

**ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE TÚNELES EN ROCA BLANDA
ESPECÍFICAMENTE EN LUTITA UTILIZANDO SOFTWARE DE ELEMENTOS
FINITOS**

**DIANA CELINA BUENO CADENA
SILVIA JULIANA GÓMEZ GONZÁLEZ**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2015**

**ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE TUNELES EN ROCA BLANDA
ESPECÍFICAMENTE EN LUTITA UTILIZANDO SOFTWARE DE ELEMENTOS
FINITOS**

**DIANA CELINA BUENO CADENA
SILVIA JULIANA GÓMEZ GONZÁLEZ**

Trabajo de Grado para optar al título de
Ingeniera Civil

**Director
WILFREDO DEL TORO RODRÍGUEZ
Ingeniero Civil, M. Sc.**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2015

AGRADECIMIENTOS

A Dios y a nuestras familias por su amor y apoyo incondicional.

Al profesor Wilfredo del Toro por responder cada duda y apoyarnos en todo el desarrollo de la investigación.

A la geóloga Sofía Muñoz por acompañarnos en la toma de datos y resolver nuestras inquietudes.

Al geólogo Edgar Luciano Bueno por aportarnos gran parte de la información necesaria para desarrollar la investigación y acompañarnos en todo el proceso.

Al profesor Hernán Porras y al grupo de Investigación GEOMÁTICA que nos permitieron el uso de sus equipos y softwares necesarios para la ejecución de nuestro proyecto.

Y en general a todos los profesores que en el transcurso de nuestra carrera nos brindaron las bases teóricas necesarias para desarrollar satisfactoriamente esta investigación.

DIANA CELINA BUENO CADENA
SILVIA JULIANA GÓMEZ GONZÁLEZ

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	16
1. CASO DE ESTUDIO – TÚNEL LA SORDA PORTAL DE SÁLIDA	17
2. INTERPRETACIÓN DE DATOS GEOLÓGICOS	18
2.1. RECOLECCIÓN DE DATOS DE GEOLOGÍA ESTRUCTURAL	18
2.2. MODELADO DE DATOS GEOLÓGICOS ESTRUCTURALES	19
2.3. ANÁLISIS DE RESULTADOS GEOLÓGICOS	24
3. PROPIEDADES MECÁNICAS DEL MACIZO ROCOSO	29
3.1. CRITERIOS DE ROTURA	29
3.1.1. Criterio de rotura lineal de Mohr-Coulomb.	30
3.1.2. Criterio de rotura no lineal de Hoek&Brown.	31
3.2. MODELADO DE PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO	33
3.2.1. Determinación del σ_{ci} y el módulo de Young.	34
3.2.2. Determinación del índice de resistencia geológica (GSI).	37
3.2.3. Determinación de la constante de resistencia del material mi .	39
3.2.4. Determinación del parámetro D (Factor de alteración).	40
3.2.5. Aplicación del software RocData.	42
3.3. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS GEOTÉCNICOS	42
4. ESFUERZOS Y DEFORMACIONES ALREDEDOR DE LA EXCAVACIÓN	45
4.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL TÚNEL	45

4.1.1. Uso del túnel.	45
4.1.2. Sección transversal del túnel.	45
4.1.3. Tipos de recubrimiento.	46
4.2. MODELADO MEDIANTE EL SOFTWARE DE ELEMENTOS FINITOS (PHASE 2 V.8.0)	49
4.2.1. Modelo de la sección transversal tipo de la excavación y el contorno externo.	50
4.2.2. Características geológicas del terreno.	52
4.2.3. Propiedades mecánicas del macizo rocoso.	54
4.2.4. Condiciones iniciales de esfuerzos.	54
4.2.5. Método de excavación.	55
4.2.6. Propiedades de los revestimientos.	57
4.3. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS DEL COMPORTAMIENTO DEL MACIZO ROCOSO	60
4.3.1. Condición del macizo inalterado.	60
4.3.2. Condición del macizo en las fases de excavación.	61
4.3.3. Condición del macizo para diferentes tipos de recubrimiento.	67
5. CONCLUSIONES	73
CITAS BIBLIOGRÁFICAS	74
BIBLIOGRAFÍA	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.
ANEXOS	80

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Localización de los puntos estructurales en la zona de estudio.	18
Figura 2. Rumbo del portal de salida del túnel.	23
Figura 3. Buzamiento del portal de salida del túnel.	24
Figura 4. Concentración de polos.	25
Figura 5. Roseta.	26
Figura 6. Concentración de intersecciones.	27
Figura 7. Rumbo de las familias	27
Figura 8. Representación del criterio de rotura en términos bidimensionales. Modificada de según Melentijevic, 2005.	29
Figura 9. Localización del sondeo de penetración estándar.	34
Figura 10. GSI para macizos heterogéneos como Flysch.	37
Figura 11. Tabla de valores de la constante <i>mi</i> .	40
Figura 12. Guía para estimar el factor de alteración D.	41
Figura 13. Interfaz de RocData con los datos de entrada.	42
Figura 14. Tabla de resultados del modelo en RocData.	43
Figura 15. Gráfica de envolvente de Hoek & Brown.	44
Figura 16. Túnel con sección transversal en forma de herradura.	46
Figura 17. Sostenimiento de un túnel con hormigón proyectado.	47
Figura 18. Arcos metálicos o costillares.	48
Figura 19. Bulones, disposición perimetral con orientación radial.	49
Figura 20. Extensión del terreno, sección transversal tipo y condiciones de frontera.	51
Figura 21. Interfaz para ingresar las propiedades de las familias de diaclasas y estratificación.	52

Figura 22. Modelado de las familias de diaclasas y estratificación.	53
Figura 23. Fases de excavación.	56
Figura 24. Modelo fases de excavación mediante el software phase 2.0 v 8.0.	56
Figura 25. Modelos de recubrimiento.	59
Figura 26. Dirección de los esfuerzos principales en el macizo rocoso inalterado.	61
Figura 27. Comportamiento del esfuerzo principal (σ_1).	62
Figura 28. Comportamiento del esfuerzo principal mayor (σ_1).	64
Figura 29. Desplazamientos totales en etapas de excavación.	65
Figura 30. Dirección y localización de los desplazamientos en fases de excavación.	66
Figura 31. Factor de resistencia en las fases de excavación.	67
Figura 32. Factor de resistencia y elementos en falla en la fase II de excavación.	68

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Datos geológicos estructurales	20
Tabla 2. Datos estructurales de los planos principales.	28
Tabla 3. Resultados de ensayo de compresión simple en rocas.	35
Tabla 4. Datos de propiedades de las familias de diaclasas y estratificación.	53
Tabla 5. Características de los bulones sistemáticos.	57
Tabla 6. Características de los arcos de acero.	58
Tabla 7. Características del concreto reforzado.	58
Tabla 8. Valores promedio de sigma uno.	63
Tabla 9. Elementos de falla para cada tipo de soporte en las etapas de excavación.	69
Tabla 10. Máximos desplazamientos para cada tipo de soporte en las etapas de excavación.	70

LISTA DE FOTOGRAFÍAS

	Pág.
Fotografía 1. Afloramiento del macizo rocoso con lutitas de la formación Umir.	19
Fotografía 2. Probetas ensayadas	35
Fotografía 3. Afloramiento del macizo rocoso cerca al tramo del portal de salida del túnel.	38

LISTA DE GRÁFICAS

	Pág.
Gráfica 1. Esfuerzo principal mayor (σ_1) vs distancia vertical, desde la superficie.	60
Gráfica 2. Sigma uno vs distancia en el perímetro de la excavación, por etapa.	62
Gráfica 3. Máximos desplazamientos vs distancia en el perímetro de la excavación por etapa	65
Gráfica 4. Comparación de los elementos en falla para cada tipo de soporte según la etapa.	70
Gráfica 5. Comparación de los máximos desplazamientos en cada tipo de soporte según la etapa.	71
Gráfica 6. Desplazamientos máximos vs la distancia en el contorno del túnel , para cada tipo de recubrimiento.	72

RESUMEN

TÍTULO: ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE TÚNELES EN ROCA BLANDA ESPECÍFICAMENTE EN LUTITA UTILIZANDO SOFTWARE DE ELEMENTOS FINITOS*

AUTORES: DIANA CELINA BUENO CADENA, SILVIA JULIANA GÓMEZ GONZÁLEZ**

PALABRAS CLAVES: TÚNEL, EXCAVACIÓN SUBTERRÁNEA, ESFUERZOS, DEFORMACIONES, MACIZO ROCOSO, ROCA BLANDA, LUTITAS.

DESCRIPCIÓN:

En este proyecto de grado se estudia y se analiza el comportamiento en términos de esfuerzos y deformaciones ante la construcción de un túnel de uso vial en un macizo rocoso compuesto litológicamente por lutita, un material que presenta condiciones críticas en cuanto a geología y resistencia. En el desarrollo de la investigación se realiza un análisis detallado de las características representativas mediante el uso de material bibliográfico y de la realización de modelos en software.

La información geológica fue recolectada en la zona de estudio con el fin de representar las condiciones reales en las que se encuentra la roca; dicha información fue procesada por medio del software Dips v6.0. Las propiedades mecánicas se extrajeron de los resultados de ensayos de laboratorio y de observaciones hechas en campo que fueron procesadas en el software RocData v5.0. Posteriormente haciendo uso del programa de elementos finitos Phase v8.0, se realizó el modelo de la sección transversal tipo del túnel y del macizo rocoso con las propiedades geológicas y mecánicas previamente determinadas. Finalmente se analizó el comportamiento de la masa de roca en las diferentes etapas de excavación y se realizó una comparación de la respuesta ante diferentes tipos de recubrimiento con el fin de extraer la información necesaria para realizar conclusiones acertadas en términos de estabilización. Como se ve expuesto en el siguiente artículo, se concluyó que el recubrimiento que logra las mejores condiciones para este tipo de roca, es un sistema combinado de bulones, concreto reforzado y arcos metálicos.

* Trabajo de grado

** Facultad de ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Wilfredo del Toro Rodríguez, Ingeniero Civil, M. Sc.

ABSTRACT

TITLE: ANALYSIS OF TUNNEL BEHAVIOR IN SOFT ROCK, SPECIFICALLY SHALE, USING FINITE ELEMENT SOFTWARE*

AUTHORS: DIANA CELINA BUENO CADENA, SILVIA JULIANA GÓMEZ GONZÁLEZ**

KEY WORDS: TUNNEL, SUBTERRANEAN EXCAVATION, STRESSES, DEFORMATIONS, ROCK MASS, SOFT ROCK, SHALE.

DESCRIPTION:

This graduation project studies and analyzes the behavior, in terms of stresses and deformations, of vehicular tunnel construction within a rock mass with a lithological composition of shale, a material that features critical conditions in terms of geology and resistance. A detailed analysis of the representative and typical characteristics of the rock material, using reference material and software modeling, was used for the development of this investigation.

The geological information and sampling was collected at the study site in order to depict the actual rock conditions. All field samples and information were analyzed and processed via Dips V6.0 software. Mechanical properties were derived from lab results and from the field observations, which were analyzed with the RocData v5.0 software. A model of the cross sectional area of the tunnel and the rock mass was subsequently created using the finite element software Phase v8.0, using the geological and mechanical properties previously determined. Finally, the behavior of the rock mass was analyzed throughout the different stages of excavation, and the results compared at different layers within the rock mass, with the goal of acquiring the information needed to arrive at correct conclusions in terms of rock stabilization. As seen in this article, it was determined that the cover that provides the best conditions for this type of rock is a system combining bolts, reinforced concrete and metal arches.

* Bachelor Thesis

** Facultad de ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Wilfredo del Toro Rodríguez, Ingeniero Civil, M. Sc.

INTRODUCCIÓN

“Los túneles son obras de ingeniería complejas en las que el conocimiento geológico y geotécnico del terreno afecta de forma directa a todas las fases de su desarrollo: desde los estudios previos hasta el final de su construcción, e incluso durante todo el periodo de servicio (Zhao et al., 2007)”.^[1]

Cuando un material se encuentra inalterado a cierta profundidad, está sometido a esfuerzos de campo producidos por diversas causas como el peso de los estratos superiores; al realizarse una excavación, y en particular la de un túnel, se cambian las condiciones del campo de esfuerzos que se encontraba en equilibrio y se modifica su geometría interna porque el túnel representa enorme discontinuidad; los esfuerzos que soportaba el material retirado ahora deben ser asumidos por el que se encuentra cercano a la zona de corte, lo que induce a una redistribución de esfuerzos hasta llegar nuevamente al equilibrio interno; el hecho de que el material pueda hacerlo sin fallar dependerá de los parámetros geomecánicos resistentes que posea y del estado de esfuerzos anterior. Cuando el material aledaño a la excavación no es lo suficientemente competente para asumir los esfuerzos inducidos con desplazamientos dentro de los niveles tolerables, tiende a fallar y a cerrar la excavación, para estos casos es necesario usar algún tipo de soporte que sirva para estabilizar el terreno.^[2]

Esta investigación desea resaltar la importancia que tienen las características geológicas y geotécnicas al momento de realizar una aproximación del comportamiento de un macizo rocoso de mala calidad ante la excavación de un túnel en tres etapas y variando los tipos de soporte mediante el uso de software, material bibliográfico y observaciones en campo.

1. CASO DE ESTUDIO – TÚNEL LA SORDA PORTAL DE SÁLIDA

Con el fin de relacionar la presente investigación con proyectos que se llevan a cabo en la región se tomó como caso de estudio el túnel vehicular La Sorda, proyecto que actualmente se encuentra en fase II y que forma parte de la Interconexión Vial Bucaramanga – Barrancabermeja - Yondó, la cual es de alta importancia dentro del mejoramiento de la infraestructura vial del Departamento de Santander.

El Túnel La Sorda se ubica cercano al río Sucio y a la quebrada La Sorda, en la zona rural del municipio de Lebrija, Departamento de Santander ^[3]. El proyecto enfatizó la investigación en la zona del portal de salida del túnel La Sorda, el cual está ubicado sobre laderas erosiónales aferentes a la Quebrada La Sorda sobre una cota de rasante de 653 msnm ^[4].

2. INTERPRETACIÓN DE DATOS GEOLÓGICOS

El peor problema que puede enfrentar un ingeniero de excavaciones subterráneas es el no previsto y aunque sea imposible prever todas las circunstancias geológicas que pueden dar lugar a problemas durante las excavaciones, se debe hacer lo posible por obtener una idea clara de las características del macizo rocoso al inicio de la investigación para no enfrentar situaciones inesperadas durante la construcción [5].

2.1. RECOLECCIÓN DE DATOS DE GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

La recolección de datos geológicos en campo es de suma importancia para caracterizar el macizo rocoso que se desea intervenir, previamente se determinó la zona donde se encontrarían los afloramientos representativos con ayuda de un geólogo y fue allí donde se realizó la toma de datos. Fueron 29 puntos, en formato de rumbo y buzamiento.

Figura 1. Localización de los puntos estructurales en la zona de estudio.



Fuente: Google earth, modificada por las autoras.

Los datos fueron tomados utilizando una brújula y un GPS, observándose que en los afloramientos priman lutitas arcillosas, estas observaciones se reafirman con el estudio realizado por la ANI donde se determinó que litológicamente en la zona intervienen lutitas y mantos de carbón de la Formación Umir, tanto en el alineamiento del túnel como en los portales de entrada y salida; en el centro del alineamiento priman las lutitas, limolitas y niveles delgados de areniscas de la Formación Lizama ^[6]. En la Fotografía 1 se evidencia uno de los puntos donde se tomaron los datos geológicos.

Fotografía 1. Afloramiento del macizo rocoso con lutitas de la formación Umir.



2.2. MODELADO DE DATOS GEOLÓGICOS ESTRUCTURALES

Los datos estructurales que representan los planos de las familias de diaclasas y estratificación fueron procesados mediante el programa Dips versión 6.0 perteneciente al paquete de software Rocscience con el fin de hacer el cálculo interactivo, gráfico y estadístico de las orientaciones de estos datos y así mismo estudiar la influencia que tienen con respecto al eje del túnel. La **Tabla 1** muestra los datos que se ingresaron al programa.

Tabla 1. Datos geológicos estructurales.

Punto	Buzamiento	Dirección de buzamiento	Familia
68	60	300	Estratificación
	77	250	Diaclasa1
	33	255	Diaclasa2
69	62	310	Estratificación
	72	220	Diaclasa1
	5	240	Diaclasa2
70	59	310	Estratificación
	50	241	Diaclasa1
	30	265	Diaclasa2
71	60	300	Estratificación
	75	225	Diaclasa1
	10	240	Diaclasa2
72	65	295	Estratificación
	60	250	Diaclasa1
	75	230	Diaclasa2
73	55	295	Estratificación
	60	235	Diaclasa1
	35	250	Diaclasa2
74	55	295	Estratificación
	45	248	Diaclasa1
	5	240	Diaclasa2
75	60	295	Estratificación
	80	235	Diaclasa1
	10	210	Diaclasa2
76	64	300	Estratificación
	80	245	Diaclasa1
	25	250	Diaclasa2

Tabla 2. Continuación.

Punto	Buzamiento	Dirección de buzamiento	Familia
77	60	300	Estratificación
	75	240	Diaclasa1
	5	260	Diaclasa2
78	55	295	Estratificación
	40	210	Diaclasa1
	15	190	Diaclasa2
79	75	296	Estratificación
	65	260	Diaclasa1
	10	255	Diaclasa2
80	42	300	Estratificación
	55	245	Diaclasa1
	20	255	Diaclasa2
81	80	298	Estratificación
	20	230	Diaclasa1
	85	240	Diaclasa2
82	65	300	Estratificación
	27	310	Diaclasa1
	75	245	Diaclasa2
83	75	305	Estratificación
	10	200	Diaclasa1
	70	335	Diaclasa2
84	65	285	Estratificación
	45	250	Diaclasa1
	5	240	Diaclasa2
85	40	282	Estratificación
	30	290	Diaclasa1
	85	250	Diaclasa2
86	40	300	Estratificación
	55	262	Diaclasa1

Tabla 3. Continuación.

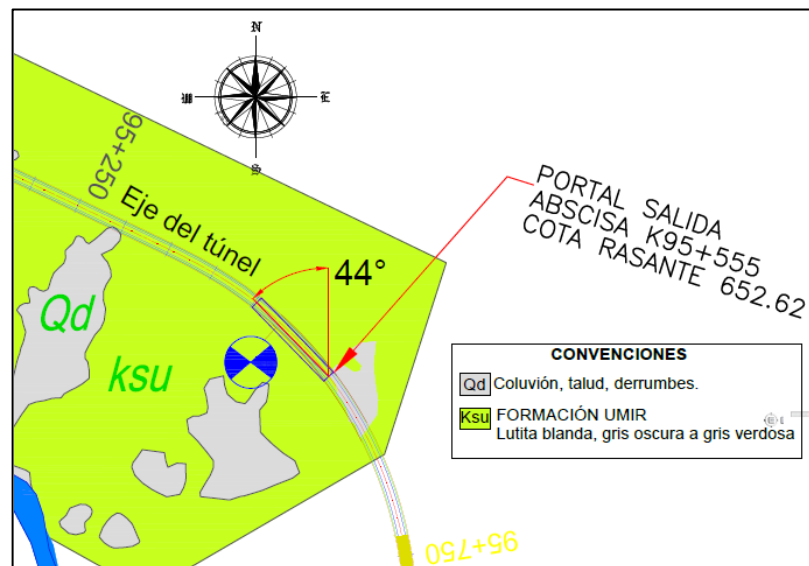
Punto	Buzamiento	Dirección de buzamiento	Familia
86	50	300	Diaclasa2
87	55	295	Estratificación
	80	240	Diaclasa1
	30	280	Diaclasa2
88	25	305	Estratificación
	55	290	Diaclasa1
	80	250	Diaclasa2
89	35	300	Estratificación
	55	295	Diaclasa1
	80	255	Diaclasa2
90	35	315	Estratificación
	55	295	Diaclasa1
	75	235	Diaclasa2
91	15	300	Estratificación
	55	290	Diaclasa1
	85	232	Diaclasa2
92	10	315	Estratificación
	60	130	Diaclasa1
	85	195	Diaclasa2
93	15	310	Estratificación
	61	125	Diaclasa1
	80	200	Diaclasa2
94	65	280	Estratificación
95	5	335	Estratificación
	75	285	Diaclasa1
	80	10	Diaclasa2
96	55	295	Diaclasa1
	80	270	Diaclasa2
97	5	325	Estratificación

Antes de realizar el modelo se determinó la declinación magnética, que es el ángulo entre el norte verdadero y el trazo horizontal del campo magnético local, que depende de la ubicación de los datos, en este caso la declinación magnética para una latitud de $7^{\circ}10'37''\text{N}$ y una longitud de $73^{\circ}18'16''\text{W}$ es de $7^{\circ}46'\text{W}$ que equivale a $7,77^{\circ}$.

Dips cuenta con dos tipos de proyecciones estereográficas, de ángulos iguales y de áreas iguales; para esta investigación se decidió utilizar la de áreas iguales porque permite una mejor interpretación estadística de los datos estructurales [7]. Posteriormente se definió el hemisferio a utilizar y la distribución de contorno, para este caso se usó el hemisferio inferior y la distribución de Fisher.

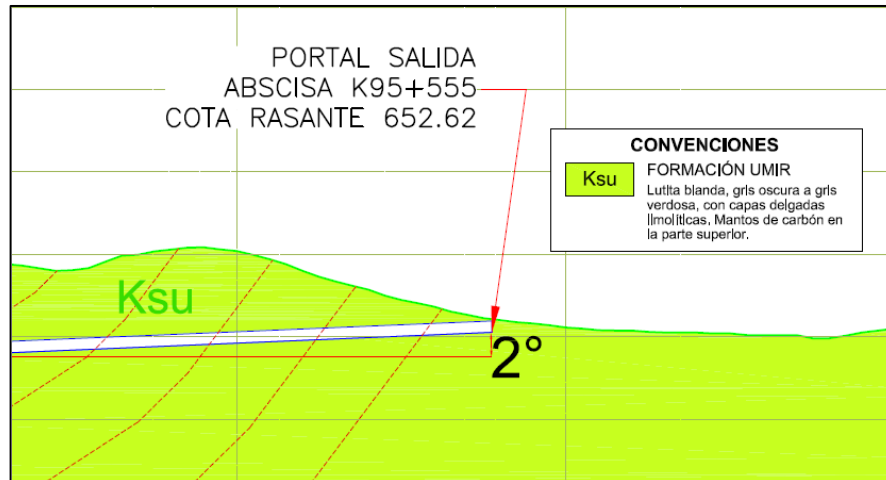
Una vez ingresados los datos de geología estructural y definidos los parámetros del modelo se procede a ingresar la orientación del túnel, esta orientación se tomó del eje del tramo del portal de salida del túnel la sorda por su cercanía al lugar donde se realizó la toma de datos estructurales, permitiendo su caracterización. El rumbo de este eje es de 44.10°SE .

Figura 2. Rumbo del portal de salida del túnel.



El buzamiento del portal de salida del túnel se define como la pendiente de la rasante que es del 3% (2°) inclinada hacia el NW como se puede ver en la **Figura 3**.

Figura 3. Buzamiento del portal de salida del túnel.



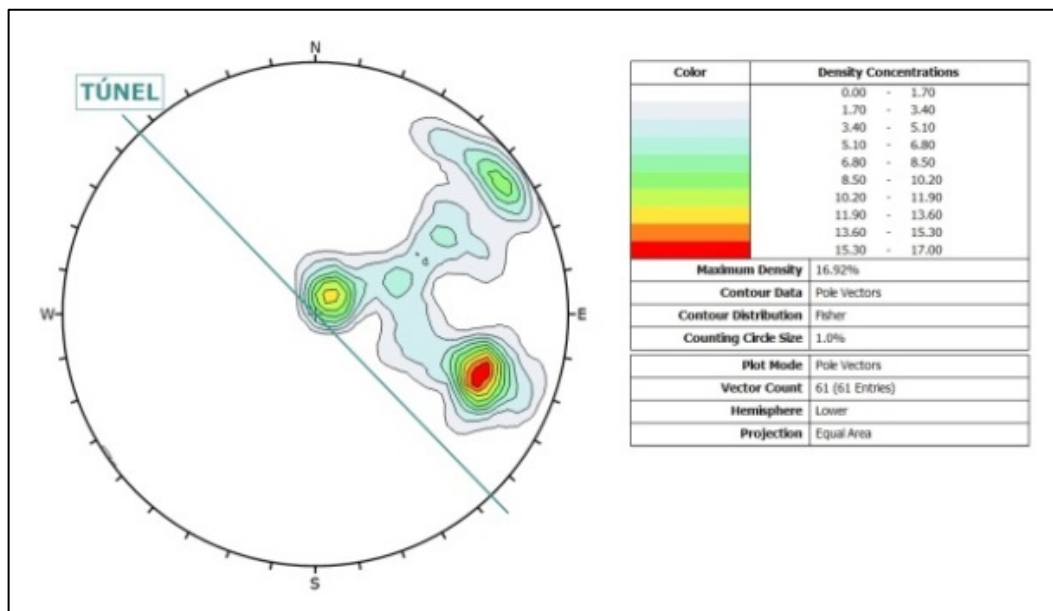
Debido a que existen puntos que presentan una alta variación con respecto al promedio, se omitieron y se ingresaron al software los más representativos, 60 de 85 datos. El análisis de los datos de planos tomados en campo en términos de buzamiento y dirección de buzamiento se realizó por medio de redes polares pues la interpretación de resultados es mucho más simplificada. Siendo el polo una línea normal al plano y en la proyección estereográfica corresponde a un punto a 90° del plano medido ortogonal al rumbo ^[8].

2.3. ANÁLISIS DE RESULTADOS GEOLÓGICOS

Que la utilización de los datos geológicos resulte efectiva para un ingeniero depende de su habilidad para comprenderlos, digerirlos e incorporarlos en su diseño ^[9].

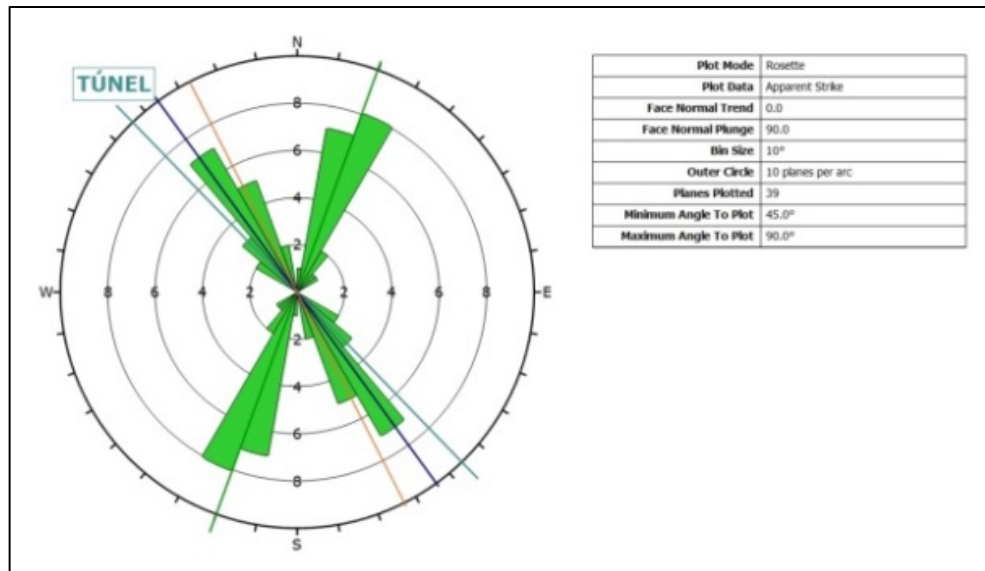
El diagrama de contorno es la principal herramienta del software Dips para el análisis significativo de concentraciones máximas de polos. Los contornos son calculados usando el método de distribución Fisher ^[10]. En la **Figura 4** se presentan tres concentraciones de grupos de datos donde la mayor concentración de densidad corresponde a la estratificación, seguida por concentraciones de los datos de diaclasas. De acuerdo a su distribución el diagrama indica que el esfuerzo local compresivo se da en dirección Noroeste la cual es casi paralela al trazo del túnel.

Figura 4. Concentración de polos.



Otra técnica ampliamente usada para representar orientaciones es la roseta. La roseta es un histograma radial (con segmentos de arcos en lugar de barras), indicando la densidad de planos por rumbo ^[11]. La **Figura 5** indica que para la zona de estudio el fracturamiento preferencial se da en dirección Noroeste en la cual se generan las familias de diaclasas procesadas, así mismo muestra un plano de debilidad claro en dirección Noreste, correspondiente a la estratificación.

Figura 5. Roseta.



Debido a las diferentes direcciones e inclinaciones de los planos se presentan intersecciones entre ellos, el software permite ver las concentraciones de estos cruces mediante un diagrama en el que se observa que la mayor concentración de las mismas se da al SW con valores de 9.90 – 11.00 siendo el mayor porcentaje de densidad el 10.5% de los datos procesados. En el estereograma se puede observar que dichas intersecciones son mayores entre uno de los grupos de diaclasas (Diaclasa 2) y el grupo de datos correspondiente a la estratificación lo que se puede observar en la **Figura 6**.

En la **Figura 7** se presenta el trazado de los planos principales resultantes del análisis estadístico que realiza el software Dips para la diaclasa 1 (3m), la diaclasa 2 (2m) y la estratificación (1m), con el respectivo rumbo y dirección de buzamiento para cada familia. De este trazado se analiza que el grupo de datos correspondientes a la diaclasa 1 es el de mayor influencia en el trazo del túnel, seguido por el grupo de datos diaclasa 2 y finalmente por el cruce oblicuo de la estratificación.

Figura 6. Concentración de intersecciones.

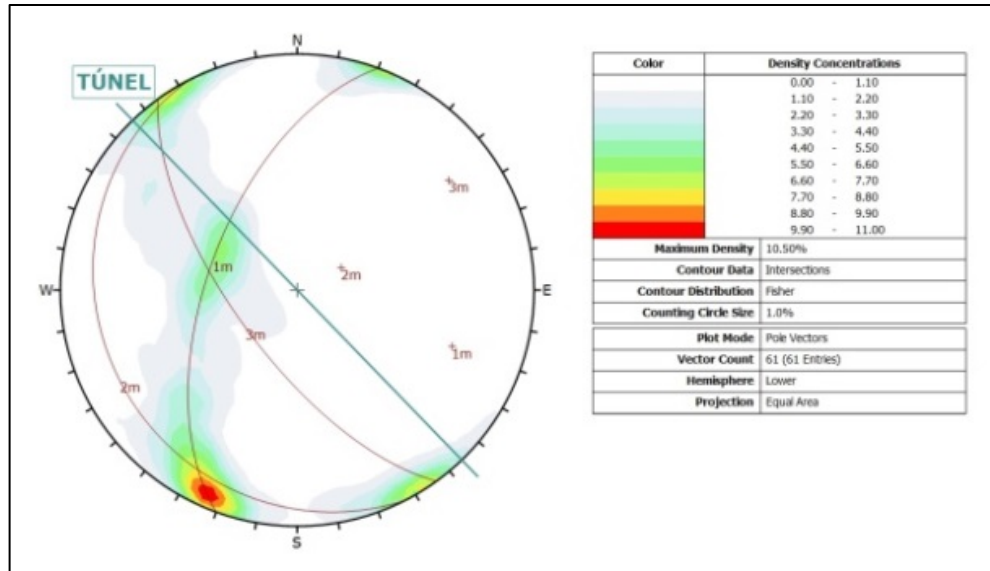
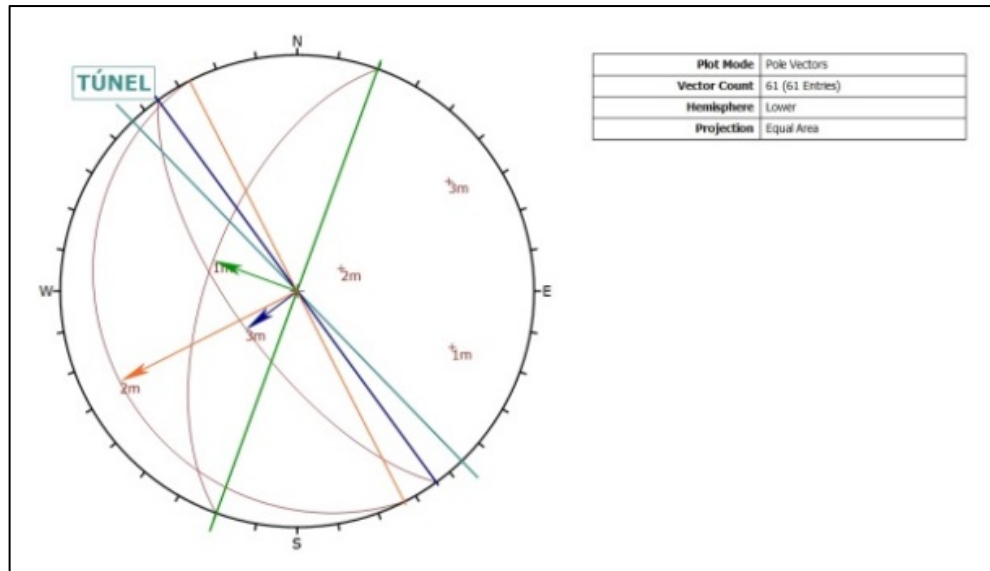


Figura 7. Rumbo de las familias



Además de arrojar los diferentes estereogramas, el software también realiza un informe donde se resume toda la información del modelo. Este informe se puede encontrar en el **Anexo A**. El principal objetivo del manejo del software es obtener el plano principal para cada familia con el cual se trabajara más adelante en la

sección transversal del túnel. En la **Tabla 2** se presenta un resumen de estos resultados.

Tabla 4. Datos estructurales de los planos principales.

Id	Familia	Buzamiento	Dirección de buzamiento
1m	Estratificación	59	290,09
2m	Diaclasa 2	16,72	243,38
3m	Diaclasa 1	67,83	234,31

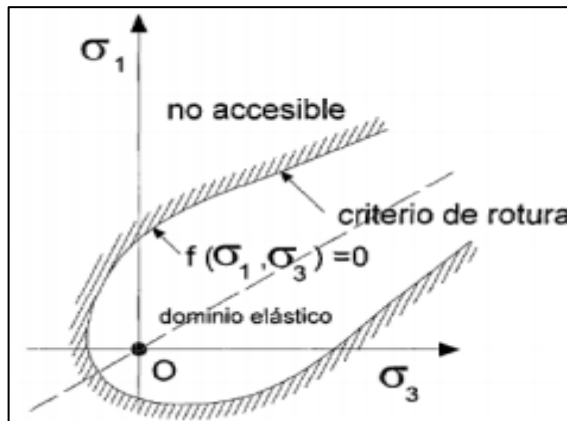
3. PROPIEDADES MECÁNICAS DEL MACIZO ROCOSO

Cuando se excava un macizo rocoso se modifican las condiciones iniciales a las que se encuentra sometido, ante estos cambios el macizo rocoso reacciona deformándose y/o rompiéndose, la determinación de las propiedades geomecánicas del macizo que se va a intervenir es uno de los aspectos más importantes a la hora de realizar un proyecto de excavación; con estas propiedades se podrá predecir la calidad y el comportamiento de la roca cuando se altera.

3.1. CRITERIOS DE ROTURA

Normalmente se utiliza el estado de tensiones para definir el comportamiento de una roca en rotura y así definir la máxima tensión que ésta puede soportar ^[12]. En un material isotrópico el tensor de tensiones viene definido por tres tensiones principales que se representan como σ_1 , σ_2 y σ_3 , donde cualquier dirección es dirección principal. El criterio de rotura de la superficie (f) delimita el dominio elástico del material y está dada por la ecuación $f(\sigma_1, \sigma_3) = 0$. ^[13]

Figura 8. Representación del criterio de rotura en términos bidimensionales.
Modificada de según Melentijevic, 2005.



Fuente: AVILA, Joan Ros. Análisis comparativo de los criterios de rotura de Hoek&Brown y Mohr-Coulomb en el estudio de estabilidad en macizos rocosos.

Los puntos que se encuentran por encima del dominio elástico se encuentran en rotura y los que se encuentran en el interior aún se encuentran en estado elástico (ver **figura 8**). Dependiendo de cómo se defina la ecuación de la superficie de fluencia (f) se obtienen diferentes criterios de rotura. Para esta investigación se trataron el criterio de rotura lineal de Mohr-Coulomb, y el criterio de rotura no lineal de Hoek&Brown.

3.1.1. Criterio de rotura lineal de Mohr-Coulomb. La teoría de Mohr-Coulomb afirma que un material falla cuando se produce una combinación crítica entre la tensión normal y la tensión tangencial. Cuando la tensión normal aumenta será necesaria una mayor tensión tangencial para crear la ruptura en el material. Es un criterio de rotura cuya ecuación de superficie de fluencia es lineal, siendo adecuada para describir el comportamiento de los suelos ^[14]. Este criterio de rotura se define por la siguiente expresión matemática:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (1)$$

Dónde:

- c es la cohesión, una constante que representa la tensión cortante que puede ser resistida sin que haya ninguna tensión normal aplicada.
- ϕ es el ángulo de fricción del material.
- τ es la tensión tangencial que actúa en el plano de rotura.
- σ_n es la tensión normal que actúa en el plano de rotura.

3.1.2. Criterio de rotura no lineal de Hoek&Brown. Este criterio es empírico y se basa en el análisis de resultados de las investigaciones de Hoek ^[15] de roturas frágiles de rocas intactas y de un modelo de estudio del comportamiento de macizos rocosos de Brown ^[16]. Es un criterio no lineal, que permite valorar la rotura de un medio rocoso mediante la introducción de las principales características geológicas y geotécnicas.

La aplicación del criterio de rotura de Hoek&Brown generalizado para macizos de rocas débiles es una reformulación del criterio original donde se introducen nuevos parámetros que son representativos del material, su ecuación se expresa así:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2)$$

Donde m_b es un valor reducido de la constante del material m_i y está dado por:

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right) \quad (3)$$

El valor de GSI de la ecuación anterior es una clasificación geomecánica que combina la estructura de la masa de roca y las condiciones de discontinuidades. s y a son constantes del macizo rocoso dadas por las siguientes relaciones:

$$s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right) \quad (4)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad (5)$$

El parámetro D (Disturbance Factor) es un factor que depende del grado de alteración al que ha sido sometido el macizo rocoso propuesta a partir de la

experiencia en diseño de túneles. La resistencia a compresión simple del macizo rocoso se podrá obtener haciendo $\sigma'_3 = 0$, en la ecuación 2, dando como resultado:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} s^a \quad (6)$$

Siendo la resistencia a tracción biaxial del macizo rocoso:

$$\sigma_t = -\frac{s\sigma_{ci}}{m_b} \quad (7)$$

Que proviene de hacer $\sigma'_1 = 0$ y $\sigma'_3 = \sigma_t$ en la ecuación 2. Hoek, Carranza-Torres y Corkum (2002) proponen utilizar un ajuste basado en una regresión lineal media de la ecuación 2. En un rango de valores de la tensión principal menor tal que $\sigma'_t < \sigma'_3 < \sigma'_{3m\acute{a}x}$, el proceso de ajuste llevaría consigo equilibrar las áreas que quedarían por encima y debajo de la receta de Mohr-Coulomb. Este ajuste daría como resultado las siguientes expresiones de ángulo de fricción y cohesión. ^[17]

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (8)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}](s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}} \quad (9)$$

Dónde:

$$\sigma'_{3n} = \frac{\sigma'_{3m\acute{a}x}}{\sigma_{ci}} \quad (10)$$

Con estos valores se podrá determinar, si se requiere, el valor de la resistencia a compresión simple global del macizo rocoso como:

$$\sigma'_{cm} = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (11)$$

El valor de $\sigma'_{3m\acute{a}x}$, límite superior de la tensión de confinamiento sobre el cual se estimará la relación entre los criterios de rotura de Hoek-Brown y Mohr-Coulomb, se determinara para el caso de túneles como aquel que dé una respuesta equivalente para la curva de confinamiento con ambos criterios. Después de analizar posibles casos para túneles profundos mediante la obtención de curvas analíticas, Hoek estimo el valor en cuestión como:

$$\sigma'_{3m\acute{a}x} = 0.47 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94} \cdot \sigma'_{cm} \quad (12)$$

Donde σ'_{cm} es la resistencia a compresión simple del macizo obtenida mediante la expresión 11, γ es el peso específico medio de los materiales situados encima de la excavación y H es la profundidad de la misma. En aquellos casos en los que la tensión horizontal es mayor que la vertical proponen sustituir el termino γH por el valor de la tensión horizontal. [18]

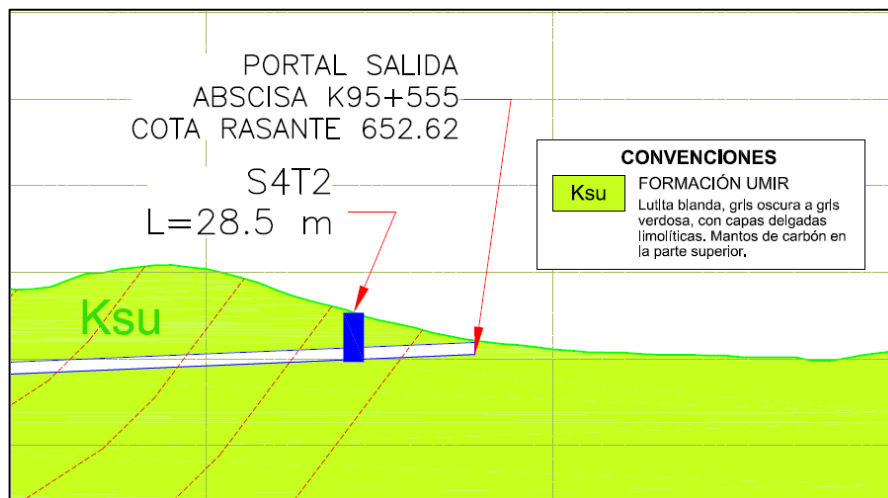
3.2. MODELADO DE PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO

Mediante la aplicación del software RocData v5.0, se obtienen a partir de unos datos de entrada, las constantes del macizo rocoso mb, s y a con el fin de determinar la envolvente de rotura según el criterio generalizado de Hoek&Brown, expuesto anteriormente en el ítem 3.1.2. Los datos que se deben ingresar al software son:

- Sigci: Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta.
- GSI: "Geological strength Index" del macizo rocoso.
- mi: Constante que define el carácter friccionante del macizo rocoso.
- D: (Disturbance Factor) factor que depende del grado de alteración.

3.2.1. Determinación del sigci (σ_{ci}) y el módulo de Young. En los estudios de factibilidad (fase 2) de la vía doble calzada Bucaramanga - Barrancabermeja – Yondó por parte de la ANI, se realizaron varias perforaciones con recuperación de núcleo, los cuales fueron sometidos a ensayos de compresión simple en roca, para la presente investigación se utilizaron los resultados correspondientes al sondeo S4T2 (**Anexo B**), por su cercanía al portal de salida, los cuales caracterizan mejor las propiedades de la roca que se encuentra en este sector.

Figura 9. Localización del sondeo de penetración estándar.



El tipo de roca recopilada en los núcleos se identificó como una roca sedimentaria denominada lutita de color gris. Estos núcleos posteriormente fueron sometidos a ensayos de compresión simple, donde se determinaron los módulos de

deformación además de las cargas y esfuerzos máximos que soportan antes de la falla.

Fotografía 2. Probetas ensayadas.



Fuente: Informe de ensayos de compresión simple en rocas para el proyecto de concesión vial Bucaramanga – Barrancabermeja – Yondó [Anexo B].

Los resultados extraídos a partir de los ensayos se muestran en la **tabla 3**.

Tabla 5. Resultados de ensayo de compresión simple en rocas.

Sondeo S4T2			
Ensayo de compresión simple en rocas			
Muestra:	3U	4U	Promedio
Profundidad (m):	15,1 - 16,6	17,6 - 19,1	
Condición humedad:	Seco al aire	Seco al aire	Seco al aire
Esfuerzo máx. (Mpa):	5,7	3,92	4,81
Esfuerzo máx. (kgf/cm ²):	58,17	39,98	49,075
Carga (kgf):	950	650	800
Deformación axial:	0,002879	0,002505	0,002692

Tabla 6. Continuación.









Sondeo S4T2			
Ensayo de compresión simple en rocas			
Muestra:	3U	4U	Promedio
Módulo E (kgf/cm ²):	25629,16	12582,69	19105,93
Módulo G (kgf/cm ²):	8865,34	4261,79	6563,57

Los datos del esfuerzo máximo a compresión uniaxial y del módulo de Young para el ingreso al software se tomaron del promedio de las muestras porque son valores representativos que presenta el material independientemente de su profundidad. Al tener la resistencia a compresión simple un valor de 4.81 [Mpa], se reconoce como una roca muy blanda.

El valor considerado para la resistencia a compresión uniaxial de la roca intacta o σ_{ci} , tiene gran importancia en la linealización de la envolvente de rotura de Hoek&Brown, por su gran influencia en el rango de valores considerados para la tensión normal máxima. Valores altos de σ_{ci} se traducen en valores altos de tensión normal máxima, que a su vez implica mayor similitud en valor absoluto entre envolventes de rotura. Para Valores bajos de tensión normal máxima implican ángulos de fricción altos y cohesiones bajas, para el caso de valores altos de tensión normal máxima sucede lo contrario.^[19]

3.2.2. Determinación del índice de resistencia geológica (GSI). La determinación del parámetro GSI se basa en las descripciones de la calidad del macizo rocoso en lugar de formular datos de entrada cuantitativos como en los sistemas RMR, Q y RMI. El GSI es utilizado para la estimación de los parámetros de resistencia, es muy importante particularmente cuando se está trabajando con un macizo rocoso muy débil porque relaciona directamente el criterio con las observaciones geológicas en campo. El software RocData permite determinar el valor del GSI de tres formas; en esta investigación se determinó por medio de la tabla “Estimación del GSI para macizos heterogéneos como Flysch” debido a que está adaptada específicamente para rocas sedimentarias [20].

Figura 10. GSI para macizos heterogéneos como Flysch.

GSI PARA MACIZOS HETEROGENEOS COMO FLYSCH (Marinos P. and Hoek, E, 2000)		CONDICIONES DE SUPERFICIE EN LAS DISCONTINUIDADES (Planos de foliación predominantes)				
COMPOSICION Y ESTRUCTURA		MUY BUENAS	BUENAS	REGULAR	POBRE	MUY POBRE
		Superficies muy rugosas, superficies no meteorizadas, frescas	Superficies rugosas, ligeramente meteorizadas, manchadas, con hierro	Superficies lisas, moderadamente meteorizadas y alteradas	Superficies con espejos de falla, con alto grado de meteorización con rellenos compactos o rellenos de fragmentos	Superficies con espejos de falla, con alto grado de meteorización con rellenos de arcilla suaves
	A. El espesor de la capa de arenisca. El efecto del recubrimiento pelítico sobre los planos de las capas es minimizado por el efecto de confinamiento del macizo rocoso	70	60			
	B. Arenisca con intercalaciones de limolita		50			
	C. Arenisca y limolita en iguales cantidades.			40		
	D. Limolita con estratos de arenisca con estratos de				30	
	E. limolita y arcillolita con estratos de arenisca					20
E, D, E y G pueden ser mas o menos foliadas como se ilustra, pero no cambian los esfuerzos. La deformación tectónica, fallas y perdida de continuidad implica desplazarse a las categorías F y H.						
	F. Tectónicamente deformado, intensamente foliado/fallado, material arcilloso cizallado de limolita y arcillolita con fragmentos de areniscas deformadas formando					10
	G. Arcillolitas y limolitas inalteradas con o sin arenisca.					
	H. Limolita o arcillolita tectónicamente deformada formando una estructura caótica con paquetes de arcilla. Delgados estratos de arenisca trasformada en pequeñas					

FUENTE: MARINOS, P., HOEK, E., Marinos, V. 2006. Variability of the engineering properties of rock masses quantified by the geological strength index: the case of ophiolites with special emphasis on tunnelling. *Bull. Eng. Geol. Env.*, **65/2**, 129-142

A la tabla se ingresa desde dos puntos diferentes, el horizontal es referente al tamaño del grano, composición y estructura; el ingreso vertical es referente a las condiciones de las discontinuidades y al grado de meteorización, se converge posteriormente en el valor del GSI dispuesto en las líneas diagonales ^[21].

Fotografía 3. Afloramiento del macizo rocoso cercano al portal de salida del túnel.



Por medio de las observaciones de campo, como se puede ver en la **Fotografía 3**, se determinó que el macizo rocoso corresponde a rocas sedimentarias, en su mayoría de grano fino conservando planos similares, no se encuentra meteorizado a pesar de ser de mala calidad, con condición de superficie lisa. Con estas observaciones se clasificó el macizo rocoso dentro del grupo G (Arcillolitas y limolitas inalteradas con o sin areniscas) y con condición de superficie en las discontinuidades regular (Superficie lisa, moderadamente meteorizada y

alteradas), lo que resulta en un rango de valores de GSI de (20 – 25), siendo el valor de 25 el que se adoptó para el modelamiento.

3.2.3. Determinación de la constante de resistencia del material m_i . Es un parámetro de la roca intacta que influye en la resistencia al corte para cada material. En la **Figura 11** se presenta la tabla de valores para m_i según el tipo de roca. El tipo de roca que prima en el tramo del portal de salida del túnel la sorda es la lutita de color gris en inglés “Shale”. La constante m_i para este material está dada como 6 según esta tabla, la cual se basa en investigaciones y observaciones recopiladas.

Figura 11. Tabla de valores de la constante *mi*.

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates (21 ± 3) Breccias (19 ± 5)	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2 Greywackes (18 ± 3)	Claystones 4 ± 2 Shales (6 ± 2) Marls (7 ± 2)
		Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)	Micritic Limestones (9 ± 2)
	Evaporites			Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2	
	Organic					Chalk 7 ± 2
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
	Slightly foliated		Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6		
	Foliated*		Gneiss 28 ± 5	Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3 Granodiorite (29 ± 3)	Diorite 25 ± 5		
		Dark	Gabbro 27 ± 3 Norite 20 ± 5	Dolerite (16 ± 5)		
	Hypabyssal			Porphyries (20 ± 5)	Diabase (15 ± 5)	Peridotite (25 ± 5)
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25 ± 5) Andesite 25 ± 5	Dacite (25 ± 3) Basalt (25 ± 5)	Obsidian (19 ± 3)
		Pyroclastic	Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)	

FUENTE: MARINOS, Paul y HOEK, Evert. GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation. [Online]. [Citado 16 de Abril Del 2015].

<https://rocscience.com/hoek/references/H2000a.pdf>.

3.2.4. Determinación del parámetro D (Factor de alteración). La Figura 12 presenta la tabla de la relación del parámetro D con el macizo rocoso y el tipo de excavación.

Figura 12. Guía para estimar el factor de alteración D.

APARIENCIA DEL MACIZO ROCOSO	DESCRIPCION DEL MACIZO ROCOSO	VALOR SUGERIDO DE D
	Excelente calidad por voladura controlada o excavación con tuneladora, TBM, resultando en la perturbación mínima del macizo alrededor del túnel	D=0
	Excavación mecánica o manual en macizo de mala calidad (sin voladura) resultando en la mínima perturbación en el macizo rocoso circundante Cuando se presentan problemas de fluencia con significantes movimientos en el piso, la perturbación puede ser severa a menos que una solera temporal o contrabóveda se instalada, como muestra la fotografía.	D=0 D=0,5 sin solera
	Voladura de muy mala calidad en un túnel en roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2-3m en el macizo circundante.	D=0,8
	Pequeñas voladuras en taludes de ingeniería civil dan lugar a pequeños daños en el macizo rocoso, particularmente si se usan voladuras de contorno como se muestra en el lado izquierdo de la fotografía	D=0,7; buena voladura. D=1 pobre voladura
	Los taludes en las grandes minas a cielo abierto sufren alteraciones significativas debido a las grandes voladuras de producción y también debido a la relajación de tensiones al retirar el estéril de recubrimiento. En algunas rocas blandas la excavación puede llevarse a cavo mediante el ripado y empuje con tractores de orugas y el grado de afección a los taludes será menor	D=1; voladura de producción D=0,7; excavación mecánica.

FUENTE: HOEK, E.; CARRANZA-TORRES, C. y CORKUM B.; El criterio de rotura de Hoek-Brown – Edición 2002. Consulting Engineer. University of Minnesota. RocScience Inc. [en línea]. [Citado el 19 de abril del 2015]. <<https://www.rocscience.com/assets/files/uploads/7713.pdf>>.

El parámetro D es empleado por Hoek con el objetivo de considerar los daños ocasionados al macizo durante los procesos de excavación. Para este caso de estudio, se asumió que la excavación se realizara mecánica o manual, debido a que el macizo es de mala calidad, resultando una mínima perturbación y un valor para D igual a cero.

3.2.5. Aplicación del software RocData. El software RocData permite ejecutar diferentes aplicaciones de cálculo, donde la principal distinción será el intervalo de valores de la máxima tensión normal. Las aplicaciones presentadas por RocData son: general, túneles, taludes y personalizada.; el modelo se realizó haciendo uso de la aplicación túneles, donde se tiene en cuenta el peso específico de la roca y la altura de la capa de roca sobre la excavación para la obtención de los parámetros necesarios para determinar las ecuaciones de las envolventes de rotura de Mohr-Coulomb y Hoek&Brown. Los datos de entrada, se ingresan en el software como se muestra en la **Figura 13**.

Figura 13. Interfaz de RocData con los datos de entrada.

The screenshot shows the 'Failure Envelope' window in RocData. It contains the following input fields and values:

Parameter	Value	Unit
sigci	4.81	MPa
GSI	25	
mi	6.00	
D	0	
Ei (selected)	1873.72	MPa
MR	389.55	
Application	Tunnels	
sig3max	0.30	MPa
Unit Weight	0.02432	MN/m3
Tunnel Depth	27	m

3.3. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS GEOTÉCNICOS

Por medio de los datos de entrada, el software obtiene la envolvente de rotura de Hoek&Brown y a partir de ella los parámetros resistentes del criterio de Mohr-Coulomb, mediante la linealización de su envolvente, usando el método de áreas

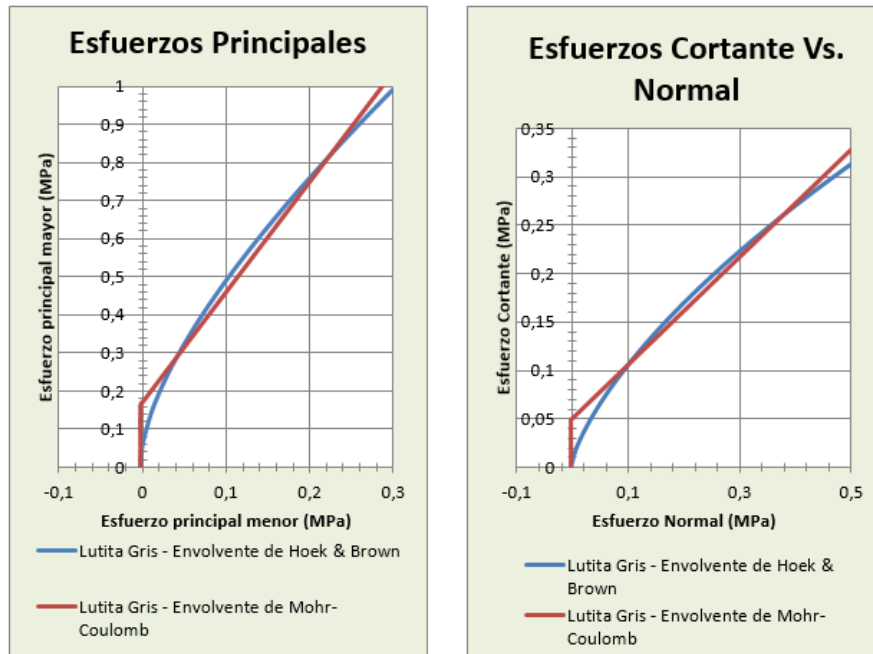
equivalentes. El informe presentado por el software RocData del modelo del macizo rocoso se encuentra en el **Anexo C**. En la **Figura 14** se presentan los valores de los parámetros calculados por el programa para el material estudiado.

Figura 14. Tabla de resultados del modelo en RocData.

Hoek Brown Criterion	
mb	0.412
s	2.404e-004
a	0.531
Failure Envelope Range	
application	tunnels
sig3max	0.297 MPa
unit weight	0.024 MN/m ³
tunnel depth	27 m
Mohr Coulomb Fit	
cohesion	0.051 MPa
friction angle	29.024 deg
Rock Mass Parameters	
tensile strength	-0.003 MPa
uniaxial compressive strength	0.057 MPa
global strength	0.351 MPa
modulus of deformation	112.153 MPa

En la **Figura 15** se presenta las gráficas de las envolventes realizadas por el software, que representan las ecuaciones que describen los criterios de rotura de Hoek&Brown y Mohr-Coulomb para la lutita de color gris, encontrada en la zona de estudio.

Figura 15. Gráfica de envolvente de Hoek & Brown.



Se puede observar que en la gráfica del lado izquierdo la cual relaciona los esfuerzos principales, la envolvente de Mohr Coulomb realiza un corte con la vertical cuyo valor corresponde a la cohesión del material, así mismo el ángulo que representa la pendiente de esta recta es el ángulo de fricción interno del material.

4. ESFUERZOS Y DEFORMACIONES ALREDEDOR DE LA EXCAVACIÓN

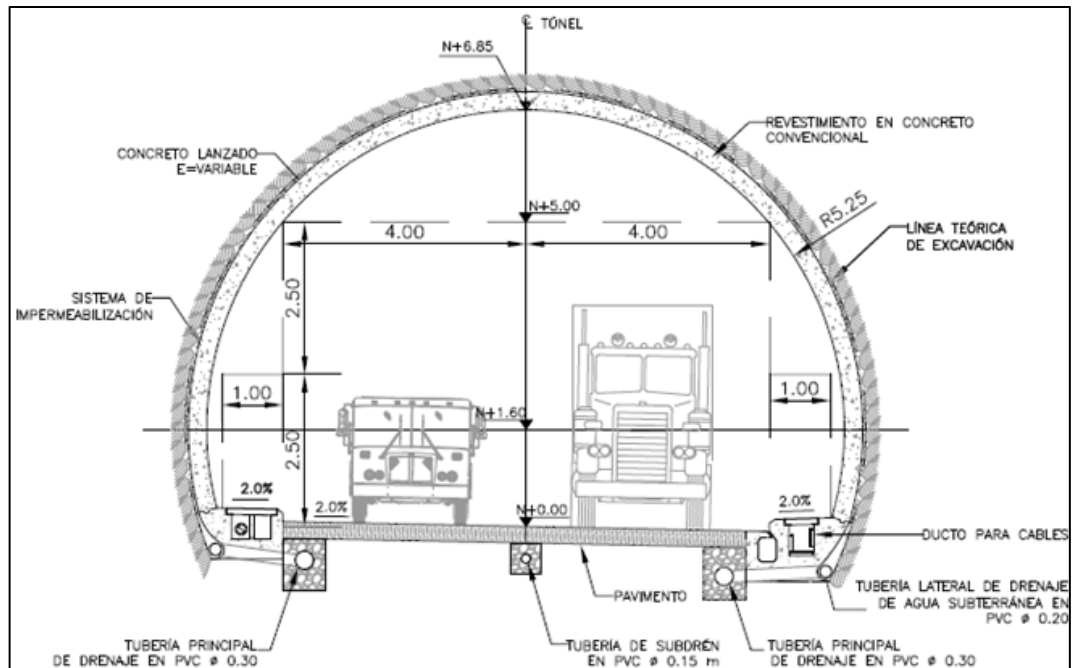
Los esfuerzos que existen en un macizo rocoso inalterado están relacionados con el peso de los estratos subyacentes y con la historia geológica del macizo. Este campo de esfuerzos se altera por la creación de una excavación subterránea y, en algunos casos, esta alteración introduce esfuerzos que son lo suficientemente grandes para exceder la resistencia de la roca. En estos casos, el debilitamiento de la roca adyacente a los límites de la excavación puede llevar a la inestabilidad de ésta, lo que se manifestará por el cerramiento gradual de la excavación, derrumbes del techo y desprendimientos de las paredes ^[21].

4.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL TÚNEL

4.1.1. Uso del túnel. La construcción de los túneles puede tener diferentes fines como el paso de personas, ferrocarriles, vehículos, conducciones eléctricas, de agua u otros. En este proyecto el túnel es de uso vial y se construye con el objetivo de operar como parte de la infraestructura del nuevo trazado de vía entre Bucaramanga y Barrancabermeja.

4.1.2. Sección transversal del túnel. Existen diferentes tipos de secciones transversales para túneles. En esta investigación se estableció la sección transversal tipo con forma de herradura que se construye con hastiales curvos, que de manera semejante a lo que ocurre con los circulares tienen “efecto arco” en el sentido lateral al edaño a las paredes que favorecen su trabajo como elemento estructural. En la Figura 13 se puede observar la sección transversal tipo definida en los estudios de factibilidad realizados por la ANI.

Figura 16. Túnel con sección transversal en forma de herradura.



FUENTE: Contrato de consultoría no. VJ - 053 de 2013 [4].

4.1.3. Tipos de recubrimiento. Los términos de soporte y recubrimiento en algunas ocasiones se usan indistintamente, pero para algunos autores sus definiciones son diferentes. El soporte es un dispositivo colocado con el objetivo de ayudar en la función de sostener las paredes de la excavación, reforzando el trabajo auto-portante del terreno, se instala una vez se termina parcial o totalmente el retiro de material que compone la sección transversal del túnel, y su función puede tener el alcance de estabilizar el terreno para seguir la excavación de una manera segura [22]. Por otra parte el revestimiento, como ya se mencionó, puede o no, ser un elemento estructural, pero de cualquier manera sirve para mejorar el aspecto estético y las características operacionales del túnel.

En este proyecto de grado los términos de revestimiento y soporte se usan sin ningún tipo de distinción conceptual, bajo el término de que son estructuras que sirven para sostener las paredes de la excavación en la construcción del túnel.

- **Hormigón proyectado:** Tiene dos finalidades principales, la primera es sellar la superficie de la roca, cerrando las juntas, y evitar la descompresión y alteración de la roca. Trabaja resistiendo las cargas que le trasmite la roca al deformarse, evitando también la caída de pequeñas cunas o bloques de roca ^[23]. Este tipo de recubrimiento se puede observar en la Figura 17.

Figura 17. Sostenimiento de un túnel con hormigón proyectado.



FUENTE: Adif finaliza la construcción del túnel de Sarrià de Ter (Girona). [En línea]. [Citado el 11 de abril del 2015]. <
<http://prensa.adif.es/ade/u08/GAP/Prensa.nsf/Vo000A/E88DD684F78E1131C125793D0044F850?OpenDocument>>.

- **Arcos metálicos:** En la construcción de túneles son considerados como sistema clásico de sostenimiento pasivo, con utilización preferencial en terrenos blandos donde no se permiten deformaciones del contorno por el peligro de

fallas del terreno o ser un túnel muy superficial. Los arcos de acero ofrecen la ventaja de ser resistentes tanto a los esfuerzos de tracción como de compresión, permitiendo de este modo la acción de cargas que lo exigen a flexión ^[24].

Figura 18. Arcos metálicos o costillares.



FUENTE: Arcos metálicos, industrias cruz Metalmecánica S.A.S.

- **Bulones:** Consisten en barras de acero de longitudes variables, que se instalan en el terreno previamente perforado. Los bulones más utilizados son los constituidos por barras corrugadas, ancladas en toda su longitud con resina o cemento. Por su forma de actuar los bulones pueden ser activos o pasivos. Los primeros funcionan como un anclaje, tienen un fuste libre, y la cabeza (parte que sobresale de la excavación) se sujeta mediante una placa y una rosca y se les aplica una tensión. El bulón pasivo se adhiere a la roca en toda su longitud y no se le aplica tensión. Los bulones ejercen diversos efectos sobre la excavación como coser las discontinuidades del macizo rocoso, impidiendo los deslizamientos, caídas de cuñas y bloques, además aportan al terreno un efecto de confinamiento.

Figura 19. Bulones, disposición perimetral con orientación radial.



FUENTE: Jaime Echeverría Rodríguez, Interacción suelo- Túnel, Con revestimiento sometido a carga anisotropía.

4.2. MODELADO MEDIANTE EL SOFTWARE DE ELEMENTOS FINITOS (PHASE 2 V.8.0)

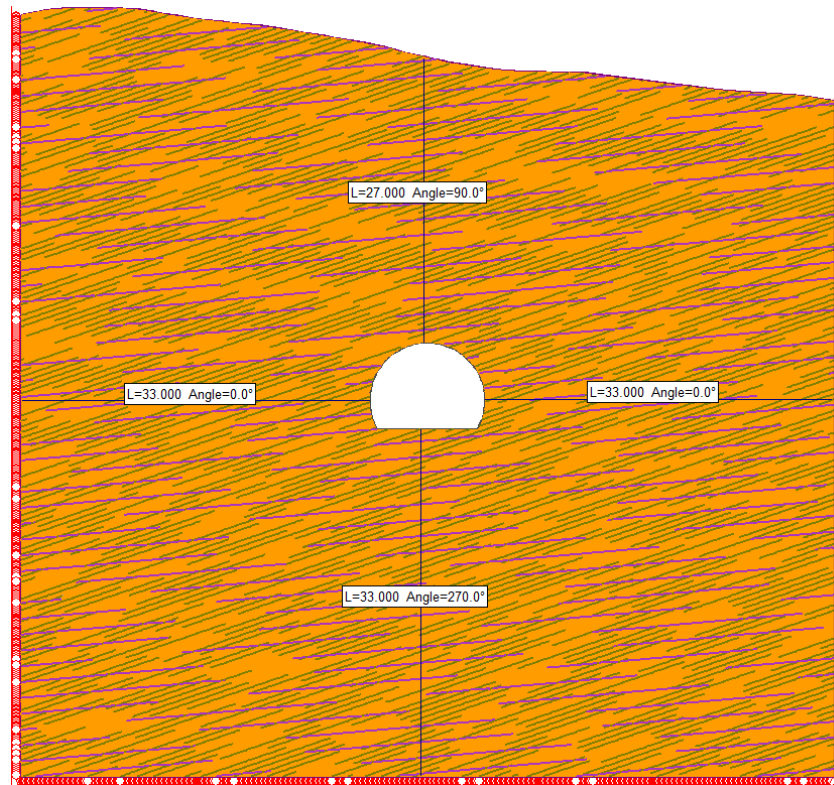
Phase 2 es un software geomecánico de Rocscience en 2D de elementos finitos para el cálculo de esfuerzos y deformaciones alrededor de excavaciones, se puede utilizar para resolver una amplia gama de problemas mineros y de ingeniería civil.

4.2.1. Modelo de la sección transversal tipo de la excavación y el contorno externo. La sección transversal tipo para este túnel es la definida en el ítem 4.1.2., la cual se dibujó en AutoCAD y posteriormente se importó como archivo DXF al software Phase 2.0.

Sabiendo que el modelo no es una imitación de las condiciones verdaderas del terreno sino una aproximación de su comportamiento, para definir las condiciones de frontera, se realizaron diferentes modelos en los que se variaba las condiciones de apoyo con el fin de que estas influyeran lo menos posible en los valores de esfuerzos y deformaciones de la zona cercana a la excavación. En este ejercicio se encontró una relación entre las condiciones de fronteras del modelo y las dimensiones que debían darse a la extensión del terreno, de esta manera se evidenció que cuando se usan apoyos de segundo orden que restrinjan los movimientos del terreno en la dirección vertical como en la horizontal, se necesita que las dimensiones del terreno sean significativamente más grandes que el diámetro del túnel, haciendo que el ciclo iterativo sea mucho más lento al realizar los futuros cálculos. Por otra parte, la segunda alternativa de modelo es el uso de apoyos de primer orden que impiden los movimientos horizontales en las fronteras verticales, y los verticales en la frontera inferior. Esta última forma de trabajo permite el uso de menores dimensiones en la extensión del terreno haciendo que la ejecución del programa sea más rápida, por esta razón se eligió esta última opción para desarrollar este proyecto de grado ^[23], como se evidencia en la **Figura 20**.

La extensión del terreno se definió de este modo: en la parte superior del contorno de excavación se definieron 27 m de terreno, representando las condiciones de campo. Para la parte inferior y los laterales se definió la distancia como tres veces el radio mayor que sería aproximadamente 33 m.

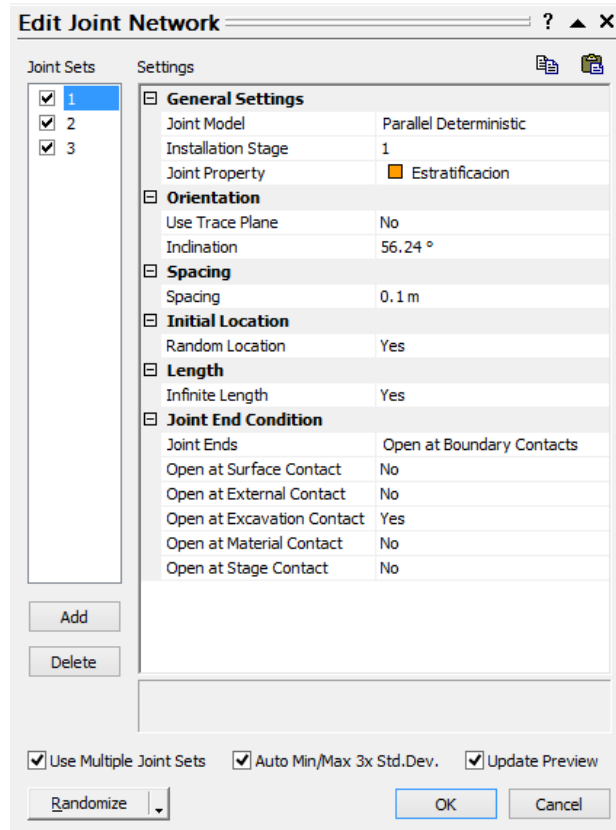
Figura 20. Extensión del terreno, sección transversal tipo y condiciones de frontera.



Debido a que los principios teóricos del software se basan en elementos finitos se requiere discretizar por medio de una definición geométrica la superficie que se va analizar antes de definir las condiciones de frontera, para esto el programa necesita el ingreso de dos datos, el tipo de malla y los tipos de elementos. El primer dato se definió de tipo gradual porque permite dar una mayor densidad de elementos en los sitios representativos del modelo, como la zona de la excavación, el segundo dato se definió con elementos triangulares de 3 nodos.

4.2.2. Características geológicas del terreno. Para modelar las condiciones típicas de un macizo rocoso compuesto de lutita, que es el caso de la presente investigación, se hace necesario definir las familias de diaclasas y de estratificación. Como se menciona en el ítem 2.2, el modelado se realizó con el software Dips y los resultados se pueden encontrar en la **Tabla 2**. Estos datos se ingresaron al software Phase2 por medio de la interfaz mostrada en la **Figura 21**.

Figura 21. Interfaz para ingresar las propiedades de las familias de diaclasas y estratificación.



La orientación de los planos se realiza con el ángulo de buzamiento aparente. En el espaciamiento se ingresa el valor de la distancia perpendicular entre las juntas para cada familia, en este caso en particular los valores son muy pequeños para proporcionar las condiciones reales que posee la lutita debido a su condición de

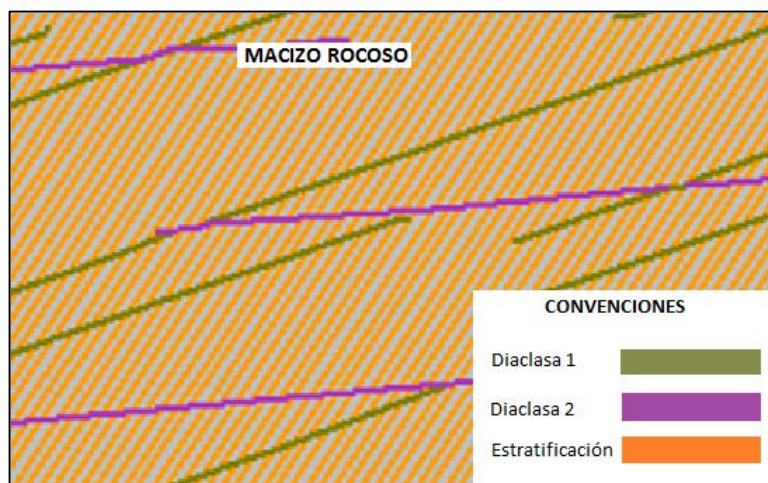
fracturamiento. La longitud para la estratificación se define como infinita, y para las diaclasas el valor corresponde a la longitud de cada una. La persistencia, que hace referencia a la relación entre la longitud de la junta y está más la separación longitudinal con otra junta, se determina para cada familia. Adicionalmente se definieron las condiciones finales de las juntas, dejándolas abiertas al borde de la excavación. En la **Tabla 4** se observan todos los valores ingresados en esta interfaz., para cada caso.

Tabla 7. Datos de propiedades de las familias de diaclasas y estratificación.

	Diaclasa 1	Diaclasa 2	Estratificación
Buzamiento aparente	18.86°	5.02°	56.24°
Espaciamiento (m)	0.5	1.5	0.1
Persistencia	0.6	0.7	1
Longitud (m)	10	20	infinita

Una vez definidas todas las propiedades de las diaclasas y estratificación, el software modela estas juntas como una red tal como se observa en la **Figura 22**.

Figura 22. Modelado de las familias de diaclasas y estratificación.



4.2.3. Propiedades mecánicas del macizo rocoso. El software Phase 2 caracteriza las propiedades del macizo rocoso con dos aspectos principales, el primero es la definición del criterio de rotura. El software permite escoger entre: Mohr Coulomb, Hoek Brown, Generalizado de Hoek Brown, Drucker Prager, Cam Clay y Cam Clay Modificado; Para esta tesis se determinó que el criterio que mejor se ajusta al macizo rocoso es el criterio de rotura generalizado de Hoek&Brown, la sustentación se encuentra consignada en el capítulo tres del presente documento, en el cual se realiza un análisis de las propiedades mecánicas usando el software RocData V5.0. Los parámetros calculados están consignados en la **Figura 14**. El segundo aspecto que se debe tener en cuenta es el tipo de material según las características geomecánicas, en este caso se eligió el modelo plástico. Estos parámetros se ingresan en el programa Phase donde se definen las propiedades del material ^[23].

4.2.4. Condiciones iniciales de esfuerzos. El túnel con el que se está trabajando en esta tesis tiene poca profundidad, en este tipo de túneles la variación de las presiones geostáticas entre la cota de la clave y de la solera se consideran importantes, lo que permite asumir que solo son significativas las tensiones relacionadas a las condiciones geostáticas estableciéndolas con cierta seguridad como tensiones iniciales de partida y están definidas como:

$$\sigma'_h = K_0 * \sigma'_v \quad (13)$$

Dónde:

$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$, siendo K_0 el coeficiente de presión de tierras en reposo.

σ'_h = Esfuerzo horizontal efectivo.

$\sigma'_v = H * \gamma$, siendo σ'_v el esfuerzo vertical efectivo.

El valor del coeficiente de Poisson se determinó como el valor promedio obtenido de las muestras sometidas a ensayos de compresión simple en rocas cuyos resultados se encuentran consignados en la **Tabla 3** y está dado como $\nu = 0.465$, lo que define el coeficiente de empuje de tierra en reposo como $K_0 = 0.87$. En el software se asignan los esfuerzos de campo de tipo gravedad, por esto es necesario el ingreso del peso específico del terreno, la elevación de superficie y el coeficiente de empuje de tierras en reposo K_0 , para que el programa internamente calcule las presiones geostáticas.

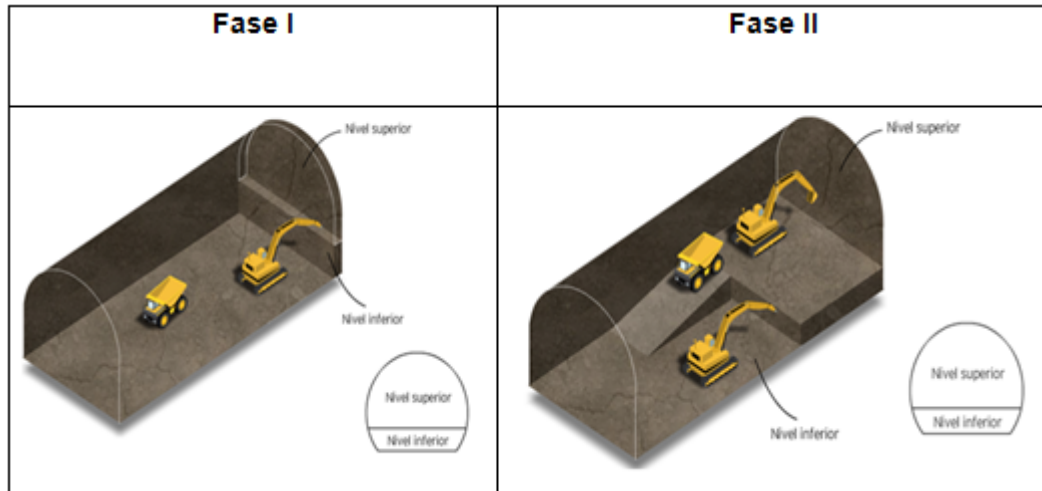
4.2.5. Método de excavación. Cuando un ingeniero no cuenta con suficiente experiencia es necesario emplear algún sistema de clasificación para confrontar la problemática propia con la encontrada por otros; Dichos sistemas de clasificación sirven para que el proyectista tenga acceso a la experiencia sobre condiciones de roca y necesidades de refuerzo que se verán complementadas con las situaciones que se presenten cuando se está realizando la obra^[25]. Existen diversos métodos de clasificación del macizo rocoso, como lo es el índice de calidad de túneles (NGI) o Q de Barton y el "rock mass rating" RMR, usado en este artículo, para determinar el comportamiento según las características geomecánicas del macizo rocoso que se va a intervenir.

Cuando se clasificó el macizo rocoso estudiado según el sistema de clasificación "rock mass rating" RMR (Bieniawski 1973), consignado en el **Anexo D**, resultó de mala calidad lo que requiere que los avances longitudinales sean de 1 a 1.5 m con necesidad de recubrimiento inmediato, pero este avance también depende de las condiciones que se encuentren cuando la obra esté en ejecución.

Para realizar las fases de la excavación se aplicara el nuevo método austríaco (también denominado "Avance y Destroza"). Esta excavación se realiza en dos fases, primero se realiza la excavación superior (avance) y después se retira el

terreno que quede debajo hasta la cota del túnel (destroza), debido a que el terreno es muy inestable [26].

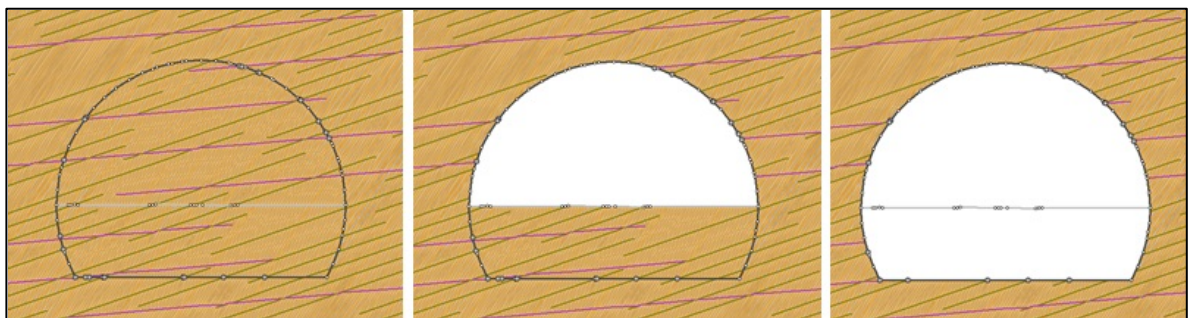
Figura 23. Fases de excavación.



FUENTE: Construcción de un túnel ferroviario [26].

En este proyecto de grado se analiza el comportamiento del macizo rocoso en tres etapas, como se ve en la **Figura 24**, la primera para el estado inalterado, la segunda y la tercera para las fases de excavación, es decir sin tener en cuenta la profundidad longitudinal.

Figura 24. Modelo fases de excavación mediante el software phase 2.0 v 8.0.



4.2.6. Propiedades de los revestimientos. Teniendo en cuenta las recomendaciones de sostenimiento dadas por el método de clasificación RMR, los tipos de sostenimiento que se van a usar son:

- **Bulones sistemáticos:** Los pernos o bulones se instalaron como una matriz radial, en una cuadrícula de 1x1 de espaciamiento. El tipo de perno empleado es denominado tipo A, este tipo de perno de anclaje consiste en una varilla de acero de un diámetro de 1 pulgada (25.4mm). Los pernos tienen una longitud de 5m y son adheridos al macizo mediante el uso de lechada o resina. Con pasadores de acero sin tensar y una capacidad de carga máxima de 20 toneladas (0,2 MN).

Tabla 8. Características de los bulones sistemáticos.

Pernos o Bulones	
Tipo de perno	Fully bonded
Diámetro del perno [mm]	25,4
Módulo, E [Mpa]	200000
Capacidad de tensión [MN]	0,2
Capacidad residual de tensión [MN]	0,2
Espaciamiento [m]	1

- **Arcos de acero:** Los arcos de acero son de tipo TH-21, con las siguientes características:

Tabla 9. Características de los arcos de acero.

Arco	
Peso Kg/m	20,84
Espaciamiento [m]	1
Sección [m]	0,127
Área [m ²]	0,002655
Momento de inercia [m ⁴]	0,00000319
Módulo de Youngs [Mpa]	20000
Relación de Poisson	0,25
Resistencia a la compresión [Mpa]	400
Resistencia a la tensión [Mpa]	400

- **Concreto lanzado reforzado:** El concreto lanzado reforzado con fibra presenta alta ductilidad, dándole propiedades plásticas, sus características son:

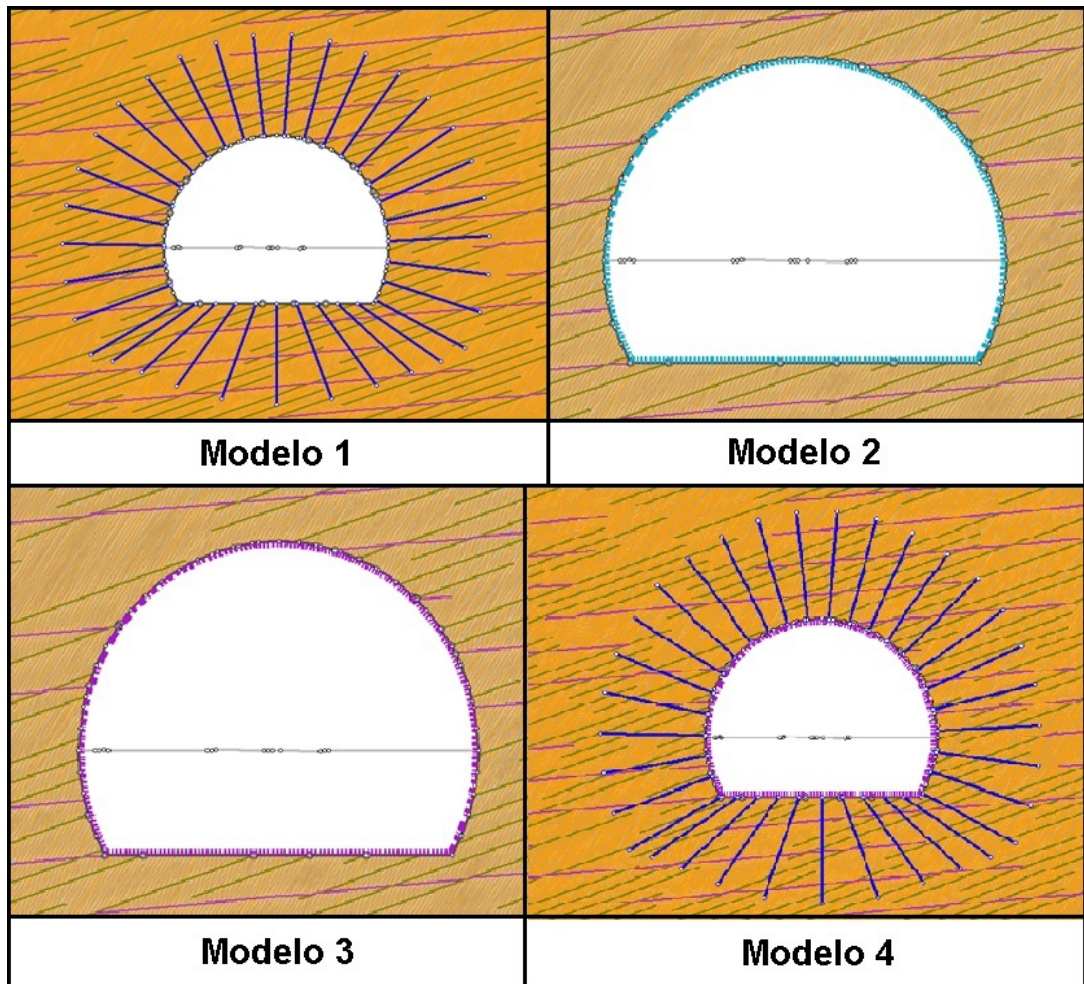
Tabla 10. Características del concreto reforzado.

Concreto reforzado (Shotcrete)	
Espesor (m)	0,15
Módulo de Youngs [Mpa]	30000
Relación de Poisson	0,15
Resistencia a la compresión [Mpa]	30
Resistencia a la tensión [Mpa]	4

Para el análisis del comportamiento del macizo ante diferentes tipos de recubrimiento se definieron los siguientes modelos, que se pueden apreciar gráficamente en la **Figura 25**.

- Modelo 1: Pernos o bulones.
- Modelo 2: Arcos de acero TH-21.
- Modelo 3: Concreto reforzado de 15 cm de espesor.
- Modelo 4: Pernos, arcos y concreto reforzado de 15 cm de espesor.

Figura 25. Modelos de recubrimiento.

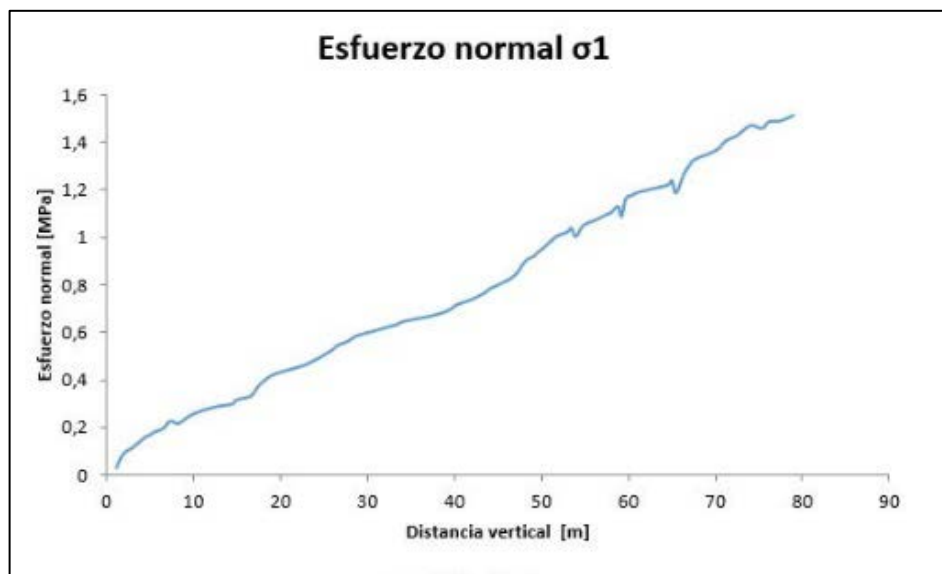


4.3. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS DEL COMPORTAMIENTO DEL MACIZO ROCOSO

4.3.1. Condición del macizo inalterado. El macizo rocoso en estado inalterado se encuentra sometido a diferentes tipos de esfuerzos, para el caso de la investigación, se asumió que solo son significativas las tensiones relacionadas a las condiciones geostáticas y se asumieron como las tensiones iniciales. Los esfuerzos principales dependen del peso específico de la roca y la profundidad en esta etapa.

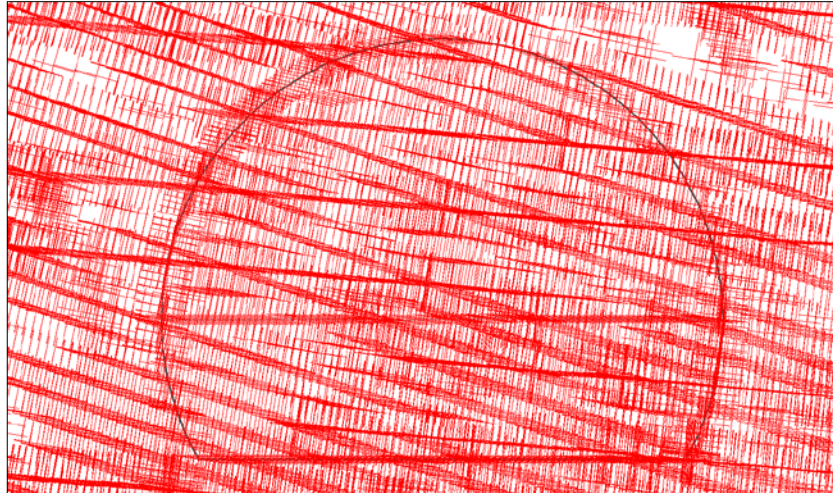
El valor de los esfuerzos principales en el macizo inalterado aumenta conforme lo hace la profundidad; En la **gráfica 1** se evidencia este comportamiento para el esfuerzo principal mayor.

Gráfica 1. Esfuerzo principal mayor (σ_1) vs distancia vertical, desde la superficie.



La dirección de los esfuerzos principales presenta un ángulo pequeño con respecto a la vertical y a la horizontal (ver **Figura 26**), debido a la variación de la superficie al lado izquierdo del macizo.

Figura 26. Dirección de los esfuerzos principales en el macizo rocoso inalterado.



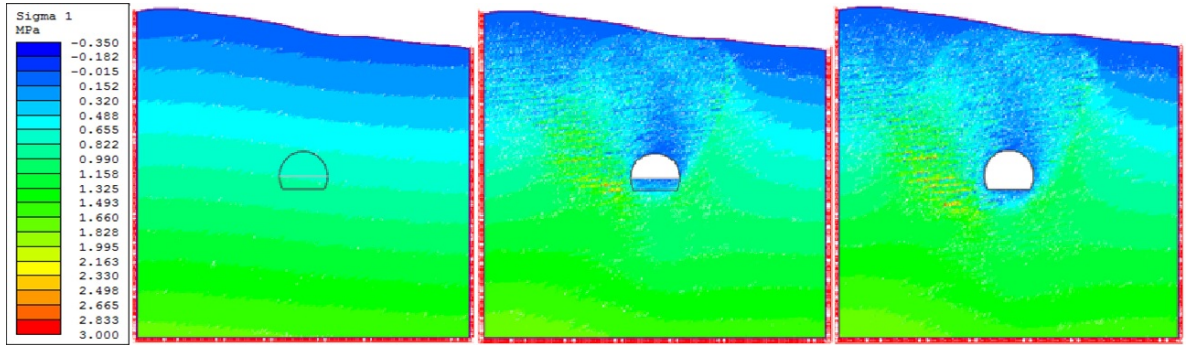
Los macizos rocosos presentan deformaciones y deslizamientos a lo largo del tiempo, sin embargo, para la presente investigación se asume que no existen desplazamientos en el macizo rocoso inalterado.

4.3.2. Condición del macizo en las fases de excavación.

- **Estado de tensiones:** Se puede observar a través de las etapas del modelo, que la zona que rodea el perímetro de excavación sufre una disminución del valor de los esfuerzos, si comparamos las imágenes de la **Figura 24**.

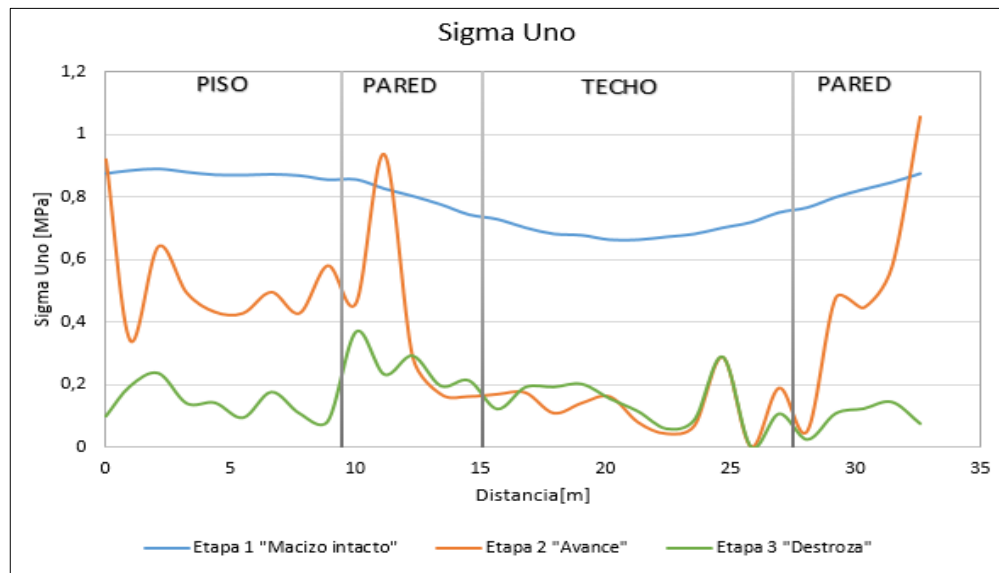
Se evidencia que los colores azules referentes a los valores de esfuerzo menores se desplazan hacia la zona donde se realiza la excavación del túnel, debido a que el terreno sufre una pérdida de confinamiento al retirar parcial y totalmente el material, este mismo comportamiento lo presenta el esfuerzo principal menor (σ_3).

Figura 27. Comportamiento del esfuerzo principal (σ_1).



Para apreciar con más detalle la reducción de los valores del esfuerzo principal mayor entorno al perímetro de excavación, se realizó la **gráfica 2**.

Gráfica 2. Sigma uno vs distancia en el perímetro de la excavación, por etapa.



Se puede determinar que en el macizo rocoso inalterado los valores de esfuerzo en el piso son mayores que en el techo, como se observa en la línea correspondiente, de color azul, debido a que sobre el piso la capa de suelo es mayor. Cuando se realiza la primera fase de excavación se retira una parte de esta capa; provocando que los valores de esfuerzo disminuyan para la zona del

piso casi a la mitad del valor inicial, mientras en la zona del techo el valor del esfuerzo se reduce al mínimo. En la fase dos, cuando se excava totalmente la sección del túnel, los valores de esfuerzo en el piso se reducen al mínimo siendo similares a los valores en la parte superior, debido a la redistribución de esfuerzos que sufre el macizo para tratar de compensar la pérdida.

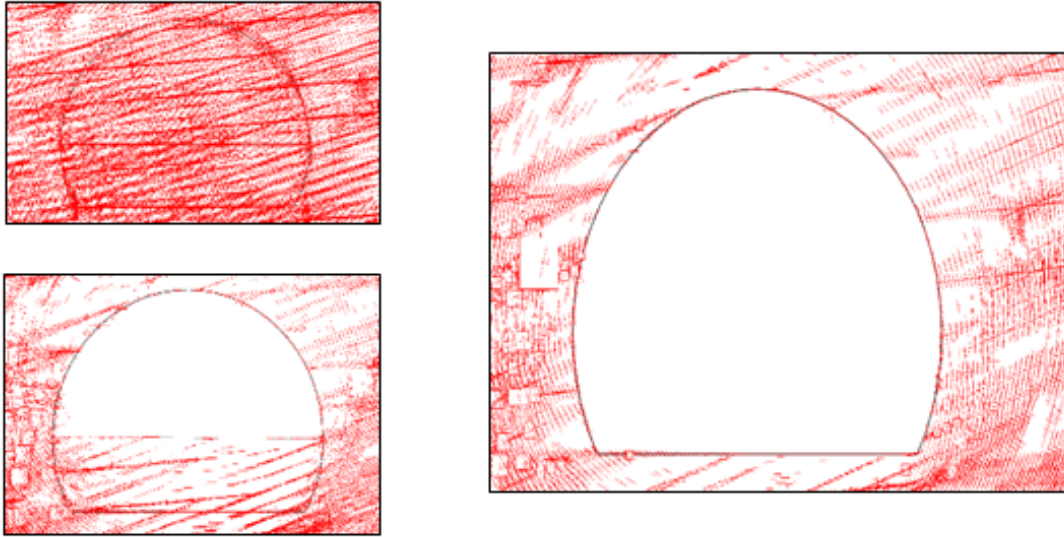
Además se realizó la comparación entre los valores promedio del esfuerzo sigma uno, en el piso y en el techo, a través de las etapas del modelo. Como se evidencia en la **tabla 8**.

Tabla 11. Valores promedio de sigma uno.

Valores promedio de sigma uno [Mpa]			
	Fases de excavación		
	Macizo intacto	Avance	Destroza
Piso	0,87	0,53	0,14
Techo	0,70	0,13	0,14

La dirección de los esfuerzos varía conforme se realiza el proceso de excavación, como se observa en la **Figura 28**. Estos cambios se dan debido a la aparición de esfuerzos cortantes, haciendo que los esfuerzos σ_1 y σ_3 roten entorno al perímetro de la excavación con el fin de lograr nuevamente el equilibrio perdido por la intervención.

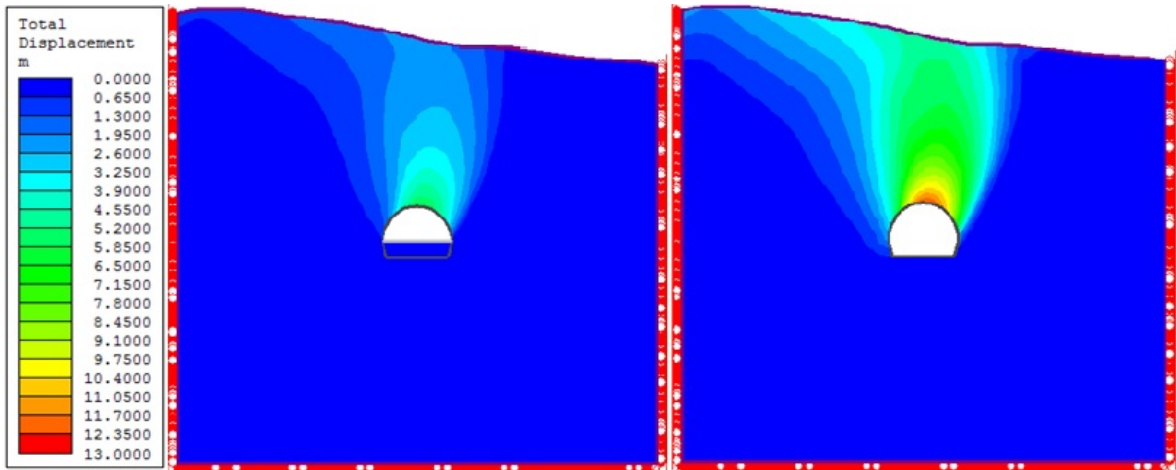
Figura 28. Comportamiento del esfuerzo principal mayor (σ_1).



- **Desplazamientos:** Cuando se realiza una excavación se pueden presentar dos situaciones: la primera y más favorable para el proyecto de construcción, es que los parámetros de resistencia de los materiales cercanos a la excavación sean de tal magnitud que asuman el nuevo estado de esfuerzos generados por la redistribución de tensiones sin fallar, experimentando desplazamientos hacia el interior de la excavación en valores dentro de niveles tolerables para el proyecto [22]. En tal caso, teóricamente, no se tendría la necesidad de colocar sistema alguno de soporte, y la segunda es que el material presente bajas condiciones resistencia y no soporte el cambio de esfuerzos generado, situación que presenta el caso estudiado.

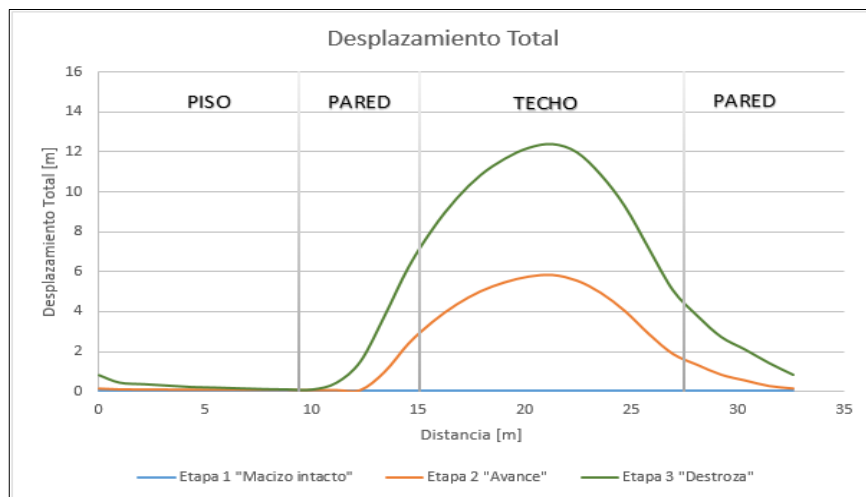
En los resultados extraídos del modelo de las etapas de excavación del túnel, se evidencia que existen grandes desplazamientos cuando se realiza la excavación, porque se configura un espacio vacío que aumenta la posibilidad de desplazamiento del material pre-esforzado, debido a las cargas gravitacionales. En la **Figura 29**, podemos observar las zonas que sufren los mayores desplazamientos del macizo rocoso.

Figura 29. Desplazamientos totales en etapas de excavación.



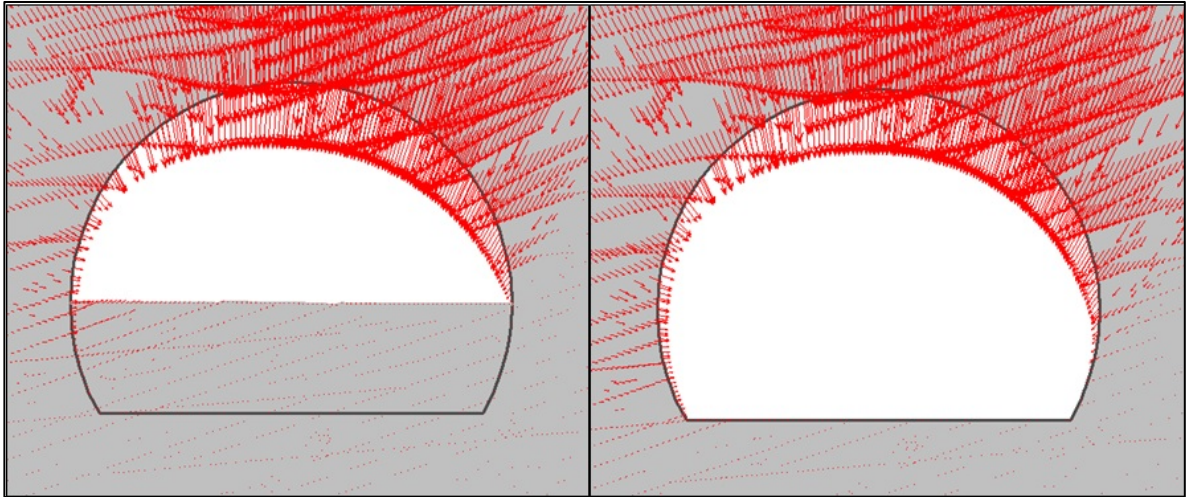
Como se observa en la **gráfica 3**, los desplazamientos máximos se presentan en el techo de la excavación. En la primera fase el valor es aproximadamente de 6 m y en la fase dos alcanza un valor de 12,4 m, lo que significa que si no se coloca un recubrimiento inmediato para soportar las deformaciones y la redistribución de esfuerzos, el derrumbamiento o colapso de la excavación va a ser inevitable, debido a las malas propiedades mecánicas y a las desfavorables condiciones geológicas que presenta la lutita en esta zona.

Gráfica 3. Máximos desplazamientos vs distancia en el perímetro de la excavación por etapa.



Las deformaciones son producidas principalmente por el reacomodo de la matriz, con deslizamientos y desplazamientos localizados. En la **figura 30** se puede observar la dirección y la localización de estos desplazamientos.

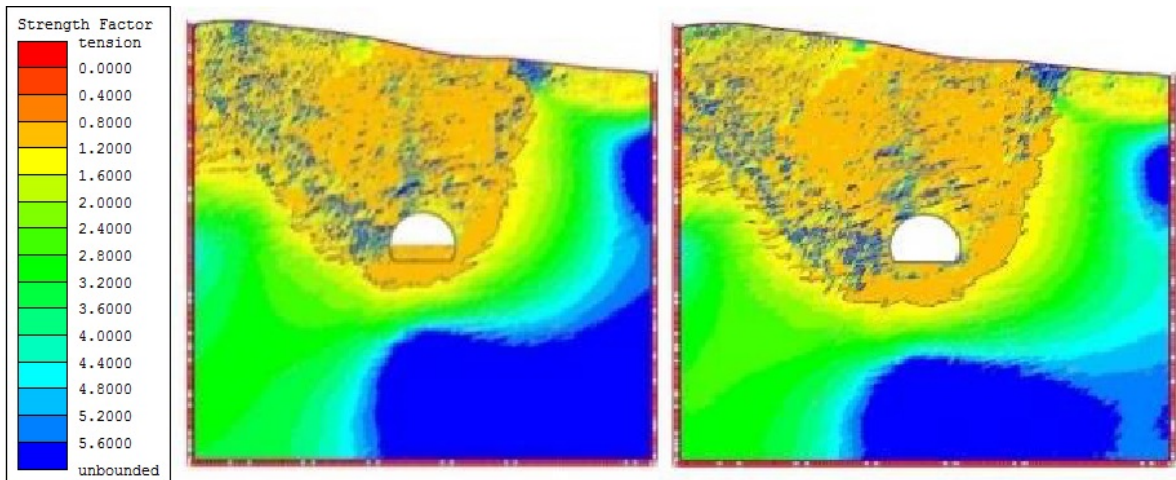
Figura 30. Dirección y localización de los desplazamientos en fases de excavación.



- **Factor de resistencia, relación de esfuerzos:** Las propiedades del macizo rocoso presentan un comportamiento plástico, situación para la cual la relación entre el esfuerzo que soporta el macizo rocoso y el esfuerzo inducido debido a la excavación, debe ser mayor que uno para que no falle el material.

El Factor de resistencia representa la relación entre el esfuerzo que soporta el macizo rocoso y el esfuerzo inducido debido a la excavación, en un punto dado. La parte del macizo contenida dentro del área amarilla representa la zona de falla; esta zona de sobreesfuerzo rodea la excavación del túnel, como se evidencia en la **figura 31**. Para el análisis plástico, los valores de factor de resistencia iguales o cercanos a uno, producirán un error si se deja sin soporte.

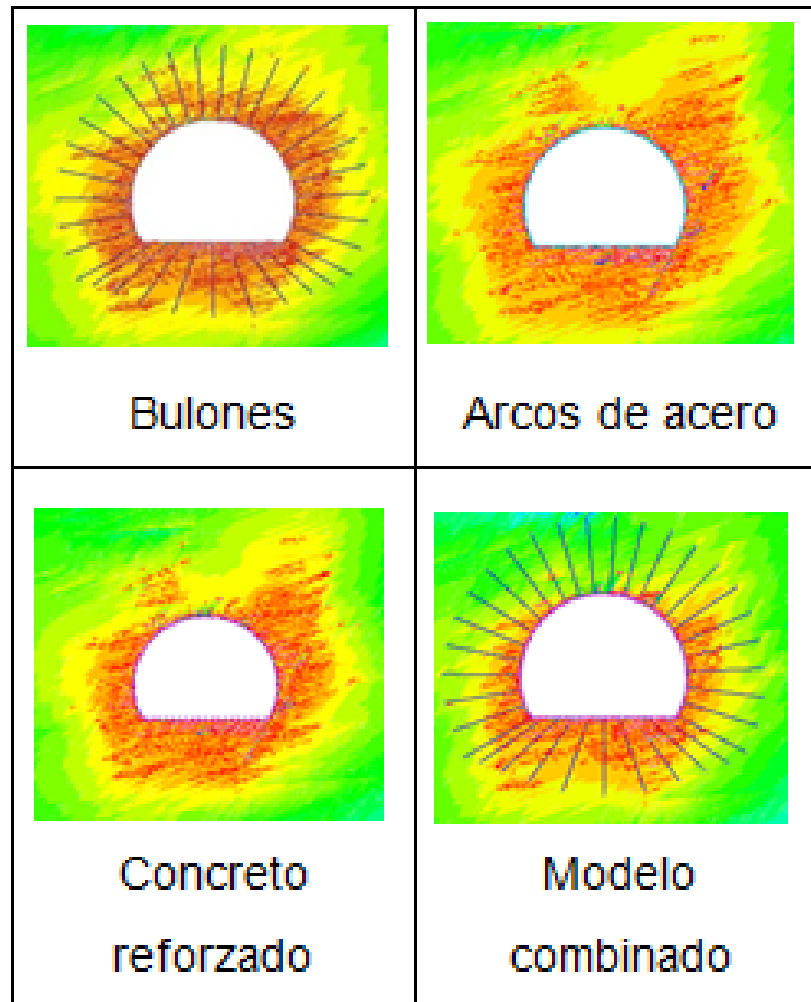
Figura 31. Factor de resistencia en las fases de excavación.



4.3.3. Condición del macizo para diferentes tipos de recubrimiento. La resistencia de la roca es la primera en contribuir en la estabilidad de la excavación, Cuando la resistencia del material que rodea la excavación es insuficiente para evitar que ésta se cierre, los diseñadores deben hacer uso de elementos adicionales de soporte, para realizar la construcción de una forma segura y viable [22].

Como se mencionó en el ítem **4.1.3.**, se realizaron modelos para cuatro tipos de recubrimiento, Bulnes, arcos de acero, concreto reforzado y un sistema combinado; con el objetivo de realizar una comparación de la respuesta del macizo rocoso ante cada recubrimiento. Se analiza de la **figura 32**, que el soporte proporciona un esfuerzo que sustituye la resistencia perdida en las etapas de excavación, provocando que la zona de falla, representada con color amarillo, y los elementos de falla, representados por puntos rojos, se reduzcan considerablemente comparados con la condición de excavación sin recubrimiento de la **figura 31**.

Figura 32. Factor de resistencia y elementos en falla en la fase II de excavación.



Al comparar por medio de la **tabla 9**, la cantidad de elementos que fallan para cada recubrimiento, se evidencia que el porcentaje de reducción respecto a la condición de la excavación sin soporte es muy alto, siendo el soporte combinado el que presenta mayor reducción con el 94.8%.

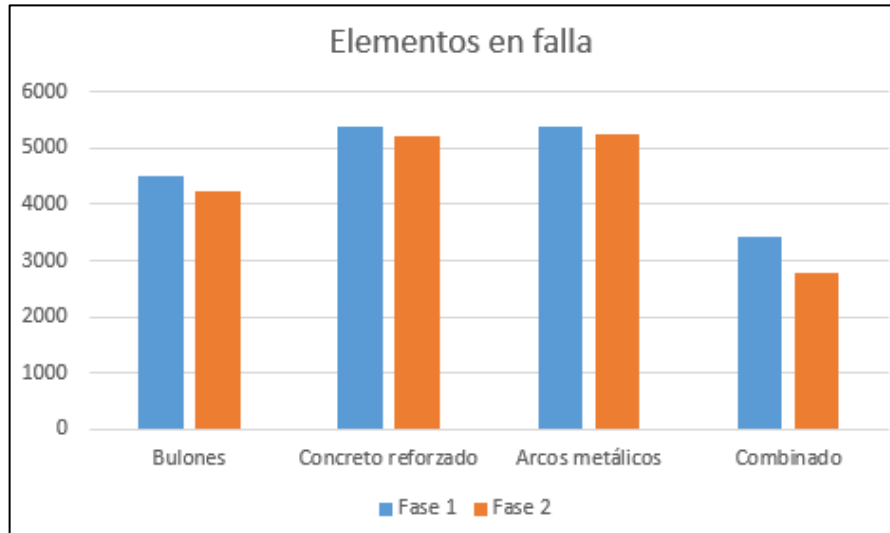
Tabla 12. Elementos de falla para cada tipo de soporte en las etapas de excavación.

Elementos en falla de la malla				
	Fase 1	Reducción %	Fase 2	Reducción %
Sin soporte	46847			
Bulones	4508	90,4	4223	92,2
Concreto reforzado	5386	88,5	5218	90,3
Arcos metálicos	5400	88,5	5262	90,2
Combinado	3434	92,7	2780	94,8

En la **gráfica 4** se observa que para todos los recubrimientos, la fase uno presenta mayor cantidad de elementos en falla que la fase dos, debido a que cuando se excava la parte superior en la fase uno, se instala inmediatamente el soporte en esta zona, provocando que la pérdida del confinamiento sea menor en la fase dos.

El soporte que presenta menor cantidad de elementos en falla es el soporte combinado, seguido por los bulones, el concreto reforzado y los arcos metálicos.

Gráfica 4. Comparación de los elementos en falla para cada tipo de soporte según la etapa.



En la **tabla 10**, se realizó la comparación de los desplazamientos máximos para cada tipo de soporte con respecto a la condición sin recubrimiento. Al igual que para los elementos en falla, la reducción es casi del 100%. El soporte que más reduce los desplazamientos es el sistema combinado.

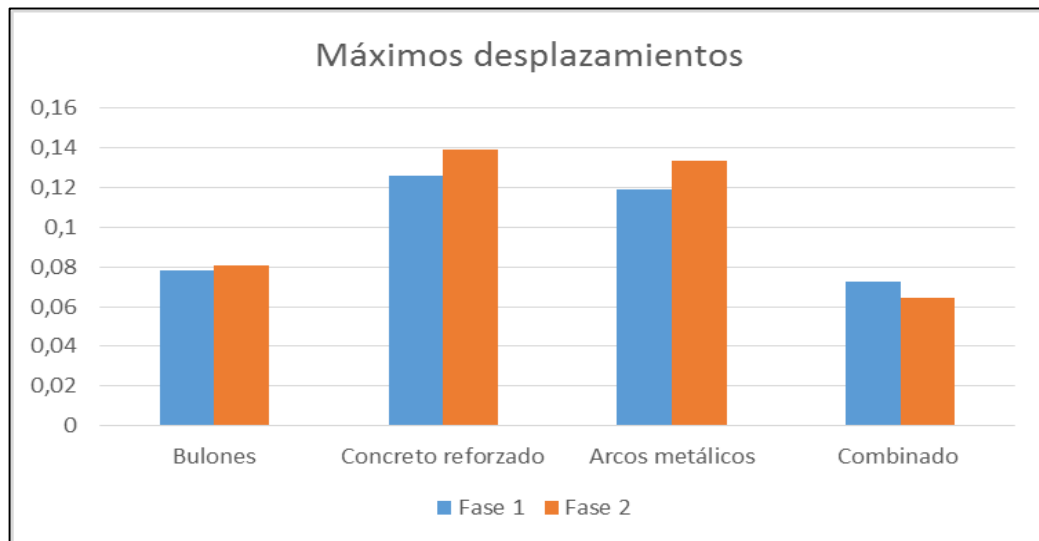
Tabla 13. Máximos desplazamientos para cada tipo de soporte en las etapas de excavación.

Máximos desplazamientos [m]				
	Fase 1	Reducción %	Fase 2	Reducción %
Sin soporte	5,868			
Bulones	0,078	98,7	0,08	99,3
Concreto reforzado	0,125	97,9	0,139	98,9
Arcos metálicos	0,118	98,0	0,133	98,9
Combinado	0,072	98,8	0,064	99,5

Como se mencionó anteriormente, el revestimiento es instalado apenas se realiza la excavación, aportando resistencia que impide que el macizo llegue a su máximo desplazamiento.

El soporte que presenta menor valor de desplazamiento es el soporte combinado, seguido por los bulones, los arcos metálicos y el concreto reforzado. Como se observa en la **gráfica 5**, el soporte combinado y los bulones presentan valores de desplazamiento máximo similares, siendo estos los menores. El concreto reforzado y los arcos metálicos también tienen valores cercanos entre ellos pero mayores respecto a los otros soportes, porque aportan menos resistencia al macizo.

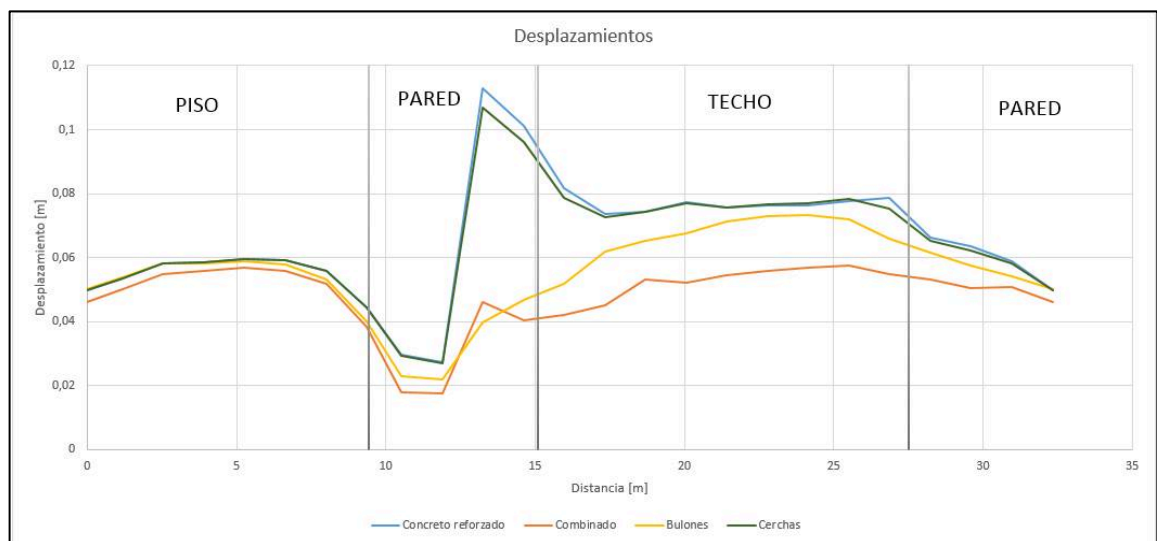
Gráfica 5. Comparación de los máximos desplazamientos en cada tipo de soporte según la etapa.



Como el macizo presenta la estratificación inclinada, formando un ángulo con la horizontal, origina esfuerzos en dirección de los estratos, debido a las presiones de cabecera. Estos esfuerzos actúan directamente sobre el revestimiento ubicado en la parte derecha de la excavación, generando un aumento considerable de los desplazamientos para el concreto reforzado y los arcos metálicos. En los bulones

las presiones de cabecera producidas por la estratificación no influyen significativamente, siendo el techo la zona que presenta el mayor desplazamiento. Para el sistema combinado los desplazamientos presentan valores más uniformes entorno a la excavación debido al aporte de cada tipo de recubrimiento. Como se observa en la **gráfica 6**.

Gráfica 6. Desplazamientos máximos vs la distancia en el contorno del túnel, para cada tipo de recubrimiento.



Los informes que contienen los resultados completos extraídos de los modelos del macizo rocoso con diferente tipo de recubrimiento que realiza el software Phase 2.0, se encuentran en el **Anexo F**.

5. CONCLUSIONES

Las condiciones internas del macizo rocoso no se pueden determinar directamente, por eso es necesario proyectarlas con base en las propiedades ubicadas en la superficie. Para esto se requiere realizar un análisis detallado y extenso de las características geológicas y de las propiedades mecánicas, a través de software, mediciones en campo, extracción de muestras y ensayos de laboratorio que permitan determinarlas, con el fin de realizar la mejor aproximación de las condiciones reales y predecir el comportamiento del macizo que se desea intervenir.

Por otro lado se evidenciaron los severos problemas de estabilización que presenta la lutita, ante un proceso de excavación, por ser una roca de baja resistencia y muy fracturada; se determinó que el avance en la ejecución de la obra debe realizarse en tramos cortos, soportando cada tramo de manera inmediata, para así proporcionar seguridad en la fase de excavación y en la vida útil del túnel.

Al comparar los resultados de los modelos de las fases de excavación con diferentes tipos de recubrimiento, se evidenció que el soporte del sistema combinado aporta la mayor estabilización para este tipo de roca. Sin embargo, la comparación de los resultados obtenidos del soporte con bulones y del sistema combinado, demuestra una diferencia mínima, lo que significa que los bulones realizan la mayor parte de la estabilización en el sistema combinado. Se deja a criterio del ingeniero que tipo de revestimiento utilizar, de acuerdo al factor de seguridad y otras variables manejadas en la obra.

CITAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] AROZAMENA, Pedro. “Comportamiento del terreno durante las obras de construcción de la línea uno del metro de Sevilla en los tramos de túnel entre Pantallas y en las estaciones subterráneas”. [En línea]. [Citado 11 de Diciembre de 2014] disponible en: (http://fondosdigitales.us.es/media/thesis/1919/D_T.PROV32-capitulo1.pdf)

[2] HOEK, Evert y BROWN, Edwin T. Excavaciones Subterráneas en Roca. McGraw-Hill. México. 1985. 18p.

[3] MINISTERIO DE TRANSPORTE, Agencia nacional de infraestructura. “Contrato de consultoría no. VJ - 053 de 2013. Informe final de estudios y diseños estructuración corredor vial Bucaramanga – Barrancabermeja – Yondó. Diseño para concesión de túneles, Tomo I. p.29”. [En línea]. [Citado 20 de Diciembre de 2014] disponible en: (<ftp://ftp.ani.gov.co/Bucaramanga%20B-meja%20Yondo/CUARTO%20DE%20DATOS%20BBY%20VERSI%C3%93N%201/7/7.1/7.1.1.pdf>)

[4] MINISTERIO DE TRANSPORTE, “Agencia nacional de infraestructura. Contrato de consultoría no. VJ - 053 de 2013. Informe final de estudios y diseños estructuración corredor vial Bucaramanga – Barrancabermeja – Yondó. Diseño para concesión de túneles, Tomo I. p.75”. [en línea]. [Citado 20 de Diciembre de 2014] disponible en: (<ftp://ftp.ani.gov.co/Bucaramanga%20B-meja%20Yondo/CUARTO%20DE%20DATOS%20BBY%20VERSI%C3%93N%201/7/7.1/7.1.1.pdf>)

[5] HOEK, Evert y BROWN, Edwin T. Excavaciones Subterráneas en Roca. McGraw-Hill. México. 1985. 47p.

[6] MINISTERIO DE TRANSPORTE, Agencia nacional de infraestructura. “Contrato de consultoría no. VJ - 053 de 2013. Informe final de estudios y diseños estructuración corredor vial Bucaramanga – Barrancabermeja – Yondó. Diseño para concesión de túneles, Tomo I. p.68”. [En línea]. [Citado 20 de Diciembre de 2014]. disponible en: (<ftp://ftp.ani.gov.co/Bucaramanga%20B- meja%20Yondo/CUARTO%20DE%20DATOS%20BBY%20VERSI%3%93N%20 1/7/7.1/7.1.1.pdf>).

[7] HOEK, Evert y BROWN, Edwin T. Excavaciones Subterráneas en Roca. McGraw-Hill. México. 1985. 72p.

[8] WYLLIE, Duncan C. y MAH, Christopher W. “Representación Gráfica de Discontinuidades: La Red Estereográfica”. [En línea]. [Citado 7 de enero 2015] disponible en: (https://www.u- cursos.cl/usuario/0aa8cf970f34da4081605da3f277ecbf/mi_blog/r/Clase_12_Redes _estereograficas.ppt.)

[9] HOEK, Evert y BROWN, Edwin T. Excavaciones Subterráneas en Roca. McGraw-Hill. México. 1985. 27p.

[10] BARLETTA, Ricardo H. “Representación gráfica y evaluación de problemas estructurales en macizos rocosos”. [En línea]. [Citado 20 de enero 2015] disponible en: (<http://www.ing.unlp.edu.ar/constr/g2/representacion-grafica-y- evaluacion-de-problemas-estructurales-en-macizosrocosos.pdf>)

[11] BARLETTA, Ricardo H. “Representación gráfica y evaluación de problemas estructurales en macizos rocosos”. [En línea]. [Citado 20 de enero 2015] disponible en: (<http://www.ing.unlp.edu.ar/constr/g2/representacion-grafica-y-evaluacion-de- problemas-estructurales-en-macizosrocosos.pdf>)

[12] GONZÁLEZ DE VALLEJO, Luis I. FERRER, Mercedes. ORTUÑO, Luis. OTEO, Carlos. Ingeniería Geológica. Madrid. Pearson Education. 2002. 715p.

[13] AVILA, Joan Ros. Análisis comparativo de los criterios de rotura de Hoek&Brown y Mohr-Coulomb en el estudio de estabilidad en macizos rocosos. Cataluña, 2008, 5p. Tesis de maestría. Universidad Politécnica de Catalunya. Facultad de ingeniería.

[14] NAVARRO CARRASCO, Salvador; ORTIZ GÓMEZ, Raúl y RUIZ MARÍN Juan A. Geotecnia Aplicada a la Construcción de Túneles, Parte II: Geotecnia de Túneles en Roca Dura. España. 103p.

[15] HOEK Evert. Brittle failure of rock. Rock Mechanics in Engineering Practice. (Eds. K.G. Stagg and O.C. Zienkiewicz). London. 1968. P. 99-124.

[16] BROWN. E. T. (1970). Strength of models of rock with intermittent joints. J. Soil Mech. Foundn Div., ASCE 96, SM6, 1935-1949.

[17] HERNÁNDEZ Katherine. Criterios de Resistencia al Corte de las Discontinuidades Rocosas. Madrid, 2014, 109p. Trabajo de Investigación (Máster en Ingeniería de Estructuras, Cimentaciones y Materiales). Universidad Politécnica de Madrid. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

[18] HOEK. Evert. "Rock mass properties". [En línea]. [Citado 2 de febrero de 2015] disponible en: (https://www.rocscience.com/hoek/corner/11_Rock_mass_properties.pdf)

- [19] AVILA, Joan Ros. Análisis comparativo de los criterios de rotura de Hoek&Brown y Mohr-Coulomb en el estudio de estabilidad en macizos rocosos. Madrid, 2008. Tesis maestría. Universidad Politécnica de Catalunya.
- [20] GIANFRANCO, Perri. Túneles construidos convencionalmente. Criterios de Diseño. Congreso de Ingeniería Civil. San José de Costa Rica, 17-19 Septiembre 2008 .
- [21] HOEK, Evert y BROWN, Edwin T. Excavaciones Subterráneas en Roca. McGraw-Hill. México. 1985. 21p.
- [22] ECHEVERRÍA RODRÍGUEZ, Jaime. Interacción suelo- Túnel, Con revestimiento sometido a carga anisotropía. Bogotá D.C., 2013. Tesis de Maestría. Universidad Nacional de Colombia. Facultad de ingeniería.
- [23] GONZÁLEZ DE VALLEJO, Luis I. FERRER, Mercedes. ORTUÑO, Luis. OTEO, Carlos. Ingeniería Geológica. Madrid. Pearson Education. 2002. Capítulo 10.
- [24] TRUJILLO AMAYA, Johana Mabel. Evaluación de recomendaciones de diseño para túneles excavados en materiales Volcánicos y suelos residuales. Bogotá D.C., 2011. Tesis de Maestría. Pontificia Universidad Javeriana. Facultad de ingeniería.
- [25] HOEK, Evert y BROWN, Edwin T. Excavaciones Subterráneas en Roca. McGraw-Hill. México. 1985. 103p.
- [26] Y VASCA. "Construcción de un túnel ferroviario". [En línea]. [Citado 1 de febrero de 2015]. disponible en:

http://www.euskalyvasca.com/multi_infog_detalle.html?contentName=cont_multimedia.infografia.construccion_tunel

BIBLIOGRAFÍA

AVILA, Joan Ros. Análisis comparativo de los criterios de rotura de Hoek&Brown y Mohr-Coulomb en el estudio de estabilidad en macizos rocosos. Madrid, 2008. Tesis maestría. Universidad Politécnica de Catalunya.

ECHEVERRÍA RODRÍGUEZ, Jaime. Interacción suelo- Túnel, Con revestimiento sometido a carga anisotropía. Bogotá D.C., 2013. Tesis de Maestría. Universidad Nacional de Colombia. Facultad de ingeniería.

GONZÁLEZ DE VALLEJO, Luis I. FERRER, Mercedes. ORTUÑO, Luis. OTEO, Carlos. Ingeniería Geológica. Madrid. Pearson Education. 2002.

HOEK, Evert. y BROWN, Edwin T. Excavaciones Subterráneas en Roca. McGraw-Hill. México. 1985.

HOEK, Evert y CARRANZA – TORRES, CORKUM B. “El Criterio de Rotura de Hoek-Brown. University of Minnesota. Consulting Engineer. RocScience Inc”. [En línea]. [Citado 11 de Febrero de 2015] disponible en: (<https://www.rocscience.com/assets/files/uploads/7713.pdf>)

ANEXOS

Estos anexos pueden ser consultados en la base de datos de la biblioteca de la Universidad Industrial de Santander.