nuevo método Noruego de

túneles al diseño de las excavaciones se basa directamente en la metodología de Barton Sistema Q (Barton & Grimstad, 2000).

La clasificación de Barton asigna a cada terreno un índice de calidad Q, tanto mayor cuanto mejor es la calidad de la roca. Su variación no es lineal como la del RMR, sino exponencial, y oscila entre $Q = 0.001$ para macizos muy malos hasta $Q = 1000$ para macizos muy buenos.

El valor de Q se obtiene de la siguiente expresión:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (5)$$

Donde cada parámetro representa lo siguiente:

RQD: es el índice Rock Quality Designation, de Deere.

J_n , varía entre 0.5 y 20, y depende del número de familias de juntas que hay en el macizo.

J_r , varía entre 0.5 y 4, y depende de la rugosidad de las juntas. J_a , varía entre 0.75 y 20, y depende del grado de alteración de las paredes de las juntas de la roca.

J_w , varía entre 0.05 y 1, dependiendo de la presencia de agua en el túnel.

SRF, varía entre 0.5 y 20, son las iniciales de Stress Reduction Factor, y depende del estado tensional de la roca que atraviesa el túnel.

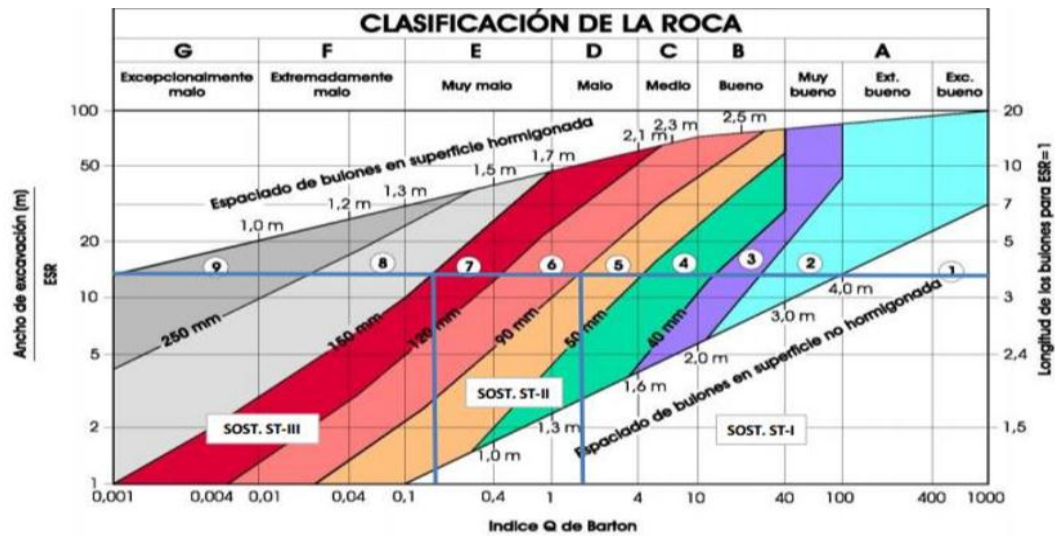
En el anexo A se pueden observar los valores de estos parámetros.

La determinación de Q permite la estimación de la Fortificación del túnel. Para ello se procede de la siguiente manera:

Se selecciona el grado de importancia de la excavación definido mediante un índice ESR (Excavation Support Ratio) (Ver figura 5) que viene a ser un factor de seguridad. Barton homogeneiza los diámetros de las excavaciones a un diámetro -equivalente, que se define $D_e = D/ESR$.

Los valores de ESR aparecen en la figura 6 La referencia ($ESR=1$) corresponde típicamente a los túneles. Un cambio en ESR conduce

implícitamente a una percepción diferente de la seguridad que aceptamos para una determinada obra.



Categorías de sostenimiento:

- | | |
|---|--|
| 1. Sin sostenimiento | 6. Hormigón proyectado con fibras, 9-12 cm y bulonado |
| 2. Bulonado puntual | 7. Hormigón proyectado con fibras, 12-15 cm y bulonado |
| 3. Bulonado sistemático | 8. Hormigón proyectado con fibras, >15 cm con bulonado y cerchas |
| 4. Bulonado sistemático con hormigón proyectado | 9. Revestimiento de hormigón |
| 5. Hormigón proyectado con fibras, 5-9 cm, y bulonado | |

Figura 5. Propuesta de fortificación según el índice de calidad Q. (Barton, 2000)

Ventajas:

- 1- Es una de las clasificaciones geomecánicas más empleadas para túneles y desarrolla bastante bien la estimación de fortificaciones. (González Vallejo L. et al 2002)
- 2- Facilidad, rapidez y bastante efectivo en la determinación del índice de calidad del macizo, su efectividad depende de la adecuada visualización y selección de los parámetros necesarios para el cálculo.
- 3- Hace una caracterización adecuada y necesaria del macizo rocoso para determinar su índice de calidad.

Desventajas:

1- Este índice Q no tiene en cuenta la orientación de la excavación con respecto a los principales planos de agrietamiento y propone excesivas subdivisiones de las rocas de buena calidad, cuyo comportamiento frente a las excavaciones se pudiera resumir para mejor empleo.

2- La Q de Barton no tiene en cuenta el estado de la superficie encima de la excavación.

3- El índice de calidad del macizo Q de Barton tiene en cuenta el estado tensional del macizo mediante el índice SRF, y este no determina las tensiones de manera cuantitativa, sino que para valores de SRF las tensiones pueden ser bajas, medias, altas y muy altas.

4- No tiene en cuenta la resistencia de la roca como un parámetro esencial.

5- Esta clasificación fue creada en macizos graníticos de plataforma principalmente en la península de Escandinavia (Noruega), por lo que ha tenido que adaptarse a las condiciones de Cuba.

1.6.1.c) GSI. (Geological Strength Index 2005)

El método "GSI" se basa en la estimación de resistencia a la deformación y la deformabilidad de la masa rocosa para diferentes condiciones geológicas.

En otras palabras, el GSI es un índice que indica la disminución de la resistencia de un macizo rocoso, con respecto a la roca intacta, para diferentes condiciones geológicas y que se define en el terreno por observación de dos parámetros principales: estado de fracturación y calidad de las discontinuidades (6)

El GSI se debe dar en un rango de valores como se observa en la figura 6 donde se estima a partir de la descripción geológica.

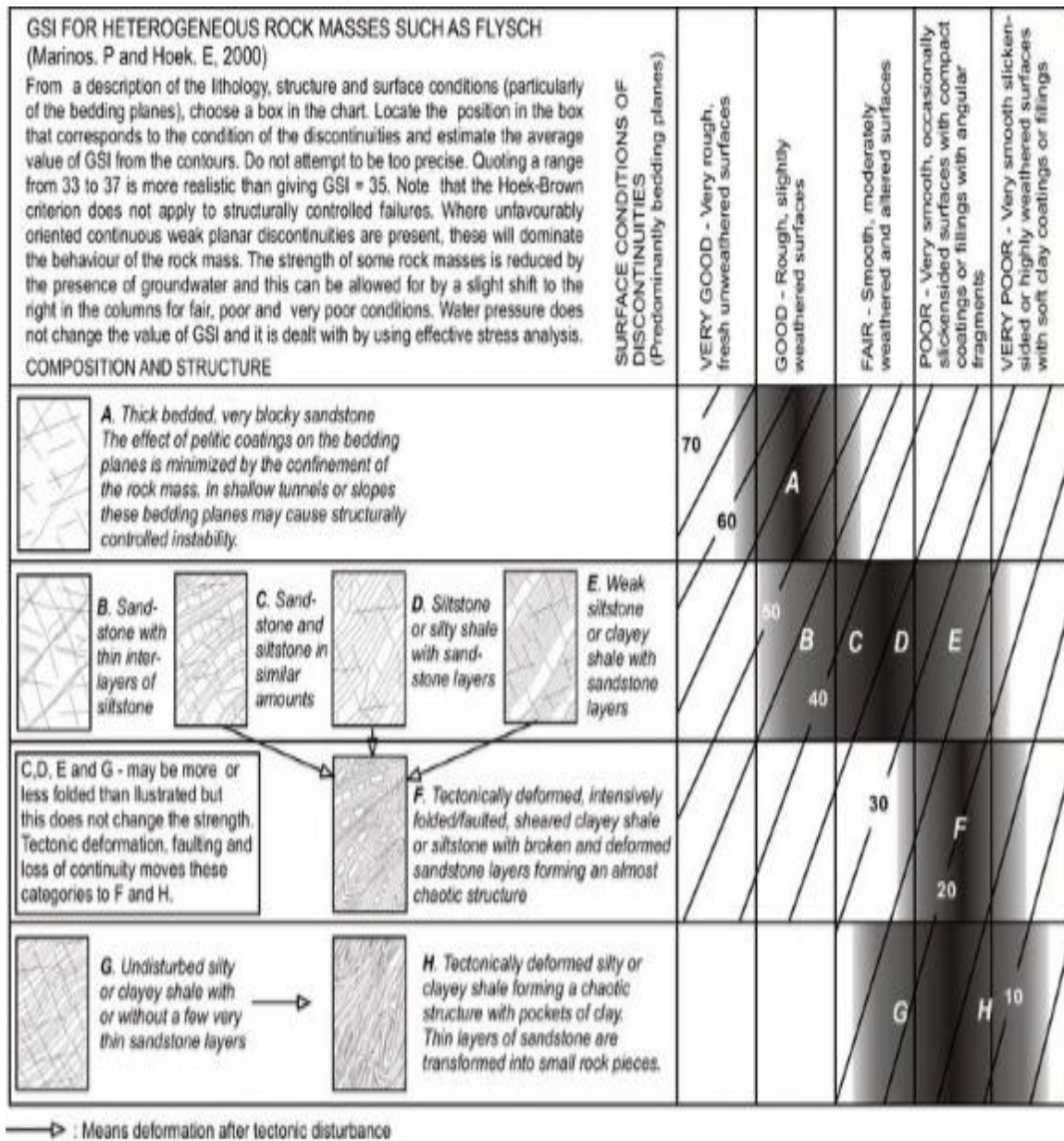


Figura 6. Índices de Resistencia Geológica. (Marinos y Hoek, 2005)

El GSI es un sistema de caracterización del macizo rocoso que ha sido desarrollado para conocer las características ingeniero-mecánicas de la roca con una entrada de datos confiables, en particular los que guardan relación con las propiedades del macizo rocoso, es utilizado como una entrada directa para la selección de parámetros pertinentes para la predicción de deformabilidad y fuerza masiva en la roca.

Para el establecimiento de las diferentes propiedades se debe tener en cuenta los siguientes criterios:

Criterio de rotura generalizado de Hoek & Brown

Para ello es lo mismo decir que este criterio es simplificado y se expresa como:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \{m_b \sigma'_3 / \sigma_{ci} + S\}^a \quad (6)$$

Donde:

m_b : valor reducido de la constante del material el cual viene dado por:

$$m_b = m_i \{GSI - 100 / 28 - 14D\} \quad (7)$$

son constantes para un tipo de roca dados por las siguientes relaciones:

$$S = \exp \{GSI - 100 / 9 - 3D\} \quad (8)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (\text{Anónimo}_9)$$

D es un factor que depende sobre todo del grado de alteración del macizo rocoso por los efectos de las excavaciones (mecánicas o voladuras) o por la relajación de esfuerzos, variando desde 0 para macizos rocosos in situ inalterados hasta 1 para macizos rocosos muy alterados. σ_{ci} : es la resistencia uniaxial compresiva para la roca intacta.

- Módulo de deformación

El módulo de deformación E_m para un tipo específico de roca viene dado por:

$$E_m = (1 - \frac{D}{2}) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{(GSI - \frac{10}{40})} \quad (\text{Anónimo}_{10})$$

Donde:

E_m : Módulo de deformación en GPa

Estimación del parámetro a mediante la fórmula (Anónimo₉)

Donde:

σ_{ci} : Resistencia uniaxial compresiva para la roca intacta

E_m : Módulo de deformación.

σ_{cm} : Resistencia a la compresión simple de la masa de roca.

C : Cohesión

m_i : Parámetro que depende de las propiedades de la roca, que se determina empíricamente por tablas

ϕ° : Ángulo de fricción interna.

S : Dependenden de las propiedades de la roca y de su grado de fracturación antes de estar sometidas a tensiones que provoquen su rotura. El parámetro S es la medida de la disminución de la resistencia a la compresión simple de la roca debido a la fracturación, mientras m influye en la resistencia al corte del material.

a : Parámetro definido por la fórmula $a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$

m_b : Valor reducido de la constante del material m_i el cual viene dado por:

$$m_b = m_i \exp \{GSI - 100 / 28 - 14D\}$$

Ventajas:

- 1- Es un buen descriptor de la calidad del macizo rocoso, más rápido de estimar que RMR y en especial Q.
- 2- Es un método ya aplicado para este macizo serpentínico durante los últimos 3 años en la determinación del índice de calidad del mismo con resultados positivos (Trasvase Este Oeste).
- 3- Desarrolla el índice de calidad de manera fácil, rápida y se aproxima bastante a la naturaleza real en cuanto a calidad del macizo, su efectividad depende de la manera en que decida desarrollar este método, determinando las propiedades del macizo de manera empírica o al unísono con los resultados de laboratorio, así como de la experiencia de sus ejecutores.
- 4- Este método determina el índice de calidad de un macizo bajo el criterio de las propiedades del mismo; elemento principal e imprescindible para un

método efectivo según apreciación de diferentes criterios, así como que funciona bajo el planteamiento del factor escala.

5- Esta clasificación tiene en cuenta un análisis del estado tensional del macizo, así como su propiedad de resistencia como un elemento importante a analizar.

Desventajas:

1-No es una clasificación bien desarrollada para estimar parámetros de fortificaciones en un túnel.

2- Su efectividad depende de una adecuada apreciación del descriptor.

1.6.2 Método numérico para la elección de la fortificación

Los métodos numéricos son sin duda unos de los más fiables de los que se dispone hoy en día para realizar un buen diseño de fortificación de túneles y otras excavaciones subterráneas. Cabe citar los métodos de diferencias finitas y los de elementos finitos. Programas de diferencias finitas como el FLAC (2D y 3D) de ITASCA (ITASCA, 2016) o el programa de elementos finitos Phase2 (RS2), de Rocscience, son de aplicación extendida a nivel mundial (González, 2016)

El diseño de fortificación mediante el uso de métodos numéricos es realizado típicamente mediante el análisis de esfuerzos alrededor de las excavaciones subterráneas, esto se puede realizar identificando las zonas de daño alrededor de las excavaciones donde existe requerimiento de fortificación. Los análisis con métodos numéricos pueden ser simplificados (análisis elásticos lineales en dos dimensiones) o complejos (análisis no lineales en tres dimensiones), como los mostrados por Beck & Duplancic (2005) y Beck (2010).

Esos métodos son más efectivos, pero en nuestro trabajo no se desarrollarán dado a la gran complejidad de los mismos y el desconocimiento de la operación con estos programas. Se debe de tener en cuenta para otros trabajos. Pero se tomará en consideración el software UNWEDGE Versión

3.0 para el análisis de posibles caídas de bloques o cuñas (de rocas) en el interior del túnel durante el proceso de construcción.

1.7 Metodologías para evaluar la carga sobre la fortificación

Según (Torrens & Quesada, 2012) el conocimiento sobre el fenómeno de aparición y manifestación de la presión minera en las excavaciones subterráneas, permite interpretar correctamente la interacción entre el macizo y el frente o fortificación empleada, lo que posibilita entre otros aspectos:

- Perfeccionar la construcción de la fortificación u otras vías de fortificación que se emplee en el frente
- Crear nuevos métodos de control de la presión minera y perfeccionar los existentes
- Fundamentar y perfeccionar los métodos de cálculos
- Aumentar la productividad del trabajo
- Mejorar las condiciones de seguridad del frente

Las hipótesis de presión minera más difundidas son:

1. Las que se basan en la teoría de la bóveda (Fayol, Engersser, Ritter, Spalding, Protodimkonov entre otros).
2. Las que se fundamentan en la teoría de los prismas deslizantes (Tsermbarevch, Tolbstunov, Borisov y otros).
3. Las que se fundamentan en la teoría de la viga (Schulz, Friend, Eckard, Slesarev y otras).
4. Las que se basan en el criterio de un comportamiento elasto-plástico del macizo rocoso.
5. Las que consideran el macizo como un medio discreto.

(Silva, 2001) en "El pronóstico en la construcción de obras subterráneas" divide los criterios en tres etapas separadas cronológicamente.

Primera Etapa:

Se inicia a fines del siglo XIX y transcurre hasta los años 30 del XX, en la cual se explican los hechos utilizando la Mecánica de la Construcción y como esquema de cálculo figuras geométricas simples, dentro de las obras clásicas de esta etapa tenemos la de Bierbaumer (1913) ilustrada en la figura 7 y Engesser (1882) ver la (figura 8).

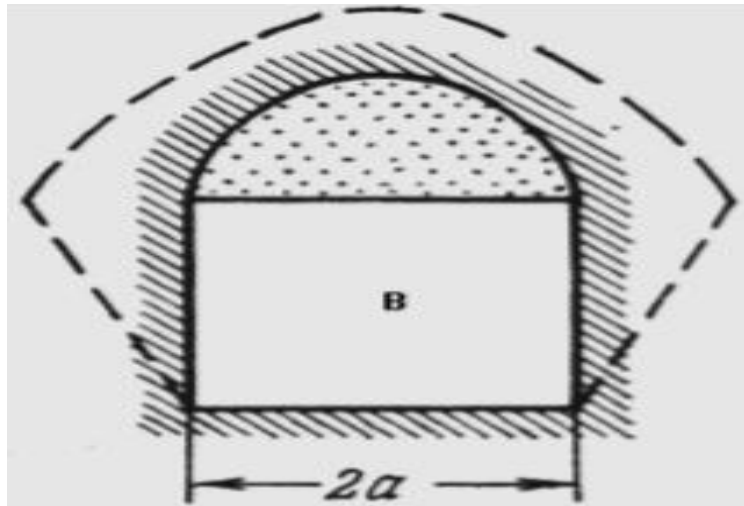


Figura 7. Hipótesis de Bierbaumer

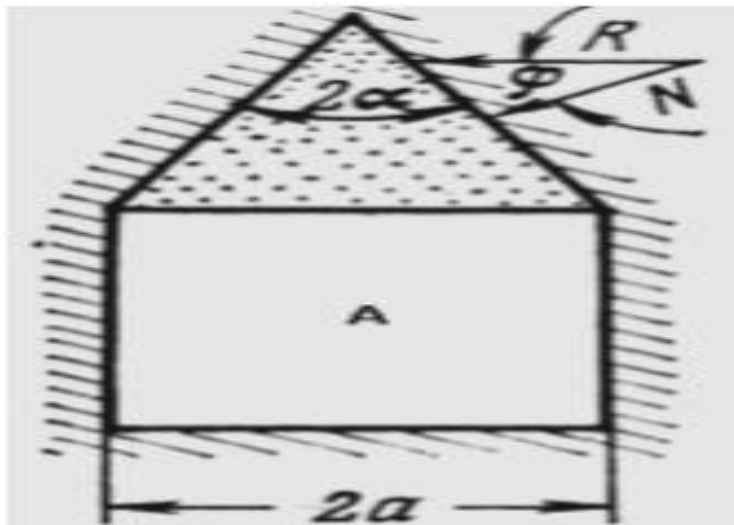


Figura 8. Hipótesis de Engesser

En esta primera etapa quien más resalta es M M Protodiakonof quien realizó los ensayos tomando como material arena húmeda y modeló tal y como se observa en la Figura 9 (derecha), la bóveda esperada por él se representa a la izquierda.



Figura 9. Hipótesis de M M Protodiakonof

A pesar de los avances que se lograron con esta hipótesis estos autores no realizan los ensayos en materiales equivalentes.

Segunda Etapa:

Corresponde a las décadas 30 y 40 del pasado siglo, donde el pronóstico utiliza en la solución de los problemas como arma fundamental la Mecánica del Medio Continuo y se inicia la modelación de los procesos constructivos de las obras subterráneas.

Los trabajos realizados por A.A. Borisov son muy representativos para esta etapa, Figura 10. El modela los siguientes medios que de izquierda a derecha son los siguientes: cohesivos, estratificados, agrietados, friables y plásticos.

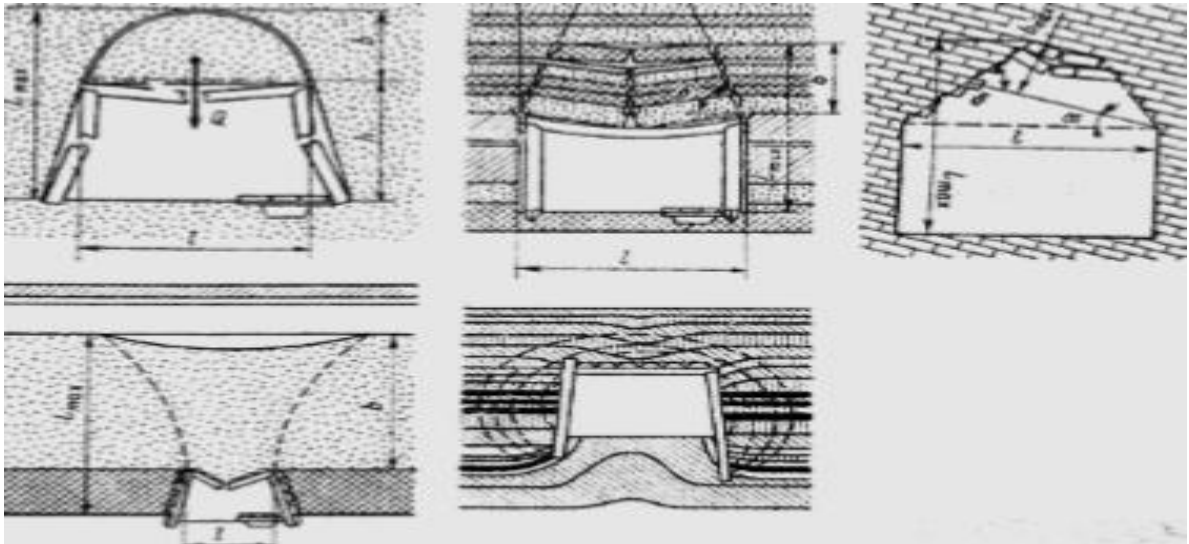


Figura 10. Modelación en materiales equivalentes de los macizos.

En esta etapa los materiales solo son representativo y no tienen en cuenta las afectaciones provocadas por las grietas, la afluencia de agua entre otros.

Tercera Etapa:

A partir de los años 50 del pasado siglo, comienza la interacción entre la práctica y el desarrollo de las formulaciones hipotéticas a dar frutos, permitiendo a los especialistas pronosticar el comportamiento de una obra subterránea.

Esta etapa se caracteriza por un desarrollo creciente de la minería a nivel mundial, las construcciones subterráneas para la defensa civil, túneles hidráulicos y de transporte, así como cámaras para estaciones energéticas, depósitos de combustible. Por otra parte, la instrumentación para medir las manifestaciones de la presión minera y controlar el estado de la obra durante su construcción y explotación constituyen la base para que se haya iniciado una etapa de pronóstico basada fundamentalmente en las observaciones directas de campo.

En otras palabras, el pronóstico sale del laboratorio y de las investigaciones teóricas y se fundamenta en la acumulación de datos tomados directamente del proceso productivo, estos datos han permitido conformar un grupo de

metodologías que se utilizan actualmente para la evaluación del macizo como pronosticar las cargas y el tipo de revestimiento estos son:

- Criterio de Bieniawski (RMR)
- Criterio de Barton (Q)

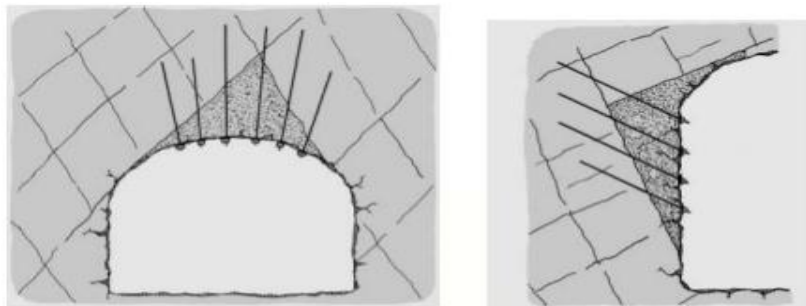
1.8 Aspectos a tener en cuenta para el dimensionamiento y distribución de las anclas

Las anclas tienen dos funciones principales que son cohesionar tanto las capas como los fragmentos de roca que están propensos a desestabilizarse y la fijación de las capas propensas al derrumbe a las firmes (Torrens).

Según (Torrens, 1984) para que las anclas cumplan su función es necesario que cumplan una serie de requisitos como lo son:

- La longitud de anclado correcto:

Para elegir la longitud correcta de las anclas se deben tomar en cuenta el espesor, altura o forma de las capas de macizo inestable que se va a fortificar, puesto que el anclaje debe sobrepasar la zona debilitada para confinarse a la roca estable ver (figuras 11; 12; 13) respectivamente con la forma de inestabilidad en cuña; en viga o en columna.



Efecto cuña

Figura 11. Efecto cuña

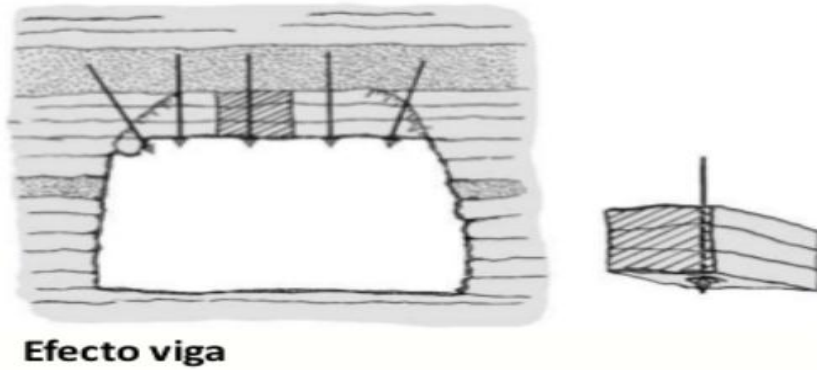


Figura 12. Efecto viga

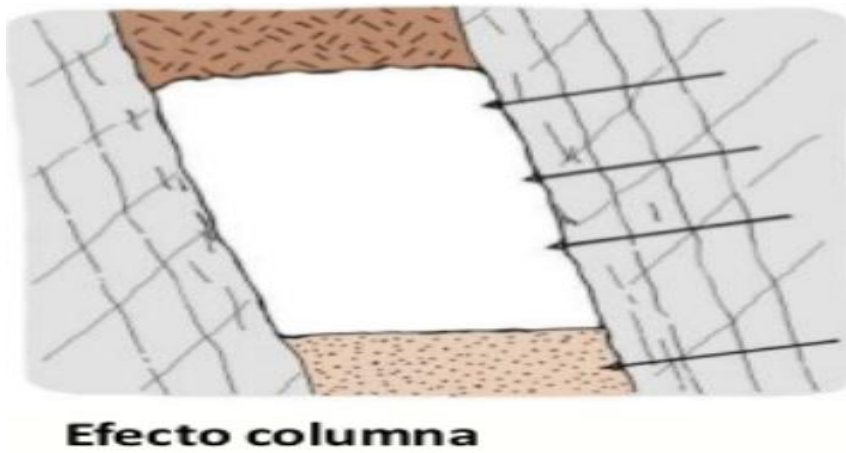


Figura 13. Efecto columna.

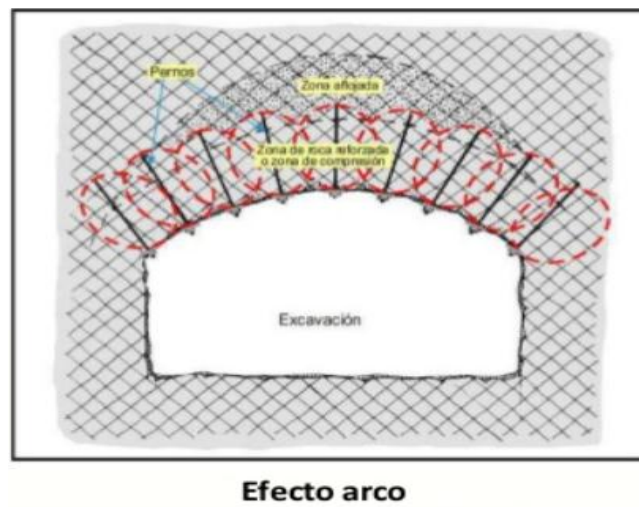


Figura 14. Efecto arco.

En el caso que el macizo sea muy agrietado la longitud de las anclas no sobrepasará la zona afectada, sino que se distribuirán las anclas radialmente formando un arco de rocas que trabajara a compresión el cual estabiliza la excavación ver (figura 14).

En el caso de los estudios de blococidad realizados en el trasvase para este tramo, el resultado ha reflejado que dado al número de grietas los bloques son medianos y pequeños, con una variación de volumen de $0.01 \text{ m}^3 - 0.2 \text{ m}^3$ por lo que el ejemplo de la figura 14 es el que más se asemeja para dar solución a los problemas de inestabilidad.

- Capacidad portante del ancla

Como se puede observar en las figuras anteriores cada efecto de perdida de estabilidad tiene un número de anclas diferente, esto está dado por el volumen de roca inestable de cada caso, la cantidad de anclas para fortificar un macizo alterado se determina a través del volumen del mismo y proporcionado luego la cantidad de anclas necesarias para estabilizar la excavación.

- El espaciamiento entre anclas.

El espaciamiento entre los elementos de fortificación está dado por la longitud del ancla, la capacidad portadora y peso volumétrico de la roca, por lo que no se debe de tomar decisiones como las de Jhonny, las que se muestran en la (figura 16).



**¡ No creo en correr riesgos!
Anti Económico**

Jhonny “seguro”



**¿Quién necesita los pernos?
Sin Seguridad**

Jhonny “inseguro”

Figura 15. Espaciamiento de las anclas inadecuado.

CAPÍTULO II. MATERIALES Y MÉTODOS

II.1 Introducción

En el presente capítulo se describirán los materiales, métodos y procedimientos empleados en nuestra investigación para la evaluación del macizo rocoso para así identificar la zona de debilitamiento estructural del macizo, determinar las cargas actuantes sobre la fortificación en estas zonas, calcular la longitud de anclaje y la distribución de las anclas en la sección del túnel.

II.2 Evaluación del macizo rocoso

La evaluación del macizo rocoso se efectúa mediante los métodos geomecánicos, para realizar una caracterización ingeniero-geológica de los afloramientos en la zona o en el frente. Con la información de la caracterización ingeniero-geológica se evalúa la calidad del macizo rocoso por la metodología de la 'Q' de Barton (Barton, 2002)

Los valores del índice Q se muestran a continuación en la (tabla 2)

El índice Q está basado en una evaluación numérica de seis parámetros dados por la expresión:

$$Q = \frac{R Q D}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{S R F} \quad (1)$$

Donde:

J_n - índice de diaclasado que indica el grado de facturación del macizo rocoso.

J_r - índice de rugosidad de las discontinuidades o juntas.

J_a - índice que indica la alteración de las discontinuidades.

J_w - coeficiente reductor por la presencia de agua.

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

$\frac{RQD}{J_n}$ - 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

Tabla 2 Valores del índice "Q"

Valores	Clasificación
0.001 - 0.01	roca excepcionalmente mala
0.01 - 0.1	roca extremadamente mala
0.1 - 1	roca muy mala
1 - 4	roca mala
4 - 10	roca media
10 - 40	roca buena
40 - 100	roca muy buena
100 - 400	roca extremadamente buena
400 - 1000	roca excepcionalmente buena

II.3 Evaluación de las cargas sobre la fortificación

Para determinar las cargas sobre la fortificación emplearemos el criterio propuesto por Barton Q (Barton, 2002)

El pronóstico bajo este criterio está más elaborado y toma como partida la calidad de la roca "Q", estableciendo como en el caso anterior el tipo de fortificación facilitando la determinación de las cargas mediante la expresión:

$$P_{\tau} = \frac{2 (J_n)^{1/2} (Q)^{1/3}}{30 * J_r} \quad (6)$$

II.4 Determinación de la longitud de las anclas

La longitud de las anclas se calculará mediante la siguiente expresión:

$$L_{rb} = L + FS$$

Donde:

L_{rb} - longitud real del ancla

$$L = \frac{B}{2} - \text{longitud del ancla}$$

FS – factor de seguridad

CAPÍTULO III. PROPUESTA DE SISTEMA DE ANCLAS PARA TRAMOS INESTABLES DEL TRAMO V DEL TUNEL LEVISA-MAYARÍ TRAS VASE ESTE-OESTE.

III.1 Evaluación del macizo rocoso

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

- Serpentinitas muy agrietadas
- Serpentinitas agrietadas
- Serpentinitas menos agrietadas

La descripción de las diferentes litologías o elementos ingeniero-geológicos, así como sus propiedades físico-mecánicas se ofrecen a continuación:

Capa 5a. Serpentinitas 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 dos 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.

En la (tabla 3) se muestran las propiedades de la capa 5b compuesta por serpentinitas esquistosas y/o budinadas, esta capa se caracteriza por la presencia de pliegues con budinas, espaciadas de tamaño medio a grande. En la clasificación de Cordovés y Quintas, 2009, se incluye un tipo formado por Serpentinitas 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_de_Vallejo., Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002).

Tabla 3. Propiedades principales de la capa 5b

PROPIEDADES	ESTADO	U/M	VALOR
Densidad	Seca	kN/m^3	18.3-24.5 (21.3)
	Natural	kN/m^3	18.4-26.6 (21.5)
	Saturada	kN/m^3	21.5-25.5 (23.3)
Peso específico		kN/m^3	2.55-2.73 (2.66)
Porosidad		%	8.39-32.20 (19.7)
Resistencia a la compresión	Seca	MPa	20.03-49.50 (32.7)
	Saturada	MPa	7.10-38.7 (19.4)
Coefficiente de ablandamiento			0.21-0.95 (0.60)
Absorción (Abs)			2.5 a 18.0 (7.5)
Coefficiente de fortaleza de Protodiakonof (F.K.P)	Seca	MPa/10	2.0-5.0 (3.0)
	Saturada	MPa/10	1.0-4.0 (2.0)
Resistencia a la tracción	Seca	MPa	2.09-2.94
	Saturada	MPa	1.90-1.92
Módulo de Young	Seco	MPa	920-4248 (2063.6)
	Saturado	MPa	545-2792 (1531.5)
Químicos	CaCO ₃	%	Traza a 1.5
	SST	%	0.026 a 0.086 (0.04)

Al igual en la capa 5c (Tabla 4) serpentinitas pero en este caso 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 sobrecojimiento 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 meteorizadas predominando en profundidad las poco meteorizadas, según Ingeniería Geológica. (González_de_Vallejo. et al., 2002).

Tabla 4. Propiedades de la capa 5c

PROPIEDADES	ESTADO	U/M	VALOR
Densidad	Seca	kN/m ³	21.3 - 22.9 (21.9)
	Natural	kN/m ³	20.4 - 22.2 (22.1)
	Saturada	kN/m ³	22.3-23.3 (22.7)
Peso específico		kN/m ³	2.55-2.65 (2.57)
Porosidad		%	11.2 - 20.1 (16.3)
Absorción		%	3.4-18.5 (10.7)
Resistencia a la compresión	Seca	MPa	3.4 - 18.5 (10.7)
	Saturada	MPa	6.9 - 8.6 (7.6)
Coefficiente de ablandamiento			0.63 - 0.95 (0.82)
Coefficiente de fortaleza de Protodiakonof (F.K.P)	Seca	MPa/10	0.30 -1.14 (0.85)
Resistencia a la tracción	Seca	MPa	0.4 - 2.2 (1.1)
	Saturada	MPa	0.2 - 0.8 (0.4)
Módulo de Young	Seca	MPa	192 - 801 (604)
	Saturada	MPa	480 - 558 (519)

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. El valor 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.

III.2 Análisis de las características estructurales de área de estudio por tramos.

A partir de la litología existente en el túnel se dividió el mismo en tres tramos, obteniendo los resultados de la Tabla 5:

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 – 45 cm.

Tramo 2:

Presencia de peridotita brechosas muy alterada de color gris oscuro. En este tramo 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 y rugosa.

III.3 Evaluación del macizo rocoso empleando la clasificación de Barton (Barton, 2002)

Paso 1

Para realizar los cálculos mediante esta metodología es necesario obtener el valor del índice RQD de Deere (Palmström, 1982) al no contar con los medios para efectuar el sondeo de la zona estudiada se calculará para los tramos

escogidos, utilizando el método propuestos por Palmstrom sustituyendo los valores de los parámetros en las ecuaciones (2 y 3).

Tramo 1 (roca serpentinita media agrietada)

$$R Q D = 115 - 3.3 * J_v \quad \text{para } K = 2 \text{ y } N = 6$$

$$R Q D = 115 - 3.3 * 12 \quad J_v = K * N$$

$$R Q D = 75.4 \% \quad J_v = 2 * 6 = 12 \text{ grietas/m}^3$$

Tramo 2 (roca serpentinita agrietada)

$$R Q D = 115 - 3.3 * J_v \quad \text{para } K = 2 \text{ y } N = 8$$

$$R Q D = 115 - 3.3 * 16 = 62.2 \% \quad J_v = 2 * 8 = 16 \text{ grietas/m}^3$$

Tramo 3 (roca serpentinita muy agrietada)

$$R Q D = 115 - 3.3 * J_v \quad \text{para } K = 2 \text{ y } N = 9$$

$$R Q D = 115 - 3.3 * 18 = 56 \% \quad J_v = 2 * 9 = 18 \text{ grietas/m}^3$$

Paso 2

Cálculo del índice de calidad Q de Barton sustituyendo los valores de los parámetros en la ecuación (5)

Tramo 1 (roca media agrietada)

$$Q = \frac{75.4}{12} * \frac{1}{6} * \frac{1}{2.5}$$

$$Q = 6.28 * 0.17 * 0.43$$

$$Q = 0.43$$

Tramo 2 (rocas agrietada)

$$Q = \frac{62.2}{12} * \frac{1}{6} * \frac{1}{2.5}$$

$$Q = 5.18 * 0.17 * 0.43$$

$$Q = 0.37$$

Tramo 3 (rocas muy agrietada)

$$Q = \frac{56}{12} * \frac{1}{6} * \frac{1}{2.5}$$

$$Q = 4.7 * 0.17 * 0.43$$

$$Q = 0.34$$

Tabla 5 evaluación del macizo rocoso

Parámetros	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
RQD	75	62.2	56
Clasificación	Media	Media	Media
Jn	12	12	12
Jr	1	1	1
Ja	6	6	6
Jw	1	1	1
SRF	2.5	2.5	2.5
Q	0.43	0.37	0.34
Clasificación	roca muy mala	roca muy mala	roca muy mala

III.4 Determinación de las cargas sobre la fortificación

Sustituyendo los datos en la ecuación (6) obtenemos los valores de las cargas sobre la fortificación para cada tramo. Ver (Tabla 6)

Tramo 1 (roca serpentinita media agrietada)

$$P\tau = \frac{2 \cdot \text{¡Error! Marcador no definido.}^{1/2} * (0.43)^{1/3}}{30 * 1}$$

$$P\tau = 0.057 \text{ MPa}$$

Tramo 2 (roca serpentinita agrietada)

$$P\tau = \frac{2 (12^{1/2} * (0.37)^{1/3})}{30 * 1}$$

$$P\tau = 0.049 \text{ MPa}$$

Tramo 3 (roca serpentinita muy agrietada)

$$P_{\tau} = \frac{2 \cdot \text{Error! Marcador no definido.}^{1/2} \cdot (0.34)^{1/3}}{30 \cdot 1}$$

$$P_{\tau} = 0.045$$

Tabla 6 cargas sobre la fortificación

Cargas sobre la fortificación P_{τ}		
Tramo I	Tramo II	Tramo III
0.057	0.049	0.045

III.5 Longitud de las anclas.

Para el cálculo de la fortificación de la excavación primeramente se consideró el factor de seguridad (FS) del área de estudio, este no es más que la relación entre la luz teóricamente estable (LTE) y la luz real (L) de la excavación, o sea:

$$FS = LTE/L$$

Según Deere LTE se puede determinar teniendo el valor del índice "Q" de Barton y El factor ESR como se muestra en la (figura 16)

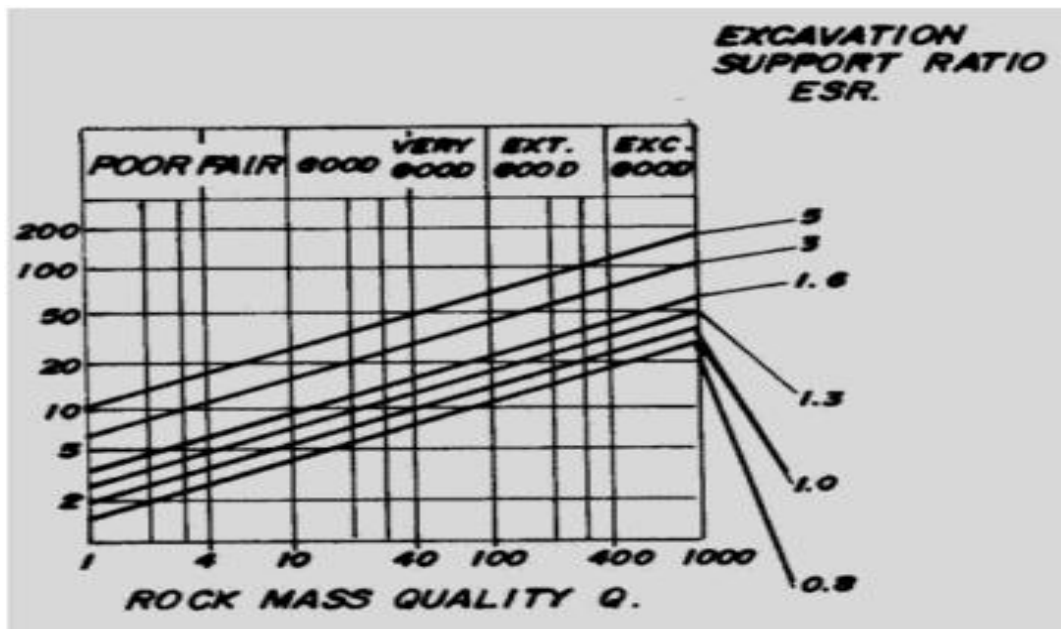


Figura 16. Luz estable que se pronostica en función de "Q" y ESR.

A partir del cálculo del FS, se sabe si es necesario usar fortificación en la excavación.

Cuando el FS es:

$FS < 1$: El tramo excavado necesita sostenimiento estructural y no se admite dejarlo sin fortificar.

$FS > 2$: El tramo excavado no necesita sostenimiento para resistir las presiones geostáticas naturales

$1 \leq FS < 2$: El tramo es teóricamente estable bajo presiones geostáticas normales. Puede mantenerse provisionalmente sin fortificar, la decisión de dejarlo definitivamente sin fortificar debe tomarse considerando la estabilidad observada en las secciones de igual luz construidas en condiciones análogas.

Cálculo del FS:

El valor de LTE se pronostica de la (figura 16) en función de "Q" y ESR, en el caso del valor de "Q", se asume que es "1", dado que Deere concibe que las excavaciones que tengan un valor de "Q" < 1 son teóricamente inestable, pero en el caso nuestro (Tramo V) se ha comprobado por varios autores que los valores de "Q" pueden ser excepcionalmente de 0.1 a 1 con un tiempo de estabilidad sin fortificar de 110 h.

$$FS = LTE / L$$

$$FS = 2.5 / 6$$

$$FS = 0.35$$

Como el FS calculado en la excavación es menor que uno, es de vital importancia fortificar por ser esta inestable.

La fortificación de anclas se considera progresiva y ventajosa del punto de vista económico y pueden ser empleadas en un gran rango de condiciones minero-técnicas.

Es importante señalar que tanto la longitud de los bulones como el espaciamiento entre ellos pueden ser determinados de manera sencilla por Barton, pero también conocemos que se puede determinar de forma más exacta a la realidad por otras vías, la utilización de fórmula que tengan en cuenta las condiciones geomecánicas del macizo, entre otras características.

Longitud de las Anclas:

Para excavaciones que tienen anchos menores de 6 m se determina la longitud de las anclas por:

$$L = \frac{B}{2} = \frac{6}{2} = 3 \text{ m}$$

Donde:

B- ancho de la excavación

Aunque existen otras fórmulas para determinar la longitud de las anclas, no todas son aplicables para todo tipo de excavaciones, pues hay que tener muy en cuenta las condiciones particulares de cada macizo. Por lo antes mencionado, tenemos que tener en cuenta el factor de seguridad FS para determinar la longitud real de las anclas que utilizaremos para que cumpla con las exigencias de fortificación.

$$L_{rb} = L + FS$$

$$L_{rb} = 3 + 0.35$$

$$L_{rb} = 3.35 \text{ m}$$

III.6 Distribución de las anclas

La distribución de las anclas se realiza radialmente en forma de tresbolillo por las condiciones de blococidad existente en el macizo, situando las anclas al

mismo espaciamiento del proyecto, formando en el macizo un arco como se muestra en la (figura 17).

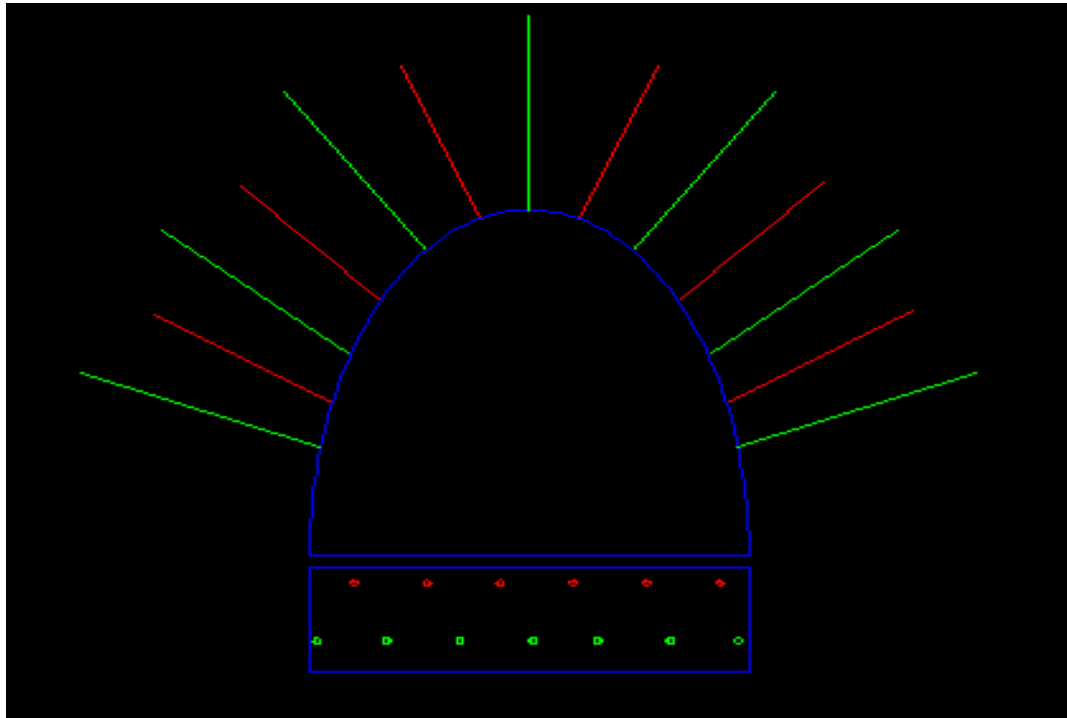


Figura 17. Distribución de las anclas en el frente

CONCLUSIONES

1. Teniendo en cuenta las características ingeniero - geológica, las propiedades físico mecánicas y el comportamiento estructural del macizo, se utilizaron las clasificaciones geomecánicas de Deere, basada en el índice de calidad del macizo (RQD), la clasificación de Barton, basada en el índice (Q); de donde se obtiene que la calidad del macizo rocoso varía de rocas de calidad muy malas a rocas de calidad media, definiendo que estas se comportan de manera inestable.
2. Según la calidad de la roca se propone que la fortificación de anclas metálicas no sea de 2.70 m, sino que sean de 3.35 m de longitud.

RECOMENDACIONES

1. Evaluar el diseño del anclaje teniendo en cuenta los métodos de elementos finitos.
2. Evaluar en otro trabajo el diseño de anclas de fijación mecánicas que sea de producción nacional capaces de soportar cargas luego de su instalación.

REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

- 1.3, A. DYWIDAG - Systems International. In D. Underground (Ed.).
- 2.4, A. (2013). Glosario Técnico Minero.
- 3.6, A. El Sosténimiento de Túneles Basado en las Clasificaciones Geomecánicas.
- 4.7, A. Tensiones en Torno a Excavaciones.
5. Anónimo_9. (1982). Ground water monitoring of underground coal mines - Waite, B A Min Engng, . International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics, 34(6), 170-171.
6. Anónimo_10. (1983). Infinite domain' elements in finite element analysis of underground excavations - Beer, G Int J Num Anal Meth Geomech,... International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics, 20(4), 109.
7. autores, C. d. Trasvase Este-Oeste.
8. Barton, N. (2002). Some New Q -Value Correlations to Assist in Site Characterization and Tunnel Design. International Journal of Rock Mechanical & Mining Sciences., 39(2), 185 - 216.
9. Barton, N., & Grimstad, E. (2000). El sistema Q para la Selección del Sosténimiento en el Método Noruego de Excavación de Túneles. Madrid España: Entorno Grafico, S.L.
10. Bieniawski, Z. T. (1973). The Science of Rock Mechanics. 1. The Strength Properties of Rock - W. Dreyer. Trans Tech Publications, Bay Village. Engineering Geology, 7(1), 74-75.
11. Cabrera., L. (2012). Manual de diseño y construcción de túneles de carretera.
12. González, L. C. (2016). Análisis Comparativo de Métodos de Sosténimiento de Túneles. UNIVERSIDAD DE OVIEDO.
13. González_de_Vallejo., L., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). Ingeniería Geológica. Madrid.
14. Hoek, E. (2007). Practical Rock Engineering A. A. Balkema (Ed.)
Retrieved from
http://www.rocscience.com/hoek/pdf/Practical_Rock_Engineering.pdf
15. Madías, J. (2012). Productos de Acero para la Minería.
16. Mark, C. Analysis of Roof Bolt Systems.
17. Palmström, A. (1982). The volumetric joint count - a useful and simple measure of degree of rock mass jointing. Paper presented at the IV Congress International Association Of Engineering Geology New Delhi, New Delhi
18. Rojas, A. C. (2008). Manual Sistema de Refuerzo de Rocas con Pernos SAFEROCK (pp. 226).
19. Silva, R. M. (2001). El pronóstico en las contrucciones de obras subterráneas.

20. Sofianos, A. I., & Halakatevakis, N. (2002). Equivalent tunnelling Mohr-Coulomb strength parameters for given Hoek-Brown ones. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 39(1), 131-137.
21. T. Brown, E. H. E. (1980). Excavaciones Subterráneas en Rocas
22. Torrens, R. B. (1984). Fortification de Excavaciones Subterráneas.
23. Torrens, R. B., & Quesada, R. W. (2012). Mecánica de Rocas en los Frentes de Explotación Subterránea (F. Varela Ed.).
24. Vallejo, L. G. d. (1998). Las clasificaciones geomecánicas para túneles., U. P. Madrid.
25. Zipf, R. K., & Bieniawski, Z. T. (1989). A fundamental study of respirable dust generation in coal. Mining Science and Technology, 9(1), 87-99.

ANEXO A

Índice Q de Barton, 1974, 1994 y el Índice RQD.

Calidad del testigo RQD		RQD (%)
A	Muy mala	0-25
B	Mala	25-50
C	Media	50-75
D	Buena	75-90
E	Excelente	90-100

Notas:

- Cuando se obtienen valores del RQD inferiores o iguales a 10, se toma un valor de 10 para calcular el índice Q.
- Los intervalos de 5 unidades para el RQD, es decir, 100, 95, 90, etc., tienen suficiente precisión.

N

Índice de diaclasado		Jn
A _t	Roca masiva, sin diaclar o con fisuración escasa	0.5-1,0
B _a s	Una familia de diaclasas	2
C :	Una familia y algunas diaclasas aleatorias	3
D	-Dos familias de diaclasas	4
E	Edos familias y algunas diaclasas aleatorias	6
F	nTres familias de diaclasas	9
G	Tres familias y algunas diaclasas aleatorias	12
H	iCuatro o más familias, diaclasas aleatorias, roca muy fracturada, roca en terrones, etc.	15
J	tRoca triturada, terrosa	20

e

En las secciones de túneles se utiliza la expresión (3Jn)

En las bocas de los túneles se utiliza la expresión (2Jn)

Índice de rugosidad de las discontinuidades		Jr	
a) Contacto entre las dos caras de la discontinuidad.			
b) Contacto entre las dos caras de la discontinuidad ante un desplazamiento			
A	Diaclasas discontinuas	4	
B	Diaclasas onduladas, rugosas o irregulares	3	
C	Diaclasas onduladas, lisas	2	
D	Diaclasas onduladas, perfectamente lisas	1,5	
E	Diaclasas planas, rugosas o irregulares	1,5	
F	Diaclasas planas, lisas	1,0	
G	Diaclasas planas, perfectamente lisas	0,5	
Nota:			
-Las descripciones se refieren a caracterizaciones a pequeña escala y escala intermedia, por este orden.			
c) No existe contacto entre las caras de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante.			
H	Zona que contiene minerales arcillosos con un espesor suficiente para impedir el contacto de las caras de la discontinuidad	1.0	
J	Zona arenosa, de gravas o triturada con un espesor suficiente para impedir el contacto entre las dos caras de la discontinuidad	1.0	
Índice de alteración de las discontinuidades		Or	Ja
a) Contacto entre los planos de la discontinuidad (sin minerales de relleno intermedios)			
A	Discontinuidad cerrada, dura, sin reblandecimientos, impermeable, cuarzo	---	0,75
B	Planos de discontinuidad inalterados, superficies ligeramente manchadas	25 ° - 35 °	1,0
C	Planos de discontinuidades ligeramente alterados. Presentan minerales no reblandecibles. partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcillas, etc.	25 ° - 30 °	2
D	Recubrimientos de arcillas limosas o arenosas. Fracción pequeña de arcilla (no blanda)	20 ° - 25 °	3
E	Recubrimientos de arcillas blandas o de baja fricción, es decir, caolinita o mica. También clorita, talco, yeso, grafito, etc., y pequeñas cantidades de arcillas expansivas	80 ° - 16 °	4
b) Contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante inferior a 10 cm (minerales de relleno en pequeños espesores)			

F	Partículas arenosas, rocas desintegradas libres de arcillas etc.	25 ° - 30 °	4.0
G	Fuertemente sobreconsolidados con rellenos de minerales arcillosos no blandos (continuos, pero con espesores inferiores a 5 mm)	16 ° - 24 °	6.0
H	Sobreconsolidación media a baja, con reblandecimiento, rellenos de minerales arcillosos (continuos, pero de espesores inferiores a 5 mm)	12 ° - 16 °	8.0
J	Rellenos de arcillas expansivas, es decir, montmorillonita (continuos, pero con espesores inferiores a 5 mm). El valor de J_a depende del porcentaje de partículas con tamaños similares a los de las arcillas expansivas	6 ° - 12 °	8-12
c) No se produce contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante (rellenos de mineral de gran espesor)			
K L M	Zonas o bandas de roca desintegrada o triturada y arcillas (ver G, H y J para la descripción de las condiciones de las arcillas)	6 ° - 24 °	6,8 ó 8- 12
N	Zonas o bandas de arcillas limosas o arenosas, con pequeñas fracciones de arcillas no reblandecibles	--	5.0
O P R	Zonas o bandas continuas de arcilla, de espesor grueso (ver clases G, H y J para la descripción de las condiciones de las arcillas)	6 ° - 24 °	10, 13 ó 13-20
Nota: los valores expresados para los parámetros J_r y J_a se aplican a las familias de diaclasas o discontinuidades que son menos favorables con relación a la estabilidad, tanto por la orientación de las mismas como por su resistencia al corte (esta resistencia puede evaluarse mediante la expresión: $T \approx \sigma_n \cdot \operatorname{tg}^{-1} V(J_r/J_a)$			

Factor de reducción por la presencia de agua		Presión de agua (kg/cm ²)	J_w
A	Excavaciones secas o pequeñas afluencias, inferiores a 5 l/min, de forma localizada	< 1	1,0
B	Afluencia a presión media, con lavado ocasional de los rellenos de las discontinuidades	1-2,5	0,6 6
C	Afluencia importante o presión alta en rocas competentes con discontinuidades sin relleno	2,5-10	0,5

D	Afluencia importante o presión alta, produciéndose un lavado considerable de los rellenos de las diaclasas	2.5-10	0,3 3
E	Afluencia excepcionalmente alta o presión elevada en el momento de realizar las voladuras, decreciendo con el tiempo	> 10	0,2 - 0,1
F	Afluencia excepcionalmente alta, o presión elevada de carácter persistente, sin disminución apreciable	> 10	0,1 - 0.0 5
Notas: - Los valores de las clases C. D. E y F son meramente estimativos. Si se acometen medidas de drenaje, puede incrementarse el valor Jw - No se han considerado los problemas especiales derivados de la formación de hielo.			

Condiciones tensionales de la roca		SRF
a) Las zonas débiles interceptan a la excavación, pudiendo producirse desprendimientos de roca a medida que la excavación del túnel va avanzando		
A	Múltiples zonas débiles, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, roca de contorno muy suelta (a cualquier profundidad)	10
B	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de la excavación ≤ 50 m)	5
C	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de la excavación > 50 m)	2.5
D	Múltiples zonas de fracturas en roca competente (libres de arcillas), roca de contorno suelta (a cualquier profundidad)	7.5
E	Zonas de fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de excavación ≤ 50 m)	5
F	Zonas de fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de la excavación > 50 m)	2.5
G	Terreno suelto, diaclasas abiertas, fuertemente fracturado, en terrones, etc. (a cualquier profundidad)	5
Nota: -Se reducen los valores expresados del SRF entre un 20-50% si las zonas de fracturas sólo ejercen		

cierta influencia pero no intersectan a la excavación.				
b) Rocas competentes, problemas tensionales en las rocas		σ_c / σ_1	σ_θ / σ_c	SRF
H	Tensiones pequeñas cerca de la superficie, diaclasas abiertas	> 200	< 0,01	2,5
J	Tensiones medias, condiciones tensionales favorables	200-10	0,01-0.3	1
K	Tensiones elevadas, estructura muy compacta. Normalmente favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para la estabilidad de los hastiales	10-5	0,3-0,4	0,5-2
L	Lajamiento moderado de la roca después de 1 hora en rocas masivas	5-3	0,5-0,65	5-50
M	Lajamiento y estallido de la roca después de algunos minutos en rocas masivas	3-2	0,65-1	50-200
N	Estallidos violentos de la roca (deformación explosiva) y deformaciones dinámicas inmediatas en rocas masivas	< 2	> 1	200-400
Notas: - Si se comprueba la existencia de campos tensionales fuertemente anisotrópicos; cuando $5 \leq \sigma_1 / \sigma_3 \leq 10$, se disminuye el parámetro σ_c hasta $0,75\sigma_c$: si $\sigma_1 / \sigma_3 > 10$, se tomará el valor $0,5\sigma_c$, σ_c es resistencia a compresión simple, σ_1 y σ_3 son las tensiones principales mayor y menor y σ_θ es la tensión tangencial máxima, estimada a partir de la teoría de la elasticidad). - En los casos en que la profundidad de la clave del túnel es menor que la anchura de la excavación, se sugiere aumentar el valor del factor SRF entre 2,5 y 5 unidades (véase clase H).				
c) Rocas deformables: flujo plástico de roca incompetente sometida a altas presiones litostáticas			σ_θ / σ_c	SRF
O	Presión de deformación baja		1-5	5-10
P	Presión de deformación alta		> 5	10-20
Nota: - Los fenómenos de deformación o fluencia de rocas suelen ocurrir a profundidades: $H > 350 Q^{1/3}$ (Singh et al., 1992). La resistencia a compresión de macizo rocoso puede estimarse mediante la expresión: $q \approx \gamma * Q^{1/3}$, donde γ es la densidad de la roca en g/cm³				

(Singh. 1993).		
d) Rocas expansivas: actividad expansiva química dependiendo de la presencia de agua.		SRF
R	Presión de expansión baja	5-10
S	Presión de expansión alta	10-15
$Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF}$		

A continuación, se expresan los criterios de valoración de estos parámetros.

El índice Q obtenido a partir de ellos varía entre 0.001 - 1000 con la siguiente clasificación del macizo rocoso:

0.001 - 0.01; roca excepcionalmente mala

0.01- 0.1; roca extremadamente mala

0.1 - 1; roca muy mala

1 - 4; roca mala

4 - 10; roca media

10 - 40; roca buena

40 - 100; roca muy buena

100 - 400; roca extremadamente buena

400 - 1000; roca excepcionalmente buena

