



*UNIVERSIDAD MICHOACANA
DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO.*



*DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA FACULTAD DE
INGENIERÍA CIVIL.*

*MAESTRÍA EN INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE EN LA RAMA
DE LAS VÍAS TERRESTRES.*

*“DISEÑO NUMÉRICO DE UN TÚNEL EN
ZONA DE INESTABILIDAD DE TALUDES.”*

*TESIS PROFESIONAL PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE
EN LA RAMA DE LAS VÍAS TERRESTRES.*

PRESENTA:

Ing. Alejandra Jáquez Matas

ASESOR:

Dr. Carlos Chávez Negrete

MORELIA, MICHOACÁN

ABRIL DE 2017

CONTENIDO

| | |
|---|------------|
| Agradecimientos. | iii |
| Resumen. | iv |
| Abstract. | v |
| 1 Introducción. | 1 |
| 1.1 Problemática. | 1 |
| 1.2 Objetivos. | 3 |
| 1.2.1 Objetivo General. | 3 |
| 1.2.2 Objetivos Particulares. | 3 |
| 1.3 Metodología Propuesta. | 4 |
| 2 Marco Teórico. | 5 |
| 2.1 Estudios Necesarios Para Proyectos. | 5 |
| 1.- Levantamiento Topográfico. | 5 |
| 2.- Geofísicos. | 5 |
| 3.- Geológicos. | 6 |
| 4.- Hidrológicos. | 6 |
| 5.- Geotécnicos. | 6 |
| 2.2 Elección del avance y tiempo de colocación de revestimiento. | 7 |
| 2.2.1 Bieniawski (1973-1989): | 8 |
| 2.2.2 Barton (1974): | 12 |
| 2.3 Métodos de Excavación. | 19 |
| 2.4 Consideraciones para el diseño | 22 |
| 3 Metodología de Diseño de Túneles con Modelaciones Numéricas. | 24 |
| 3.1 Método de Elemento Finito. | 24 |
| 3.1.1 Breve descripción del software utilizado. | 25 |
| 3.2 Modelos Constitutivos. | 26 |
| 3.2.1 Modelos Constitutivos de ROCSCIENSE. | 27 |
| 3.2.2 Breve descripción de los Modelos Constitutivos Aplicados. | 27 |
| 3.3 Simulación del estado inicial de esfuerzos | 37 |
| 3.4 Análisis de distintas etapas constructivas. | 39 |
| 3.4.1 Metodología de relajación de esfuerzos utilizado | 40 |
| 4 Proyecto de Estudio. | 45 |
| 4.1 Antecedentes del deslizamiento en la zona. | 45 |

| | | |
|------------|---|------------|
| 4.2 | Parámetros del Suelo y Roca. | 46 |
| 4.2.1 | Resumen de los resultados de los sondeos de la UMSNH. | 47 |
| 4.2.2 | Resultados de los estudios del laboratorio. | 53 |
| 4.3 | Descripción del Revestimiento de proyecto. | 56 |
| 4.3.1 | Condición geotécnica C+: | 57 |
| 4.3.2 | Condición geotécnica C-: | 58 |
| 4.3.3 | Condición geotécnica D+: | 59 |
| 4.3.4 | Condición geotécnica D-: | 60 |
| 4.3.5 | Condición geotécnica E: | 61 |
| 5 | Modelación y Resultados. | 63 |
| 5.1 | Modelación con estratigrafía proyectada. | 63 |
| 5.1.1 | Parámetros utilizados en estas modelaciones. | 64 |
| 5.1.2 | Modelado de la sección 4+100 C- | 65 |
| 5.1.3 | Modelado de la sección 4+120 C- | 75 |
| 5.1.4 | Modelado de la sección 4+160 D- | 76 |
| 5.1.5 | Modelado de la sección 4+195 E- | 77 |
| 5.1.6 | Conclusiones | 79 |
| 5.2 | Modelación parámetros UMSNH. | 79 |
| 5.2.1 | Modelación de la sección 4+100 | 83 |
| 5.2.2 | Modelado de la sección 4+120. | 85 |
| 5.2.3 | Modelado de la sección 4+160. | 91 |
| 5.2.4 | Modelado de la sección 4+195 | 94 |
| 5.2.5 | Conclusiones. | 98 |
| | Conclusiones. | 99 |
| | Referencias. | 104 |

AGRADECIMIENTOS.

Agradezco primeramente DIOS que me ha permitido cumplir mis metas y me ha dado la oportunidad de concluir una etapa más en mi vida.

A mis padres quienes me dieron vida, educación, apoyo y consejos, les agradezco por ser un ejemplo en mi vida y le pido a Dios que me permita poder regresarles un poco de todo lo que me han dado, los amo papás.

A mis hermanos que siempre están a mi lado apoyándome en todo lo que decido, gracias por estar siempre.

Agradezco a mi esposo por no dejar rendirme e impulsarme a ser mejor cada día, gracias por tu amor y apoyo incondicional, te amo.

Mis amigos que están en las buenas y las malas, que hacen que la vida sea más ligera al compartirla con ellos.

Mi asesor por confiar en mí y realizar este trabajo conmigo, por su tiempo y por compartir sus conocimientos.

RESUMEN.

En la ciudad de Morelia, Michoacán se realizará la construcción del proyecto “Ramal Camelinas” el cual consta de dos túneles, un viaducto y 2 cortes de magnitudes considerables. Este trabajo se enfocó en el Túnel II, de este ramal mencionado anteriormente, la decisión del túnel para analizar se tomó debido a los deslizamientos antiguos que se encuentran en el portal de salida del túnel, lo que ocasiona que sea un punto de importancia para analizar, y poder realizar la construcción del túnel sin presentar problemas por las inestabilidades de los taludes que generara dicho deslizamiento.

Al proyecto ejecutivo del túnel II se le realizó una revisión, de la la cual se obtuvo la información necesaria verificar el diseño del túnel. La Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo efectuó sondeos geotécnicos con los cuales nos fue posible obtener los parámetros de resistencia y deformabilidad de los materiales que se encuentran en la zona. Con estos datos se realizaron otras modelaciones numéricas para verificar los revestimientos propuestos y procesos constructivos propuestos en el proyecto ejecutivo.

En las modelaciones ubicadas en el portal de salida del túnel, el portal Morelia, se observaron desplazamientos del material menores a los 10 cm, pero con factores de seguridad del revestimiento menores de 1 (en este túnel se busca tener valores de factor de seguridad por encima de 1.5, dados los antecedentes en la zona). Para poder mejorar el factor de seguridad se propuso un revestimiento tipo enfilaje extendido desde los hastiales del túnel hasta la bóveda, con esta propuesta se obtuvieron factores de seguridad mayores a 2.

Como un concentrado de resultados se realizó un perfil estratigráfico en el cual se indicaron el tipo de revestimiento adecuando para cada parte del túnel II.

PALABRAS CLAVE: diseño, números, túnel, inestabilidad, Taludes.

ABSTRACT.

In the city of Morelia, Michoacán will be the construction of the project "Ramel Camelinas" which consists of two tunnels, a viaduct and two cuts of considerable magnitudes. This work focused on Tunnel II, from this branch mentioned above, the decision of the tunnel to analyze was taken due to the old slides that are in the portal of exit of the tunnel, which causes that it is a point of importance to analyze, And to be able to realize the construction of the tunnel without presenting problems by the instabilities of the slopes that generated the slip.

The executive project of the tunnel II was made a revision, from which it was obtained the necessary information to verify the design of the tunnel. The Michoacan University of San Nicolás de Hidalgo carried out geotechnical surveys with which it was possible to obtain the parameters of resistance and deformability of the materials found in the area. With this data, other numerical modeling was carried out to verify the proposed coatings and construction processes proposed in the executive project.

In the modeling located in the portal of exit of the tunnel, the Morelia portal, material displacements smaller than 10 cm were observed, but with lining safety factors less than 1 (in this tunnel it is sought to have safety factor Above 1.5, given the background in the area). In order to improve the safety factor, an enfilaje liner was proposed extending from the gutters of the tunnel to the vault, with this proposal obtained safety factors greater than 2.

As a result concentrate a stratigraphic profile was made in which the type of coating was indicated, adapting for each part of the tunnel II.

1 INTRODUCCIÓN.

1.1 PROBLEMÁTICA.

La ciudad de Morelia ha incrementado su mancha urbana debido al crecimiento acelerado de su población la cual se ha asentado fuera del conocido “valle de Morelia”, esta zona es una planicie sobre la que se asentó la ciudad en sus inicios. Este crecimiento ha generado que las vías de comunicación actuales sean insuficientes. Las vías de comunicación entre “valle de Morelia” con la parte sur de la ciudad (zona conocida como Altozano) al igual que a las poblaciones cercanas tales como Jesús del Monte, Ichaqueo, San José de las Torres, San Miguel del Monte, Río Bello, El Durazno y la Colonia 10 de Junio. (Figura 1)



Figura 1.- Ciudad de Morelia, Michoacán. (Zona de estudio delimitada).

Este crecimiento ha llevado a la población a tener la necesidad de trasladarse de dichas comunidades a la ciudad de Morelia y viceversa, y para lograr sus traslados cuentan actualmente con 3 vías de acceso: 1) Av. Ventura puente 2) Calle Rey Tanguanzan II 3) Rey Tareacuri, estas 3 vialidades se unen en un punto lo que genera un “cuello de botella” provocando una deficiencia en los traslados de los vehículos, estas rutas no tienen la capacidad para albergar el tránsito diario de la zona lo que trae como consecuencia más duración en los tiempos de traslado y mayor contaminación. (Figura 2)



Figura 2.- Vías de comunicación existentes a zona sur de Morelia, Michoacán.

Con la finalidad de darle solución a este problema de tránsito vehicular que se presenta en la zona, el gobierno federal realizó el proyecto conocido como “Ramal Camelinas” que a su vez pertenece al proyecto “Libramiento Sur Morelia”. El proyecto “Ramal Camelinas” busca brindar una vialidad rápida y segura a las personas que tengan la necesidad de trasladarse de la parte del “Valle de Morelia” hacia la zona sur de la ciudad.

El proyecto conlleva grandes retos ingenieriles y sociales, debidos a su ubicación. Consiste de 2 túneles, 1 viaducto y 2 cortes. (Figura 3)

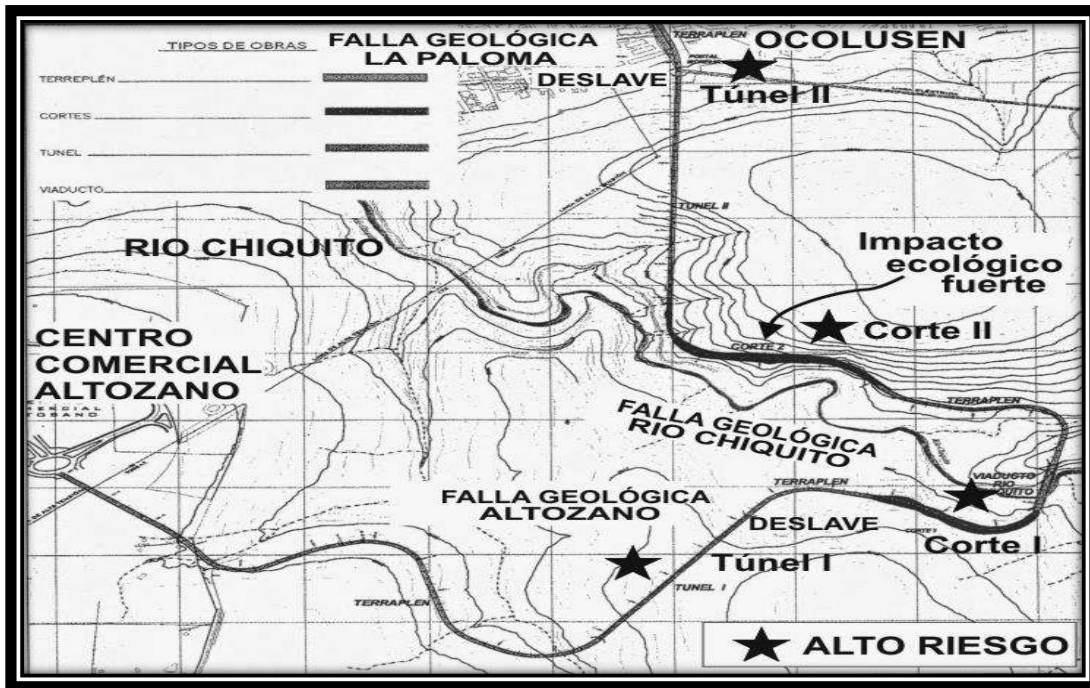


Figura 3.- Proyecto "Ramal Camelinas"

Con este trabajo de tesis se realizó una revisión al proyecto ejecutivo del Túnel II del Ramal Camelinas, el cual se proyectó en una zona en la cual se encuentran un deslizamiento antiguo de magnitud muy considerable, lo que pudiera ocasionar una inestabilidad de taludes si no se tiene un proyecto adecuado.

1.2 OBJETIVOS.

1.2.1 Objetivo General.

Realizar una revisión al diseño del túnel II del Ramal Camelinas con ayuda de modelaciones numéricas por medio de elemento finito tomando en cuenta la problemática de inestabilidad de taludes de la zona, para poder realizar mejoras necesarias al proyecto.

1.2.2 Objetivos Particulares.

- Revisar el proyecto ejecutivo del túnel en especial los revestimientos de la zona de inestabilidad del portal Morelia.
- Realizar una recopilación de datos de los sondeos exploratorios para proponer los modelos constitutivos a utilizar y sus parámetros.
- Realizar las modelaciones y simulaciones correspondientes de acuerdo a los procedimientos constructivos propuestos en proyecto original y verificar su factibilidad.

- Proponer una mejora en los revestimientos y los procedimientos constructivos en caso que sea necesario.

1.3 METODOLOGÍA PROPUESTA.

Para poder realizar este trabajo primeramente se revisó el proyecto ejecutivo existente del Túnel II del Ramal Camelinas, el cual se tomará como punto de partida. Como primer paso se tomara la información con la que cuenta el proyecto original para poder realizar un primer análisis, con el cual podremos darnos un panorama de las zonas con algún problema en su propuesta de revestimiento.

La Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo realizó sondeos geotécnicos y los estudios de laboratorio correspondientes para la caracterización del suelo y de la roca de la zona aledaña al portal de salida del túnel II. Con estos trabajos se obtiene un perfil estratigráfico del túnel de la zona en estudio junto con los parámetros de resistencia y deformabilidad de los materiales.

Una vez contando con un concentrado de materiales, se realizará la elección de los modelos constitutivos a utilizar tanto para suelos como para roca, con estos modelos constitutivos se podrá alimentar el software a utilizar.

Dentro de la revisión se realiza una simulación con las condiciones del proyecto ejecutivo original para tener un punto de comparación, tomando en cuenta los parámetros propuestos de los materiales y los revestimientos. Posteriormente se realizará el mismo procedimiento, pero con los parámetros obtenidos por la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. Se busca verificar el funcionamiento del revestimiento y que no tenga deformaciones excesivas, en caso de que se detecte algún problema se realizan las adecuaciones necesarias a los revestimientos según el tipo de material con el que se esté interactuando.

2 MARCO TEÓRICO.

2.1 ESTUDIOS NECESARIOS PARA PROYECTOS.

Para llevar a cabo el proyecto de un túnel existen estudios con los cuales se integra de una manera más precisa y tomando en cuenta lo que existe en la zona en la que se busque realizar la obra. Los estudios a llevar a cabo son los siguientes:

- Levantamiento topográfico.
- Geofísicos.
- Geológicos.
- Hidrológicos.
- Geotécnicos.

A continuación se menciona como cada uno de los estudios nos aporta información importante para poder integrar un proyecto ejecutivo.

1.- Levantamiento Topográfico.

Este estudio nos ayuda a conocer el relieve en el que se trabajara, las elevaciones que se presentan en la zona, con las cuales nos es posible conocer, entre otras cosas, el espesor que habrá entre el túnel y la superficie, nos permitirá conocer el alineamiento horizontal que se le podrá dar al túnel.

El estudio topográfico del proyecto ejecutivo del túnel II nos ayudó para poder conocer la longitud que tendrá el túnel, los puntos exactos en los que se encuentran sus portales de salida y de entrada y poder conocer la distancia que habrá entre la bóveda del túnel con la superficie. Una aportación importante de los estudios topográficos es la obtención de un perfil del proyecto con el cual se puede ver con claridad, alturas y pendientes del túnel.

2.- Geofísicos.

La geofísica se puede realizar a lo largo de los que será el túnel (desde la superficie), nos ayuda a realizar una caracterización preliminar de los materiales que se encuentran en la zona. Estos estudios (cual sea de sus diferentes estilos) generan un perfil uniendo materiales con características similares en un mismo color (los colores en el perfil nos indican si son materiales de calidades malas, o calidades buenas).

Los resultados del estudio geofísico realizados en el proyecto ejecutivo del túnel II ayudó a la elección de las zonas críticas a lo largo del túnel, en estas zonas se realizaron los sondeos geotécnicos.

3.- Geológicos.

Los estudios geológicos en túneles son fundamentales, debido a que estos nos dicen de una manera precisa los materiales que se encuentran en la zona, identifican fallas geológicas, localizan deslizamientos de material, etc. Todas estas características nos dan una pauta a seguir sobre los cuidados que se requerirán al momento de diseñar el soporte del túnel y la manera ms adecuada de excavación.

A pesar de que los estudios geológicos nos dieron al proyecto ejecutivo un amplio conocimiento sobre características fundamentales de los materiales encontrados en la zona, como la ubicación de un deslizamiento antiguo en la zona del portal de salida del túnel II (Postal Morelia), pero aun así no nos dan datos como resistencias, permeabilidades, pesos específicos, módulos de elasticidad, entre otros de suma importancia. Estos estudios deberán complementarse con estudios topográficos y geotécnicos, con esto se podrá llegar a tener un perfil estratigráfico con el cual podrán identificar los materiales en la zona al igual que los espesores y ubicación exacta de cada uno de ellos

4.- Hidrológicos.

En el caso particular de los túneles no se puede permitir a presencia de agua en ellos, por lo que los estudios hidrológicos no deben faltar al momento de realizar un proyecto de túneles. Estos deben de ser muy detallados, se debe de considerar un periodo de retorno considerable, estudiar todas las cuencas cercanas a la zona del proyecto, el estudio debe aportar la mayor cantidad de información posible.

Contando con los resultados de estos estudios se podrá diseñar no solo un drenaje adecuado para la obra, sino que también servirán para poder tomar las medidas necesarias al momento de la construcción.

En el caso particular del túnel II, no se detectó una presencia de agua que pudiera generar algún conflicto en el túnel.

5.- Geotécnicos.

Los estudios geotécnicos son de suma importancia en proyectos de túneles, estos nos darán una infamación exacta sobre los materiales que se tendrán al momento de la excavación.

Para realizar estos estudios se requiera de la extracción de núcleos en la mayor cantidad de zonas posibles a lo largo del trazado del túnel al igual que pozos a cielo abierto (PCA), y de manera muy fundamental en los portales de entrada y salida del túnel. El proceso de selección en la ubicación de los sondeos se realiza en base a los resultados de los estudios geofísicos y geológicos, ya que estos nos dan una idea muy aproximada de los materiales que se encuentran en la zona.

Una vez obtenidos todos los datos para la realización del proyecto de túnel II se separa por tramos geotécnicos, esto se realiza para unificar tramos en los cuales sus condiciones geotécnicas son similares con la finalidad de poder diseñar de una manera más adecuada a cada una de las condiciones.

La clasificación de las zonas va desde zonas con condiciones geotécnicas muy desfavorables hasta condiciones geotécnicas consideradas buenas, el diseño de excavación y de revestimiento serán según su clasificación. Esto nos indica que la excavación y revestimiento no será igual a lo largo del túnel.

2.2 ELECCIÓN DEL AVANCE Y TIEMPO DE COLOCACIÓN DE REVESTIMIENTO.

Fue Terzaghi (1946) quien propuso la primera clasificación del terreno orientada a la construcción de túneles. Sus datos provenían de túneles sostenidos fundamentalmente por cerchas metálicas. A partir de los años 50 fue generalizándose la utilización del concreto proyectado en la construcción de túneles para usos civiles. La clasificación de Lauffer de 1958 refleja perfectamente el uso combinado de cerchas, bulonado y hormigón proyectado en la construcción de túneles en roca. Esta clasificación está, por otra parte, muy vinculada al surgimiento del Nuevo Método Austriaco (NATM) en Europa central. Las que podemos denominar clasificaciones modernas (Sistema RMR (Bieniawski) y Q (Barton)) intentan un mayor grado de objetividad. Se trata en los dos casos de combinar atributos del macizo rocoso (de tipo geológico, geométrico y tensional) en un número único relacionado con la calidad global de la roca. A su vez, este número permite, a través de la experiencia recogida en su utilización en casos reales, la definición de un sostenimiento del túnel y la estimación de otros parámetros o datos de interés (resistencia del macizo rocoso, tiempo de estabilidad de una excavación no sostenida, etc.). (Figura 4)

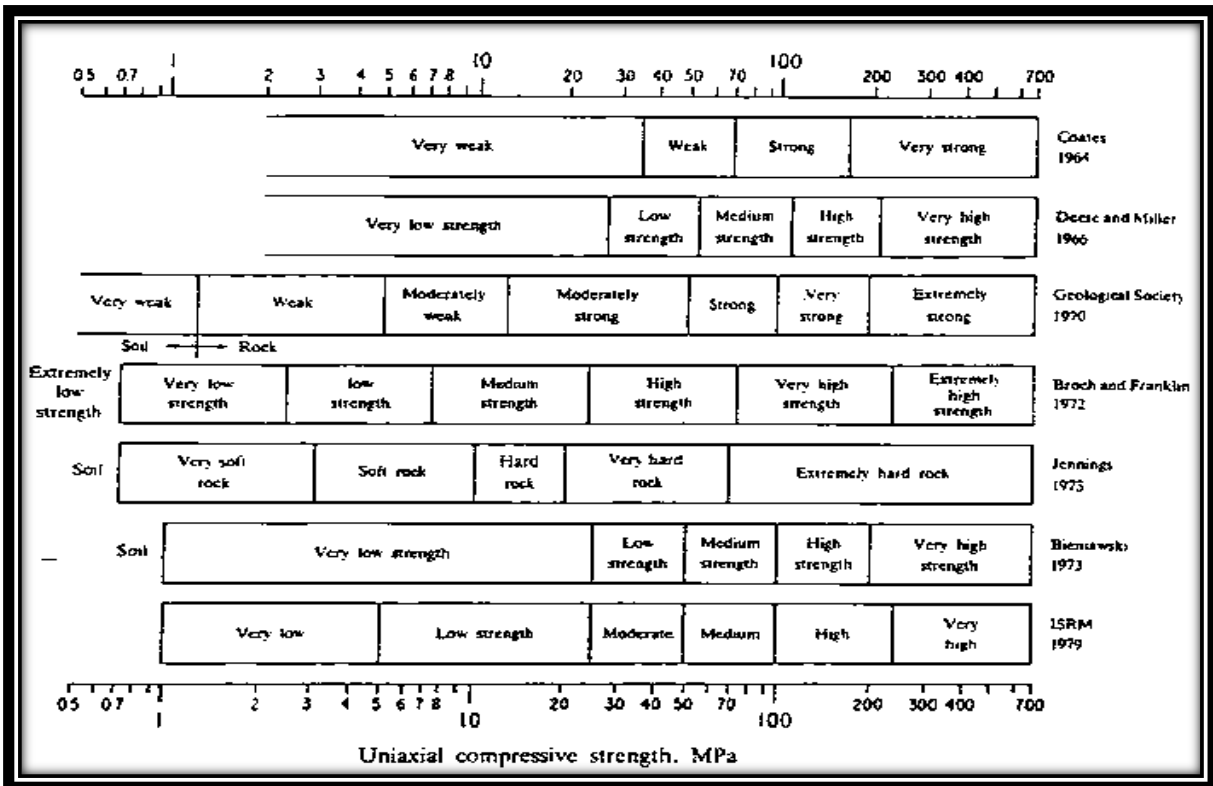


Figura 4.- Clasificaciones según diferentes autores

Las clasificaciones geomecánicas están adaptadas a los macizos rocosos. La transición suelo-roca es siempre difusa. El término "roca blanda" es bastante generalizado. La resistencia a compresión simple, de la roca intacta proporciona un criterio, utilizado por muchos autores, para clasificar la roca. Los criterios en general se aceptan resistencias inferiores a 1 MPa que son típicas de los suelos. A continuación, se describen las clasificaciones de Bieniawski (RMR) y Barton (Q) son de los años 1973 y 1994 respectivamente, que son los criterios de diseño que se tomaron en cuenta para la selección de revestimiento del proyecto ejecutivo.

2.2.1 Bieniawski (1973-1989):

El "Rock Mass Rating" se desarrolló en Sudáfrica y es un índice que se obtiene con la suma de cinco números que están en función de:

1. Resistencia a la compresión simple del macizo rocoso.
2. RQD.
3. Espaciamiento de las discontinuidades.
4. Condición del agua.

5. Orientación de las discontinuidades.

Esta clasificación establece un valor entre 0-100 inicial, estos valores se eligen con ayuda de la Tabla 1

Tabla 1.- Valores de los parámetros de clasificación (Refe).

| Parámetros | | RANGO DE VALORES | | | | | | |
|----------------|--|--|--|---|---|--|-----------|---------|
| 1 | Capacidad de carga puntual | > 10 Mpa | 4 - 10 Mpa | 2 -4 Mpa | 1 -2 Mpa | Para este rango bajo es preferible el ensayo de compresión confinada | | |
| | Compresión confinada | > 250 Mpa | 100 - 250 Mpa | 50 - 100 Mpa | 25 - 50 Mpa | 5 - 25 Mpa | 1 - 5 Mpa | < 1 Mpa |
| | Puntaje | 15 | 12 | 7 | 4 | 2 | 1 | 0 |
| 2 | RQD | 90 - 100 (%) | 75 - 90 (%) | 50 - 75 (%) | 25 - 50 (%) | < 25 (%) | | |
| | Puntaje | 20 | 17 | 13 | 8 | 3 | | |
| 3 | Espaciamiento entre discontinuidades | < 2 m | 0,6 - 2 m | 200 - 600 mm | 60 - 200 mm | < 60 mm | | |
| | Puntaje | 20 | 15 | 10 | 8 | 5 | | |
| 4 | Condición de las discontinuidades (mirar E) | Superficies muy rugosas no continuas. Sin separación. Paredes de rocas no alteradas. | Superficies ligeramente rugosas. Separación < 1 mm. Paredes de roca ligeramente alteradas. | Superficies ligeramente rugosas. Separación < 1 mm. Paredes de roca muy alteradas | Superficies de deslizamiento o gouge < 5 mm. espesor o separación 1 - 5 mm contiguas. | Gouge suave > 5 mm de espesor o separación > 5 mm continua. | | |
| | Puntaje | 30 | 25 | 20 | 10 | 0 | | |
| 5 | Flujo en 10,0 m de la longitud del tunel | Ninguno | < 10 | 10 - 25 | 25 - 125 | < 125 | | |
| | IPresión de agua en la discontinuidad / (esfuerzo principal mayor) | 0 | < 0,1 | 0,1 - 0,2 | 0,2 - 0,5 | > 0,5 | | |
| | Condiciones generales | Completamente seco | Medio húmedo | Húmedo | Goteando | Huyendo | | |
| Puntaje | 15 | 10 | 7 | 4 | 0 | | | |

Al obtener el valor de RMR se clasifica desde muy buena a muy mala según su valor, estos rangos se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2.- Clasificación RMR según el valor obtenido (ref).

| Dirección y buzamiento | Muy favorable | Favorable | Regular | desfavorable | Muy desfavorable | |
|------------------------|--------------------|-----------|---------|--------------|------------------|----------|
| Túneles y minas | 0 | -2 | -5 | -10 | -12 | |
| Puntaje | Fundaciones | 0 | -2 | -7 | -15 | -25 |
| | Taludes | 0 | -5 | -25 | -50 | -60 |
| PUNTAJE | | 100 - 81 | 80 - 61 | 60 - 41 | 40 - 21 | < 21 |
| Número de clase | | I | II | III | IV | V |
| Descripción | | Muy buena | Buena | Regular | Mala | Muy mala |

Con el RMR es posible obtener (Bieniawski 1990):

1. Tiempo de estabilidad de excavaciones sin soporte. (Figura 5)

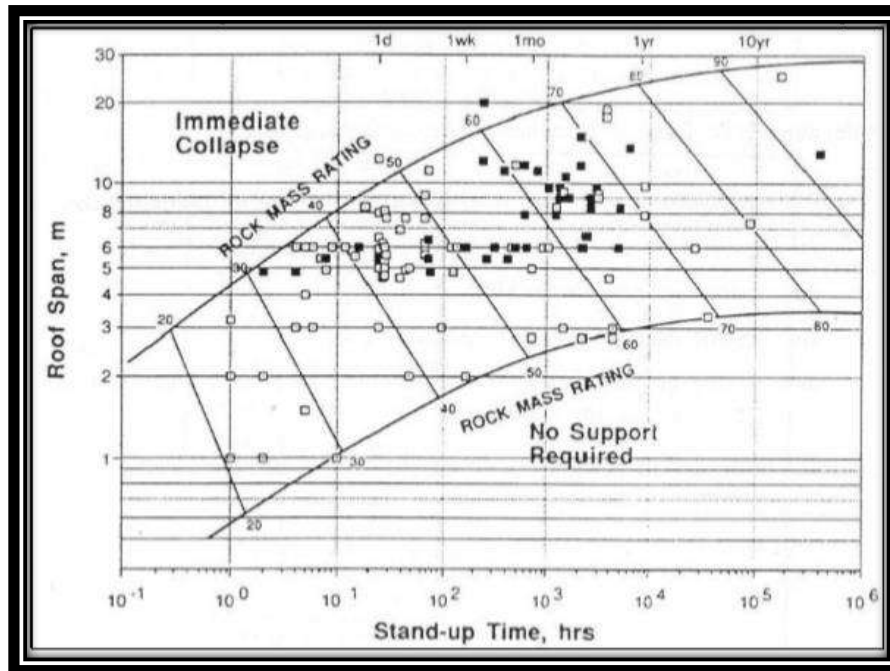


Figura 5.- Gráfica para conocer el tiempo sin sostenimiento según Bieniawski (1990).

2. Estimar la presión de soporte (Ecuaciones 1):

$$P = \frac{(100 - RMR)}{100} * B \quad (1)$$

Donde B = Ancho del túnel.

3. Propiedades del macizo rocoso mediante correlaciones como:

- Módulo de deformabilidad "in situ" (Ecuación 2)

$$E_m \text{ (GPa)} = 2RMR - 100 \text{ (Si } RMR > 50) \quad (2)$$

- Parámetros de resistencia del criterio de rotura de Hoek-Brown (1988):

Para macizos poco alterados, perforados con máquina tuneladora (Ecuación 3):

$$m = m_i * \exp((RMR - 100)/28) \quad s = \exp((RMR - 100)/9) \quad (3)$$

Para macizos más alterados excavados con explosivos (Ecuación 4):

$$m = m_i * \exp((RMR - 100)/14) \quad s = \exp((RMR - 100)/6) \quad (4)$$

Bieniawski (1989) publica una tabla en la que nos indica, según los valores del RMR del material, recomendación de tipos de excavación y soportes. (Tabla 3)

ALEJANDRA JÁQUEZ MATAS
DISEÑO NUMÉRICO DE UN TÚNEL EN ZONA DE INESTABILIDAD DE TALUDES

Tabla 3.- Recomendaciones para el revestimiento de túneles de Bieniawski 1989.

| Calidad de Material (RMR) | Excavación | Anclas de fricción (20 mm) | Soporte | |
|--|--|---|---|--|
| | | | Concreto | Arcos |
| Roca muy buena. (RMR 81 -100) | Frente completo, 3 m de avance. | Generalmente no requiere de revestimiento, anclas de fricción en algunas ocasiones. | | |
| Roca buena. (RMR 61 -80) | Frente completo, 1 – 1.5 m de avance. Revestimiento completo a 20 m de frente. | Localmente anclas de 3 m en la bóveda, espaciadas a 2.5 m con malla de alambre. | 50 mm en la corona, donde sea requerido. | Ninguno. |
| Roca regular. (RMR 41 -60) | Excavación en bóveda y hastiales. 1.5 – 3 m de avance. Iniciar sostenimiento después de cada voladura. Completar revestimiento a 10 m de frente. | Anclas de 4 m de longitud espaciadas de 1.5 a 2 m en bóveda y hastiales, con malla de alambre en la bóveda. | 50 – 100 mm en la bóveda y 30 mm en hastiales. | Ninguno |
| Roca mala. (RMR 21 -40) | Excavación en bóveda y hastiales. 1 – 1.5 m de avance. Iniciar sostenimiento después de cada voladura. Completar revestimiento a 10 m de frente. | Anclas de 4 a 5 m de longitud espaciadas de 1 a 1.15 m en bóveda y hastiales, con malla de alambre. | 100– 150 mm en la bóveda y 100 mm en hastiales. | Arcos ligeros a medianos espaciados a 1.5 m donde sea requerido. |
| Roca muy mala. (RMR 0-20) | Excavación hastiales. 0.5 – 1 m de avances. Excavación de bóveda | Anclas de 5 a 6 m de longitud espaciadas de 1 a 1.15 m en bóveda y | 150 – 200 mm en la bóveda y 150 mm en hastiales. 50 | Arcos medianos a pesados espaciados a 0.7 m, con |

| | |
|---|--|
| instalación de hastiales, con mm en el revestimiento a malla de frente. la par. Colocar alambre. concreto Colocar anclas inmediatamente en el piso. después de la voladura. | en el encostillado de acero. En caso de ser necesario cerrar la sección. |
|---|--|

2.2.2 Barton (1974):

El valor Q para clasificación de macizos fue desarrollado a partir del análisis de 200 casos históricos de túneles de Escandinavia. Es un sistema cuantitativo que permite el diseño de soportes de túneles. El índice Q se obtiene mediante la siguiente Ecuación 6 (Bieniawski 1990):

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

En donde:

- RQD: Índice de calidad de la roca. (Tabla 4)

Tabla 4.- Valores de RQD

| Descripción | Valor | Notas |
|---------------------------|------------|--|
| Calidad de la roca | RQD | |
| A. Muy mala | 0-25 | 1. Donde RQD es <=10 (Incluyendo 0) se usa un valor nominal de 10 |
| B. Mala | 25-50 | |
| C. Regular | 50-75 | 2. Intervalos de RQD de 5; por ejemplo: 100, 95, 90. Son por lo general acertados. |
| D. Buena | 75-90 | |
| E. Excelente | 90-100 | |

- J_n: Parámetro para describir el número de familias de discontinuidades. (Tabla 5)

Tabla 5.- Valores de J_n

| Descripción | Valor | Notas |
|--|---------|---|
| Número por cantidad de discontinuidades (J_n) | | |
| A Masiva. (Sin discontinuidades) | 0.5 - 1 | 1. Para secciones use ($3.0 \times J_n$) |
| B Un set de discontinuidades | 2 | |
| C Un set de discontinuidades más random | 3 | |
| D Dos sets de discontinuidades | 4 | |
| E Dos sets de discontinuidades más random | 6 | |
| F Tres sets de discontinuidades | 9 | 2. Para portales use ($2.0 \times J_n$) |
| G Tres sets de discontinuidades más random | 12 | |
| H Cuatro o más sets de discontinuidades más random, material grueso, "cubos de azúcar", etc. | 15 | |
| I Roca triturada, tierra. | 20 | |

- J_r : Parámetro para describir la rugosidad de las juntas. (Tabla 6)

Tabla 6.- Valores de J_r

| Descripción | Valor | Notas |
|---|----------------|--|
| Número por rugosidad de discontinuidades (J_r) | | |
| a. Contacto con la pared de la roca b. Contacto con la pared de la roca antes de 10 cm de espesor de relleno | | |
| A Discontinuidades discontinuas | 4 | 1. Adicionar 1.0 si el espaciamiento de los sets de discontinuidades es mayor de 3m. |
| B Rugosas e irregulares, onduladas | 3 | |
| C Lisas y onduladas | 2 | |
| D Superficie deslizante y ondulada | 1.5 | |
| E Rugosa e irregular, plana | 1.5 | |
| F Lisa y plana | 1 | |
| G Superficie deslizante y plana (No hay contacto con la pared de la roca) | 0.5 | 2. $J_r=0.5$ puede ser usado para contactos planos, superficies deslizantes con recubrimientos, teniendo en cuenta que el revestimiento esté orientado hacia la menor capacidad. |
| H Zonas que contienen minerales arcillosos con espesores suficientes para no permitir el contacto entre paredes de las rocas. | 1 (Nominal) | |
| I Arena, grava o zona triturada con espesor suficiente para no permitir el contacto entre las paredes de la roca. | 1 (Nominal) | |

- J_a : Parámetro para describir la alteración de las juntas. (Tabla 7)

ALEJANDRA JÁQUEZ MATAS
DISEÑO NUMÉRICO DE UN TÚNEL EN ZONA DE INESTABILIDAD DE TALUDES

Tabla 7.- Valores de J_a

| Descripción | Valor | | Notas |
|---|---------|------------------|---|
| | J_a | Φ_r (Aprox) | |
| <i>a. Contacto con la pared de la roca</i> | | | |
| A Fuertemente curada, dura, relleno impermeable | 0.75 | | 1. Valores de Φ_r , ángulo de fricción residual, son aproximaciones a partir de las propiedades mineralógicas de las alteraciones, si están presentes. |
| B Paredes inalteradas, superficies manchadas | 1 | 25 - 35 | |
| C Paredes ligeramente alteradas, partículas arenosas, sin presencia de arcilla, roca desintegrada, etc. | 2 | 25 - 35 | |
| D Sílice, o rellenos areno arcillosos, pocas cantidades de arcilla. | 3 | 20 - 25 | |
| E Materiales suaves, o minerales arcillosos con una baja fricción. Caolinita, mica, clorita, talco, grafito, y pequeñas cantidades de arcillas expansivas. (capas discontinuas, 1-2 mm o menos) | 4 | 8 - 16 | |
| <i>b. Contacto con la pared de la roca antes de 10 cm de espesor de relleno</i> | | | |
| F Partículas arenosas, sin arcilla, roca desintegrada. | 4 | 25 - 30 | 1. Valores de Φ_r , ángulo de fricción residual, son aproximaciones a partir de las propiedades mineralógicas de las alteraciones, si están presentes. |
| G Extremadamente preconsolidadas, rellenos minerales suaves (continuo < 5 mm de espesor) | 6 | 16 - 24 | |
| H Mediana a baja preconsolidaciones, rellenos minerales suaves (continuo < 5 mm de espesor) | 8 | 12 - 16 | |
| I Arcillas expansivas, por ejemplo montmorillonita, (continua < 5 mm de espesor). Valores de J_a dependiendo del porcentaje de arcillas expansivas y el acceso del agua | 8 - 12 | 6 - 12 | |
| <i>c. No hay contacto con la pared de la roca</i> | | | |
| J Zonas o franjas desintegradas o trituradas. | 6 | 6 - 24 | |
| K Rocas y arcilla (mirar condiciones G, H e I) | 8 | | |
| L K & (mirar condiciones G, H e I) | 8 - 12 | | |
| M Zonas de franjas con rellenos de sílice, o areno arcillosos, con una baja fracción de arcilla. | 5 | | |
| N Franjas o zonas continuas de arcilla | 10 - 13 | | |
| O Zonas gruesas y continuas con franjas de arcilla (mirar condiciones G, H e I para las condiciones de arcilla) | 13 - 20 | | |

- Jw: Factor asociado al agua en juntas. (Tabla 8)

Tabla 8.- Valores de Jw

| Descripción | Valor | | Notas |
|--|------------|---|--|
| | Jw | Presión de agua (Aprox) Kgf/cm ² | |
| Reducción por presencia de agua (Jw) | | | |
| A Excavación seca o flujos menores (ejemplo < 5 l/m localmente) | 1 | < 1.0 | 1. Factores C y F son estimaciones; se debe incrementar Jw si existe un drenaje instalado. |
| B Flujo o presiones medias, lavado ocasional de los rellenos de las discontinuidades | 0.66 | 1.0 - 2.5 | |
| C Presiones o flujos altos en buenas rocas sin rellenos en las discontinuidades | 0.5 | 2.5 - 10.0 | |
| D Presiones o flujos altos | 0.33 | 2.5 - 10.0 | 2. Problemas causados especialmente por formaciones de hielo no están considerados |
| E Excepcionalmente altas presiones o flujos al volar, y decaen con el tiempo | 0.2 - 0.1 | > 10 | |
| F Excepcionalmente altos flujos y presiones. | 0.1 - 0.05 | > 10 | |

- SRF: Factor asociado al estado tensional (Zonas de corte, fluencia, expansividad, tensiones "in situ"). (Tabla 9)

ALEJANDRA JÁQUEZ MATAS
DISEÑO NUMÉRICO DE UN TÚNEL EN ZONA DE INESTABILIDAD DE TALUDES

Tabla 9.- Valores de SRF.

| Descripción | Valor | | | Notas |
|--|---------|---------------------|---------------------|--|
| | SRF | σ_c/σ_1 | σ_t/σ_1 | |
| a. Zonas débiles de excavación, que pueden ocasionar pérdidas de masas rocosas cuando se está excavando el túnel | | | | |
| A Múltiples zonas con arcillas o rocas químicamente desintegradas, pérdidas de rocas cercanas a la excavación a cualquier profundidad | 10 | | | 1. Reducir valores de SRF por un 25%-50% si las zonas con grandes rellenos no intersectan la excavación. |
| B Una zona con arcillas o rocas químicamente desintegradas (profundidad de excavación < 50m) | 5 | | | |
| C Una zona con arcillas o rocas químicamente desintegradas (profundidad de excavación > 50m) | 2.5 | | | |
| D Múltiples zonas con rellenos de roca competente(sin arcilla),pérdidas de rocas cercanas a la excavación a cualquier profundidad | 7.5 | | | |
| E Una zona con rellenos de roca competente(sin arcilla), (profundidad de excavación < 50m) | 5 | | | |
| F Una zona con rellenos de roca competente(sin arcilla), (profundidad de excavación > 50m) | 2.5 | | | |
| G Pérdida por discontinuidades abiertas, 'cubo de azúcar'(cualquier profundidad) | 5 | | | |
| b. Buena roca, problemas con esfuerzos en la roca | | | | |
| H Esfuerzos bajos, cerca de la superficie | 2.5 | >200 | < 13 | 2. Para esfuerzos vírgenes de terreno muy aniso trópicos (si se miden): cuando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reducir σ_c a $0,8\sigma_c$. Cuando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reducir σ_c y σ_t a $0,6\sigma_c$. Y $0,6\sigma_t$. Donde σ_c = compresión inconfiada σ_t = Capacidad a la tensión (carga puntual) σ_3 =Esfuerzo principal menor σ_1 =Esfuerzo principal mayor |
| I Esfuerzos medios | 1 | 200 - 10 | 13 - 0.66 | |
| J Esfuerzos altos, estructura muy unida (usualmente favorable a la estabilidad, pero puede ser desfavorable para la estabilidad de la pared) | 0.5 - 2 | 10 - 5 | 0.66 - 0.33 | |
| K Rockburst suave (roca masiva) | 5 - 10 | 5 - 2.5 | 0.33 - 0.16 | |
| L Rockburst fuerte (roca masiva) | 10 - 20 | < 2.5 | < 0.16 | |
| c. Rocas asentadas (squeezing), flujo plástico de roca incompetente bajo la influencia de altas presiones de roca | | | | |
| M Squeezing suave por presión de roca | 5 - 10 | | | |
| N Squeezing fuerte por presión de roca | 10 - 20 | | | |
| d. Rocas expansivas, actividad química dependiendo de la presencia del agua | | | | |
| O Swelling suave por presión de roca | 5 - 10 | | | |
| P Swelling fuerte por presión de roca | 10 - 15 | | | |

La asociación de factores permite dar un sentido físico a cada uno de ellos.

$\frac{RQD}{J_n}$: Tamaño del bloque medio.

$\frac{J_r}{J_a}$: Representa la resistencia al corte entre bloques.

$\frac{J_w}{SRF}$: Representa la tensión activa.

La determinación de Q permite la estimación del sostenimiento del túnel, por medio de los siguientes pasos:

1. Se selecciona el grado de importancia de la excavación definido por el índice ESR (Excavation Support Ratio).(Tabla 10)

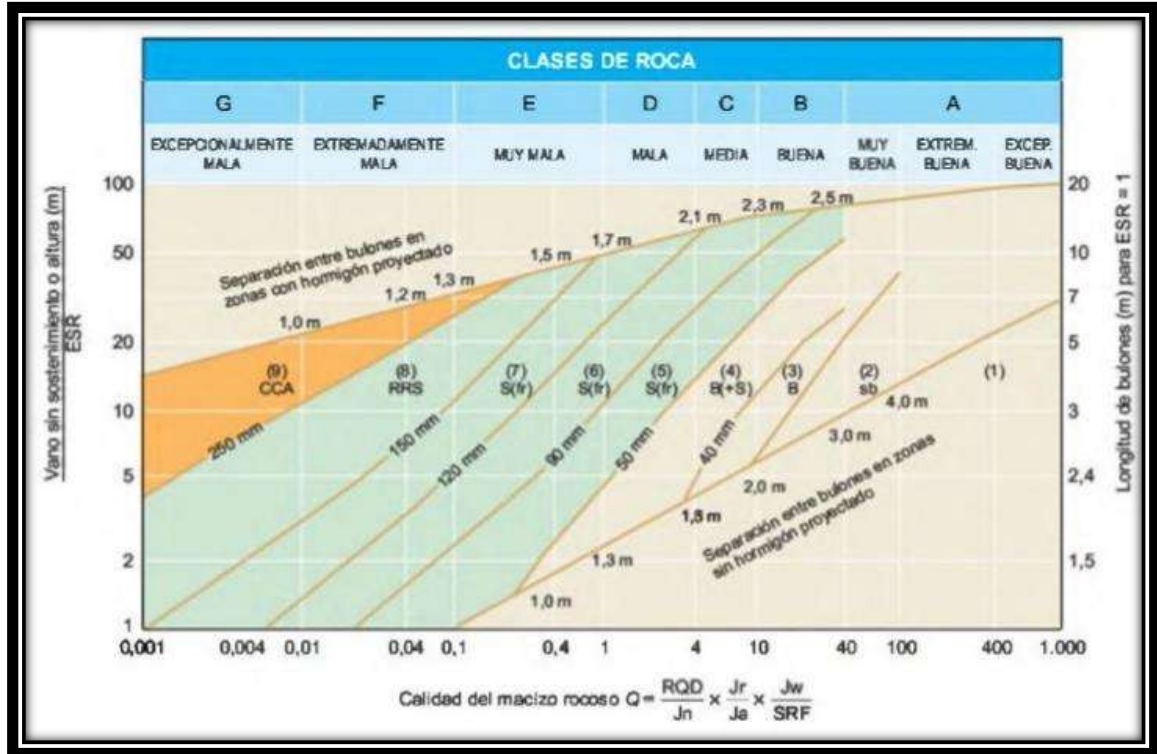
Tabla 10.- Grado de importancia de la excavación por índice ESR.

| CATEGORIA DE LA EXCAVACIÓN | ESR | Número de casos |
|---|-------|-----------------|
| A Excavaciones para Minas temporales | 3 - 5 | 2 |
| B Excavaciones para Minas permanentes, túneles para hidroeléctricas (a excepción de válvulas de alta presión) | 1.6 | 83 |
| C Cuartos de control, plantas de tratamiento de aguas, túneles férreos menores, cámaras de amortiguamiento de olas y túneles de acceso | 1.3 | 26 |
| D Estaciones de poder, túneles férreos mayores, cámaras de defensa civil, portales e intersecciones | 1.0 | 79 |
| E Estaciones subterráneas de plantas nucleares, facilidades deportivas, fábricas. | 0.82 | 2 |

Barton homogeniza los diámetros de las excavaciones a un diámetro “equivalente” con la Ecuación 6.

$$\begin{aligned}
 & \text{Dequivalente} && (6) \\
 = & \frac{\text{Diametro o altura de la excavacion (m).}}{\text{Relación de soporte de excavacion ESR.}}
 \end{aligned}$$

2. Se elige el tipo de sostenimiento combinando el índice Q y el diámetro o claro libre de la excavación (Figura 6Figura 6).



- 3.

Figura 6.- Soporte según índice Q

2.3 MÉTODOS DE EXCAVACIÓN.

Los métodos de excavación para los túneles han ido evolucionando de la mano de los avances tecnológicos, han pasado de excavaciones con palas y picos a máquinas tuteadoras que realizan las excavaciones de maneras más rápidas y seguras.

A pesar de contar con la existencia de las máquinas túneladoras, en la actualidad la mayoría de los túneles construidos son aun con métodos convencionales de excavación que consisten en utilización de explosivos y maquinaria de construcción. Esto se debe a que pese a la tecnología y eficiencia de las túneladoras, estas son costosas y su proceso de elaboración requiere de varios meses, por lo tanto, al realizar la construcción de túneles de longitudes consideradas pequeñas (menores a 10 km) aún es más económico y rápido realizarlos con métodos convencionales, mientras que al tratarse de túneles de longitudes muy grandes (mayores a los 10 km) el uso de una máquina túneladora hace su construcción más económica y rápida.

En el caso del Túnel en estudio, se optó por una excavación convencional, debido a que la longitud es menor a 10 km, a pesar de que existen una gran variedad de métodos convencionales, los cuales se describirán en seguida, se elige el nuevo método austriaco.

1. El Método Inglés: recibe su nombre por haber sido aplicado en túneles a través del tipo de terreno que usualmente se localiza en Inglaterra, como son las arcillas y areniscas. (Figura 7).

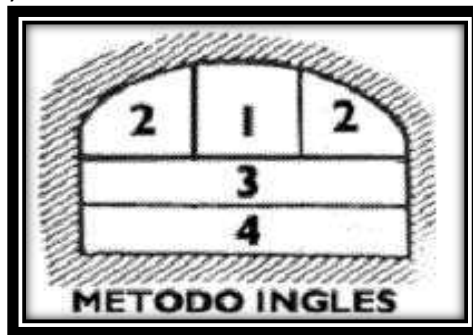


Figura 7.- Método Inglés.

2. El Método Belga: se basa en los principios que permitieron la construcción, en 1828 del túnel de Charleroi en el Canal que enlaza Bruselas y Charleroi. (Figura 8).



Figura 8.- Método Belga.

3. El Método Alemán: este sistema fue utilizado por primera vez en 1803 para construir el túnel en el Canal de San Quintín, y desarrollado por Wiebeking en 1814, siguiendo el sistema de núcleo central. (Figura 9).



Figura 9.- Método Belga.

4. El Método Austriaco: los austriacos desarrollaron un plan de trabajo basado en la utilización de puntales de madera formando un sistema de entablación, procedimiento aplicado en las minas de Friburgo y que fue aplicado por primera vez por Meisner en la construcción del túnel de Oberau, en el ferrocarril entre Leipzig y Dresden, en Sajonia en el año 1837. (Figura 10).



Figura 10.- Método Austriaco.

- El nuevo Método Austriaco: Desarrollado por Rabcewickz, Müller y Pacher entre 1948 y 1964, el método está basado en la clasificación geomecánica de Lauffer (1958) y en los trabajos teóricos de Fenner y Kastner (también austriacos), y consiste en comparar las curvas características del material con los resultados de la instrumentación in situ y estudiar cuál es el revestimiento que puede funcionar mejor en cada caso. Unos puntos importantes del método son:
 1. Utilizar la propia roca como elemento resistente frente a los incrementos locales de tensión que se producen durante la excavación.
 2. Utilizar métodos de excavación que minimicen el daño producido al macizo.

3. Medición las deformaciones en función del tiempo, correlacionando con las clasificaciones geomecánicas y ensayos de laboratorio.
4. Colocar sostenimientos iniciales flexibles, protegiendo el macizo de meteorizaciones, decompresiones, decohesiones, etc, con la velocidad adecuada, para evitar el comienzo de daños.
5. Colocar el revestimiento definitivo, si es necesario, también flexible, minimizando así los momentos flectores, añadiendo resistencia adicional con cerchas o bulones, pero no con secciones rígidas.

Sabiendo cómo se deforma teóricamente el macizo, durante la excavación se debe utilizar la instrumentación para comprobar si vamos bien o no y, de acuerdo con eso, ir dimensionando un sistema flexible de revestimiento. Es decir, consiste en hacer las cosas con cuidado y bien de acuerdo a lo que se va viendo en campo.

Este método no indica una secuencia obligada a seguir, ya que nos dice que según el tipo de terreno que se encuentre se debe de elegir la secuencia de excavación. Se elige este método de excavación debido a que se adapta completamente a las necesidades de cada proyecto, lo que nos permite una excavación más segura.

Por su parte las “Túneladoras” llevan a cabo toda la excavación y recubrimiento primario del túnel de manera mecánica, sin necesidad de explosivos. Existen 2 tipos de túneladoras; tipo topo y tipo escudo:

1. Túneladora tipo topo: Las topas son túneladoras diseñadas para excavar enrocas duras o medianas, sin demasiadas necesidades de sostenimiento. (Figura 11).

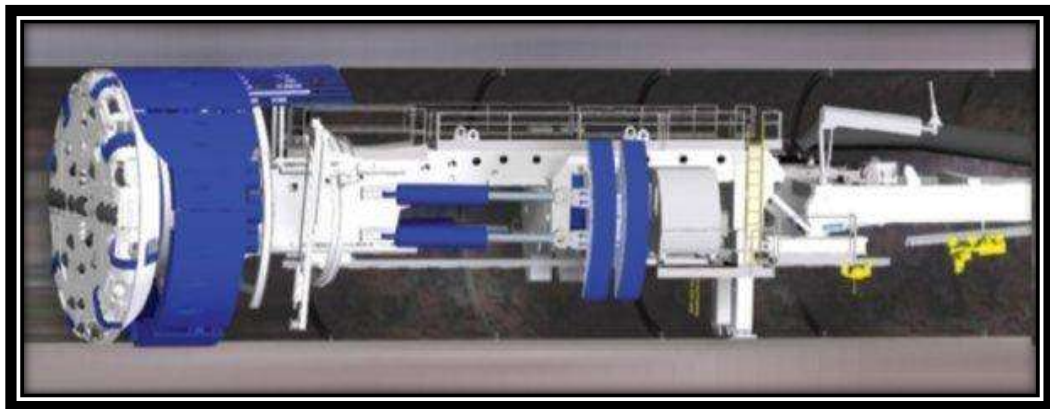


Figura 11.- Túneladora Tipo Topo.

2. Túneladora tipo escudo: Los escudos son túneladoras diseñadas por excavar rocas blandas o suelos terrenos que necesitan sistemáticamente la colocación de un sostenimiento. A diferencia de los topes, los escudos cuentan con una carcasa metálica exterior que sostiene provisionalmente el terreno desde el frente de avance hasta algo más allá de donde se coloca el sostenimiento definitivo, normalmente consistente en anillos formados por unas 7 dovelas. De este modo, se garantiza en todo momento la estabilidad del túnel. A menudo están preparadas para avanzar bajo el nivel freático. (Figura 12).



Figura 12.- Túneladora Tipo Escudo.

2.4 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO

El revestimiento definitivo tiene el objetivo de garantizar la estabilidad estructural y la impermeabilización del túnel, como también el cumplimiento de requerimientos operacionales. Al respecto, hay varios criterios que son expuestos por diferentes diseñadores: en unos casos se propone revestir el túnel completamente, para lograr un buen desempeño a largo plazo sin necesidad de hacer mantenimientos durante el proceso de operación del túnel. En otros túneles, proponen numerosas ventajas de los túneles sin revestimiento o revestimiento parcial.

Según algunos diseñadores (Hendron,1983), el revestimiento en un túnel carretero se comporta como una estructura en arco que, de ser sometida solo a cargas por peso propio, puede ser optimizada y lograr una gran disminución en costos. Adicionalmente, esta actúa como una membrana que redistribuye cargas, no como un arco que soporta pesos transmitidos por el terreno. El acero de refuerzo se debe utilizar en caso de presenten terrenos expansivos, zonas de fallas o para dar continuidad estructural.

Dentro de los factores más importantes a considerar en las propuestas de diseño del revestimiento se tienen (Hendron,1983):

- Cargas externas e internas; Algunas de las cargas internas y externas a tener en cuenta en el diseño del revestimiento son: Cargas del macizo rocoso, presión

externa de agua, fijaciones o apoyos para vías de rescate, equipos electromecánicos, comunicación y señalización, acción de la temperatura, producto del gradiente término del macizo en función de la profundidad a la que está el túnel, acciones de retracción y fluencia, acciones de presión y de depresión aerodinámica dentro del túnel.

- Superficie interna; Los túneles carreteros tienen altos índices de contaminación, producto de la combustión y el calor generado por el tránsito de los vehículos. En función de estas condiciones, se hace necesario asegurar unos estándares de rugosidad, aerodinámica, construcción, estética y funcionalidad que permiten proveer una superficie adecuada para el funcionamiento del túnel.
- Durabilidad: La durabilidad es una propiedad importante del concreto, por eso es indispensable que tenga la capacidad y calidad para resistir las condiciones de servicio.
- Mantenimiento: Con el fin de lograr bajos costos de mantenimiento y obtener ahorros a largo plazo, deben tomarse varias medidas, entre ellas podrían ser: La óptima selección de materiales, procedimientos de diseño y una construcción bien planeada, un programa de mantenimientos para poder prevenir deterioros.

3 METODOLOGÍA DE DISEÑO DE TÚNELES CON MODELACIONES NUMÉRICAS.

Las modelaciones numéricas como los elementos finitos toman en cuenta, tanto las características de los materiales en la zona con modelos constitutivos adecuados a las características de los materiales, como las condiciones iniciales y de frontera similares a las condiciones de campo actuales.

La principal fortaleza de los modelos numéricos es que se puede calcular el estado de esfuerzos y deformaciones de los materiales en cualquier punto alrededor del túnel y en la superficie del terreno. Además, se puede tomar en cuenta las características de las etapas constructivas del túnel, el avance del frente de excavación (simulación de la excavación por pasos) y las condiciones del subsuelo (geometría, estado de esfuerzos iniciales, leyes constitutivas no lineales, etc.). El uso de las modelaciones numéricas en dos y tres dimensiones cada vez es más frecuente para investigar los desplazamientos del suelo, la estabilidad del túnel y la interacción del túnel con otras estructuras (Addenbrooke, 1996).

3.1 MÉTODO DE ELEMENTO FINITO.

El uso del Método del Elemento Finito (MEF) como herramienta de análisis y diseño cada vez toma mayor importancia en la ingeniería civil, tanto en la práctica como en la investigación. En los últimos años se han desarrollado muchos avances respecto al MEF, con la capacidad de procesamiento actual de las computadoras se ha hecho posible el uso de modelos numéricos avanzados que permiten el uso de elementos triangulares o poligonales de gran precisión con un número importante de nodos.

El uso de estos modelos también permite considerar las condiciones iniciales de esfuerzos (*In Situ*) del medio que se analiza y el uso de diferentes modelos constitutivos más representativos de cada tipo de material.

El modelo se analiza mediante una asociación de zonas pequeñas con geometría regular conocidas con el nombre de “elementos”. Los elementos están interconectados entre sí mediante “nodos” que usualmente se encuentran ubicados en las esquinas de los elementos. Cada uno de los elementos es finito, es decir, geoméricamente definido, limitado en tamaño y en grados de libertad, de ahí proviene el nombre del método. A esta unión de elementos mediante nodos se le llama “malla de elementos finitos” (Tamez, 1997). En la Figura 13 se muestra un esquema donde se unen los elementos por medio de nodos, de tal modo que se forma una malla de elemento finito.

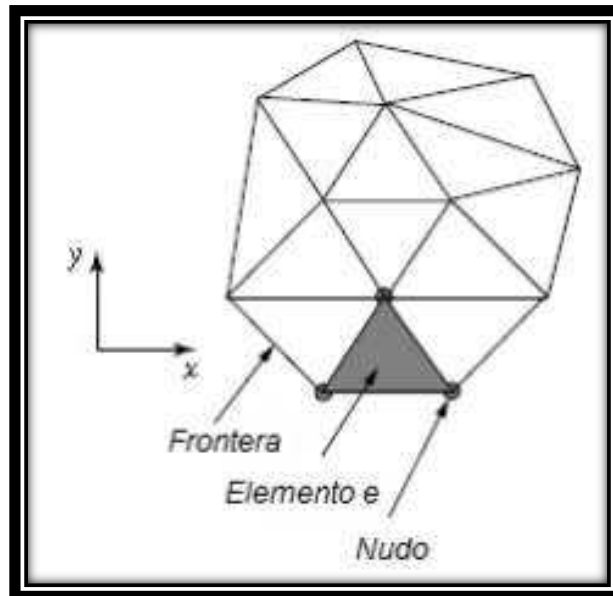


Figura 13.- Malla de elemento finito. (Tamez, 1997)

Al estar todo interconectado mediante la malla (sin importar la cantidad de modelos constitutivos usados para los diferentes materiales) se puede saber cualquier cambio en las condiciones originales del sistema, por un desplazamiento de los nodos del o de los elementos afectados y estos desplazamientos a su vez impactarán en el comportamiento de los elementos vecinos y así sucesivamente. Esta compleja interrelación entre los elementos interconectados hace que el tratamiento matemático sea altamente sofisticado. Después, dado que los desplazamientos en cualquier punto del elemento están relacionados con los desplazamientos en los nodos, es posible calcular los esfuerzos en el elemento a partir de las relaciones esfuerzo-deformación, por lo que los desplazamientos en los nodos son las variables fundamentales (Tamez, 1997).

Un gran reto dentro de la modelación por elemento finito es la dificultad para representar fielmente las condiciones reales del problema. La capacitación del ingeniero que está modelando deberá de ser fundamental, se deberán invertir muchas horas en la realización y cálculo de los modelos y tener un equipo de cómputo con potencial por encima del promedio en cuanto a su capacidad de procesamiento, así como en su capacidad para presentar y manipular gráficos (en ocasiones muy complejos y saturados de información).

3.1.1 Breve descripción del software utilizado.

En este caso se usó el programa RS2® es un programa de elementos finitos en dos dimensiones para suelos y roca, el cual distribuye la empresa Rocscience. Se puede utilizar en distintos proyectos de ingeniería, incluye la excavación de obras subterráneas,

estabilidad de taludes, filtración de aguas subterráneas, análisis probabilístico, consolidación y capacidades de análisis dinámicos.

Una de las principales características de RS2 es el análisis por medio de elemento finito usando el método de reducción de la resistencia al corte. Esta opción es totalmente automatizada y se puede utilizar con cualquiera de los dos parámetros de resistencia de Hoek-Brown de Mohr-Coulomb.

En la Figura 14 se muestra un ejemplo de la modelación con RS2 en la cual se muestran los desplazamientos en el contorno de la excavación, también se muestra los factores de seguridad del revestimiento. Estos son unos de los resultados que podemos obtener con la ayuda del programa RS2 en la modelación de túneles.

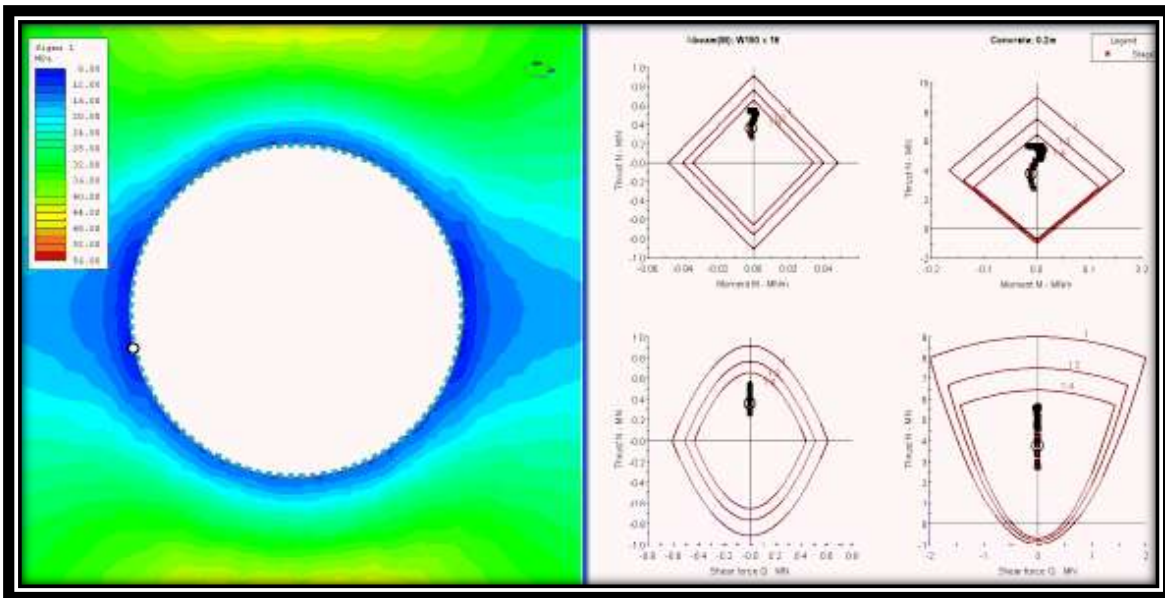


Figura 14.- Resultados de modelación en RS2.

3.2 MODELOS CONSTITUTIVOS.

Dada la importancia que tiene conocer la respuesta mecánica del suelo como una de las variables a tener en cuenta en el diseño túneles, en la actualidad se han desarrollado varios modelos constitutivos que representan al suelo un material no lineal elástico o elastoplástico los cuales nos permiten realizar modelaciones numéricas más apegadas a la realidad, debido a que nos permiten ver el comportamiento de los suelos al momento de realizar excavaciones.

Existen distintos modelos constitutivos, los cuales nos sirven para diferentes materiales, para suelos o para rocas, según los materiales que se encuentren en la zona a estudiar será la elección d su modelo constitutivo correspondiente.

3.2.1 Modelos Constitutivos de ROCSCIENSE.

Para la realización de los modelos el software ROCSCIENSE nos brinda 9 opciones de modelos constitutivos para los materiales a utilizar en las modelaciones. Los modelos constitutivos que nos proporciona el programa son:

- Mohr-Coulomb.
- Hoek-Brown.
- Druker-Prager.
- Generalizado de Hoek-Brown.
- Cam-Clay.
- Cam-Clay modificado.
- Funcion discreta.
- Morh-Coulomb con CAP
- Endurecimiento y ablandamiento.

A continuación, se explican los modelos que se utilizaron este estudio.

3.2.2 Breve descripción de los Modelos Constitutivos Aplicados.

3.2.2.1 *Mohr-Coulomb (Suelos).*

El modelo constitutivo Mohr-Coulomb es considerado como una aproximación de primer orden al comportamiento no lineal del suelo. Es un modelo elastoplástico perfecto (isotrópico) desarrollado a partir de la composición de la ley de Hooke y la forma generalizada del criterio de falla Mohr-Coulomb. Sirve para la simulación del comportamiento de suelos granulares sueltos o finos normalmente consolidados y se debe tener en cuenta que no representa el comportamiento elastoplástico progresivo, sino que es un modelo elástico y luego plástico perfecto (Figura 15). Su formulación cuenta con dos elementos generales: la elasticidad perfecta y la plasticidad.

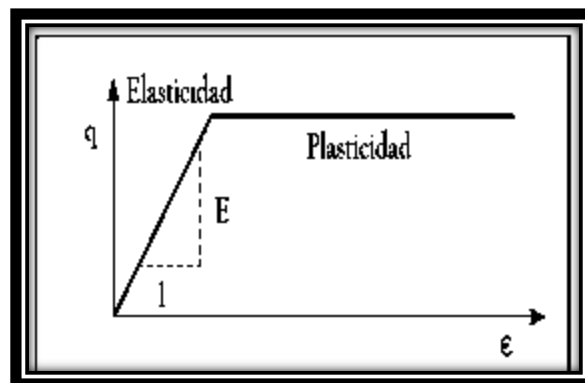


Figura 15.- Modelo Mohr-Coulomb (Fig. 15).

A partir de una serie de pruebas de compresión, llevadas a cabo sobre muestras iguales de suelo, con presiones de confinamiento diferentes, representadas por un conjunto de círculos de Mohr que representan la falla. Una envolvente de falla es tangente a estos círculos, y es representada como una línea recta sobre un amplio rango de tensiones (círculos de Mohr). La ecuación de la envolvente se puede expresar de la misma forma como la ley de Coulomb, en la Ecuación 7 se muestra el criterio de rotura de Mohr-Coulomb.

$$\tau = c + (\sigma \tan \phi) \quad (7)$$

Donde:

σ es el esfuerzo normal total.

τ es el esfuerzo de corte total

c es la cohesión.

ϕ es el ángulo de fricción interna del material.

Si el estado de esfuerzos representado por un círculo de Mohr se encuentra por debajo de la envolvente de falla, el suelo está en condiciones estables. Si el círculo de Mohr toca la envolvente la resistencia máxima se presenta la falla (Figura 16).

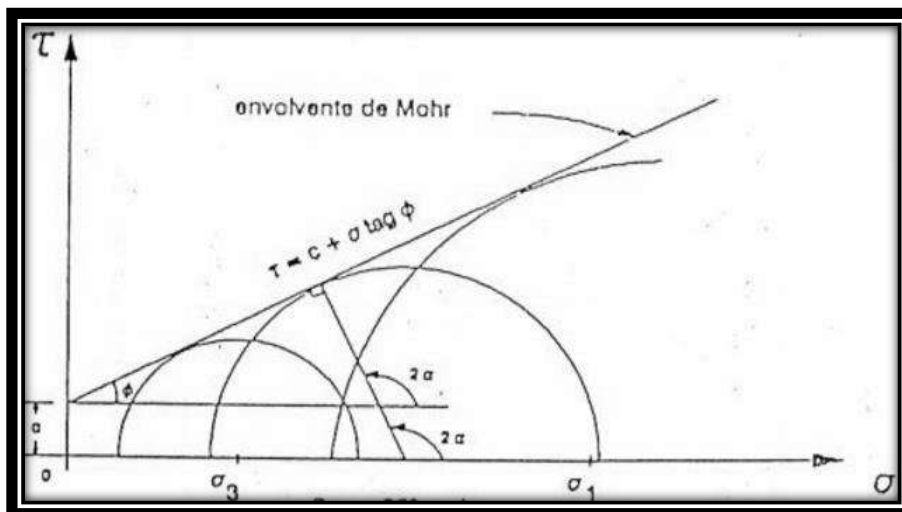


Figura 16.- Criterio de falla de Mohr-Coulomb.

Para evaluar si la plasticidad ocurre o no el modelo Mohr-Coulomb involucra un conjunto de Ecuaciones de fluencia (f) que definen el límite entre el comportamiento elástico y plástico del material. La representación gráfica de las funciones en el espacio de los

esfuerzos principales constituye un contorno o superficie de fluencia fija (Plaxis, 2004) (Figura 17).

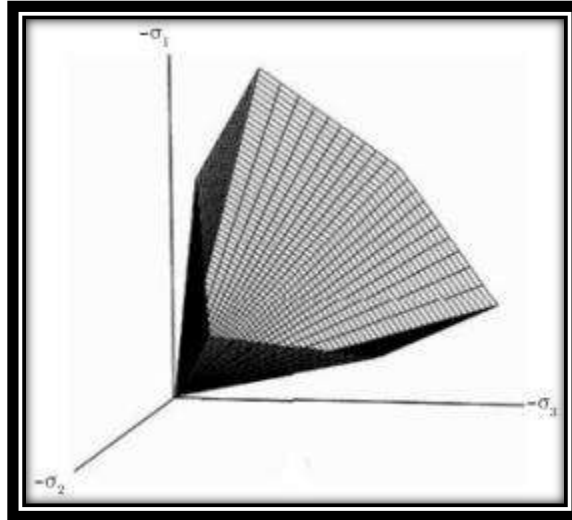


Figura 17.- Superficie de fluencia de Mohr-Coulomb.

De esta manera, para diversos estados de esfuerzos representados dentro de la superficie, el comportamiento es puramente elástico, y todas las deformaciones son reversibles. Cuando los esfuerzos igualan o superan la frontera definida por esta superficie, se presentan deformaciones tanto elásticas como plásticas. Este criterio de fluencia es una extensión de la ley de fricción de Coulomb para un estado general de esfuerzos, y es definido a partir de seis funciones formuladas en términos de esfuerzos principales Ecuaciones (8), (9), (10), (11), (12) y (13).

Ecuaciones para definir el estado de fluencia de Mohr-Coulomb (Plaxis, 2004)

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma_2 - \sigma_3) + (\sigma_2 + \sigma_3)\sin\phi - c \cos\phi \leq 0 \quad (8)$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma_3 - \sigma_2) + (\sigma_3 + \sigma_2)\sin\phi - c \cos\phi \leq 0 \quad (9)$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma_3 - \sigma_1) + (\sigma_3 + \sigma_1)\sin\phi - c \cos\phi \leq 0 \quad (10)$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + (\sigma_2 + \sigma_3)\sin\phi - c \cos\phi \leq 0 \quad (11)$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) + (\sigma_1 + \sigma_2)\sin\phi - c \cos\phi \leq 0 \quad (12)$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma_2 - \sigma_1) + (\sigma_2 + \sigma_1)\sin\phi - c \cos\phi \leq 0 \quad (13)$$

Dónde:

σ_1 , σ_2 y σ_3 : Representan los esfuerzos principales del suelo.

\emptyset : Representa el ángulo de fricción interna del suelo.

En cambio, el comportamiento elastoplástico perfecto en el modelo es formulado a partir de la relación entre los dos tipos de deformaciones (elásticas y plásticas) mediante la aplicación de la ley de Hooke en su forma clásica. Para esto la teoría de Mohr-Coulomb incorpora una función de potencial plástico g , que en el caso particular $g \neq f$ describe plasticidad no asociada. Las Ecuaciones (14), (15), (16), (17,) (18) y (19) definen el estado plástico para el modelo.

Ecuaciones para definir el estado plástico de Mohr-Coulomb(Plaxis,2004)

$$g_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma_2 - \sigma_3) + (\sigma_2 + \sigma_3)\sin\Psi \quad (14)$$

$$g_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma_3 - \sigma_2) + (\sigma_3 + \sigma_2)\sin\Psi \quad (15)$$

$$g_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma_3 - \sigma_1) + (\sigma_3 + \sigma_1)\sin\Psi \quad (16)$$

$$g_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + (\sigma_2 + \sigma_3)\sin\Psi \quad (17)$$

$$g_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) + (\sigma_1 + \sigma_2)\sin\Psi \quad (18)$$

$$g_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma_2 - \sigma_1) + (\sigma_2 + \sigma_1)\sin\Psi \quad (19)$$

De esta forma, la formulación del modelo exige cinco parámetros básicos de entrada:

1. Módulo de Young E .
2. La relación de Poisson ν .
3. La resistencia por cohesión del suelo C .
4. El ángulo de fricción interna Φ .
5. El ángulo de dilatancia ψ .

3.2.2.2 Generalizado de Hoek-Brown (Rocas).

Generalmente la roca madre tiene un comportamiento resistente muy superior al del macizo rocoso, y su deformación frente a esfuerzos es menor. Las características resistentes y deformacionales de la matriz rocosa se investigan por medio de ensayos de laboratorio diseñados para tal fin. Los más importantes y de uso común son: el ensayo de resistencia a compresión simple o uniaxial, el ensayo de tensión indirecta o prueba brasileña y el de compresión triaxial. A partir de los valores de estas curvas se pueden obtener las constantes elásticas de la roca, E y ν .

Para evaluar la resistencia de la matriz rocosa es más adecuado un criterio no lineal, donde la representación gráfica de la ruptura es una curva del tipo cóncavo. El criterio de ruptura de Hoek-Brown en su versión original, fue introducida en 1980 (Hoek y Brown, 1980) desde entonces su uso se ha generalizado en el ámbito de la mecánica de rocas, traspasando los límites para los que fue propuesto (cálculo de la estabilidad en taludes y estados de esfuerzos en el entorno de un túnel, para de nuevos parámetros para definir el estado del material, y nuevas propuestas para obtener la caracterización del macizo, la última en 2002 (Hoek y Brown, 2002). Se trata de un criterio no lineal, puramente empírico, que permite valorar de manera sencilla la ruptura de un medio rocoso mediante la introducción de las principales características geológicas y geotécnicas. En la Figura 18 se representa los esfuerzos de ruptura para el criterio de Hoek-Brown en esta se aprecia que la función que define el dominio elástico es no lineal.

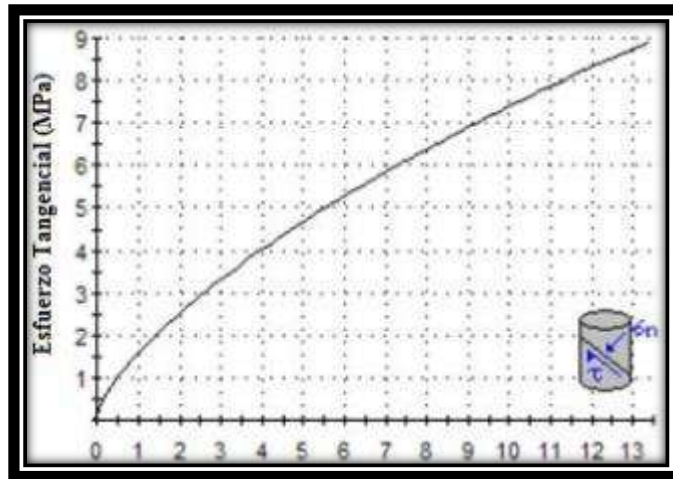


Figura 18.- Representación gráfica del criterio no lineal de Hoek-Brown.

El criterio de rotura generalizado de Hoek y Brown para macizos rocosos fracturados se define por la Ecuación (20):

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + S \right)^a \quad (20)$$

σ'_1 y σ'_3 : son el máximo y mínimo esfuerzo principal efectivo en la fractura.

m_b : es el valor de la constante m de Hoek y Brown para el macizo rocoso.

a y S : son las constantes que dependen de las características del macizo rocoso.

σ_{ci} : es el esfuerzo de compresión uniaxial para las piezas de roca intacta

El criterio de Hoek y Brown para estimar la resistencia y deformabilidad de los macizos rocosos fracturados, requiere tres propiedades del macizo rocoso:

- La resistencia a la compresión uniaxial de las piezas de roca intacta
- El valor de la constante de Hoek y Brown para estas piezas de roca intacta y
- El valor del Índice de Resistencia Geológica GSI para el macizo rocoso.

Para las piezas de roca intacta del macizo rocoso, la Ecuación 21 se simplifica a:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_i \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0.5} \quad (21)$$

Hoek y Brown (1980) han sugerido que la resistencia a la compresión uniaxial de una muestra de roca con un diámetro d está relacionada con la resistencia a la compresión uniaxial de una muestra de 50 mm de diámetro por la Ecuación (22):

$$\sigma_{cd} = \sigma_{c50} \left(\frac{50}{d} \right)^{0.18} \quad (22)$$

La reducción de la resistencia se debe a la mayor oportunidad para el fracturamiento a través y alrededor de los granos (bloques de la roca intacta) a medida que más granos son incluidos en el ensayo, y eventualmente la resistencia alcanzará un valor constante. El criterio de rotura de Hoek-Brown sólo debe aplicarse a los macizos rocosos en los que hay un número suficiente de discontinuidades muy próximas entre sí, con características superficiales similares, para asumir al comportamiento de fractura como isotrópico. Cuando la estructura analizada es grande y los bloques son pequeños en comparación, el macizo rocoso puede ser tratado como un material de Hoek-Brown.

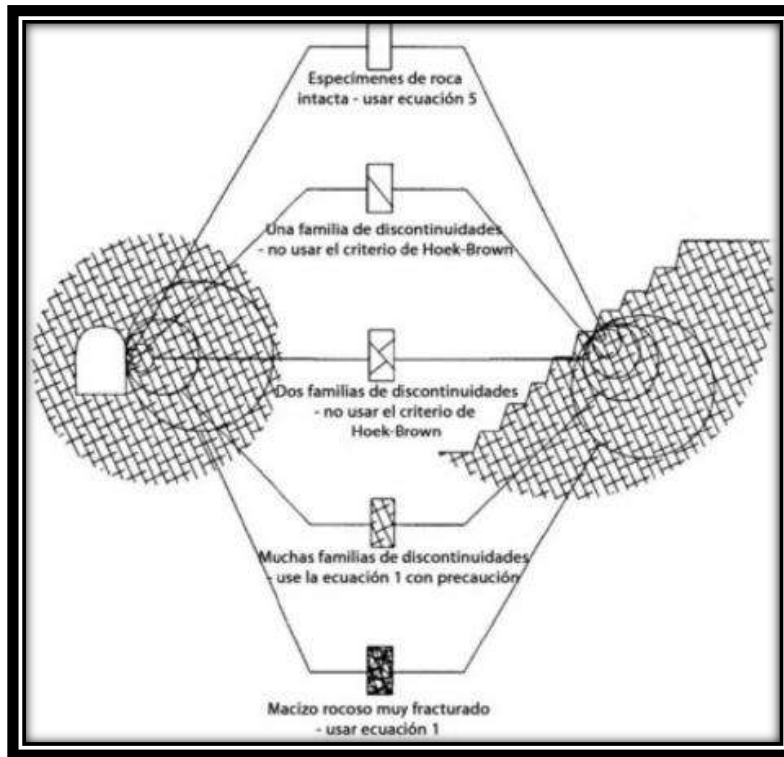


Figura 19.- Diagrama de transición de un macizo intacto a uno alterado.

En la Figura 19 se muestra la transición de un espécimen isotrópico de roca intacta, pasando por un macizo rocoso muy anisótropo en el cual el fallamiento es controlado por una o dos discontinuidades, llegando a un macizo rocoso isotrópico muy fracturado. La resistencia de la roca intacta y también de la libertad de estas piezas para deslizarse y girar en diferentes condiciones tensionales. Esta libertad es controlada por la forma geométrica de las piezas de roca intacta, así como del estado de las superficies que separan las piezas. El Índice de GSI, proporciona un número que, cuando se combina con las propiedades de las rocas intactas, se puede utilizar para estimar la reducción de la resistencia del macizo rocoso para diferentes condiciones geológicas. Este sistema se presenta para los macizos rocosos. En el 2013 Hoek, Carter y Diederichs realizaron una propuesta formal para la cuantificación de la tabla GSI sobre la base de dos parámetros bien establecidos, las Condiciones de las Discontinuidades y el RQD. El GSI puede ser calculado con la Ecuación (23):

$$GSI = 1.5JCond_{89} + RQD/2 \quad (23)$$

El RQD puede ser calculado de la Ecuación (24):

$$RQD = 100e^{0.1\lambda}(0.1\lambda + 1) \quad (24)$$

El D es un factor que depende del grado de perturbación debido a los daños por voladura y relajación tensional, y es utilizado cuando no se presenta un macizo inalterado. Este varía desde 0 para macizos rocosos sin perturbación in situ, a 1 para macizos rocosos

muy perturbados. La influencia del daño por voladura se considera de la siguiente manera con las Ecuaciones (25), (26) y (27):

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (25)$$

$$S = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (26)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (27)$$

Para evaluar la resistencia de una matriz rocosa es más adecuado un criterio no lineal, donde la representación gráfica de la ruptura es una curva del tipo cóncavo. El criterio de ruptura de Hoek-Brown fue introducida en 1980 (Hoek y Brown, 1980), desde entonces su uso se ha generalizado en el ámbito de la mecánica de rocas, traspasando los límites para los que fue propuesto (cálculo de la estabilidad en taludes y estados de esfuerzos en el entorno de un túnel, para macizos rocosos duros). Debido a esto, y con el fin de mejorarlo, el criterio ha sufrido varias modificaciones, así como la introducción de nuevos parámetros para definir el estado del material, y nuevas propuestas para obtener la caracterización del macizo, la última en 2002 (Hoek, 2002). Se trata de un criterio no lineal, puramente empírico, que permite valorar de manera sencilla la ruptura de un medio rocoso mediante la introducción de las principales características geológicas y geotécnicas.

El criterio original, es un criterio empírico para el estudio de macizos rocosos duros, se describe en la Ecuación 28:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{Ci} \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_{Ci}} + s \right)^{0.5} \quad (28)$$

Donde:

σ_1 y σ_3 : son esfuerzos principales mayor y menor en el momento de ruptura.

σ_{Ci} : es la resistencia a compresión uniaxial del material intacto.

m y s : son constantes del material, que dependen de las propiedades de la roca y del grado de fracturación de la roca antes de someterla a los esfuerzos de ruptura.

S : es la medida de disminución de la resistencia a compresión simple de la roca debido a la fracturación.

m : influye en la resistencia al corte del material.

Los parámetros m y s se pueden obtener a partir de la clasificación geomecánica Rock Mass Rating (RMR) (Bieniawski, 1976).

Mediante la ecuación anterior se puede dibujar la envolvente para la ruptura de Hoek - Brown (Figura 20)

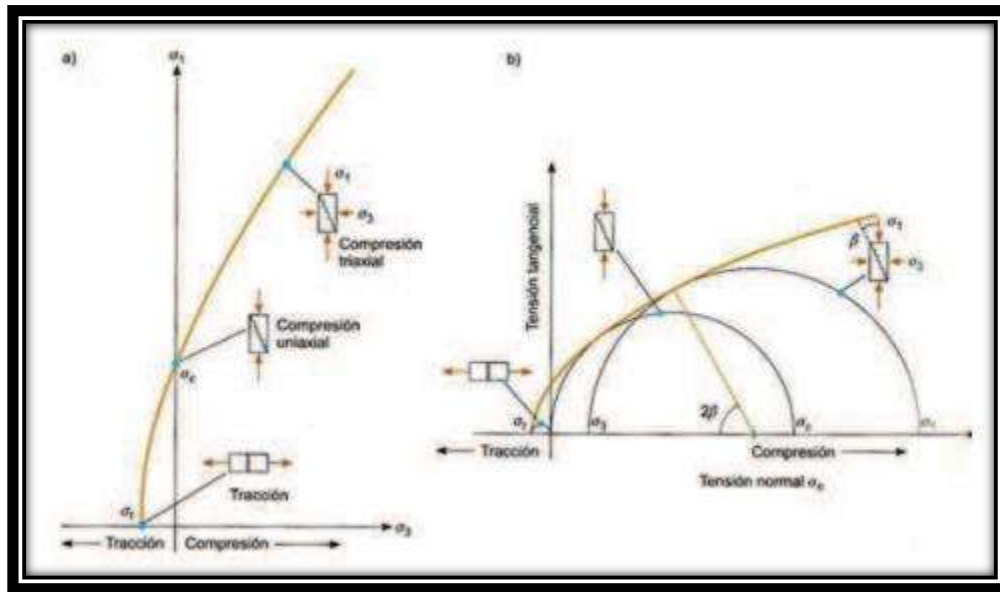


Figura 20.- Criterio de ruptura de Hoek – Brown.

El uso del criterio no solo en macizos rocosos duros, sino también en macizos de rocosos débiles, genero una reformulación del criterio, así como la introducción de nuevos parámetros. Su última versión (Hoek y Brown, 2002) se expresa con la Ecuación 29 que se muestra a continuación:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{Ci} \left(mb \frac{\sigma_3}{\sigma_{Ci}} + s \right)^a \quad (29)$$

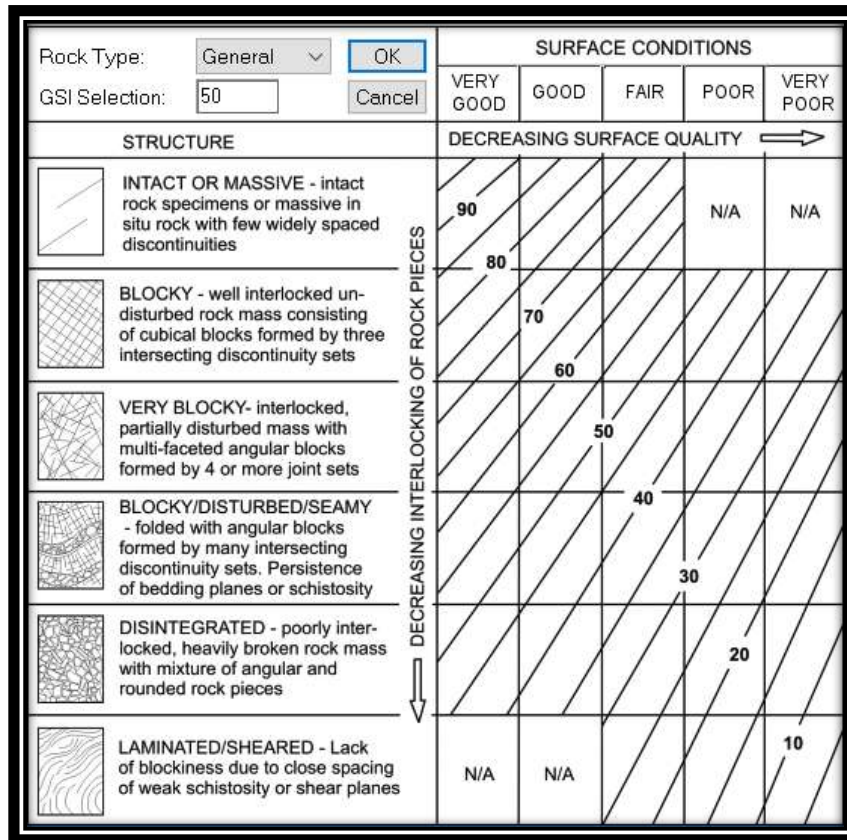
Donde:

Mb: es el valor reducido de la constante del material mi.

GSI: (Geological Strength Index) es la clasificación geomecánica dada por Hoek en función del estado en el que se encuentra el macizo rocoso (Hoek, 2002) (Tabla 11).

s y a: son constantes del macizo rocoso.

Tabla 11.- Estimación del GSI, basado en observaciones geológicas (Hoek, 2002).



El valor de σ_{ci} debe ser determinado en ensayos de laboratorio o a partir del ensayo de carga puntual. El valor de m_i depende de la mineralogía, la composición y tamaño de grano de la roca intacta. Puede estimarse a partir de ensayos triaxiales sobre la roca o de tablas, la Tabla 12 muestra los valores máximos de m_i para distintas litologías.

Tabla 12.- Valores máximos de m_i para la matriz rocosa, Hoek - Brown (1997).

| Tipo de roca y valor de la constante m_i | | | | |
|--|--------------------|-------|------------------|-------|
| Sedimentarias clásticas | Conglomerado | (-22) | Lutita | 4 |
| | Arenisca | 19 | Grauvaca | (-18) |
| | Limolita | 9 | | |
| Sedimentarias no clásticas | Caliza margosa | 7 | Caliza micrítica | 8 |
| | Brecha caliza | (-20) | Yeso | 16 |
| | Caliza esparritica | (-10) | Anhidrita | 13 |
| metamórficas | Mármol | 9 | Gneiss(*) | 33 |
| | Cuarcita | 24 | Esquisto (*) | 4-8 |
| | Migmatita | (-30) | Filita (*) | (-10) |
| | Anfibolita | 25-31 | Pizarra (*) | 9 |
| | milonita | (-6) | | |
| ígneas | Granito | 33 | Diorita | (-28) |
| | Riohita | (-16) | Andesita | 19 |
| | Granodiorita | (-30) | Gabro | 27 |
| | Dacita | (-17) | Basalto | (-17) |
| ígneas extrusivas piro clásticas | Aglomerado | (-20) | Toba | (-15) |
| | Brecha | (-18) | | |

(*) Valores obtenidos de ensayos en matriz rocosa.

3.3 SIMULACIÓN DEL ESTADO INICIAL DE ESFUERZOS

Dentro de los estudios de la mecánica clásica se supone que los cuerpos son perfectamente rígidos, sin embargo las estructuras reales sufren deformaciones bajo la acción de cargas incluyendo el peso propio, en ocasiones estas deformaciones pueden ser tolerables y no afectan el equilibrio, movimiento o integridad de las estructuras, pero para la estimación del estado límite o permisible de carga, las magnitudes de cambios de longitud o forma y fuerzas sobre elementos es necesario determinarlas y tenerlas en cuenta para conocer el estado de esfuerzo respecto a la deformación de la estructura.

El análisis de la estabilidad de obras subterráneas se apoya en el cálculo de las modificaciones al estado de equilibrio inicial del macizo rocoso que la obra genera. En efecto, el macizo se encuentra en un estado inicial que corresponde al equilibrio de esfuerzos y con presiones intersticiales que obedecen a las condiciones de flujo de agua del sitio. (Huergo, J. 1997).

Los esfuerzos iniciales, se producen como consecuencia del peso propio de los materiales geológicos. Si en un punto no actúan otro tipo de esfuerzos, el estado de esfuerzos es el correspondiente a las fuerzas gravitacionales que ejercen los materiales subyacentes y confinantes, y los esfuerzos principales son el vertical y el horizontal. Donde las formaciones de roca son relativamente uniformes, tales como extensiones de topografía regular, los esfuerzos verticales pueden determinarse por el peso de la roca a cierta profundidad, mediante la siguiente Ecuación (30).

$$\sigma_v = \gamma z \tag{30}$$

Donde:

γ = peso específico de la roca.

z = es la profundidad desde la superficie o frontera con la atmósfera.

El esfuerzo horizontal está condicionado por el coeficiente k , de empuje de tierras por las siguientes ecuaciones (31) y (32):

$$\sigma_h = \sigma_v K \tag{31}$$

$$K = \frac{\text{Esfuerzo Horizontal}}{\text{Esfuerzo Vertical}} \tag{32}$$

Los datos obtenidos por Hoek y Brown (1985), denotan que, a profundidades menores de 500 m, los esfuerzos horizontales son notablemente mayores a los verticales. Debido a que

la mayoría de los materiales y las rocas entre ellos, se expanden lateralmente como respuesta a los esfuerzos verticales, el campo gravitacional de esfuerzos induce un campo de esfuerzos horizontales con el cual se relaciona a través del módulo de Poisson cuando la expansión lateral está impedida en el interior de la masa rocosa. El esfuerzo horizontal está condicionado por el valor de k ; para el caso de un estado de esfuerzos debido a peso propio del material sin deformaciones horizontales, llamado estado de reposo (Ecuación 33):

$$k = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (33)$$

Donde:

ν : la relación de Poisson y teóricamente varía de 0 a 0.5; aunque los valores frecuentes varían entre 0.20 y 0.35. En cuerpos elásticos sometidos a compresión simple, la expansión transversal puede expresarse por la relación de Poisson, considerando a las expansiones con signo (-) y a las compresiones con signo (+) (Ecuación 34):

$$\nu = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l} \quad (34)$$

Siendo ε_t la deformación transversal y ε_l la deformación longitudinal. Si la roca no es libre de expandirse transversalmente, $\varepsilon_t = 0$, se crea un esfuerzo transversal cuyo valor se puede determinar con la Ecuación 35:

$$\sigma_{transversal} = \sigma_h = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_v \quad (35)$$

Las rocas blandas tienen módulos de Poisson más elevados, alcanzando valores cercanos a 0.5 y consecuentemente el esfuerzo σ_v es mayor en rocas blandas que en rocas duras por lo que la aparición de grietas generadas por dichos esfuerzos es mayor en las partes cercanas a las superficies excavadas en materiales blandos.

En materiales elásticos $k=1/3$ y para profundidades importantes se dan condiciones hidrostáticas donde $k=1$; pero esta relación no es válida en el rango de profundidades en donde tiene lugar la mayoría de las obras subterráneas, a menos de 500 metros de profundidad, el valor de k , puede ser mayor que 1, y se considera que la región sufre o ha sufrido la influencia de tectonismo.

El campo de esfuerzos en una masa rocosa puede estar condicionado por la actividad tectónica, en tal caso los esfuerzos que actúan sobre el macizo son a nivel regional y esto no implica necesariamente que la zona sea sísmicamente activa. Los esfuerzos impuestos a la masa rocosa se reflejan alrededor de la excavación, dependiendo de las características

del medio; de esta manera, para una masa rocosa en la condición de reposo se tiene un valor de $k = 1/3$, correspondiéndole una relación de Poisson ν de 0.25, representativa de una gran variedad de rocas sanas a profundidad media. (Figura 21)

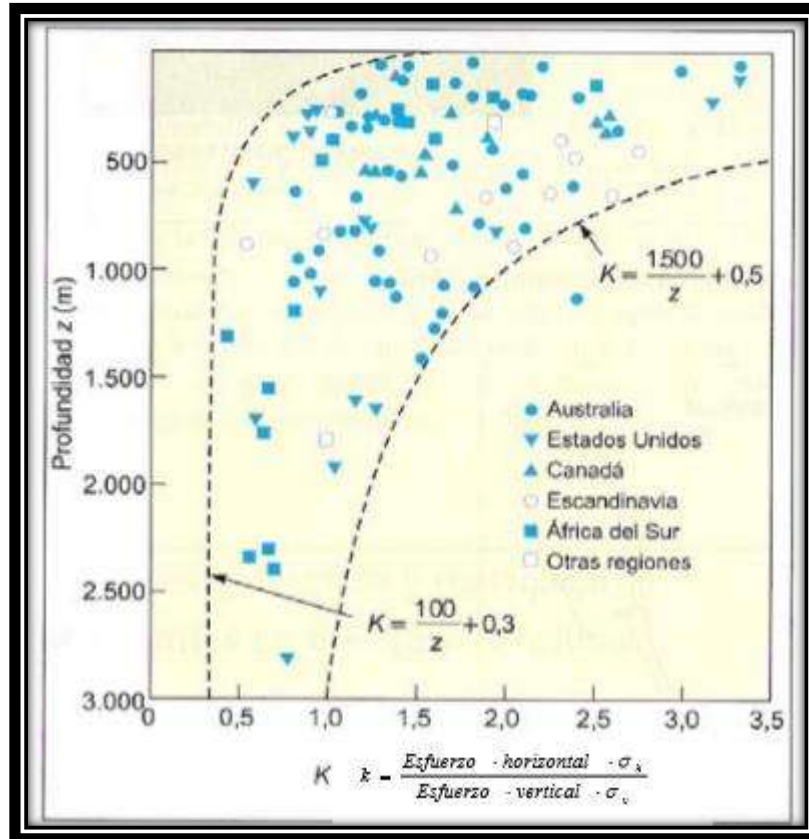


Figura 21.- Relación entre Poisson (ν) y k .

3.4 ANÁLISIS DE DISTINTAS ETAPAS CONSTRUCTIVAS.

Lo más importante al realizar un modelo numérico es que para el cálculo de un túnel se debe de realizar cálculos en serie, es decir que a partir de un estado inicial de esfuerzos se pueda poder realizar un análisis subsiguiente, partiendo del estado de esfuerzos y deformaciones alcanzado hasta ese momento. De manera contraria, cuando el material es elástico lineal, la solución obviamente no puede depender del número o la secuencia de pasos de excavación.

El programa a utilizar debe ser capaz de realizar cálculos tomando en cuenta procesos de excavación y la colocación del soporte, tomando en cuenta los desfases de tiempo entre el avance y el sostenimiento con su correspondiente redistribución parcial de los estados de

esfuerzos como el método de relajación de esfuerzos en el caso de análisis en dos dimensiones.

En cada etapa se indica la excavación correspondiente (la que nos indique el proyecto o la que se pretende proponer) así como la colocación del soporte correspondiente a la sección excavada. De esta manera se pretende ir realizando las excavaciones y colocación de soporte de manera que representen más lo realizado en la obra en realidad. Así se puede conocer de una manera más certera el desplazamiento (la deformación) obtenida en la excavación.

3.4.1 Metodología de relajación de esfuerzos utilizado

En primero lugar para poder realizar las modelaciones, y como se busca poder reflejar lo más cercano a la realidad, primero se determina la presión máxima permisible en el túnel y con esto se busca controlar los desplazamientos máximos que sucedan en la excavación del túnel.

Para lograr esto se utilizó el método de Vlachopoulos y Diederichs (2009). Este método requiere de construir un modelo del túnel a estudiar en el cual se puedan determinar el desplazamiento máximo y el radio plástico que presente el túnel.

Ya teniendo nuestro modelo y los paramentos del material se colocan presiones internas sobre el túnel, las cuales irán desde 1 hasta 0, bajando gradualmente conforme a las etapas de construcción. La etapa final, con la presión interna cero, se utilizará para determinar la cantidad de desplazamientos que se tendrán antes de colocar el revestimiento. Ya contando con los resultados de estos necesitamos obtener el radio plástico y el desplazamiento máximo permisible.

El radio plástico se refiere a la distancia del centro de excavación al punto plástico más lejano, esto lo podemos ver en el intérprete de resultados al mostrar los puntos plásticos que se generan con la excavación en Figura 22 se muestra un ejemplo de la obtención de un radio plástico.

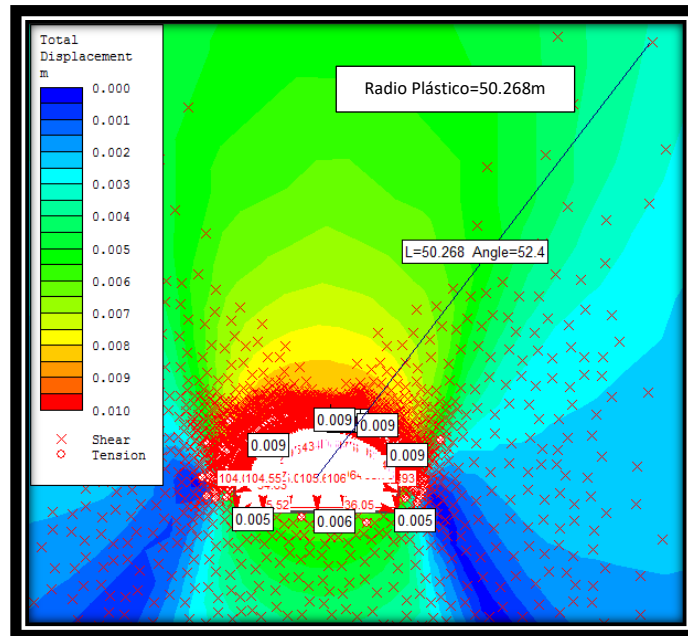


Figura 22.- Obtención de radio plástico.

Se adoptó un desplazamiento máximo permisible que se pretende tener en la excavación. Para este caso se usaron 10 cm en la simulación 2D como aproximación. El procedimiento consiste en ubicar la etapa de construcción en la cual no se excedan los 10 cm establecidos, que es la etapa donde se colocara el sostenimiento. En la Figura 23 se muestra un ejemplo de la obtención del desplazamiento máximo permisible.

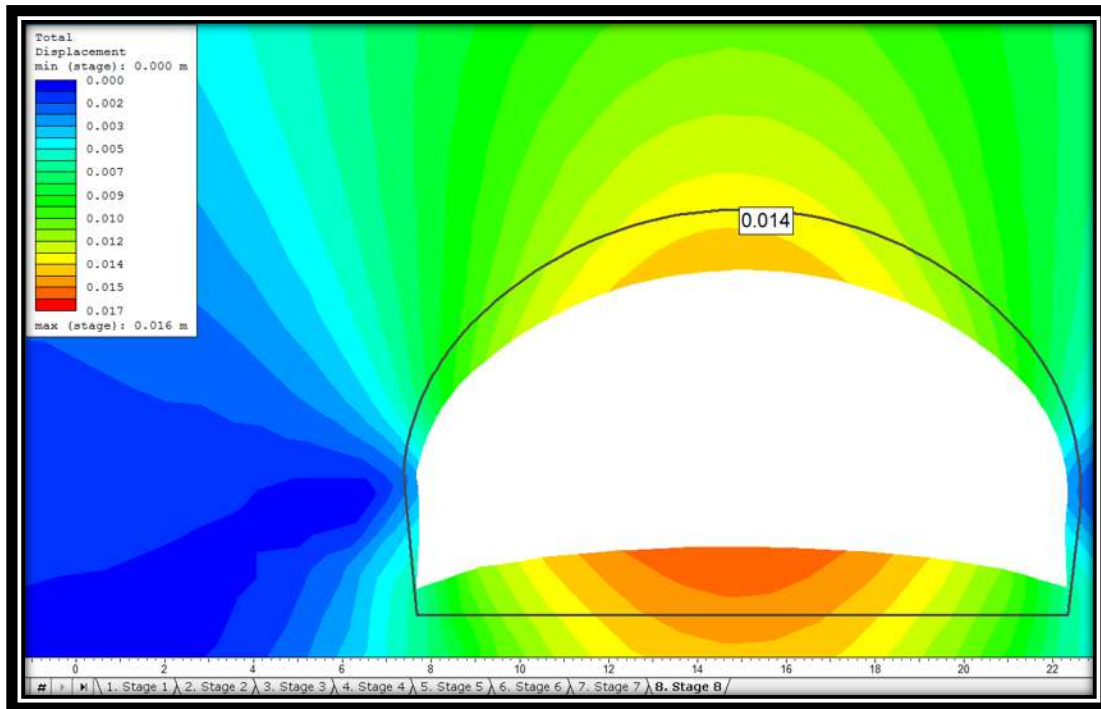


Figura 23.- Obtención de desplazamiento máximo permisible; en la figura se observa que estando en la última etapa de excavación se tiene un desplazamiento de 0.014 m el cual es menor a los 10 cm, por lo tanto, se toma como el desplazamiento máximo.

Otro punto a tomar en cuenta es la distancia que se excavara sin sostenimiento, esta distancia depende del tipo de material que se tiene (su calidad) y del tipo de sostenimiento el cual nos indica la distancia que se escavará sin poner sostenimiento.

Con todos estos datos se utiliza el método de Vlachopoulos y Diederichs (2009) el cual considera las Ecuaciones (36) y (37) para ingresar a la gráfica que se muestra en la Figura 24 con la cual podemos obtener un desplazamiento máximo permisible en el túnel.

$$X = \text{ZONA DEL RADIO PLASTICO/ RADIO DE LA EXCAVACIÓN} \quad (36)$$

$$Y = \frac{\text{DISTANCIA DEL FRENTE DE EXCAVACION}}{\text{RADIO DEL TUNEL}} \quad (37)$$

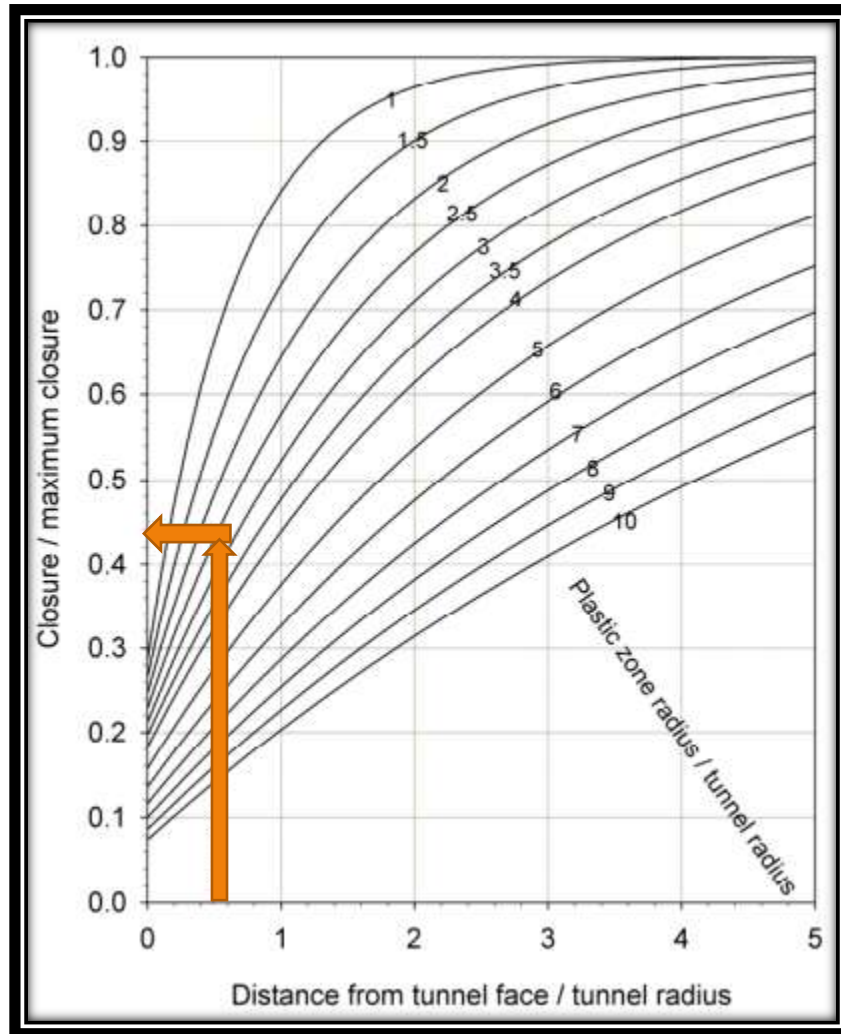


Figura 24.- Gráfica de Vlachopoulos y Diederichs (2009).

Al obtener el desplazamiento máximo permisible (Cierre en Figura 24) se utiliza la gráfica de desplazamientos totales (ver Figura 25), en la que se muestra los desplazamientos en cada etapa de excavación. De esta manera se puede definir la etapa de excavación en la cual se realizará la colocación del revestimiento y por tanto la presión de relajación que le corresponde antes de colocar el revestimiento.

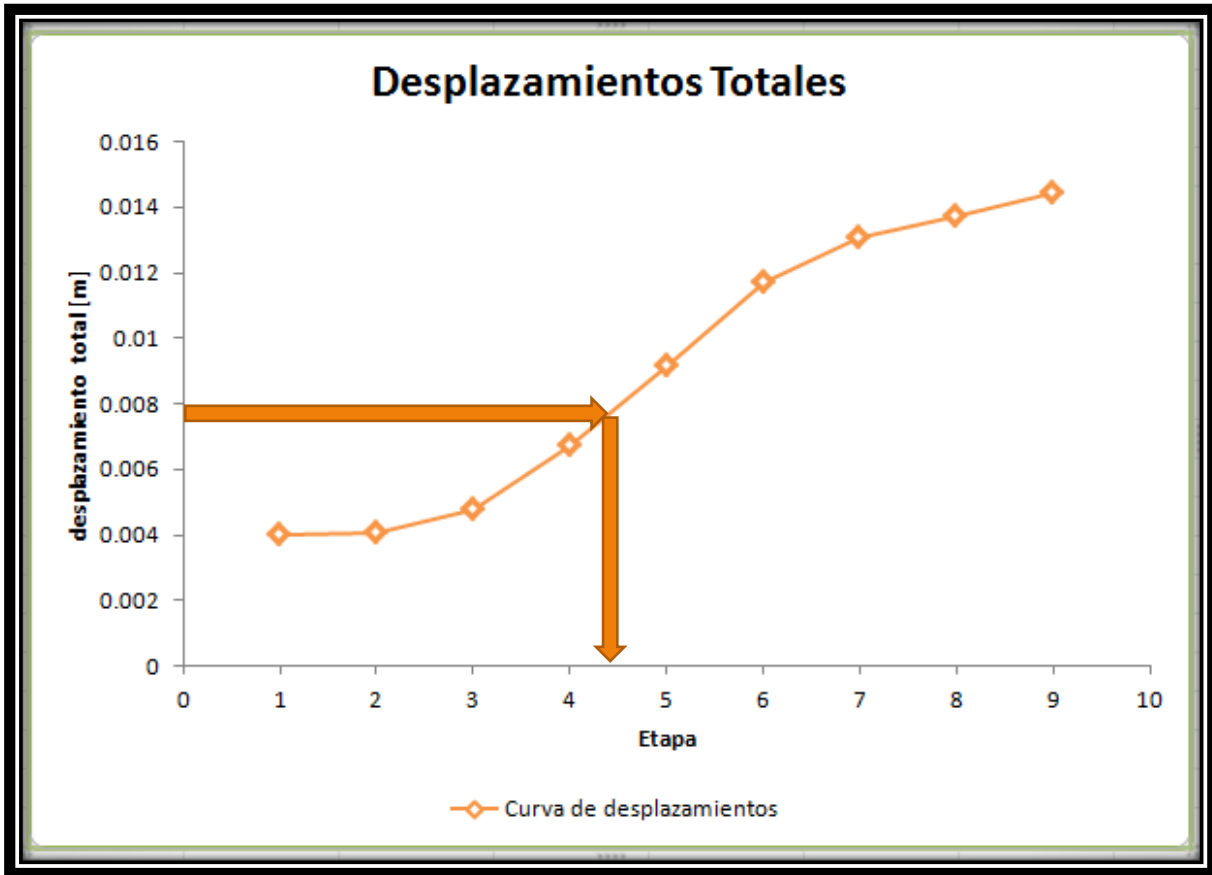


Figura 25.- Ejemplo de grafica desplazamientos totales.

4 PROYECTO DE ESTUDIO.

Se realizaron observaciones de relevancia al proyecto del “Ramal Camelinas” debido a que la localización del proyecto presenta zonas consideradas de riesgo, por lo que se busca poder contar con un proyecto adecuado que nos permita una construcción segura. Estas observaciones son realizadas por la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), en las cuales se señala el portal de salida del túnel II como una zona a la cual hay que poner principal cuidados, dichas observación se mencionan a continuación:

- El Túnel II (ubicado en el km 3+471 a 4+204), el proyecto es adecuado en general con excepción del portal Morelia (salida). El portal se ubica en una zona de un deslizamiento antiguo que se puede reactivar con las obras del túnel, es decir es una zona con un talud inestable. Además, se pide que se realice una exploración geotécnica exhaustiva para determinar las propiedades del suelo y de la roca, un estudio de riesgo sísmico con el objetivo determinar el coeficiente sísmico a emplearse en los análisis de estabilidad. Debido a todo lo anterior el proyecto se considera inconcluso e insuficiente.

4.1 ANTECEDENTES DEL DESLIZAMIENTO EN LA ZONA.

La zona en la cual se ubica el portal de salida del Túnel II se encuentra en una zona en la cual se encuentra ubicada una falla geológica conocida como “Falla la paloma”, dicha falla ha provocado una serie de desprendimientos de material, lo que ocasiona deslizamientos en la zona. En la Figura 26 (www.anr.gob.mx/Docs/HABITAT/VR_atlas_Morelia.pdf) se muestra la zona en la cual se realizará la construcción del portal de salida del Túnel II el cual se estudia en este trabajo, indicando la zona en la cual se encuentra el material de deslizamiento antiguo ocurrido en la zona.

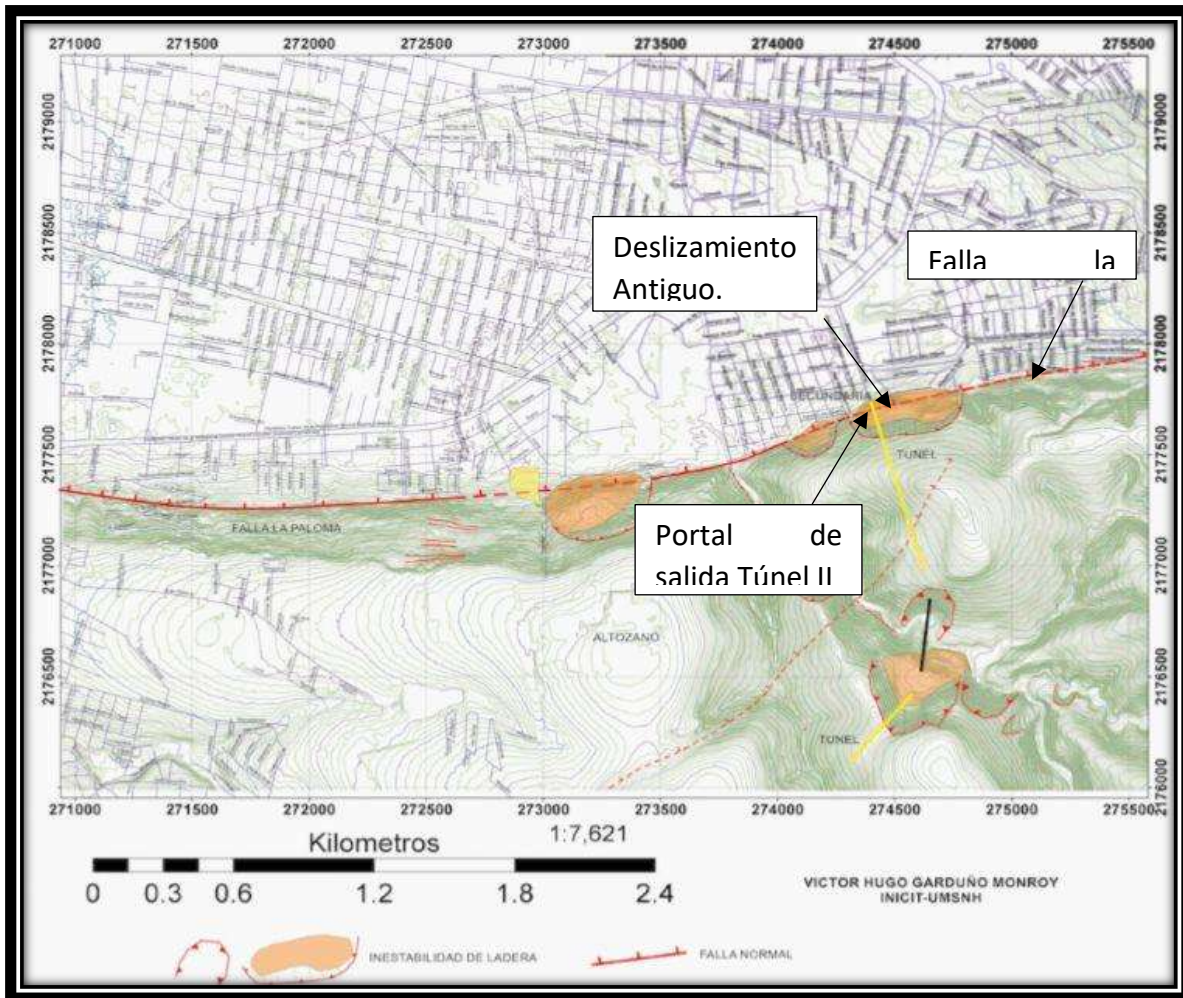


Figura 26.- Falla la paloma, deslizamiento antiguo y portal de entrada del túnel II.

Es de suma importancia señalar que para hacer el proyecto ejecutivo no se realizaron sondeos exploratorios, debido a conflictos social que se presentaron al momento de llevar a cabo el proyecto. La empresa proyectista tomo como base los resultados de los estudios geofísicos para la determinación de los parámetros de los materiales.

Debido a la falta de información precisa de los materiales de la zona, la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo realizo sondeos exploratorios con los cuales fuera posible contar con información sobre los materiales de la zona.

4.2 PARÁMETROS DEL SUELO Y ROCA.

Se realizaron sondeos exploratorios en zona de estudio para poder conocer los materiales que se presentan, y con estos poder llevar el análisis adecuado y así mismo dar resultados reales y confiables. En la zona en la que se encuentra el portal de salida de dicho túnel está en una zona inestable por lo cual se realizaron tres los sondeos exploratorios (dos con

extracción de núcleos y uno de penetración estándar), además se realizaron dos pozos a cielo abierto. El objeto de los sondeos fue el de conocer con certeza las características de los materiales en la zona inestable ya que no se contaba con este tipo de sondeos en la zona. Con los datos se pudo realizar las modelaciones numéricas en la zona con una información completa que nos permitió verificar el diseño de los procedimientos constructivos en el túnel.

4.2.1 Resumen de los resultados de los sondeos de la UMSNH.

Con apoyo de un perfil geofísico se localizaron los puntos donde se realizaron tres sondeos en el eje del túnel de acuerdo a la planta de localización mostrada en la siguiente figura.

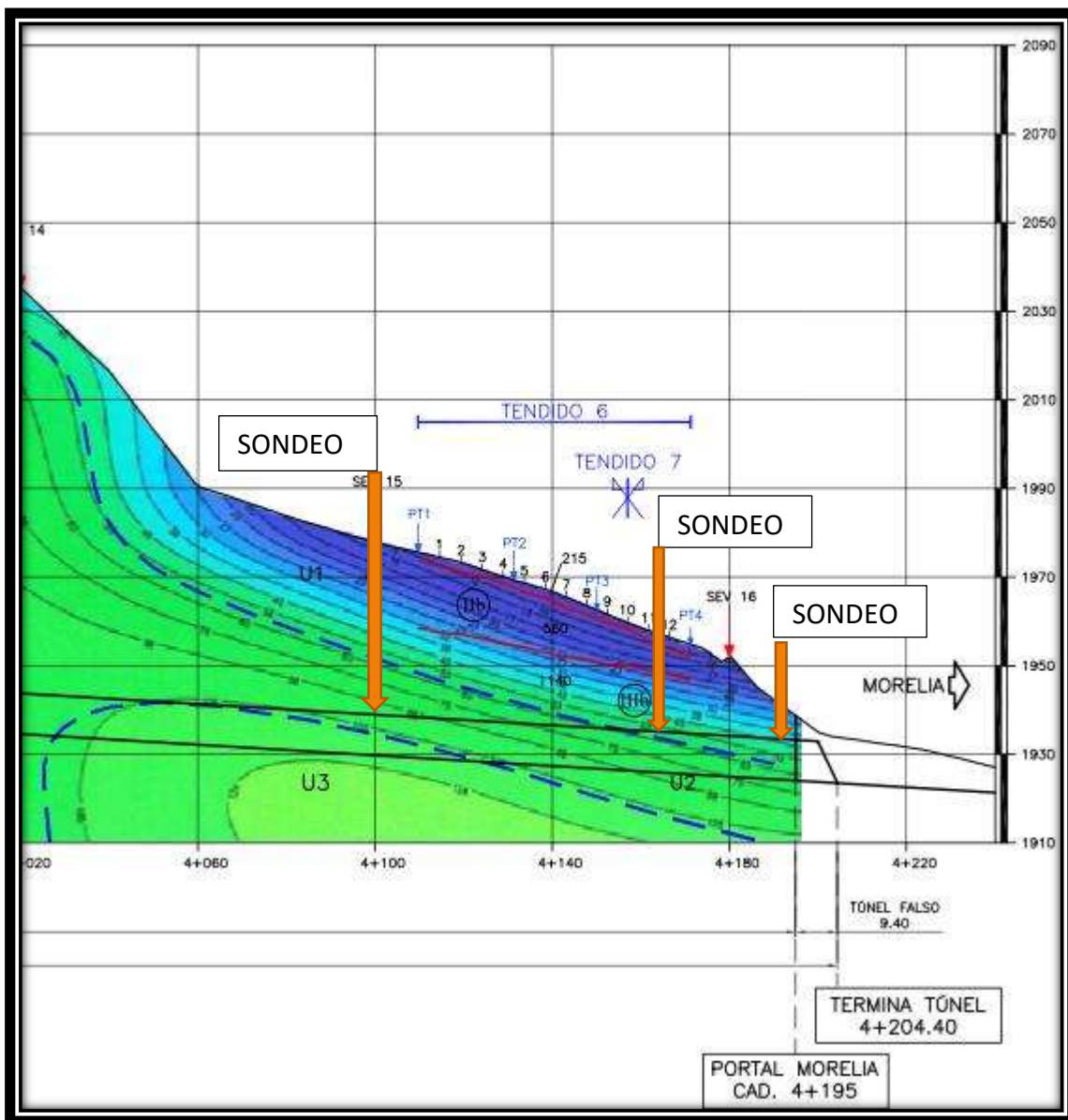


Figura 27.- Localización de sondeos con apoyo de perfil geofísico.

El sondeo 1 fue un ensayo de penetración estándar en suelo, el sondeo 2 se realizó una extracción de corazones de roca al igual que el sondeo 3.

4.2.1.1 Sondeo 1

En los análisis de las muestras extraídas a las profundidades de entre 0 a 6 m se determinó que se tiene una arcilla inorgánica de alta plasticidad (CH) color café oscuro, con un contenido de agua de 28 a 40 %, con el valor de número de golpes (N) varía de 9 a 30. En las profundidades de 6 a 13.80 m se tiene un limo inorgánico de baja compresibilidad (ML) café oscuro, con un contenido de agua que varía de 26 a 50% y un valor de número de golpes (N) que varía entre 19 y 50. De 13.80 a 21 m se encontró un estrato formado por una arcilla inorgánica de alta plasticidad (CH) café oscuro, con un contenido de agua que varía de 32 a 63% y el valor de N varía de 11 a 50. De 21 a 32.40 m se encontró con arcilla inorgánica de baja plasticidad (CL) café oscuro, con un contenido de agua que varía de 34 a 43% y el valor de N varía entre 29 y 50. De 32.40 a 40.20 m se encontró una arcilla inorgánica de alta plasticidad (CH), café oscuro, con un contenido de agua que varía de 38 a 69% y el valor de N varía de 25 a 50.

La Figura 28 se muestra los resultados obtenidos en el sondeo 1.

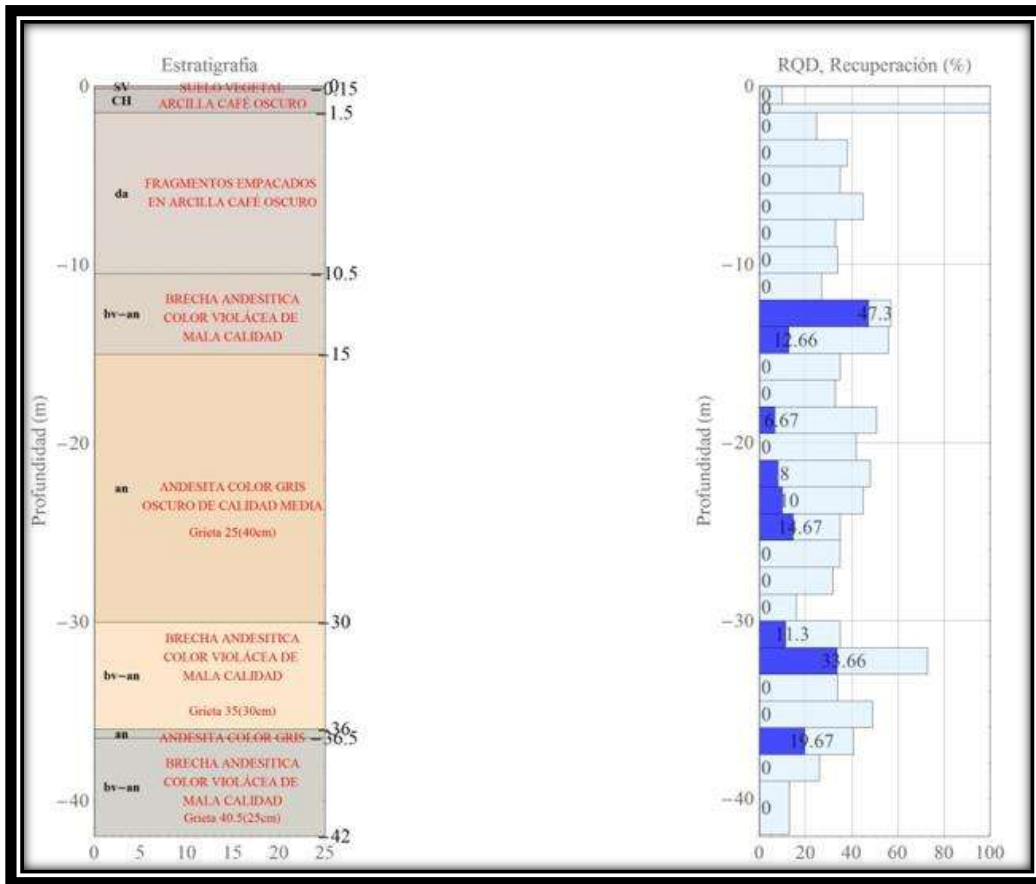


Figura 29.- Estratigrafía y RQD del sondeo 2 del túnel II.

4.2.1.3 Sondeo 3

De 0 a 3 m se encontró una arcilla café oscuro con algunos fragmentos de andesita, de 3 a 40 m se presentan intercalaciones de la Brecha y de los flujos de lava andesítica, con diferentes calidades. En la Figura 30 se muestra las estratigrafías (lado izquierdo) y la recuperación RQD (lado derecho).

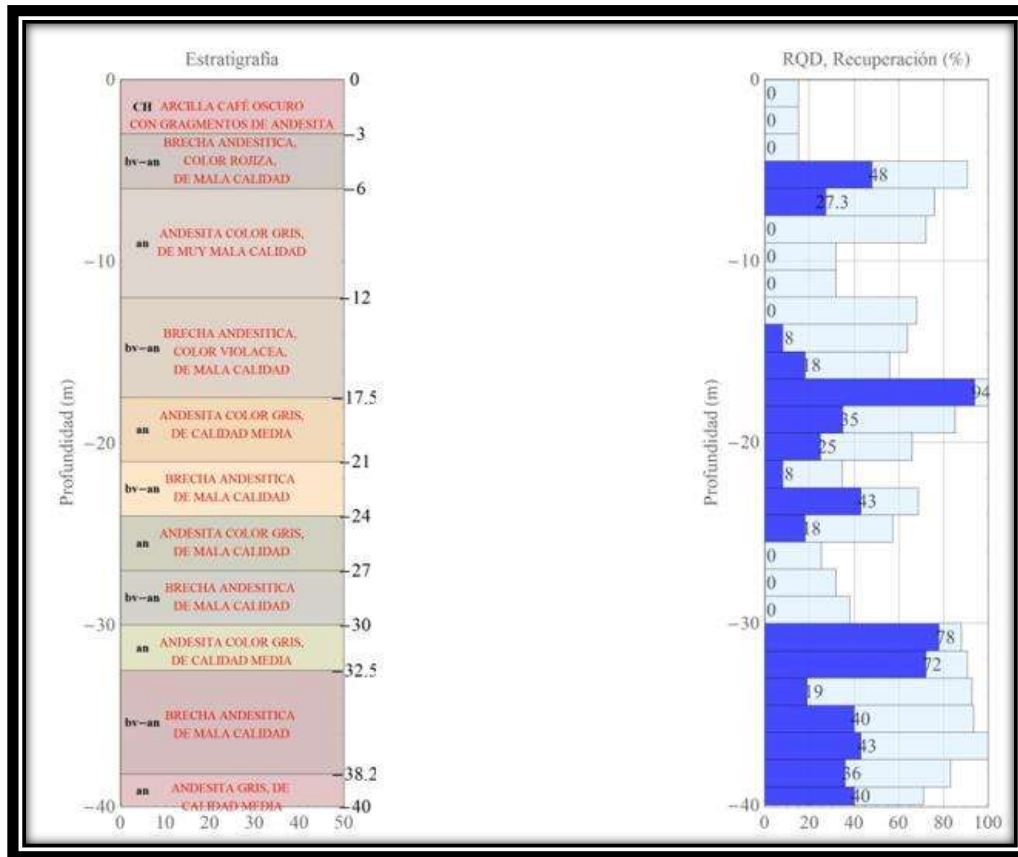


Figura 30.- Estratigrafía, RQD sondeo 3 del túnel II.

4.2.1.4 Pozo a cielo abierto 1 y 2

En el PCA 1 primero se cuenta con una capa Vegetal de 0 a 0.15 m; posteriormente de 0.15 a 0.75 m se cuenta con arcilla inorgánica de alta plasticidad (CH), con un límite líquido del 77.55% y un límite plástico del 32.49% y una humedad de campo del 41.45% y por último de 0.75 a 1.50 m un estrato formado por un limo inorgánico (MH) de alta compresibilidad, con un límite líquido del 66.61% y un límite plástico del 34.84%, con una humedad de campo del 33.47%. En la siguiente Figura 31 se muestra las estratigrafías (lado izquierdo) y el porcentaje de humedad (lado derecho).

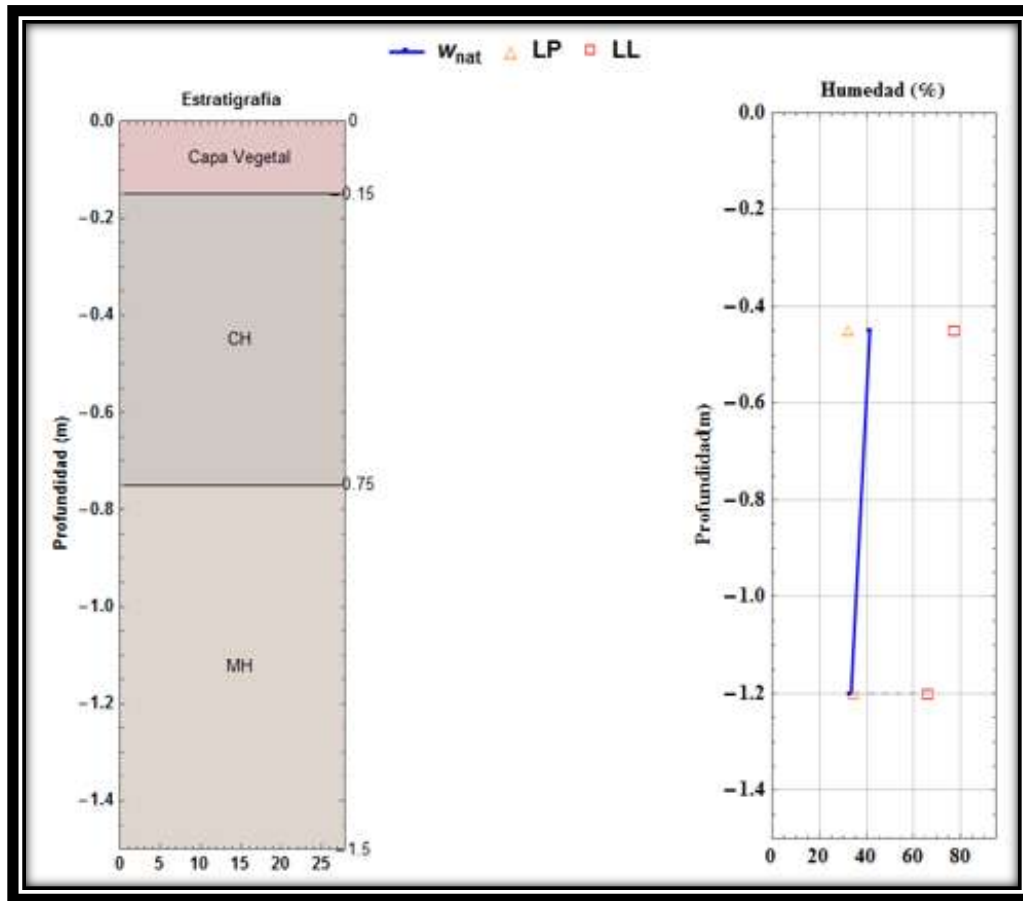


Figura 31.- Perfil estratigráfico y porcentaje de humedad del PCA 1.

En el PCA 2 de 0 a 0.15 m una capa Vegetal; de 0.15 a 0.75 m una arcilla inorgánica de alta plasticidad (CH), con un límite líquido del 77.55%, un límite plástico del 32.49% y una humedad de campo del 41.45%; posteriormente de 0.75 a 1.50 m, un estrato formado por un limo inorgánico (MH) de alta compresibilidad, con un límite líquido del 66.61%, un límite plástico del 34.84% y con una humedad de campo del 33.47%. En la siguiente Figura 32 se muestra la estratigrafía (lado izquierdo) y el porcentaje de humedad (lado derecho).

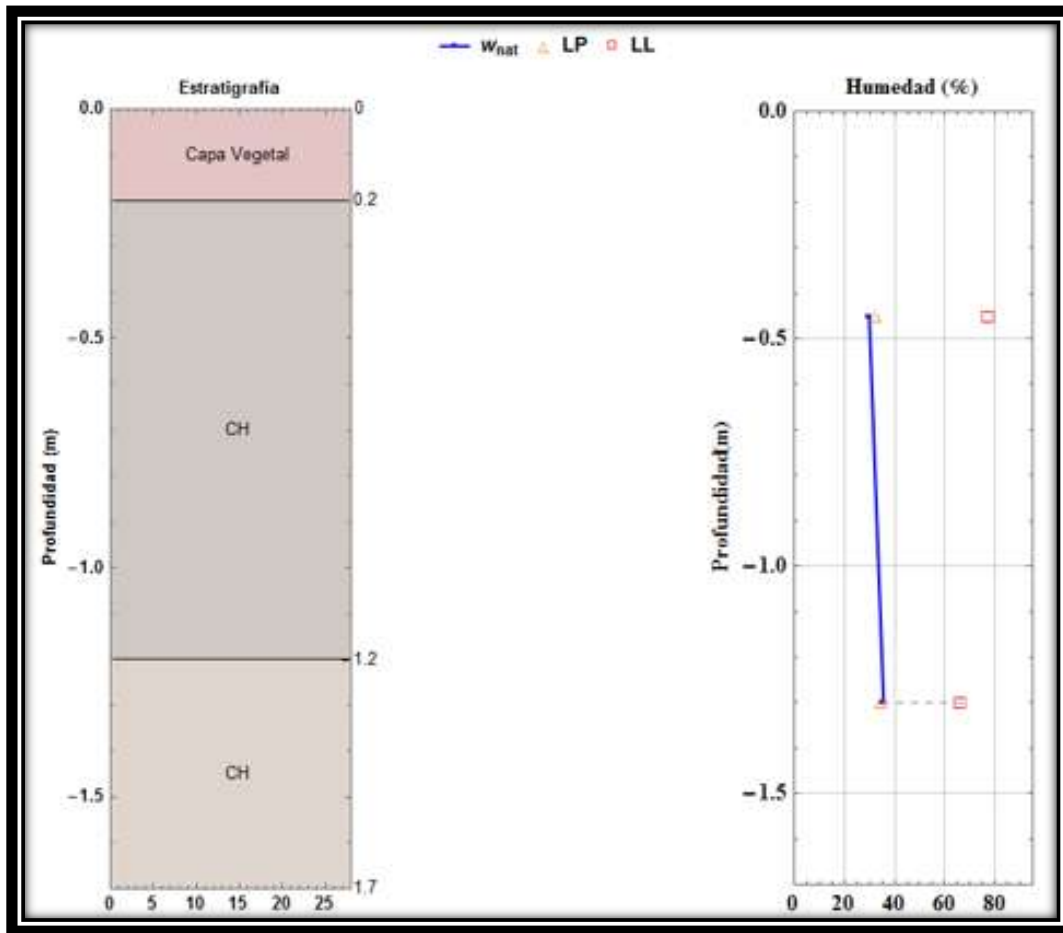


Figura 32.- Perfil estratigráfico y porcentaje de humedad del pozo a cielo abierto 2.

4.2.2 Resultados de los estudios del laboratorio.

De los sondeos presentados en el apartado anterior, se presentan en esta sección los resultados de ensayos de laboratorio de sus propiedades índice y mecánicas.

En la Tabla 13, se presentan los valores obtenidos del sondeo 2, en la tabla se presenta un resumen de datos del material como lo son sus tipos de material, resistencia, porcentaje de absorción y RQD. Se indican los valores correspondientes a índices de Barton obtenidos de las tabas proporcionadas por el mismo para la obtención de un valor de Q. Se indican de igual manera los valores de un RMR de Bieniawski y sus parámetros.

Esta información nos ayudara a obtener la elección del revestimiento y para introducir los valores del material en los modelos constitutivos con los que se llevaran a cabo las

ALEJANDRA JÁQUEZ MATAS
DISEÑO NUMÉRICO DE UN TÚNEL EN ZONA DE INESTABILIDAD DE TALUDES

modelaciones numéricas. Los valores del sondeo 2 se muestran en la Tabla 13 y los del sondeo 3 la Tabla 14.

Tabla 13.- Resumen datos Sondeo 2.

| | | Sondeo 2 | | | | |
|---------------------|---|--------------------------|----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| | | 0.00 - 1.50 m | 1.50 - 10.50 m | 10.50 - 15.00 m | 15.00 - 30.00 m | 30.00 - 42.00 m |
| | | Datos | | | | |
| | | Materia | CH | An-CH | Bv-An | An |
| | | CH | An-CH | Bv-An | An | Bv-An |
| | | ¿ Humedad natural | | | | |
| | | Densidad | | | | |
| | | Absorción (%) | - | 7.14 | 12.24 | 6.71 |
| | | Durabilidad | | | | |
| Mohr-Coulomb | Peso volumétrico (kg/cm³) | | | | | |
| | C (Kpa) | | | | | |
| | φ (°) | | | | | |
| | E (Kpa) | | | | | |
| Hoek-Brown | GSI | | | | | |
| | σ_{ci} | - | 67.43 | 79.23 | 143.49 | 196.43 |
| | m_i | | | | | |
| | m_r | | | | | |
| Barton | Disturbance factor | | | | | |
| | RQD | - | 0 | 29.98 | 9.84 | 21.54 |
| | J_n (Diaclasas) | - | 15 | 12 | 12 | 12 |
| | J_r (Rugosidad) | - | 3 | 3 | 3 | 3 |
| | J_a (Alteración) | - | 5 | 2 | 1 | 2 |
| | J_w (Presencia de agua) | - | 1 | 1 | 1 | 1 |
| | SRF | - | 2.5 | 2.5 | 7.5 | 2.5 |
| | Q | - | 0.00 | 1.50 | 0.33 | 1.08 |
| | Índice de Barton | | 0.73 | | | |
| Calidad | | Muy mala | | | | |
| Beniawski | Resistencia | - | 7 | 7 | 12 | 12 |
| | RQD | - | 0 | 6 | 3 | 3 |
| | Separación de juntas | - | 0 | 15 | 15 | 15 |
| | Longitud | - | 0 | 2 | 2 | 2 |
| | Abertura | - | 0 | 1 | 1 | 1 |
| | Rugosidad | - | 0 | 0 | 5 | 3 |
| | Relleno | - | 0 | 4 | 4 | 4 |
| | Alteración | - | 3 | 3 | 5 | 3 |
| | Agua freática | - | 15 | 15 | 10 | 7 |
| | Total | - | 25 | 53 | 57 | 50 |
| | Promedio | | | 46.25 | | |
| | Corrección por orientación | | | -5.00 | | |
| | RMR | | | 41.25 | | |
| | Clase | | | III | | |
| Calidad | | | Regular | | | |

ALEJANDRA JÁQUEZ MATAS
DISEÑO NUMÉRICO DE UN TÚNEL EN ZONA DE INESTABILIDAD DE TALUDES

Tabla 14.- Resumen datos Sondeo 3.

| Sondeo 3 | | | | | | | | | | | |
|---------------------------------------|---------------|---------------|----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Datos | 0.00 - 3.00 m | 3.00 - 6.00 m | 6.00 - 12.00 m | 12.00 - 17.50 m | 17.50 - 21.00 m | 21.00 - 24.00 m | 24.00 - 27.00 m | 27.00 - 30.00 m | 30.00 - 32.50 m | 32.50 - 38.20 m | 38.20 - 40.00 m |
| Materia | Ch | Br-Aa | Aa | Br-Aa | Aa | Br-Aa | Aa | Br-Aa | Aa | Br-Aa | Aa |
| % Humedad natural | | | | | | | | | | | |
| Densidad | | | | | | | | | | | |
| Absorción (%) | - | 6.33 | 2.51 | 8.20 | 3.07 | 14.45 | 5.33 | 8.82 | 5.54 | 11.24 | 1.17 |
| Durabilidad | | | | | | | | | | | |
| Peso volumétrico (kg/m ³) | | | | | | | | | | | |
| C (Kpa) | | | | | | | | | | | |
| φ (°) | | | | | | | | | | | |
| E (Kpa) | | | | | | | | | | | |
| GSI | | | | | | | | | | | |
| σ _{ci} | - | 77.10 | 154.60 | 78.25 | 177.74 | 48.96 | 141.12 | 78.85 | 145.23 | 60.69 | 180.24 |
| mi | | | | | | | | | | | |
| mr | | | | | | | | | | | |
| Disturbance factor | | | | | | | | | | | |
| RQD | - | 24 | 6.83 | 8.67 | 51.33 | 25.65 | 9 | 0 | 75 | 34.5 | 40 |
| Jn (Diaclasas) | - | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 |
| Jr (Rugosidad) | - | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| Ja (Alteración) | - | 2 | 1 | 2 | 1 | 2 | 1 | 2 | 1 | 2 | 1 |
| Jw (Presencia de agua) | - | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| SFJ | - | 2.5 | 7.5 | 2.5 | 2.5 | 2.5 | 2.5 | 2.5 | 7.5 | 2.5 | 7.5 |
| Q | - | 1.20 | 0.23 | 0.43 | 5.13 | 1.28 | 0.90 | 0.00 | 2.50 | 1.73 | 1.33 |
| Índice de Barton | | | | | | | | | | | |
| Calidad | | | | | | | | | | | |
| Resistencia | - | 7 | 12 | 7 | 12 | 4 | 12 | 7 | 12 | 7 | 12 |
| RQD | - | 3 | 3 | 3 | 13 | 6 | 3 | 3 | 13 | 6 | 6 |
| Separación de juntas | - | 15 | 10 | 10 | 15 | 15 | 10 | 10 | 15 | 15 | 15 |
| Longitud | - | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| Abertura | - | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| Rugosidad | - | 5 | 3 | 5 | 1 | 5 | 3 | 5 | 3 | 5 | 3 |
| Relleno | - | 6 | 2 | 6 | 2 | 6 | 2 | 6 | 2 | 6 | 2 |
| Alteración | - | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| Agua freática | - | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 |
| Total | - | 55 | 49 | 50 | 62 | 55 | 49 | 50 | 64 | 58 | 57 |
| Promedio | | | | | | | | | | | |
| Corrección por orientación | | | | | | | | | | | |
| RMR | | | | | | | | | | | |
| Clase | | | | | | | | | | | |
| Calidad | | | | | | | | | | | |

En la Tabla 15 se muestran los resultados de las pruebas realizadas a los PCA, la ubicación de estos es de suma importancia debido a que se encuentran en el portal de salida del túnel II donde tenemos la parte más crítica. Los resultados de los PCA nos ayudaran a obtener los valores necesarios para las modelaciones realizadas en la zona.

Tabla 15.- Resumen datos PCA'S.

| Pozos a Cielo Abierto | | | | |
|--|-----------------------|-------|-------|----------|
| PCA No. | 1 | | 2 | |
| Estrato No. | 1 | 2 | 1 | 2 |
| Profundidad de Muestra (m) | 0.75 | - | - | 1.5 |
| Tipo de Muestra | Inalterada | - | - | Alterada |
| Granulometría | | | | |
| % Fragmentos de Roca | 0 | 0 | 0 | 0 |
| % Pasa Malla 3" | 100 | 100 | 100 | 100 |
| % Pasa Malla No. 4 | 99 | 99 | 95 | 98 |
| % Pasa Malla No.40 | 96 | 96 | 85 | 94 |
| %Pasa Malla No.200 | 93 | 93 | 77 | 87 |
| Limites de Consistencia | | | | |
| %Humedad Natural (w) | 41.45 | 33.47 | 29.9 | 35.59 |
| % Limite Liquido (LL) | 77.55 | 66.61 | 62.16 | 67.27 |
| %Limite Plastico (LP) | 32.49 | 34.84 | 27.42 | 28.71 |
| %índice Plastico (IP) | 45.06 | 31.77 | 34.74 | 38.56 |
| %Contracción Lineal (CL) | 19.72 | 14.37 | 15.23 | 16.42 |
| %Limite de Contracción (CV) | 11.18 | 16.45 | 15.07 | 15.06 |
| Clasificación SUCS | CH | MH | CH | CH |
| Consistencia Natural / Densidad F | Firme | Dura | Dura | Dura |
| Penetrómetro de Bolsillo (Kg/cm²) | 1.5 | >5 | >5 | 4.75 |
| Prueba Triaxial Rápida | | | | |
| Cohesión (Kg/cm²) C | 0.12 | - | - | - |
| Ángulo de Fricción (φ) | 19 | - | - | - |
| Prueba de Consolidación | | | | |
| rga de Preconsolidación (Kg/cm²) | 0.88 | - | - | - |
| Permeabilidad del Suelo K (cm/s) | 9.16x10 ⁻⁸ | - | - | - |
| Relaciones Volumétricas y Gravimétricas | | | | |
| so Volumétrico del Lugar (tn/m³) | 1.64 | 1.7 | 1.74 | 1.71 |
| Densidad de Sólidos (Ss) | 2.86 | - | - | 2.19 |
| Relación de Vacíos (e) | 1.49 | - | - | - |
| Grado de Saturación en % (Gw) | 74 | - | - | - |
| Prueba de Corte Directo Consolidada no Drenada (CU) | | | | |
| Cohesión (Kg/cm²) C | 0.13 | - | - | 0.04 |
| Ángulo de Fricción (φ) | 22 | - | - | 21.87 |
| Prueba de Corte Directo Consolidada Drenada (CD) | | | | |
| Cohesión (Kg/cm²) C | 0.0123 | - | - | - |
| Ángulo de Fricción (φ) | 26.58 | - | - | - |

4.3 DESCRIPCIÓN DEL REVESTIMIENTO DE PROYECTO.

Se cuenta con 7 diferentes procedimientos constructivos con sus respectivas secuencias de excavación y sus esquemas de soporte, estabilización y refuerzo del terreno. Estos procedimientos se obtienen del proyecto ejecutivo, los cuales se utilizan generalmente en los túneles construidos en México, por este motivo se decide seguir utilizando estos mismos en este trabajo.

La elección de cada procedimiento se basa en los resultados de las clasificaciones geomecánicas, de Bieniawski y Barton, obtenidos en los sondeos cuando se trata de roca.

Los procedimientos se nombran como Condición Geotécnica A, B, C⁽⁺⁾, C⁽⁻⁾, D⁽⁺⁾, D⁽⁻⁾ Y E. En la Tabla 16 se resumen las condiciones geotécnicas y las calidades RMR (Bieniawski, 1989) y Q (Barton 1974) para las cuales corresponde cada una.

Tabla 16.- Condiciones geotécnicas según RMR e índice Q.

| Condición Geotécnica. | RMR (Bieniawski, 1989) | Q (Barton, 1974) |
|------------------------|-------------------------------|--|
| A | ≥ 81 Roca muy buena | 120 a 1000 Roca extremadamente buena. |
| B | 61 a 80 Roca buena | 9.5 a 119 Roca buena a muy buena. |
| C⁽⁺⁾ | 51 a 60 Roca regular a buena. | 2.8 a 8.4 Roca mala a regular. |
| C⁽⁻⁾ | 41 a 50 Roca regular. | 0.85 a 2.5 Roca muy mala a mala |
| D⁽⁺⁾ | 31 a 40 Roca mala a regular. | 0.14 a 0.7 Roca muy mala. |
| D⁽⁻⁾ | 21 a 30 Roca mala a muy mala. | 0.03 a 0.12 Roca muy mala a extremadamente mala. |
| E | ≤ 20 Roca muy mala. | 0.01 a 0.02 Roca extremadamente mala. |

Cada una de las condiciones geotécnicas tiene su propio sistema de revestimiento y proceso constructivo de acuerdo al proyecto ejecutivo, los cuales se describen a continuación.

4.3.1 Condición geotécnica C+:

- La excavación se hace en 2 fases, primero la parte superior y después la inferior.
- Desfase no mayor de 3.0 m entre los dos frentes
- Colocar una primera capa de concreto lanzado reforzado con fibras de 5 cm de espesor en toda la superficie expuesta de la bóveda
- Colocación de anclas de fricción de varilla de acero corrugado de 6 m de longitud y diámetro = 1", en un patrón de 2.5 m transversal × 2.5 m longitudinal, a tresbolillo
- Colocación de una segunda capa de concreto lanzado reforzado con fibras de acero de 5 cm de espesor.
- Colocando dos capas de concreto lanzado reforzado con fibras de 5 cm de espesor cada una en las paredes o hastiales.

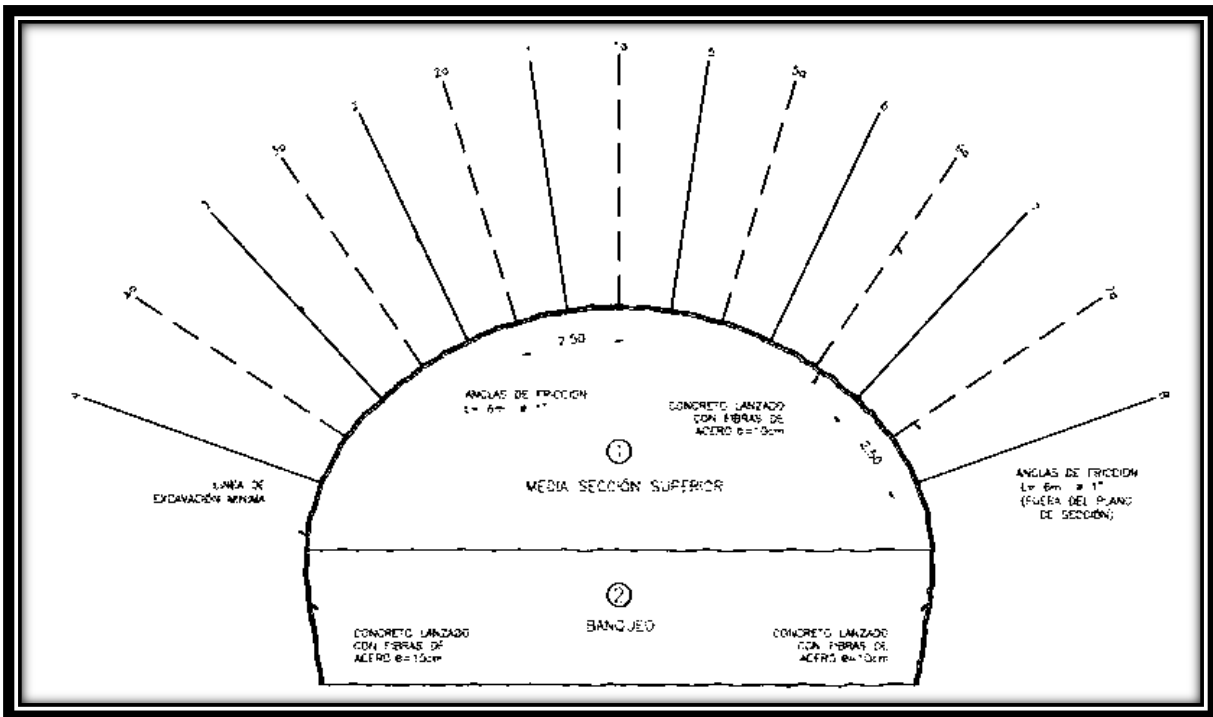


Figura 33.- Propuesta de revestimiento para condición geotécnica C+.

4.3.2 Condición geotécnica C-:

- La excavación de la media sección superior en 2 fases
- Desfase no mayor de 3.0 m entre los dos frentes
- Colocar una primera capa de concreto lanzado reforzado con fibras de 5 cm de espesor en toda la superficie expuesta de la bóveda
- Colocación de anclas de fricción de varilla de acero corrugado de 6 m de longitud y diámetro= 1", en un patrón de 2.0 m transversal x 2.0 m longitudinal, a tresbolillo
- colocación de una segunda capa de concreto lanzado reforzado con fibras de acero de 5 cm de espesor.
- colocando dos capas de concreto lanzado reforzado con fibras de 5 cm de espesor cada una en las paredes o hastiales.

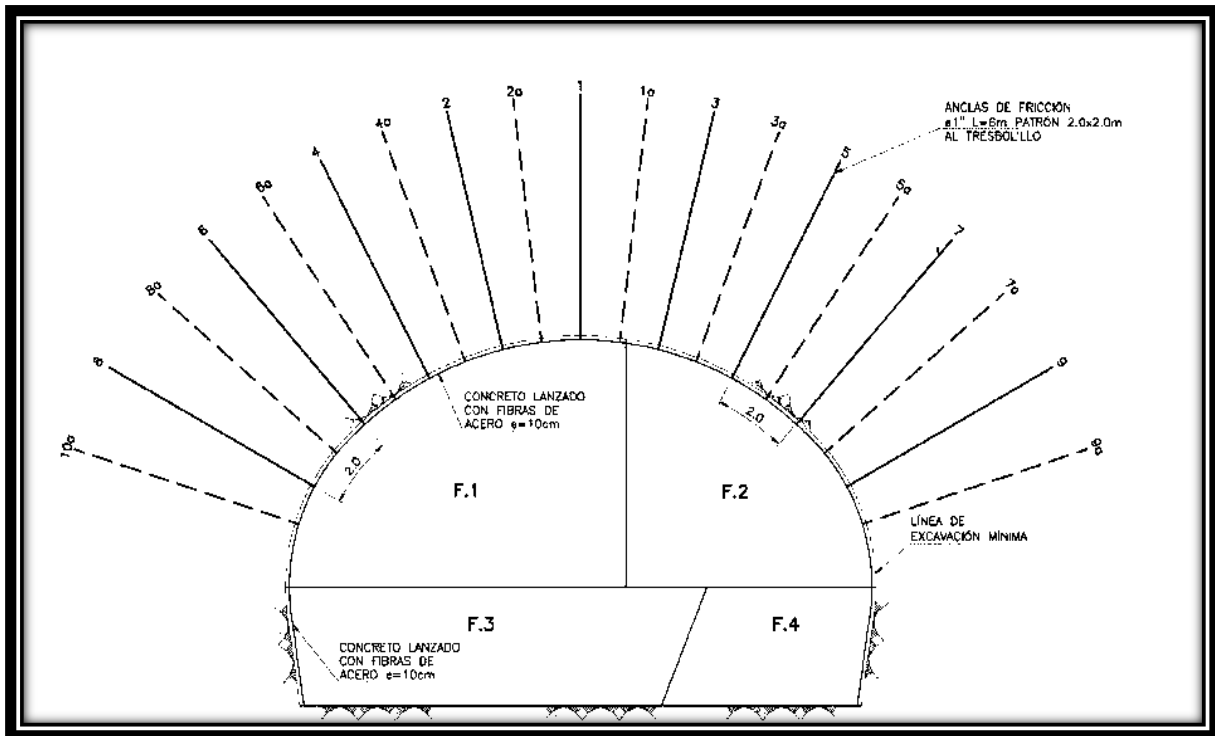


Figura 34.- Propuesta de revestimiento para condición geotécnica C-.

4.3.3 Condición geotécnica D+:

- La excavación de la media sección superior en 2 fases
- Desfase no mayor de 3.0 m entre los dos frentes
- Colocar una primera capa de concreto lanzado reforzado con fibras de 5 cm de espesor en toda la superficie expuesta de la bóveda
- A continuación, se excavará la fase siguiente para completar la media sección superior con avance de 1.5 m y desfasada 3 m atrás del frente de la fase anterior.
- Se lanzarán 5 cm de concreto lanzado con fibras $f'c=300$ kg/cm en la superficie expuesta de la colocación de una segunda capa de concreto lanzado reforzado con fibras de acero de 5 cm de espesor.
- Una vez fijado y arriostrado el marco se colocará una segunda capa de concreto lanzado reforzado con fibras de 10 cm de espesor $f'c=300$ kg/cm en toda la bóveda cubriendo parte del marco.
- se lanzará un relleno de 15 cm concreto sin fibras $f'c=200$ kg/cm cubriendo completamente los marcos metálicos y el espacio entre ellos.
- Una vez fijado y arriostrado el marco se colocará una segunda capa de concreto lanzado reforzado con fibras de 10 cm de espesor $f'c=300$ kg/cm en toda la bóveda cubriendo parte del marco.

- Se lanzará un relleno de 15 cm concreto sin fibras $f'c=200\text{kg/cm}$ cubriendo completamente los marcos metálicos y el espacio entre ellos.

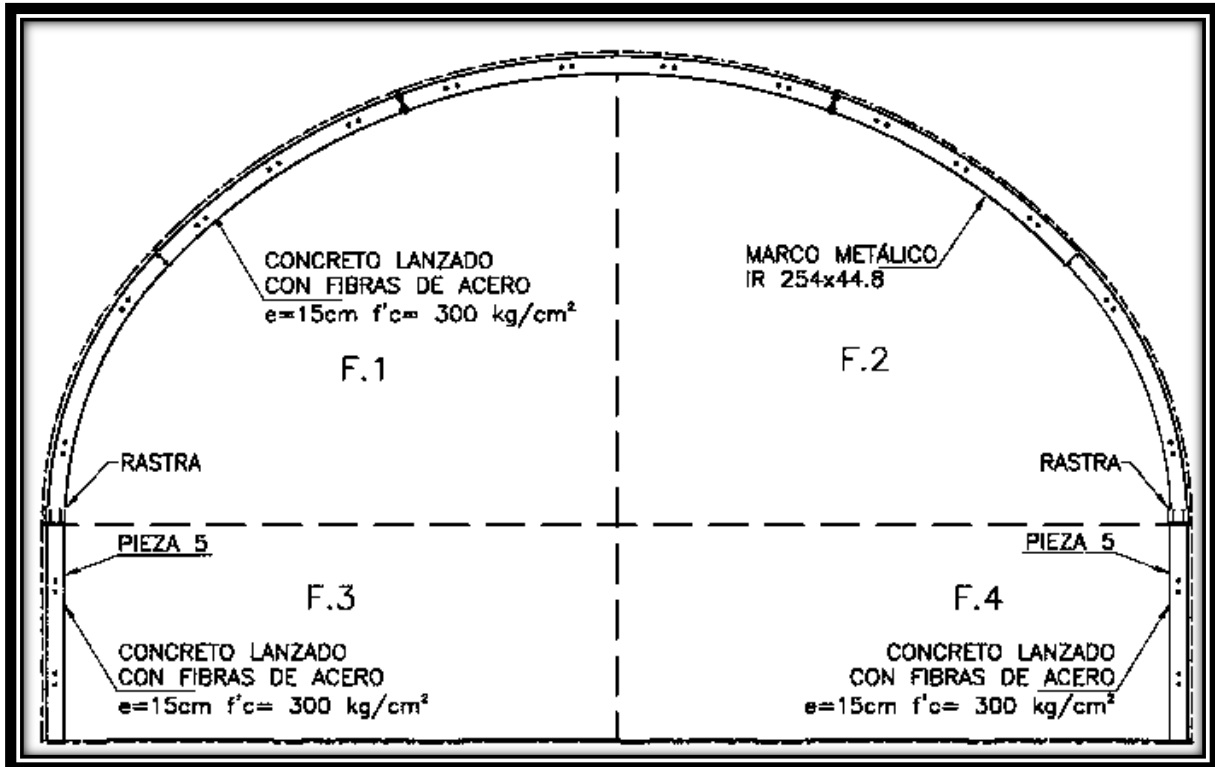


Figura 35.- Propuesta de revestimiento para condición geotécnica D+.

4.3.4 Condición geotécnica D-:

- La excavación de la media sección superior en 2 fases.
- Desfase no mayor de 1.0 m entre los dos frente.
- Colocar una primera capa de concreto lanzado reforzado con fibras de 5 cm de espesor en toda la superficie expuesta de la bóveda
- Posteriormente se deberá retirar el pilar central en tramos de 1 metro, lanzando 5 cm de concreto y colocando marcos con una separación de 1.0 m.
- Se colocará una capa de 15 cm de espesor de concreto lanzado reforzado con fibras de $f'c=300\text{ kg/cm}$ y se retacarán con madera y el propio concreto lanzado los huecos que queden entre los marcos y la roca. F

- Finalmente, se colocará un relleno de concreto lanzado sin fibras de 10 cm de espesor $f'c=200$ kg/cm cubriendo completamente los marcos metálicos y el espacio entre ellos.

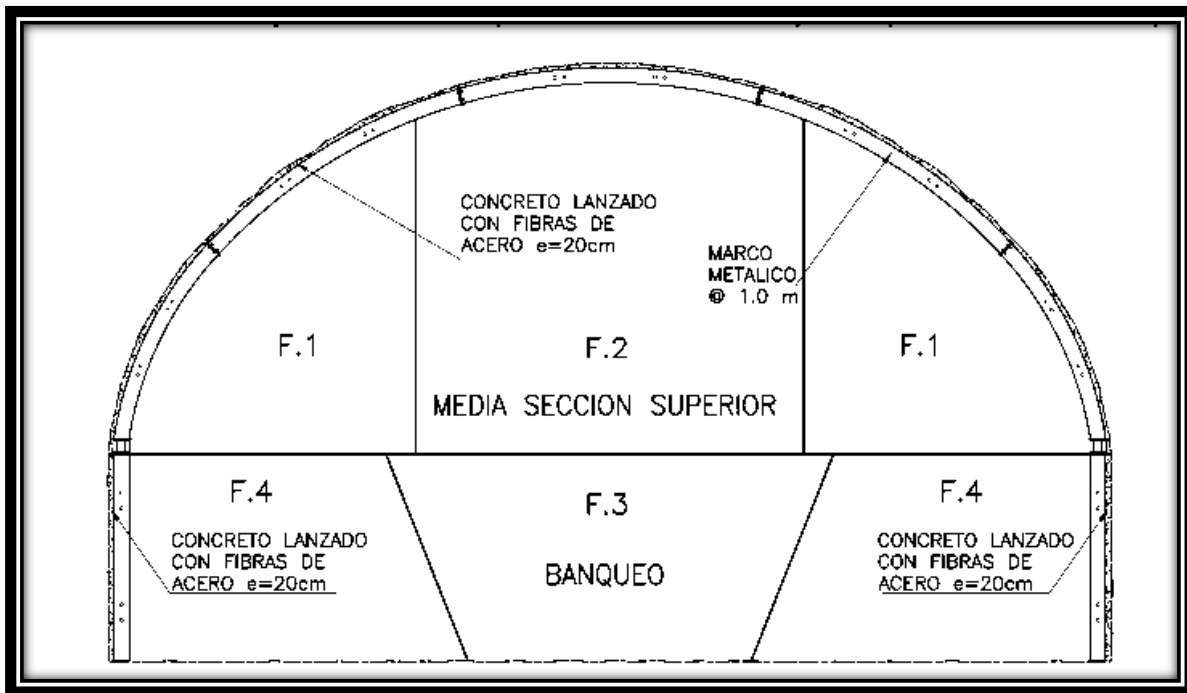


Figura 36.- Propuesta de revestimiento para condición geotécnica D-.

4.3.5 Condición geotécnica E:

- Un tratamiento especial de estabilización y refuerzo por medio de un enfilaje frontal (paraguas) de 37 micropilotes metálicos, dispuestos sobre marcos metálicos.
- La excavación de la media sección superior se hará en 1 fase, una vez colocado el enfilaje.
- Desfase no mayor de 2.0 m, empleando una capa de concreto lanzado con fibras de acero de 5 cm de espesor.
- Posteriormente se colocarán los marcos metálicos a cada 1.0 m, para finalmente colocar una capa de concreto lanzado con fibras de acero de 15 cm de espesor $f'c=300$ kg/cm².
- Se repetirá el procedimiento a partir del avance a cada 2.0 metros hasta completar el ciclo de enfilaje de 9.0 m. (cada ciclo contempla 10 marcos metálicos a cada 1.0

metro). Finalmente, se colocará un relleno de concreto lanzado sin fibras de 10 cm $f'c=200$ kg/cm² cubriendo completamente los marcos y el espacio entre ellos.

- El banqueo se realizará una vez terminada la media sección superior de todo el túnel y en este tramo se deberá realizarse en dos etapas. Primero el banqueo central hasta 20 metros atrás de la media sección anterior. Posteriormente, se excavarán simultáneamente los banqueos laterales, lanzando una capa de 5 cm de espesor de concreto reforzado con fibras $f'c= 300$ kg/cm², colocando las patas de marcos y lanzado una capa de 15 cm de concreto reforzado con fibras de acero $f'c= 300$ kg/cm². Por último, se colocará un relleno de concreto lanzado sin fibras de 10 cm de espesor $f'c= 200$ kg/cm² cubriendo completamente los marcos metálicos y el espacio entre ellos.

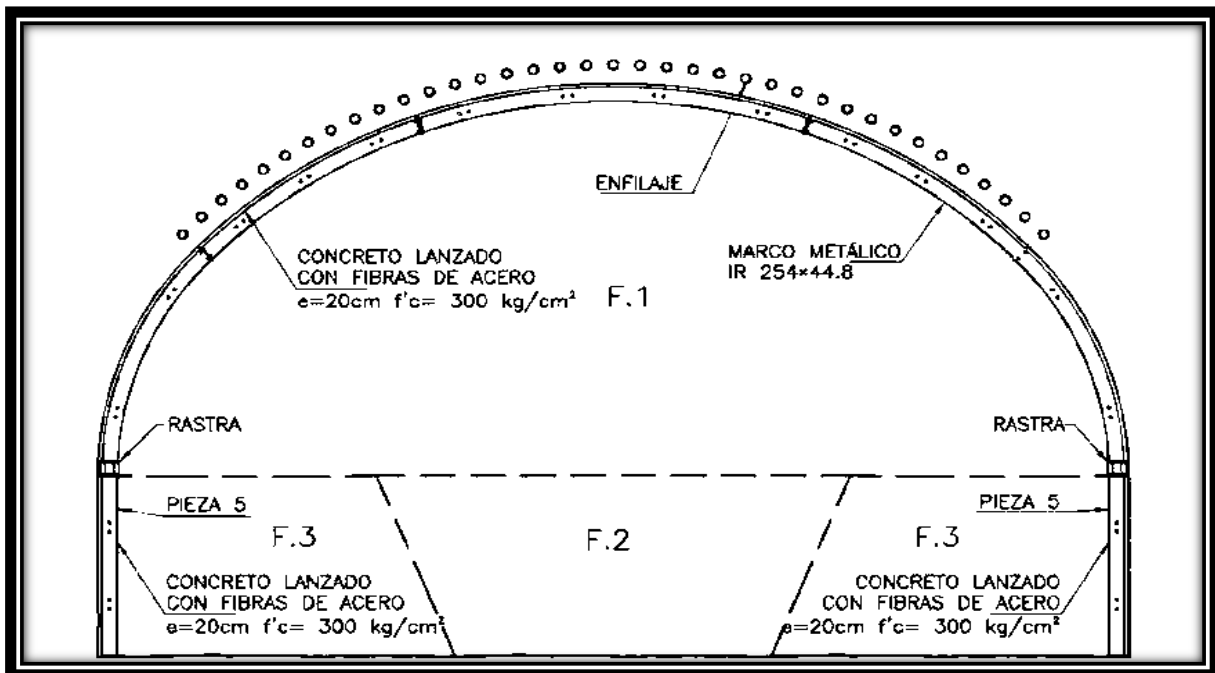


Figura 37.- Propuesta de revestimiento para condición geotécnica E.

Ya durante la obra, los diseños de proyecto podrán ser optimizados de acuerdo con las caracterizaciones y observaciones hechas por los técnicos de seguimiento de las excavaciones y la retroalimentación de los modelos de cálculo con datos reales.

5 MODELACIÓN Y RESULTADOS.

5.1 MODELACIÓN CON ESTRATIGRAFÍA PROYECTADA.

Se han modelado por medio de elementos finitos cuatro secciones del Túnel II del Ramal Camelinas, las cuales atienden a condiciones geotécnicas de calidad de roca tipo C-, D+, D- Y E de acuerdo a los parámetros obtenidos de los sondeos exploratorios según el proyecto original. Con la finalidad revisar la estabilidad de la excavación y la capacidad del soporte propuesto por el proyecto ejecutivo. En la Figura 38 se presenta el perfil estratigráfico obtenido del proyecto ejecutivo, se decide realizar las modelaciones en los cadenamientos 4+100(C-), 4+120 (C-), 4+160 (D-) Y 4+195 (E), con los cuales se pretende revisar el diseño del portal de salida del Túnel II.

Se utilizarán los revestimientos que nos indica el proyecto ejecutivo en cada uno de los cadenamientos a modelar.

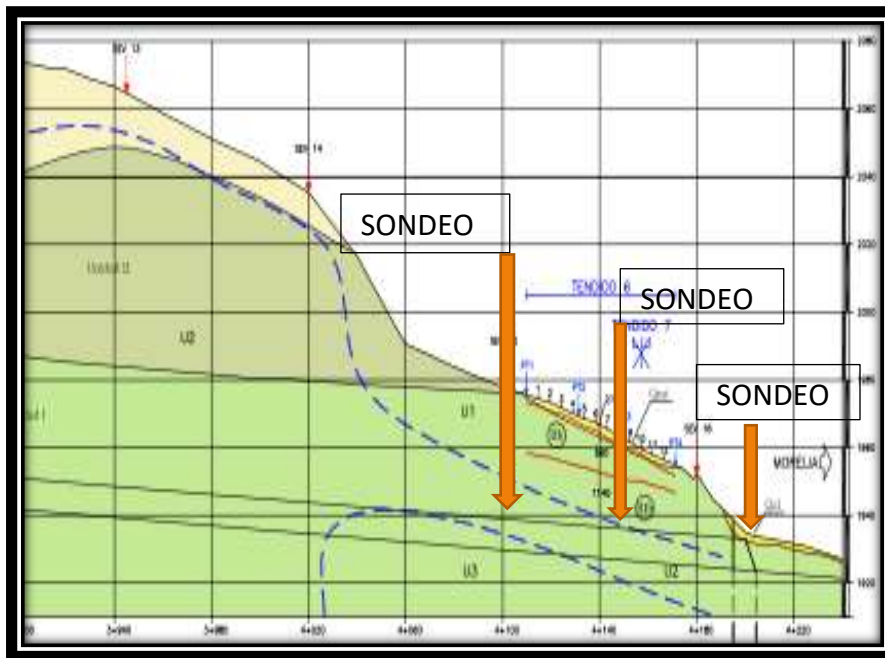


Figura 38.- Perfil estratigráfico del proyecto ejecutivo.

5.1.1 Parámetros utilizados en estas modelaciones.

De acuerdo al proyecto los parámetros se propusieron como unidades geotécnicas, las cuales consisten en materiales similares y se le proporcionaba un valor promedio y se resumen en la siguiente Tabla 17.- Parámetros del material para modelaciones de proyecto ejecutivo. Tabla 17.

Tabla 17.- Parámetros del material para modelaciones de proyecto ejecutivo.

| Propiedad | Estrato 1 | Estrato 2 | Arcilla Superficial |
|---|---------------------------------|----------------------------|---------------------|
| Parámetros de Hoek-Brown Generalizado | | | |
| Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta (σ (MPa)) | 100 | 100 | |
| Índice geológico de resistencia (GSI) | Bloques, perturbado (38, media) | Disgregado (20, malo) | |
| Constante del material (mi) | 19±5=15 (brecha Volcánica) | 19±5=15 (brecha Volcánica) | |
| Factor de disturbancia (D) | 0.8 | 0.8 | |
| Constante del material (mb) | 0.497 | 0.185 | |
| Constante del material (s) | 1.25E-04 | 9.22E-06 | |
| Constante del material (a) | 0.513 | 0.544 | |
| Parámetros de Morh-Coulomb | | | |
| Cohesión (c) | c=0.497 MPa | c=0.342 MPa | c=0.13 Mpa |
| Ángulo de fricción interna (ϕ) | ϕ =44 grados | ϕ =37.95 grados | ϕ =22 grados |
| Módulo de Elasticidad E | | | 15 MPa |

| | | | |
|--|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------|
| Peso volumétrico del material (γ_m) | 2.5 (24.52) ton/m ³ | 2.2 (21.58) ton/m ³ | 1.7 (16.67) ton/m ³ |
|--|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------|

5.1.2 Modelado de la sección 4+100 C-

Se tomó la sección topográfica del terreno y se tomaron 130 m de profundidad, para definir el ancho de la modelación se tomó tres veces el diámetro del túnel hacia cada uno de sus lados. Los primeros 7 m del modelo son de arcilla superficial (deslizamiento antiguo), los siguientes 123 m son de "estrato 1". Figura 39.

Para definir las condiciones de frontera del modelo, se restringieron los movimientos sobre el eje "X" en los extremos derecho e izquierdo, permitiendo al material libertad de movimiento sobre el eje "Y". Mientras que en la parte inferior del modelo se restringen los movimientos sobre los ejes "X" y "Y". Con estas condiciones se pretende simular la manera en la que el material se desplaza al momento de la excavación.

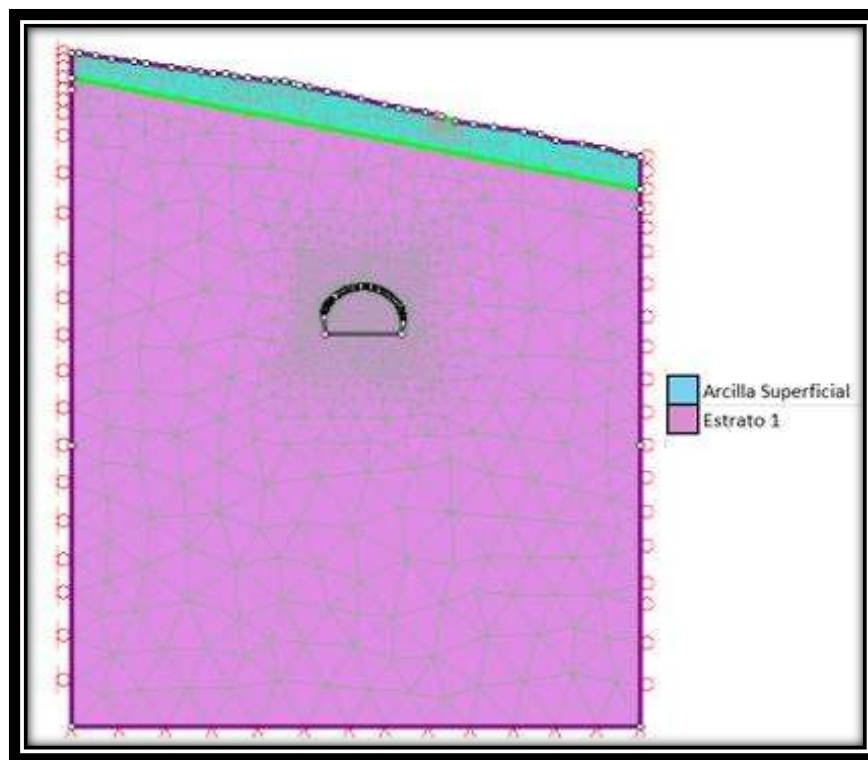


Figura 39. Modelación de sección 4+100. Desratización y Mallado.

Con el fin de la obtención de la curva de convergencia, como primer paso se realiza la modelación sin revestimiento, colocando presiones de diseño que van del 100% de su valor en la primera etapa, hasta un 0% en la última etapa, esto nos ayuda a indicarle al modelo que está perdiendo el material en la zona de excavación. Al realizar la corrida de la simulación se pueden observar los desplazamientos que ocurrirán en cada etapa; de la cual

se puede obtener la gráfica de desplazamientos totales (ver Figura 43). Posteriormente con el método de Vlachopoulos y Diederichs (2009), explicado en el capítulo 3 de este trabajo, poder determinar en qué etapa será necesario colocar el revestimiento indicado para este cadenamamiento, que corresponde a una distancia de 2 m del frente.

En la Figura 40 se muestran los resultados de la deformación del túnel en la etapa 8 (túnel sin presión interna), de ésta etapa se puede obtener el desplazamiento máximo que se presenta en la clave del túnel (0.008 m). En la Figura 40 logramos observar como la sección deformada del túnel tienden a moverse de la izquierda a derecha, estos movimientos son debido a que al lado izquierdo tenemos la parte más alta en el perfil del terreno. Lo que ocasiona que la fuerza de empuje en esta zona es mayor y al realizarse la excavación el material se desplaza más en esta zona.

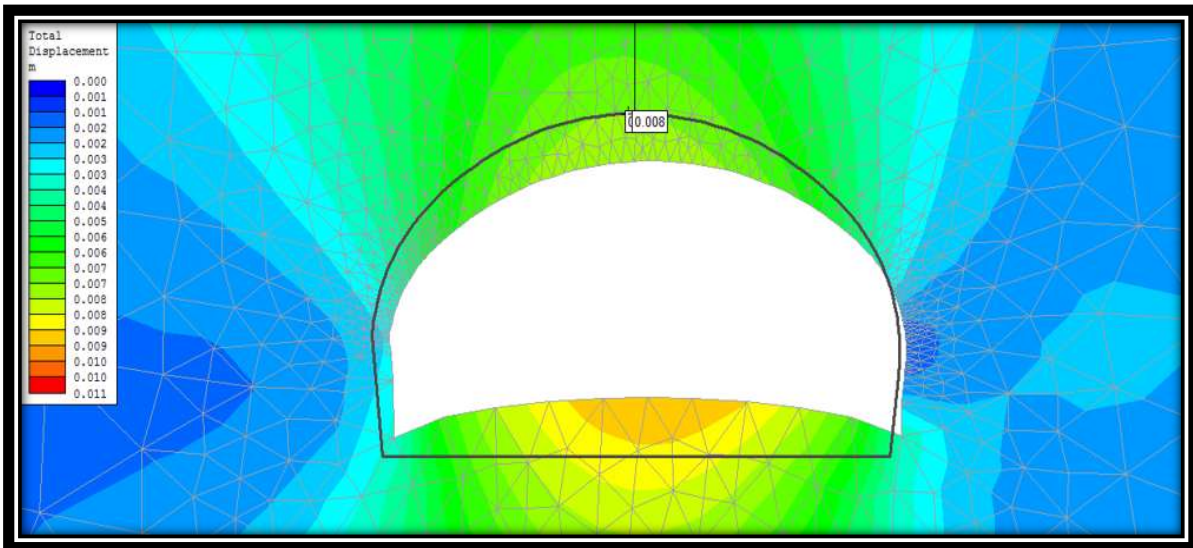


Figura 40. Desplazamientos Máximos.

De acuerdo a la metodología de Vlachopoulos y Diederichs (2009) es necesario conocer los puntos plásticos en el entorno a la excavación en la última etapa (sin presión). En la (Figura 41) se presentan los puntos plásticos simbolizados con una “x” los de corte una “o” la tensión, se puede notar que los puntos se concentran en su mayoría en las zonas laterales medias; Se observa también que los puntos plásticos presentados son de corte. Se busca el punto plástico más lejano del centro de la sección y el inicio del arco del túnel, el cual para este caso se obtuvo de 9.604m (Figura 41).

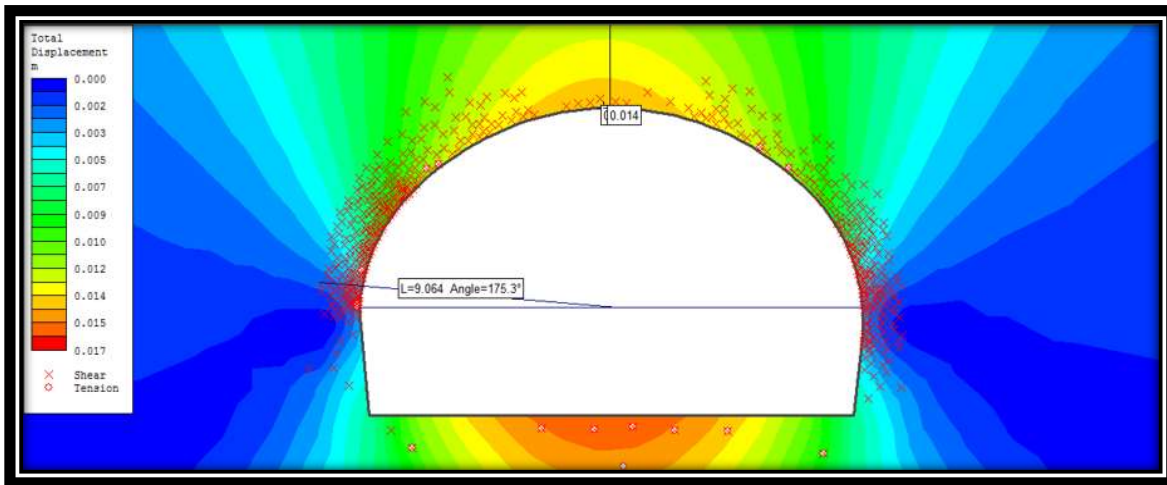


Figura 41. Puntos Plásticos.

El método Vlachopoulos y Diederichs (2009) nos ayuda a poder realizar una modelación 2D tomando en cuenta la distancia al frente de excavación, con el método se obtiene la distancia correspondiente a cada una de las etapas de reducción de presión.

Este método es para aplicarse en túneles circulares, para poder aplicar en este trabajo en el que contamos con una geometría de túnel tipo herradura, se sacó el área sección de herradura con esta área se buscos un área de una sección circular que nos diera un área igual. De esta sección equivalente se toma su radio realizar los cálculos con el método de Vlachopoulos y Diederichs (2009).

Como primer paso se divide la distancia del frente de excavación (3 m) entre el radio del túnel (6m), para con este resultado poder entrar a la gráfica de obtención de la convergencia a la distancia de dos metros del frente normalizada por la máxima convergencia, interceptando la curva correspondiente a la relación del radio plástico entre el radio de la excavación (igual a 1.5, ver Figura 42).

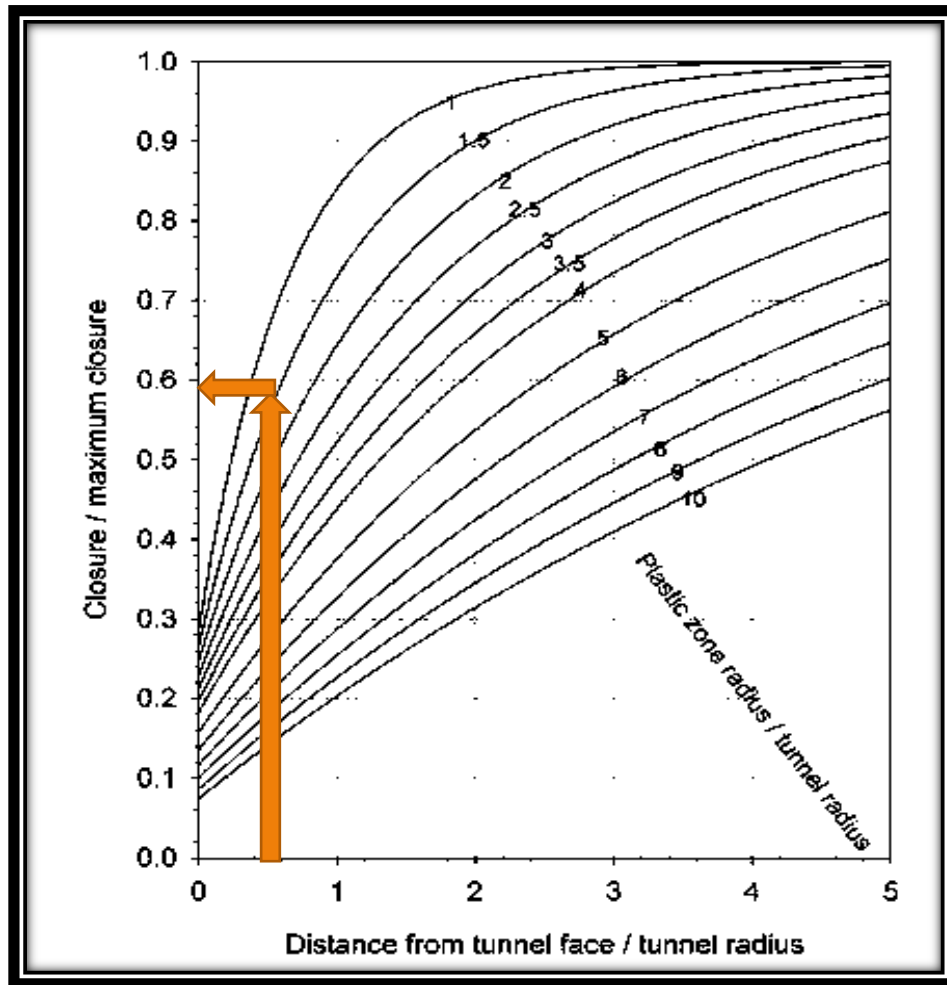


Figura 42.- Grafica para determinación de cerramiento máximo permitido de Vlachopoulos y Diederichs (2009).

Se obtiene un valor de 0.59 m; despejando de la fórmula en la que se divide el cerramiento a los tres metros del frente entre el cerramiento máximo obtenido de la modelación. Se multiplica el cerramiento máximo obtenido del modelado por los 0.59 obtenidos de la gráfica, con el cual se obtiene un cerramiento a tres metros de 0.00826 m. En la Tabla 18 se presenta un resumen de los cálculos.

Tabla 18.- Valores de cerramiento permisible.

| | |
|--|-------|
| DESPLAZAMIENTO MÁXIMO, (U) | 0.014 |
| RADIO PLÁSTICO, (RP) | 9.064 |
| DISTANCIA FRENTE DE LA EXCAVACIÓN, (X) | 3 |
| RADIO DE LA EXCAVACIÓN, (RC1) | 6 |
| ZONA DEL RADIO PLASTICO/ RADIO DE LA EXCAVACIÓN (RP/RC1) | 1.511 |

| | |
|--|---------|
| DISTANCIA DEL FRENTE DE EXCAVACION/RADIO DEL TUNEL (X/RC1) | 0.5 |
| CERRAMIENTO/CERRAMIENTO MÁXIMO, (C) | 0.59 |
| CERRAMIENTO FINAL (U*C) | 0.00826 |

Con el valor del cerramiento a tres metros del frente de 0.00826 m este valor se entra a la gráfica Figura 43, y se elige la etapa en la que se presentan. En el caso de esta modelación se presentó en la etapa 4 de la excavación, (Figura 43).

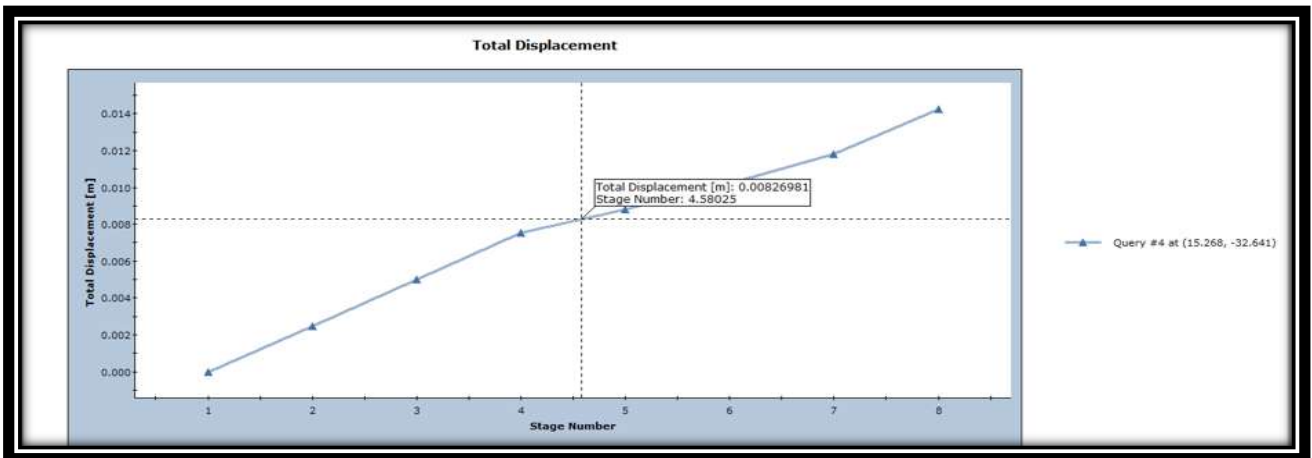


Figura 43. Elección de etapa adecuada para colocación de revestimiento.

Se toma el porcentaje de presión de 0.6 que corresponde a la etapa cuatro para colocar el revestimiento, haciendo que los desplazamientos se mantengan estables de ese punto en adelante con la ayuda del revestimiento colocado.

Para encontrar la curva de convergencia de la excavación se la sección km 4+100 se utilizaron los datos que se presentan en la Tabla 19, y la curva final de convergencia de la sección se presenta en la Figura 44.

Tabla 19.- Valores para curva de convergencia.

| ETAPA | PRESIÓN | DESPLAZAMIENTO |
|-------|---------|----------------|
| 2 | 1 | 0.005091135 |
| 3 | 0.8 | 0.006518315 |
| 4 | 0.6 | 0.007533084 |
| 5 | 0.4 | 0.008186745 |
| 6 | 0.2 | 0.009601514 |
| 7 | 0.1 | 0.010616284 |
| 8 | 0.05 | 0.011624786 |

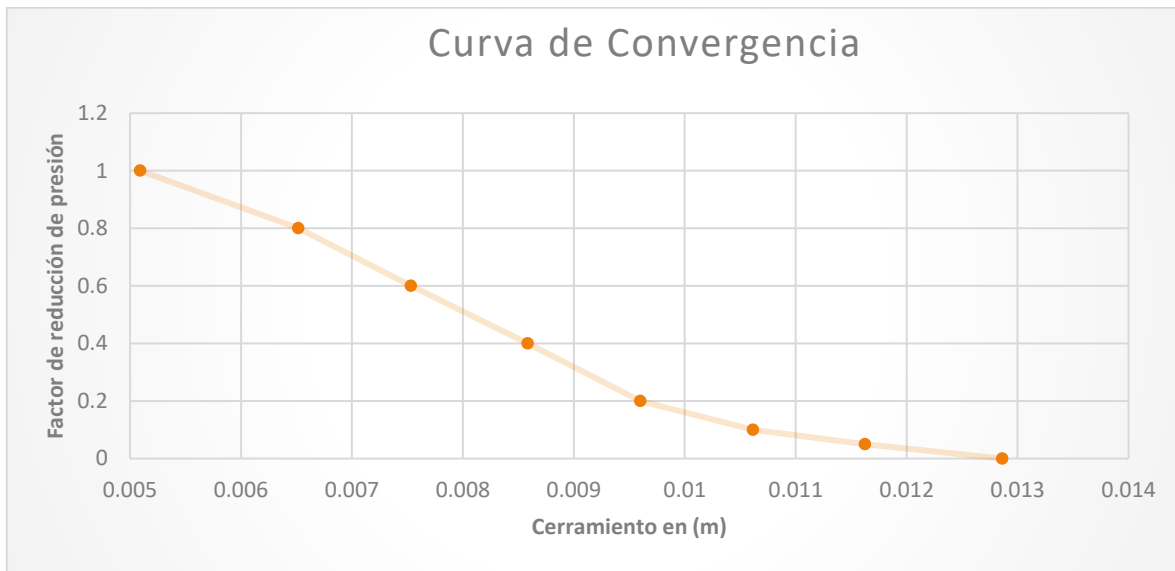


Figura 44. Curva de Convergencia.

Posteriormente se realiza la modelación colocando el revestimiento con los porcentajes de la presión indicados en la etapa 4 de excavación, con la cual se obtuvieron desplazamientos máximos de 0.005 m en la zona de la clave (Figura 45). Se tuvo una reducción del desplazamiento máximo de 0.003 m con respecto a la modelación sin revestimiento.

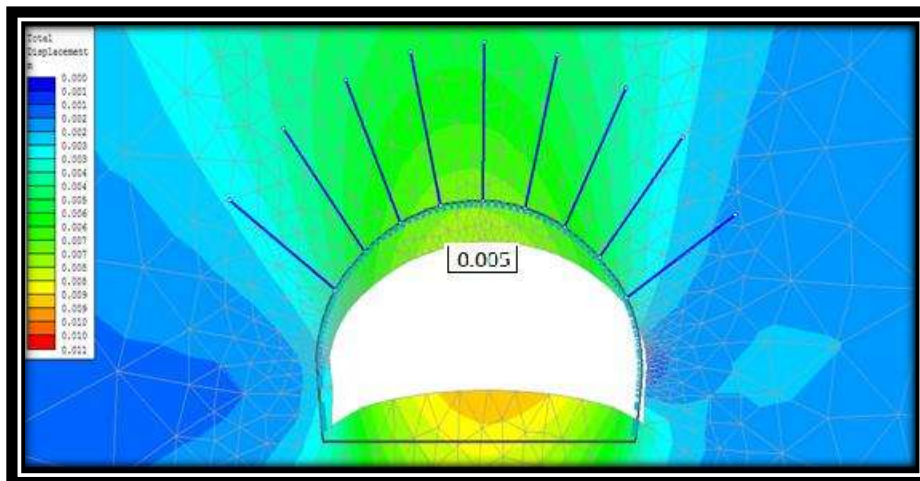


Figura 45. Desplazamiento con revestimiento.

También se logra apreciar como el material tiende a desplazarse hacia el lado derecho de la excavación, como ya se mencionó. De la modelación realizada se puede obtener los vectores de desplazamiento (Figura 46) que nos muestran como ocurren los desplazamientos y poder tener principal cuidado en estos al momento de llevar a cabo las excavaciones en la obra.

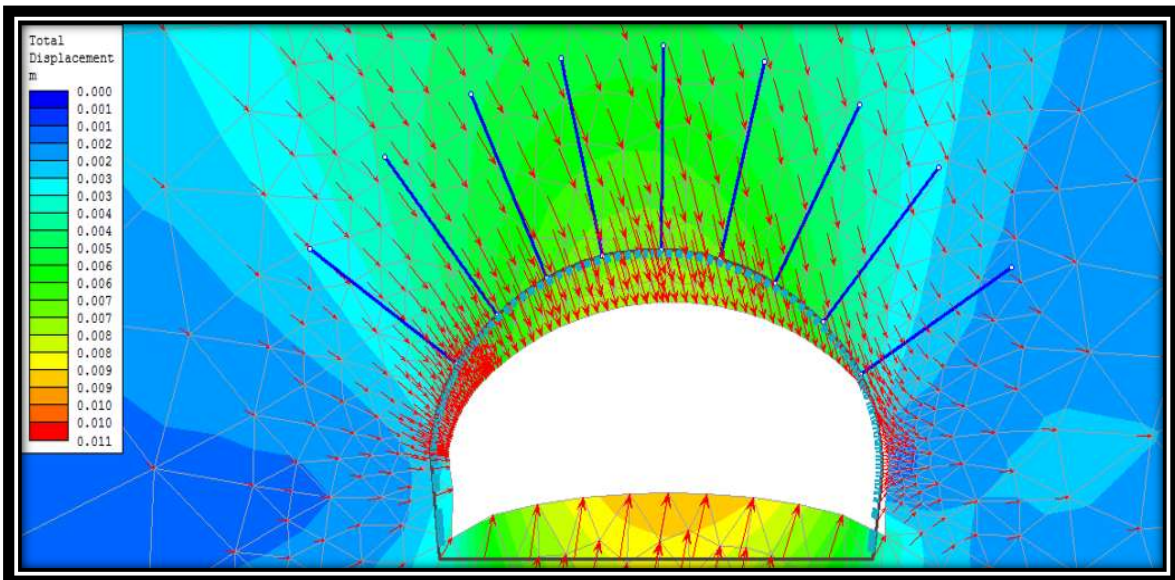


Figura 46. Vectores de Desplazamiento.

5.1.2.1 Diagrama Momento vs empuje Y Diagrama esfuerzo de corte vs empuje.

Para verificar si el revestimiento propuesto es el adecuado se utilizó la herramienta de RS2 de dibujo de los diagramas de soporte. En ellos se presenta la relación que existe entre el empuje de la roca sobre el revestimiento y la fuerza de corte y el momento de la malla de refuerzo y el concreto (ver Figura 51).

En los diagramas se construyeron curvas de factores de seguridad del revestimiento de 1 a 1.6. Con la función del programa RS2 en la cual se realiza un análisis combinado de cargas y momentos en cada elemento del perímetro del soporte en el túnel.

De los diagramas del factor de seguridad es necesario mencionar que dependen de las características geomecánicas del material del terreno, geometría del túnel y del revestimiento colocado.

El análisis combinado tiene a su vez dos partes principales, una es el diagrama de esfuerzo cortante vs empuje que relaciona la fuerza cortante con la Interacción suelo-túnel, con revestimiento sometido a carga anisotrópica (empuje), mientras que el diagrama de momentos flectores vs empuje hace una relación entre los momentos actuantes en la periferia del revestimiento con las cargas anisotrópicas que soportarán (empuje).

Ambos diagramas se limitan por funciones definidas por los factores de seguridad que le indicamos al programa, que representan las combinaciones de cargas cuyos valores configuran factores de seguridad iguales a los indicados. Los puntos que caigan por fuera

de las mencionadas funciones tienen factores de seguridad menores a los que se están requiriendo, y los interiores se alejan cada vez más de la posibilidad de falla.

La función límite mostrada en las Figuras 47 y 48, desde el punto de vista físico, representa la falla por aplastamiento de las secciones estudiadas, esto por el efecto que hacen tanto el momento flexionante como la fuerza tangencial actuante. Como se mencionó anteriormente, el programa realiza la colocación de los límites permisibles en los que se encuentran las combinaciones de cargas permisibles para el acero (Figura 47) y concreto (Figura 48) para cada factor de seguridad, también nos indica dónde se encuentran los puntos alrededor de la periferia del túnel que se está modelando, indicándonos si están o no por fuera de los factores de seguridad permitidos.

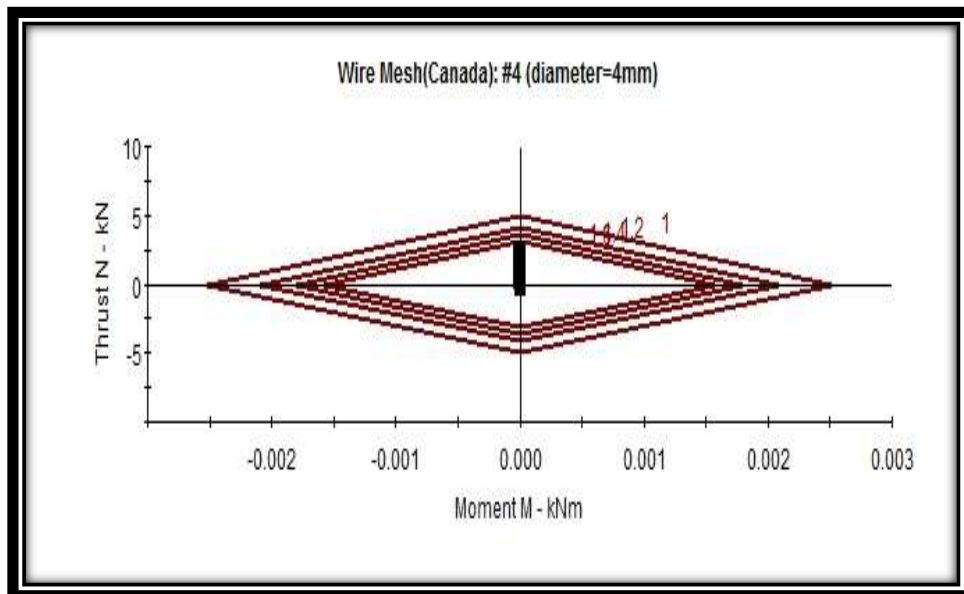


Figura 47.- Diagrama de Momentos VS Empujes en el acero del revestimiento.

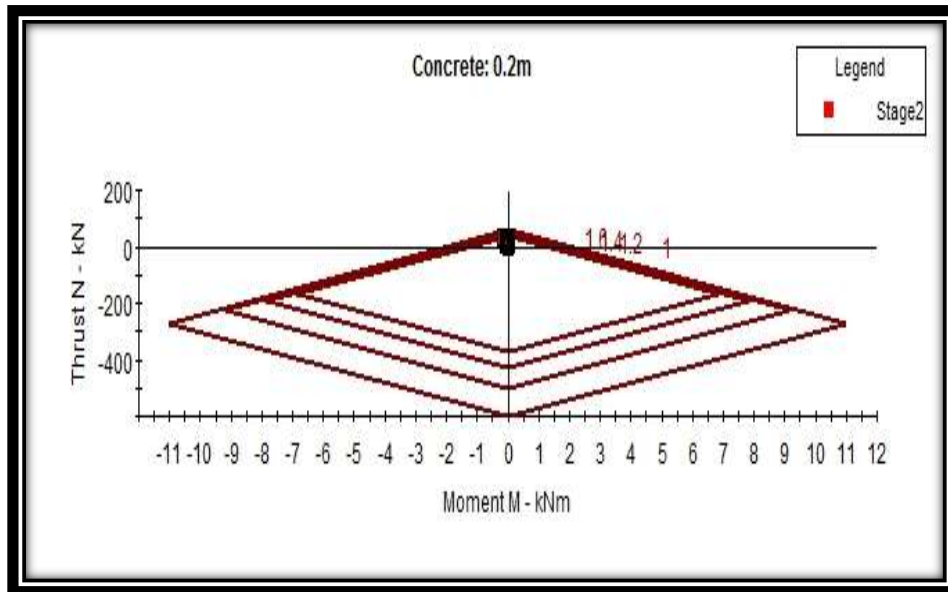


Figura 48.- Diagrama de Momentos VS Empujes en el concreto del revestimiento.

Los diagramas de las Figura 49 y Figura 50 nos muestra la relacion esfuerzo cortante con el empuje que se presenta en la zona en la cual se colocó el revestimiento; como en el caso de los diagramas anteriores el programa nos ayuda a delimitar las zonas en las cuales se cumple con el factor de seguridad requerido, tomando una periferia que nos permite observar si el revesimieno colocado esta dentro o fuera de la zona permitida. La Figura 49 nos muestra la relacion de esfuerzo cortante y del empuje que recibe el acero. Mientras que la Figura 50 nos muestra los valores corespondientes al concreto.

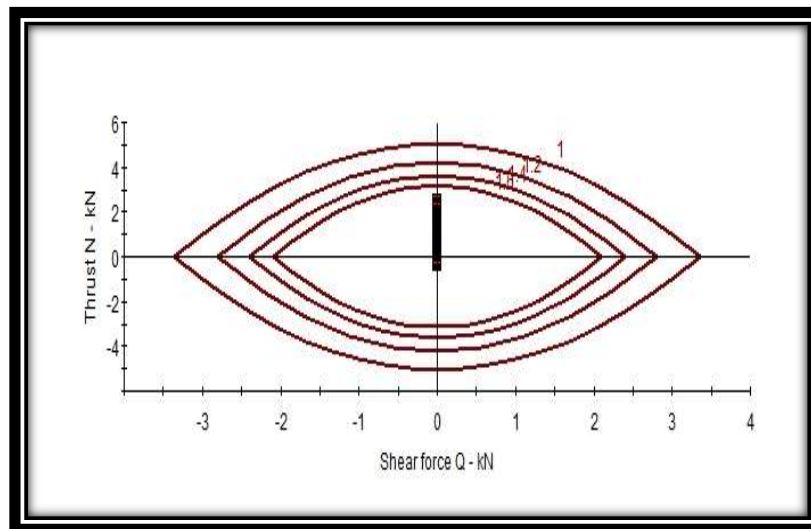


Figura 49.- Diagrama de Esfuerzo cortante VS Empuje presentados en acero del revestimiento.

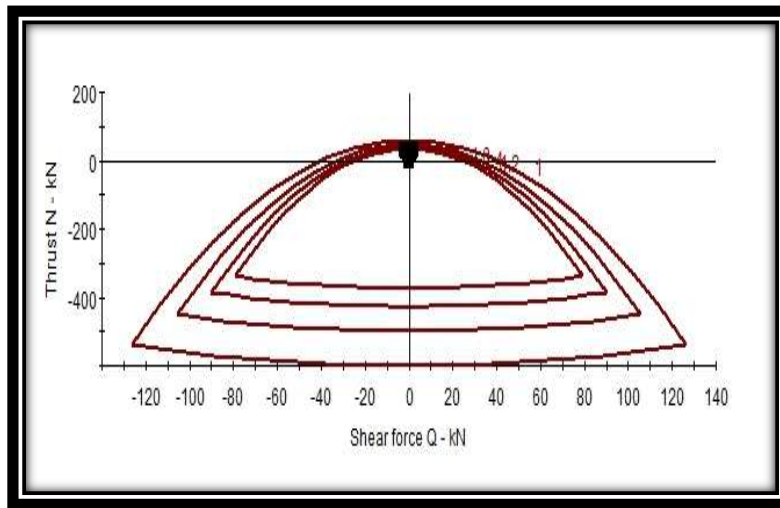


Figura 50.- Diagrama de Esfuerzo cortante VS Empuje presentados en concreto del revestimiento.

Los esquemas de soporte para la sección del km 4+100 se pueden observar en la Figura 51; en la cual se observa como el revestimiento utilizado en la modelacion cumple con su proposito de mantener estable la excavación, esto se determina al obserbar en las gráficas los revestimientos quedan dentro de la zona interior de las envolventes con factor de seguridad constante. Debido a que el factor de seguridad es de 1.6 en los casos de la malla y el concreto, se determina que estamos dentro de una zona segura.

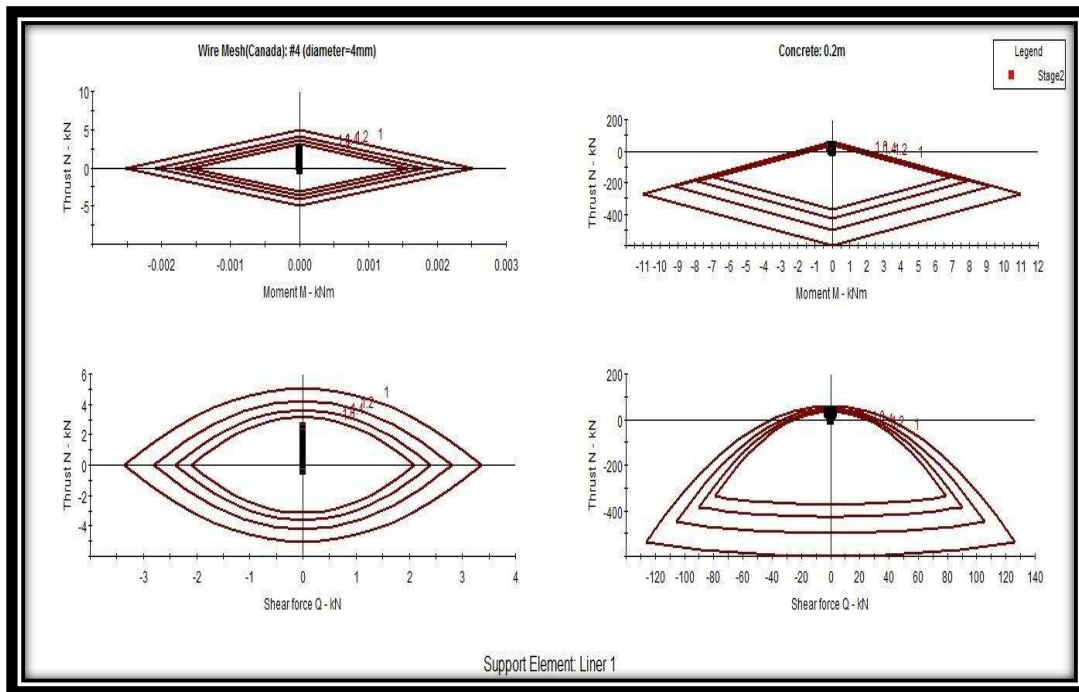


Figura 51. Esquemas de soporte para km 4+100.

5.1.3 Modelado de la sección 4+120 C-

La sección del km 4+120 con condición geotécnica C- se eligió tomando en cuenta el espesor más grande de suelo arcilloso, la capa superior es arcilla superficial y en la capa inferior se encuentra el estrato dos. Dicha sección con el mallado más denso en la zona cercana a la excavación, se puede apreciar en la Figura 52.

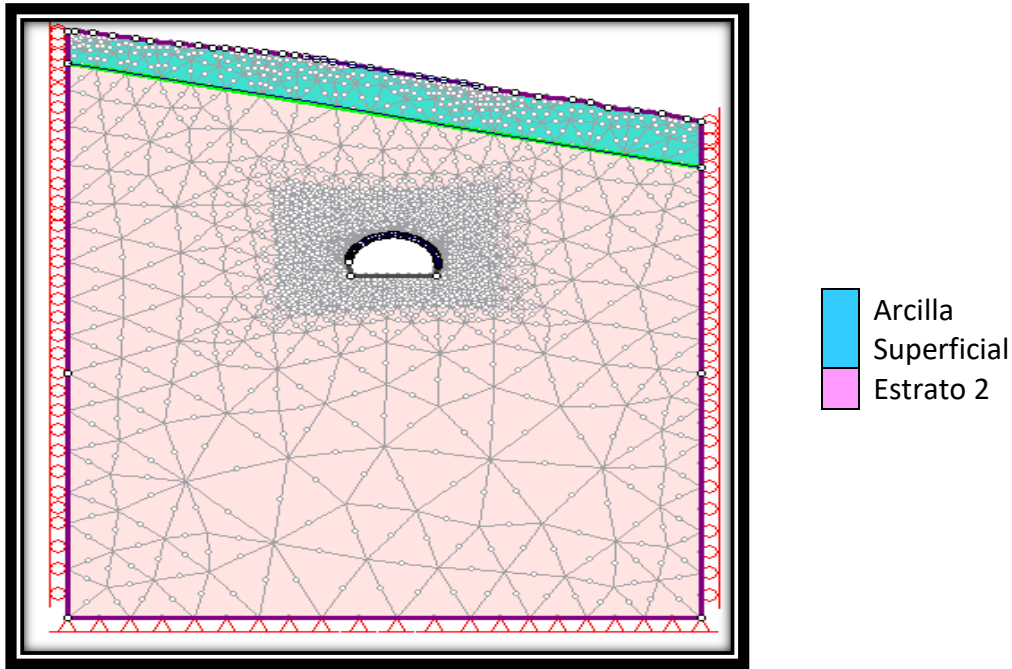


Figura 52. Sección transversal, cadenamiento 4+120. Discretización y Mallado.

Se lleva a cabo el mismo procediendo de modelaciones que la sección anterior. Los esquemas de seguridad del soporte para la sección se pueden observar en la Figura 53. cabe resaltar que hay puntos del concreto que no cumplen con el factor de seguridad manejado por lo que se considera un soporte no adecuado para esta zona.

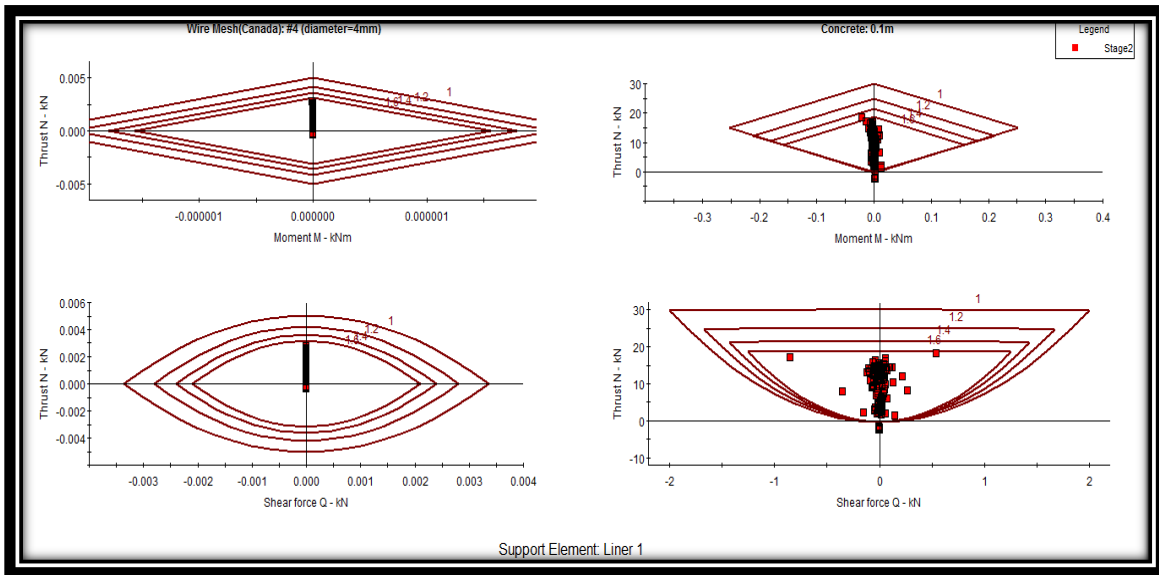


Figura 53. Capacidad del soporte del revestimiento en la sección A.

5.1.4 Modelado de la sección 4+160 D-

La sección del km 4+160 cuenta con 56 m de profundidad de los cuales los primeros 8 m son de arcilla y los siguientes 48 m son de “estrato 2”. (Figura 54).

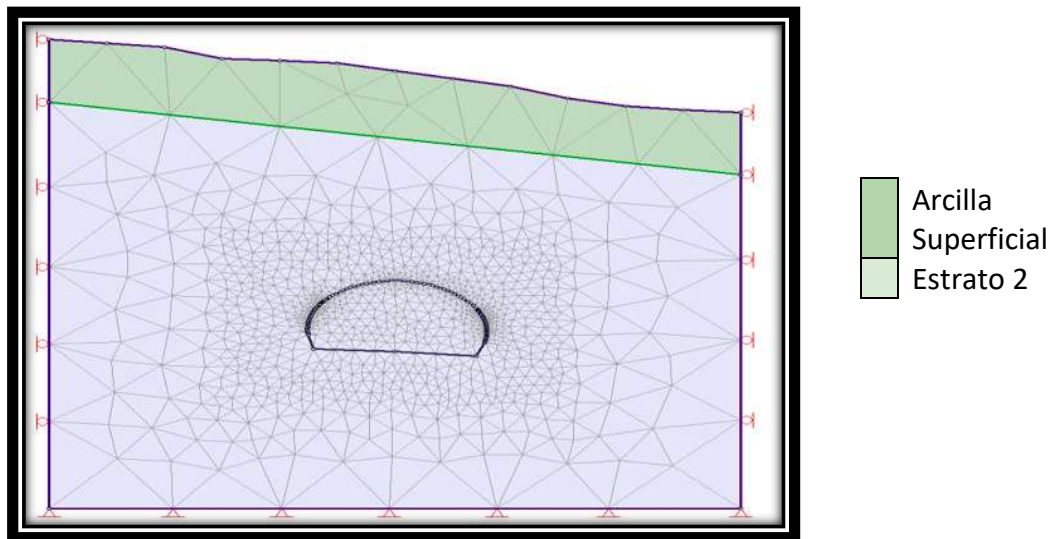


Figura 54.- Modelación de la sección 4+160 condición D.

Para el proceso de modelación que las secciones anteriores, se obtuvieron los diagramas de revestimientos mostrados en Figura 55, con los cuales logramos apreciar que se tienen factores de seguridad en la sección del acero menores a las permisibles para este proyecto.

Con el resultado obtenido se llega a la determinación de que este revestimiento no es adecuado para la zona en la cual se está proponiendo.

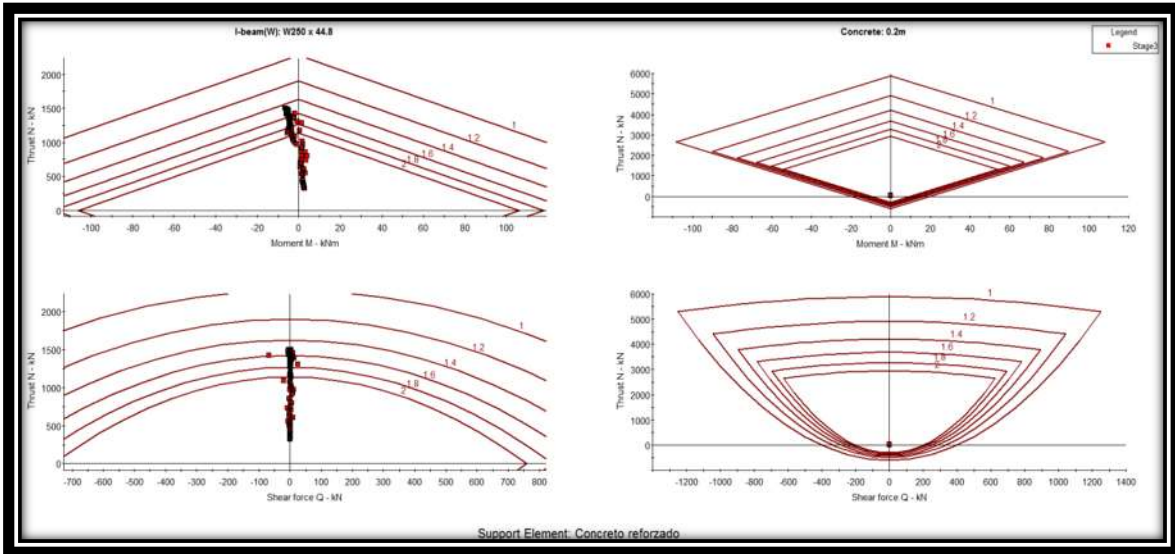


Figura 55. Capacidad del soporte del revestimiento en la sección 4+160.

5.1.5 Modelado de la sección 4+195 E-

La sección para representar la condición E, se eligió de acuerdo al cadenamiento, justo en el portal de salida, donde se tiene el menos espesor de material sobre el túnel. La sección costa de un solo estrato que corresponde a Estrato 2, con las características mostradas anteriormente. En la Figura 56 se observa la sección modelada con su mallado.

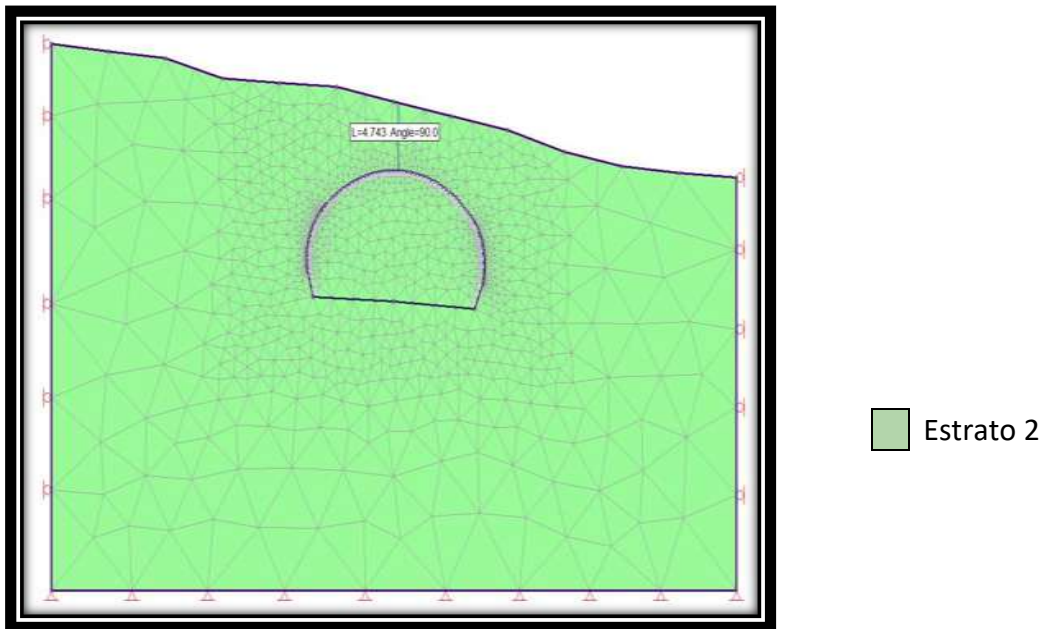


Figura 56.- Sección transversal condición E, cadenamiento 4+195. Discretización y Mallado.

Como resultado de las modelacion se obtienen los diagramas de factores de seguridad para la capacidad de soporte del material de revestimiento. Se observa que los puntos quedan dentro del factor de seguridad de 1.6, por lo que la sección cumple con su trabajo esperado. (Figura 57).

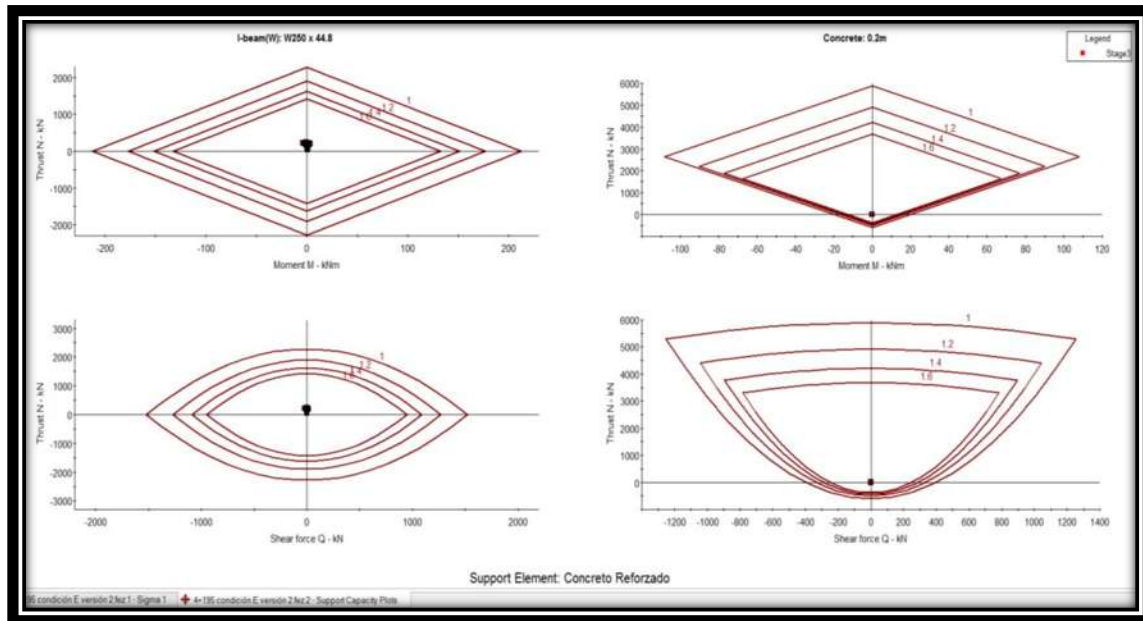


Figura 57.- Factores de seguridad del soporte.

5.1.6 Conclusiones

Cabe resaltar que los parámetros de los materiales presentados por el proyecto ejecutivo, no son los reales encontrados en la zona, debido a que por problemática social no fue posible la realización de sondeos geotécnicos, por lo cual basándose en resultados de estudios geofísicos se propusieron los materiales de la zona.

Las modelaciones realizadas con los datos obtenidos del proyecto ejecutivo, se observa que las modelaciones más cercanas al portal de salida el revestimiento no cumple con su objetivo de brindar una construcción del túnel segura.

Los revestimientos propuestos por el proyecto ejecutivo, con los materiales propuestos por este mismo proyecto, no son los adecuados para las condiciones de la zona, por lo que se debe realizar un cambio en ellos de manera que pueda ser seguros y funcionales al momento de la construcción del túnel

5.2 MODELACIÓN PARÁMETROS UMSNH.

La universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo realizó sondeos exploratorios sobre lo que será el portal de salida del Túnel II perteneciente al Ramal Camelinas del Libramiento carretero de Morelia, como se mostró en el capítulo 4 de este trabajo.

Los resultados de dichos sondeos se presentan en el capítulo 4 de este trabajo, con la ayuda de los resultados de laboratorio de los sondeos exploratorios se logró realizar un perfil estratigráfico del Túnel II, el cual sirvió para poder tomar la estratigrafía a utilizar en las modelaciones realizadas. En la Figura 58 se puede apreciar el perfil estratigráfico, en el cual

se ubicaron los kilometrajes a modelar (que son los mismos kilometrajes modelados con los parámetros del proyecto origina).

Las modelaciones realizadas en este trabajo se llevaron a cabo con el mismo procedimiento para poder elegir el cerramiento máximo permisible.

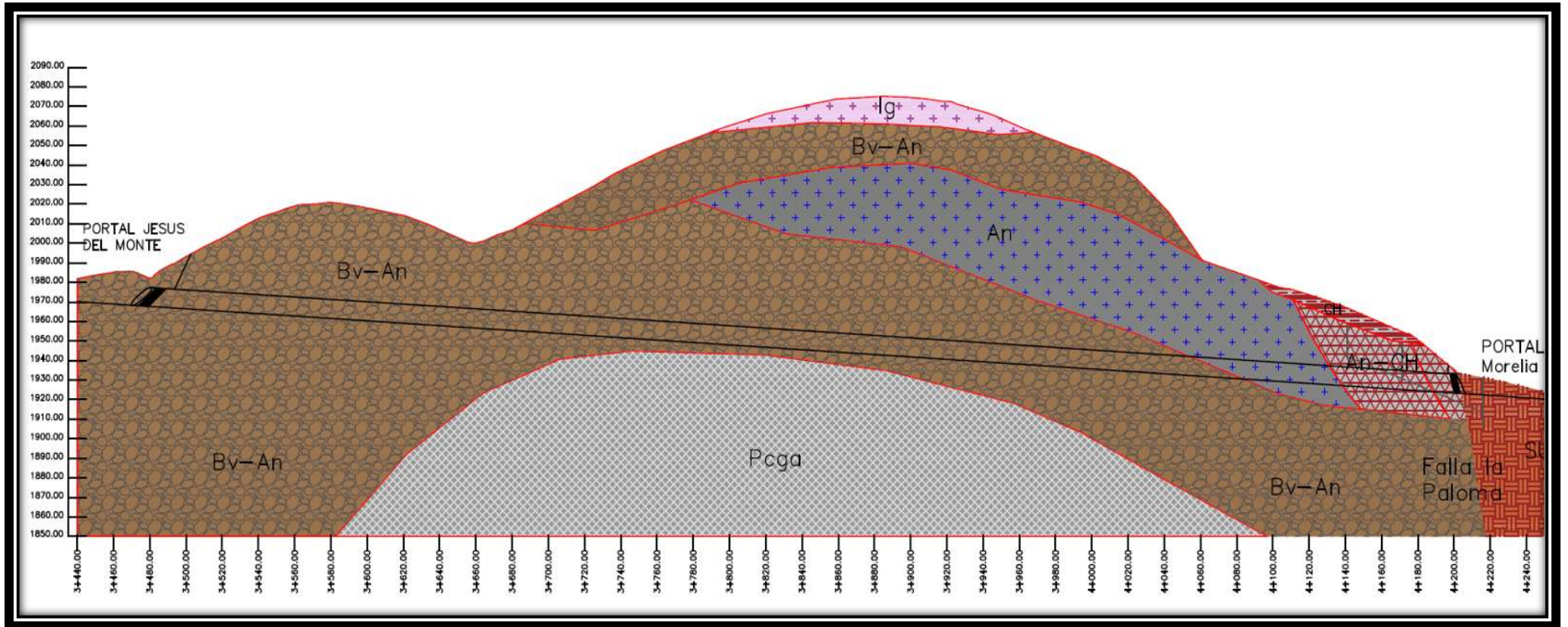


Figura 58.- Estratigrafía UMSNH correspondiente a Túnel II de Ramal Camelinas. Modelado de la sección 4+100.

Los parámetros de los materiales con los que se realizaron las modelaciones se describen en la Tabla 20, dichos valores corresponden a los obtenidos de los sondeos realizados por la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.

Tabla 20.- Parámetros de materiales obtenidos por la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.

| Km 4+100 | | | | | | |
|----------|----------------|-----|---------------------|----------|----|-----|
| Material | γ Kn/m3 | GSI | σ_{ci} (kpa) | E (kpa) | mi | D |
| CH | 19.27 | - | - | - | - | - |
| An | 23.9 | 45 | 157080 | 47954580 | 25 | 0.2 |
| Bv-An | 21.88 | 70 | 88215.7 | 43499490 | 19 | 0.5 |
| Km 4+120 | | | | | | |
| Material | γ Kn/m3 | GSI | σ_{ci} | E (kpa) | mi | D |
| CH | 19.27 | - | - | - | - | - |
| An-CH | 22.87 | 10 | 67430 | 37951700 | 15 | 0.7 |
| An | 23.9 | 45 | 157080 | 47954580 | 25 | 0.2 |
| Bv-An | 21.88 | 70 | 88215.7 | 43499490 | 19 | 0.5 |
| Km 4+160 | | | | | | |
| Material | γ Kn/m3 | GSI | σ_{ci} | E (kpa) | mi | D |
| CH | 19.27 | - | - | - | - | - |
| An-CH | 22.87 | 10 | 67430 | 37951700 | 15 | 0.7 |
| Bv-An | 21.88 | 70 | 88215.7 | 43499490 | 19 | 0.5 |
| Km 4+195 | | | | | | |
| Material | γ Kn/m3 | GSI | σ_{ci} | E (kpa) | mi | D |
| An-CH | 22.87 | 10 | 67430 | 37951700 | 15 | 0.7 |
| Bv-An | 21.88 | 70 | 88215.7 | 43499490 | 19 | 0.5 |

5.2.1 Modelación de la sección 4+100

En el kilometraje 4+100 se realiza la primera modelación con la estratigrafía obtenida por la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo a la cual le corresponde los materiales: una primera capa de Arcilla (Ch), seguida de una capa de andesita (An) (en la cual queda la excavación) y por último una capa de Brecha andesítica (Bv-An). Los parámetros de estos materiales se encuentran en la Tabla 20 mostrada anteriormente.

Como lo vimos anteriormente en base a la calidad del material, el proyecto nos indica que este kilometraje corresponde un revestimiento C(-) el cual sus características son explicadas anteriormente en el capítulo 4.

Condición Geotécnica C (-)

Para lograr definir el revestimiento indicado para este kilometraje se empezó trabajando con el presupuesto en el proyecto original. En la Figura 59 se muestra la geometría modelada junto con los niveles estratigráficos.

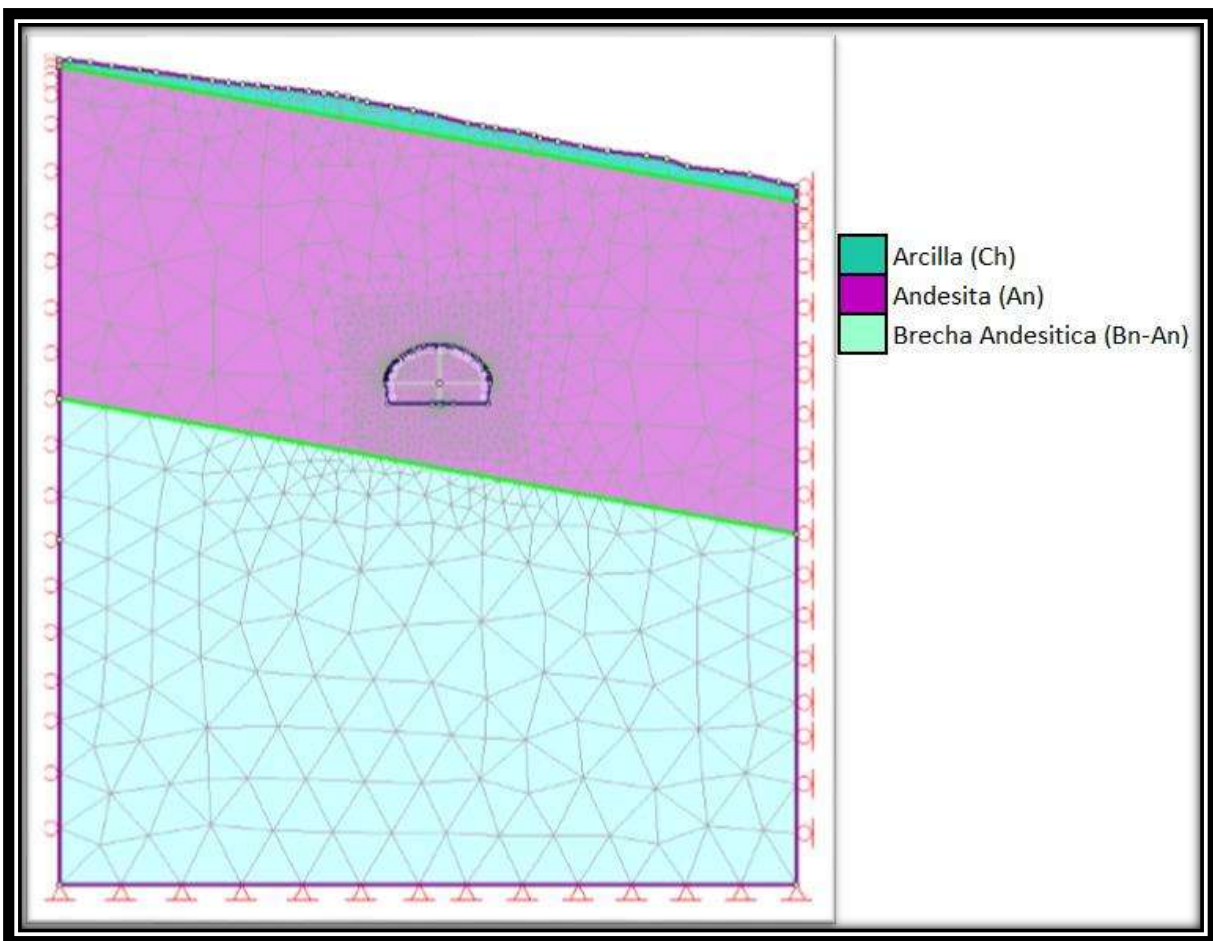


Figura 59.- Modelo de km 4+100 con revestimiento C (-).

Al poner el programa a realizar los cálculos correspondientes se puede ver los resultados en el intérprete. En los resultados podemos observar que tenemos unos desplazamientos máximos de 0.005 en la zona de la bóveda del túnel, mostrados en la Figura 60.

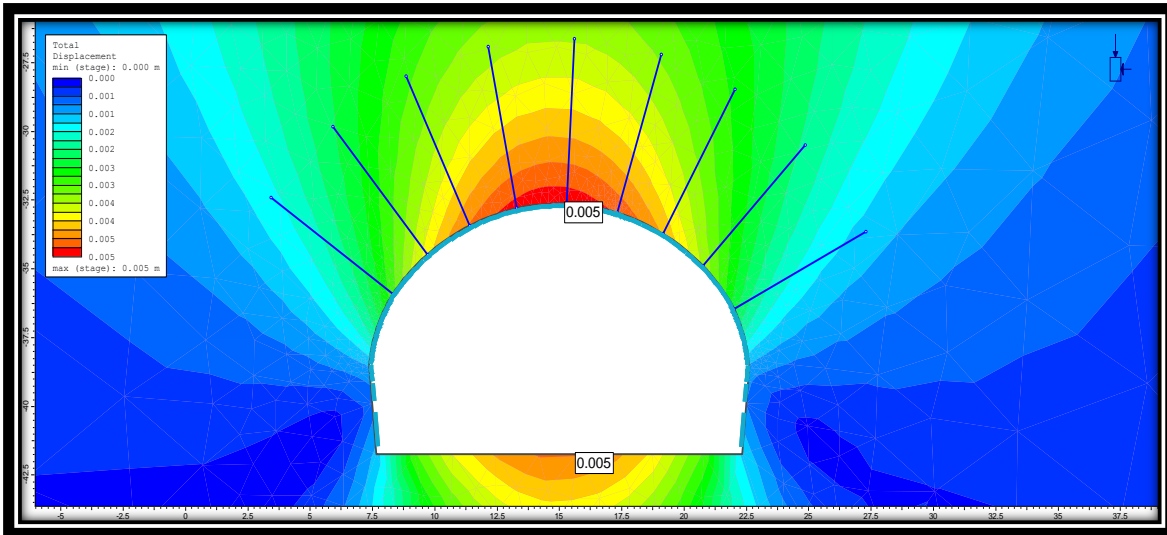


Figura 60.- Resultados de desplazamientos máximos km 4+100 revestimiento C(-).

En la Figura 61 se muestran los diagramas de factor de seguridad del revestimiento utilizado en la modelación, con los cuales observamos como el revestimiento cuenta con un valor óptimo de valor de seguridad.

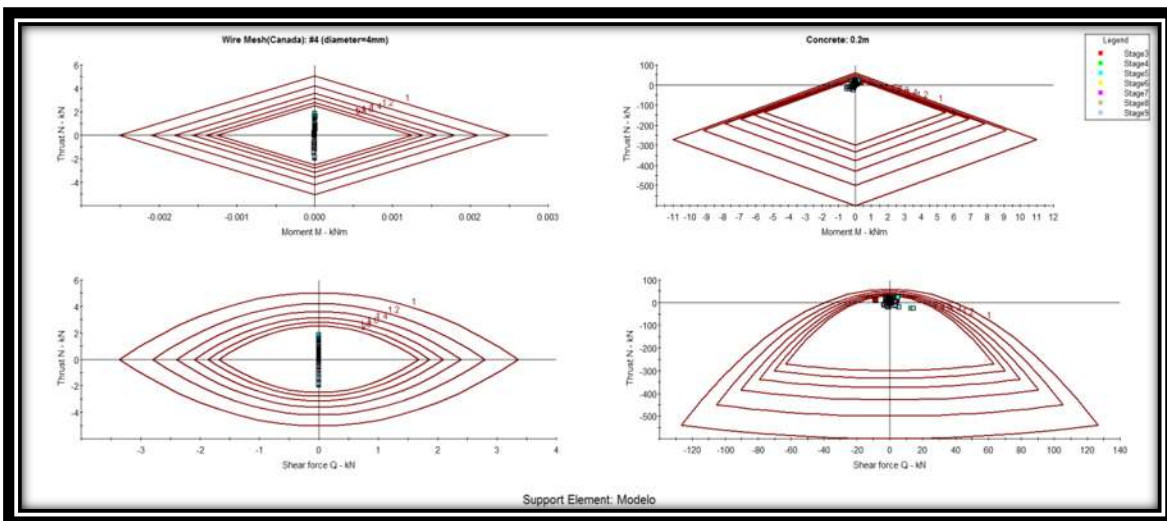


Figura 61.- Factor de seguridad de revestimiento C(-) KM 4+100.

Realizando un acercamiento a los diagramas seleccionamos el punto que se encuentre más cercano a la frontera permitida, con lo que buscamos encontrar la zona en la cual se debe tener mayor cuidado al realizar la construcción para evitar algún problema en la excavación. La Figura 62 la flecha muestra la zona en la cual se recomienda se tengan los cuidados pertinentes en la construcción para evitar que el revestimiento sufra algún fallo, ya que es la zona con menor factor de seguridad.

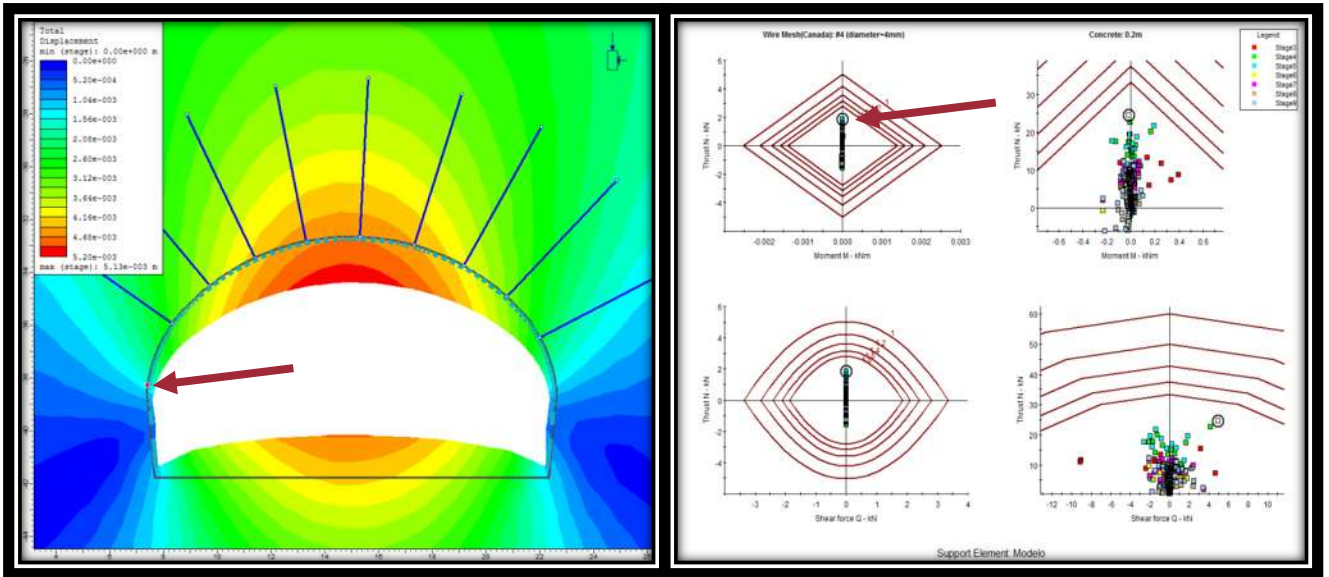


Figura 62.- Punto más cercano a límites de Factor de Seguridad.

Debido a que los resultados obtenidos en este kilometre 4+100 con el revestimiento C(-), se llega a la conclusión de mantener este revestimiento en este punto, ya que cumple tanto en desplazamiento admisibles como factor de seguridad óptimo.

5.2.2 Modelado de la sección 4+120.

En el kilometraje 4+120 se encontró un estrato superior de arcilla (Ch), posteriormente una andesita empacada en arcilla (An-Ch), en seguida una Andesita (An) (en la cual se encuentra la excavación) por último se tiene una brecha andesítica (Bv-An). Los parámetros se pueden observar en la Tabla 20.

Condición Geotécnica C(-)

En el caso de el kilometraje 4+120 C(-) el proyecto propone un revestimiento de C(-), por lo cual empezaremos las modelación las características correspondientes. En la Figura 63 se muestra como se realizó la geometría del proyecto y su estratigrafía.

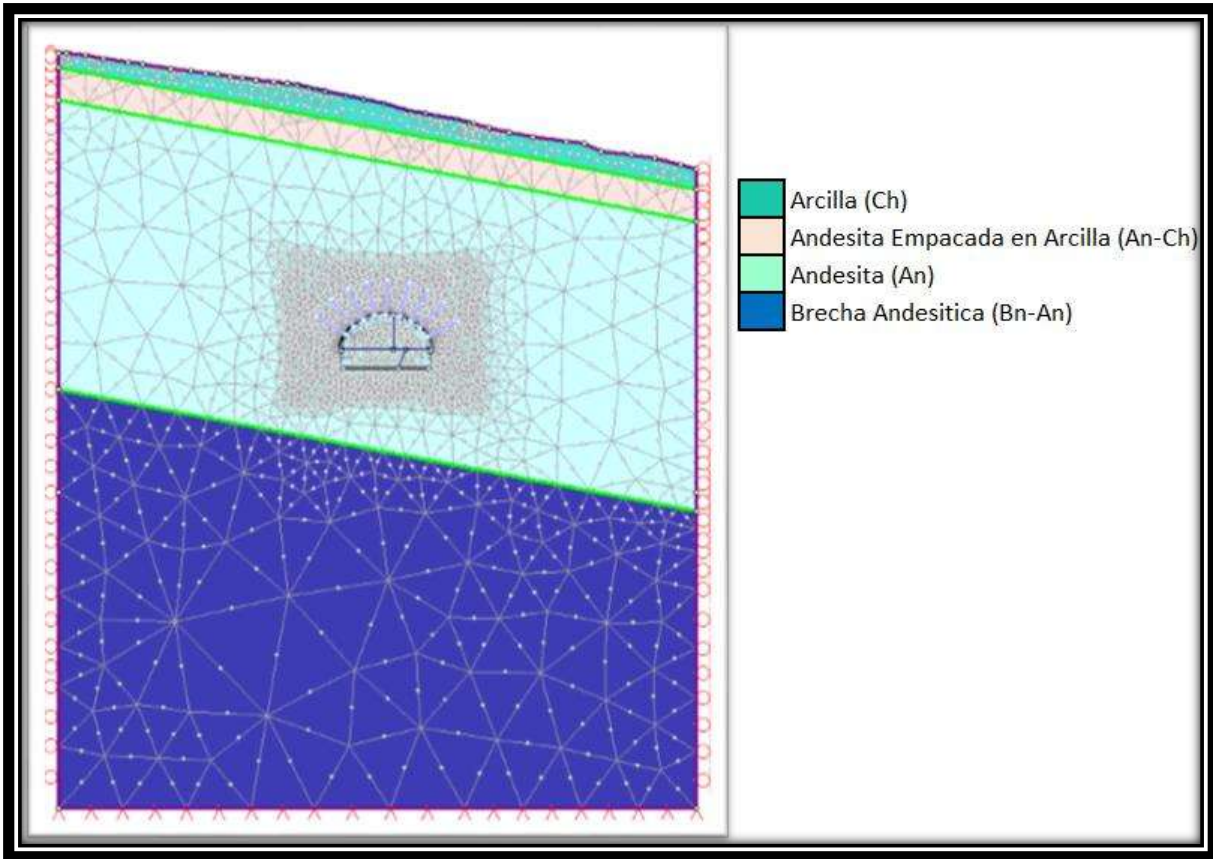


Figura 63.- Estratigrafía y geometría del kilometraje 4+120 con revestimiento C(-).

Al realizar los cálculos se abre el intérprete de resultados y se puede observar el desplazamiento máximo que es de 0.004 m. En la Figura 64 se puede muestran los resultados obtenidos.

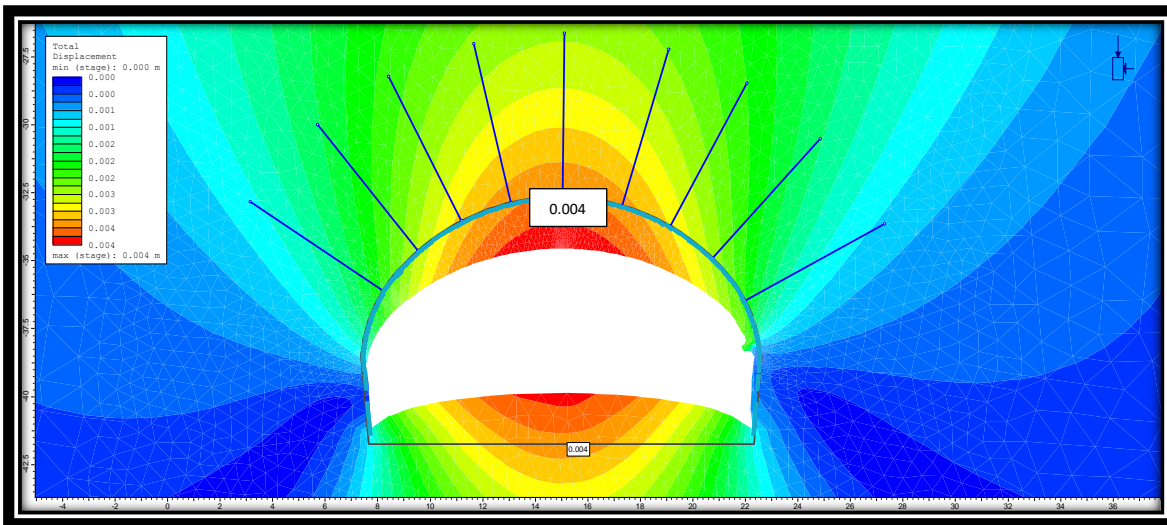


Figura 64.- Desplazamiento máximos del km 4+120 con revestimiento C(-)

Al tener los desplazamientos posteriormente se busca conocer el factor de seguridad del revestimiento tanto acero como concreto. En la Figura 65 se puede apreciar como el factor de seguridad está fuera del valor óptimo.

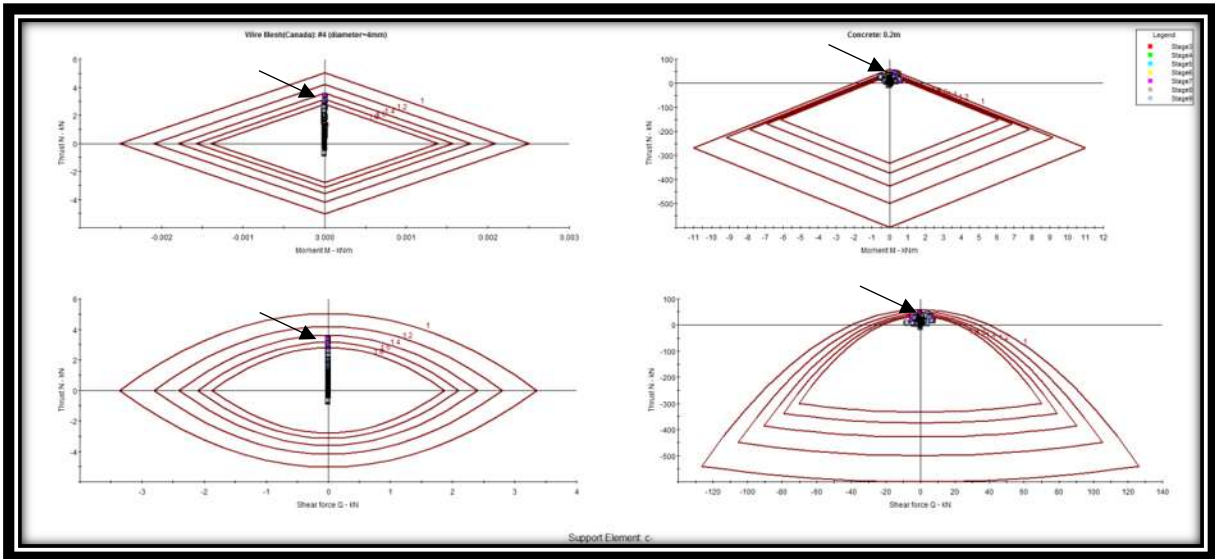


Figura 65.- Factor de seguridad del revestimiento C(-) en el km 4+120.

Se realiza un acercamiento a los diagramas de factor de seguridad para poder conocer en qué punto del revestimiento no se cumple con los factores de seguridad requeridos, se aprecia que los puntos más lejanos de los factores permisible se encuentran en el acero que corresponde a la zona de los hastiales como se aprecia en la

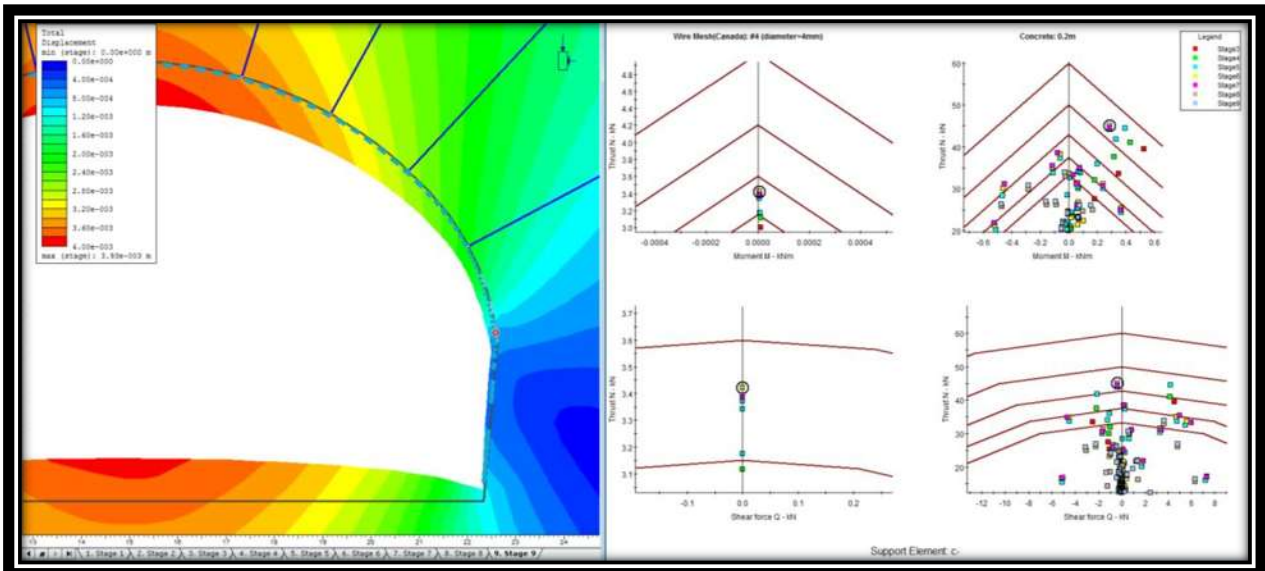


Figura 66 .

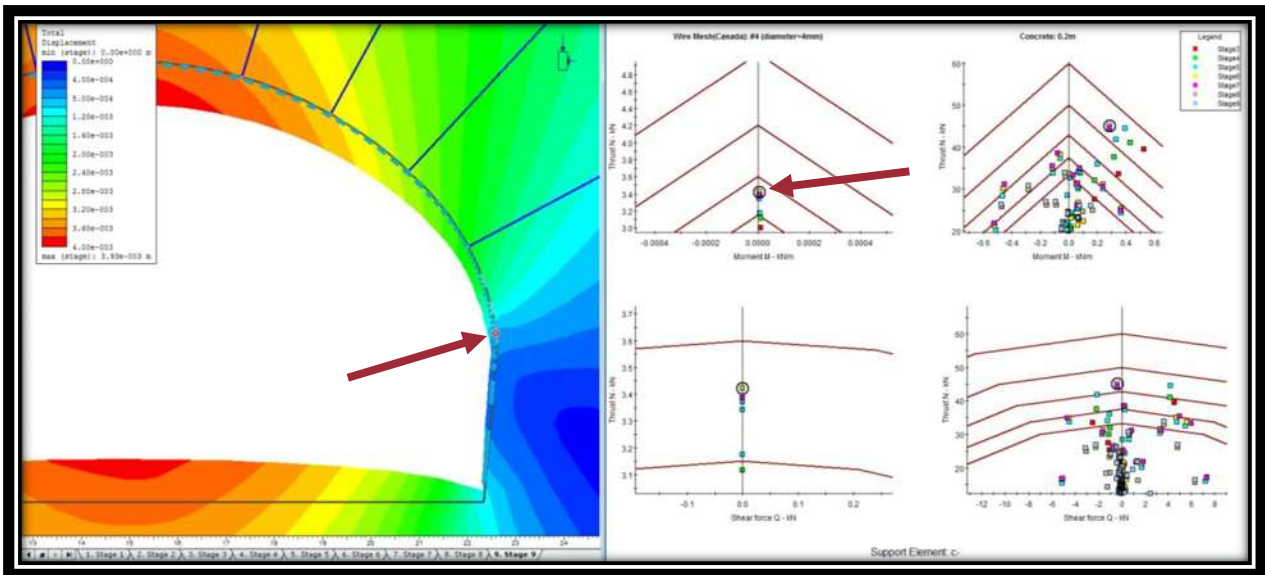


Figura 66.- Punto en el cual se presenta el factor de seguridad más bajo del acero utilizado en el revestimiento.

A pesar de tener desplazamientos máximos aceptables, los factores de seguridad del revestimiento nos indican que éste no será suficiente para proteger la excavación en esta zona del túnel por lo tanto se procederá al revestimiento siguiente que corresponde a la condición geotécnica D(+).

Condición Geotécnica D (+)

Al realizar la corrida con el revestimiento D(+) se observa que los desplazamientos máximos se mantiene con un valor de 0.004 m. En la Figura 67 se muestran los resultados obtenidos.

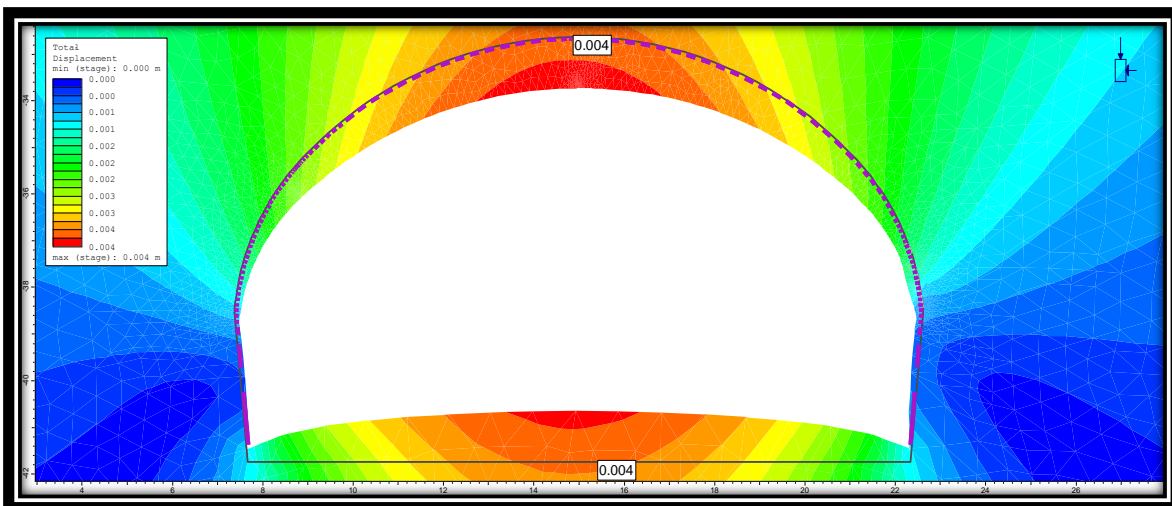


Figura 67.- Desplazamientos máximos de revestimiento D(+) en km 4+120.

Posteriormente se revisa los factores de seguridad para poder determinar si el revestimiento lograra cumplir de manera óptima su funcionamiento. En la Figura 68 se muestra los resultados de factor de seguridad de revestimiento D(+).

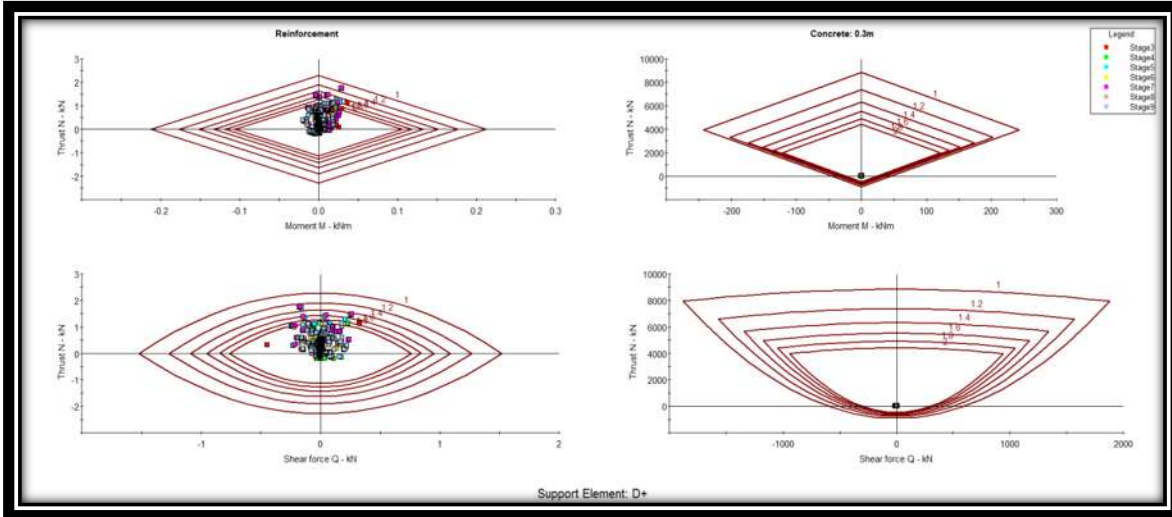


Figura 68.- Factores de seguridad de revestimiento D(+) km 4+120.

Los resultados obtenidos nos muestran que los desplazamientos son admisibles, pero el factor de seguridad obtenido no es admisible, ya que el acero se encuentra cerca del valor de factor de seguridad de 1, el cual está por debajo de lo permisible.

En la Figura 69 se muestra como al igual que con el revestimiento anterior correspondiente a una condición geotécnica C(-), el punto que se encuentra más lejano a un factor de seguridad permisible corresponde al acero colocado en la zona de los hastiales.

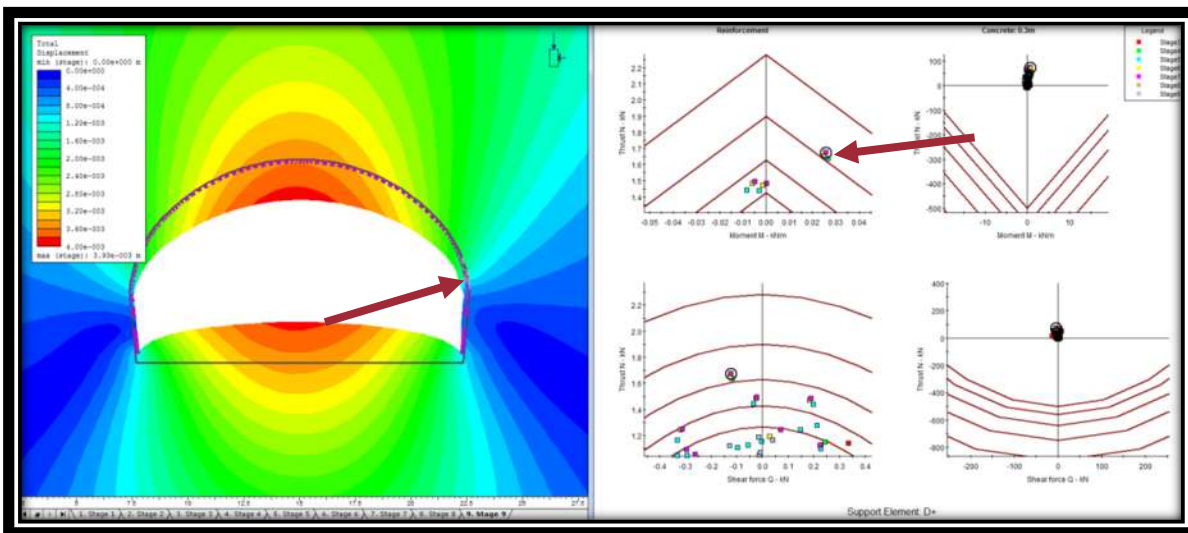


Figura 69.- Punto más lejano al factor de seguridad admisible.

Por no obtener los factores de seguridad requeridos se pasara al siguiente revestimiento que es D(-).

Condición Geotécnica D (-)

Se realizan las modelación con el revestimiento D(-) el cual al realizar los cálculos obtenemos un desplazamiento máximo de 0.004. En la Figura 70 se observan los resultados obtenidos.

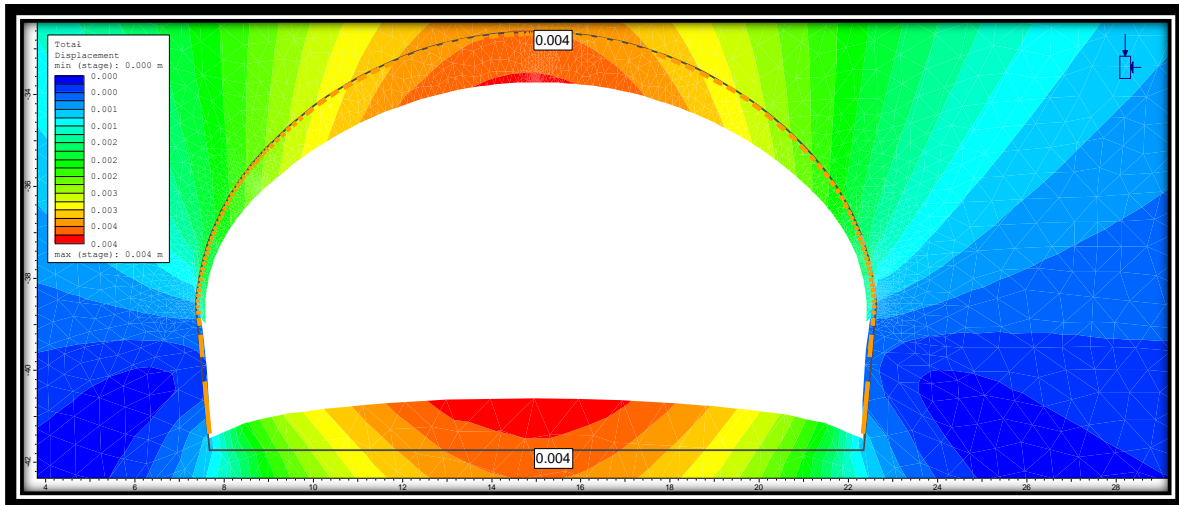


Figura 70.- Desplazamientos máximos de km 4+120 con revestimiento D(-).

Al observar los desplazamientos máximos se busca conocer los factores de seguridad correspondientes al revestimiento D(-). En la Figura 71 se observan los factores de seguridad obtenidos.

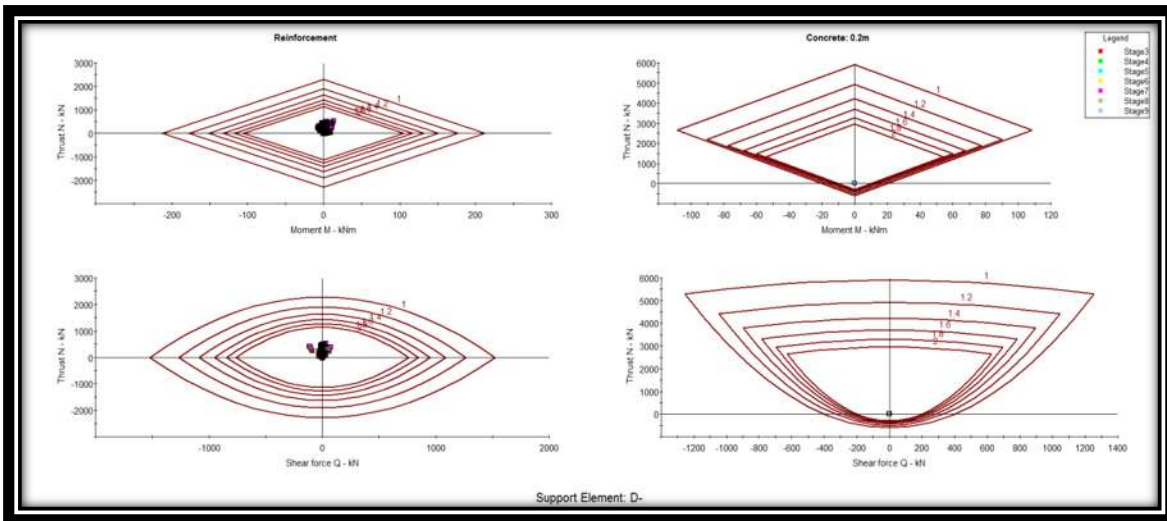


Figura 71.- Factores de seguridad revestimiento D(-) km 4+120.

Se puede observar que los factores de seguridad son mayores a un valor de 2, lo cual es admisible, en la se muestra un acercamiento a los diagramas para poder conocer cual seria las zona en la que se debe tener más cuidado al momento de realizar los trabajos en obra.

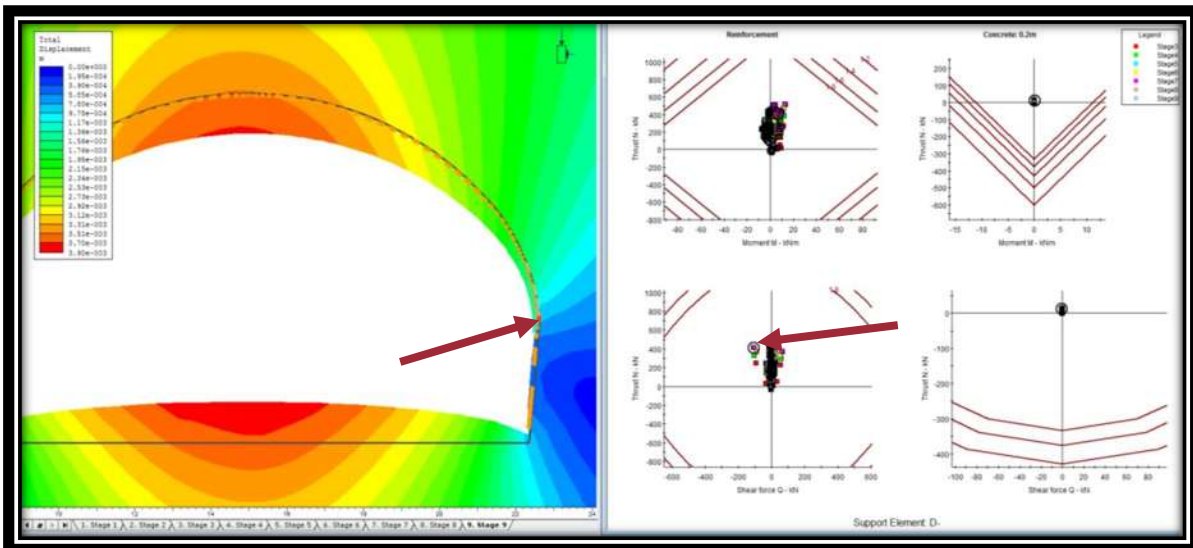


Figura 72.- Punto más cercano al límite de factor de seguridad.

Como se cuenta con desplazamiento y factores de seguridad permisibles se deja el revestimiento correspondiente a una condición geotécnica D(-) en el Km 4+120.

5.2.3 Modelado de la sección 4+160.

Lo correspondiente al km 4+160 es una capa superior de arcilla (Ch) seguida de una capa de andesita empacada en arcilla (An-Ch) y termina con una capa de brecha andesítica (Bv) mostrando sus parámetros en la Tabla 20 y la Figura 73.

El proyecto original nos indica que lo correspondiente a este kilometraje es un revestimiento de tipo D(-), los valores del revestimiento se pueden encontrar en el capítulo 4 de este trabajo.

Condición Geotécnica D(-).

La geometría utilizada y la estratigrafía se puede observar en la Figura 73.

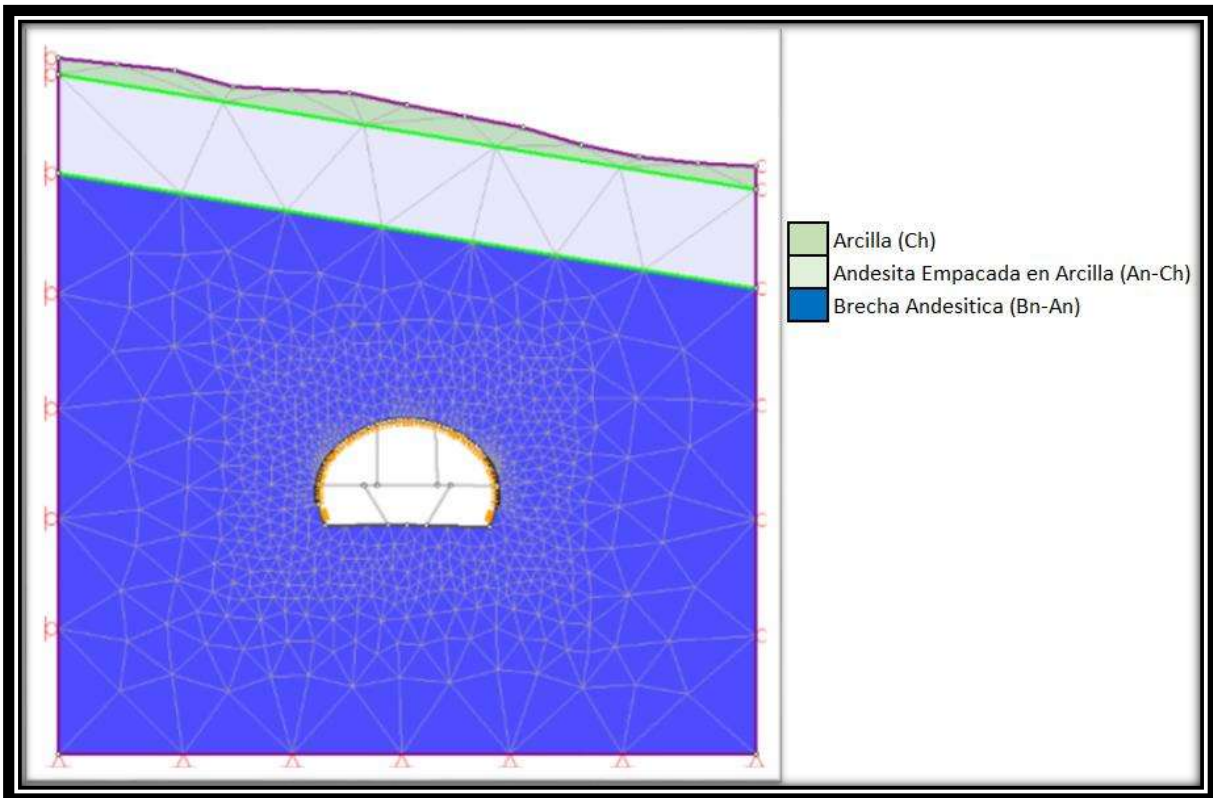


Figura 73.- Estratigrafía y geometría de km4+160 revestimiento D(-).

Posterior de realizar los cálculos necesarios se observa que los desplazamientos máximos obtenidos con este revestimiento son de 0.002 m. En la Figura 74 se pueden observar los resultados obtenidos.

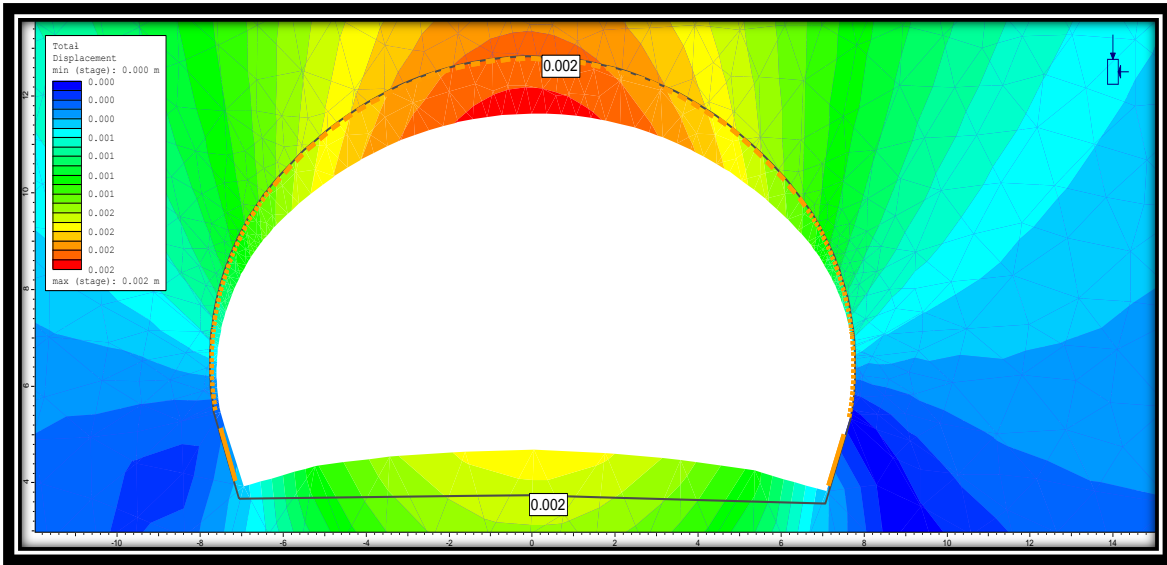


Figura 74.- Desplazamientos máximos de revestimiento D(-) en km 4+160.

Al contar con los resultados de desplazamiento se busca conocer el factor de seguridad del revestimiento utilizado. En la Figura 75 se pueden observar los resultados obtenidos, los cuales se encuentran por encima de un valor de 2, lo que nos indica que el revestimiento es adecuado para la zona.

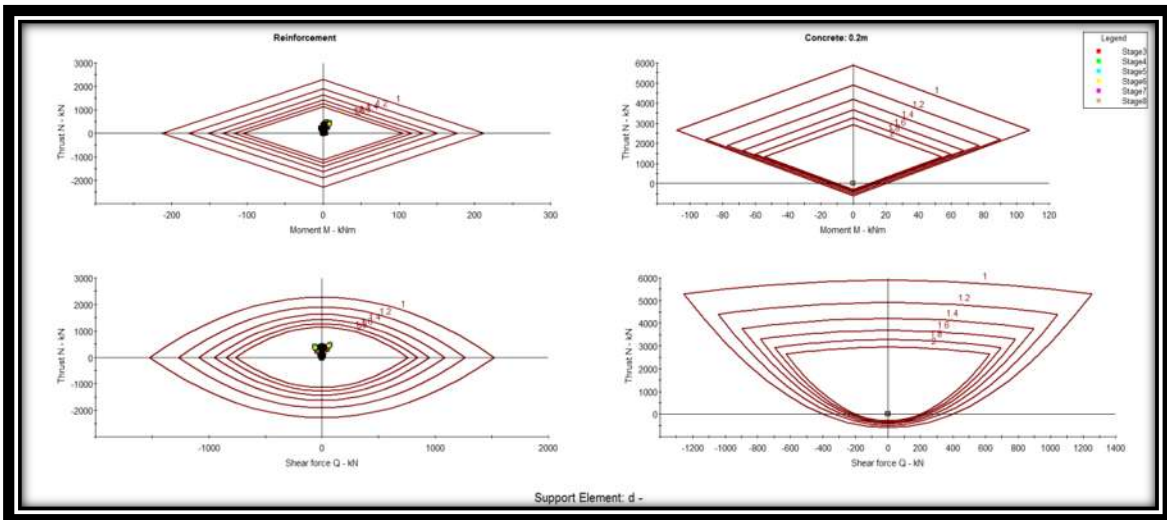


Figura 75.- Factor de seguridad de revestimiento D(-) km 1+160.

Los factores de seguridad obtenidos están con valor mayor al 2 por lo cual son aceptables para que el revestimiento logre cumplir con su función. En la Figura 76 se logra apreciar donde se localiza el punto más cercano al factor de seguridad límite, se recomienda tener principal cuidado en esta zona al momento de la excavación.

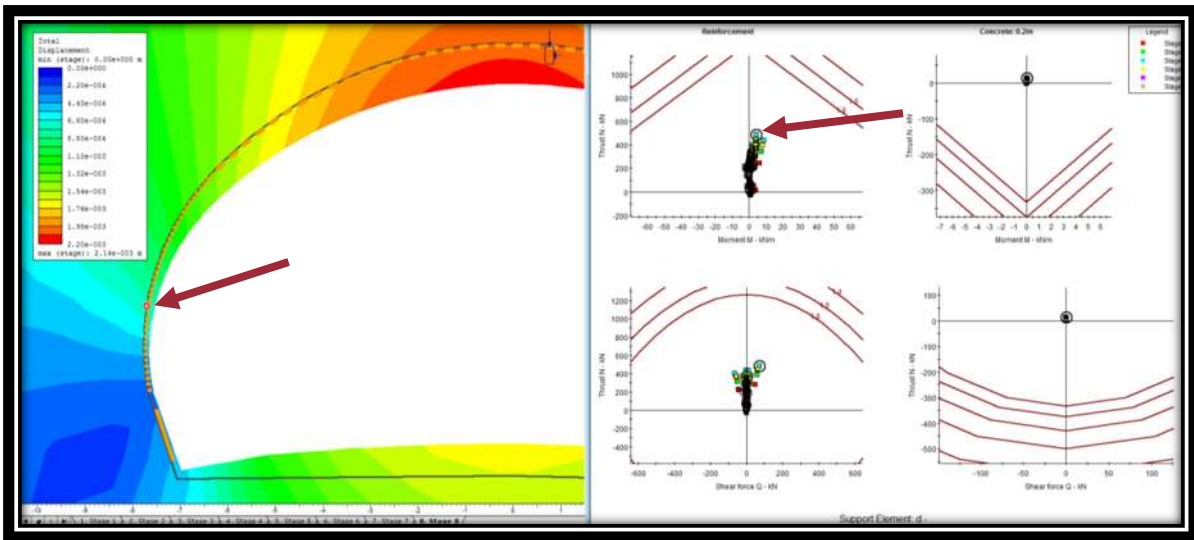


Figura 76.- Punto más cercano a límite de factor de seguridad.

Al contar con desplazamientos y factores de seguridad permisibles se opta por dejar el revestimiento D(-) en el km 4+160.

5.2.4 Modelado de la sección 4+195

Como último análisis se realiza la modelación más cercana al portal de salida ubicada en el km 4+195 el cual se cuenta solo con una capa de andesita empacada en arcilla (An-Ch).

Condición Geotécnica E

En el caso del kilómetro 4+195 el proyecto nos indica un revestimiento formado por enfilaje y concreto lanzado llamado E (sus parámetros se encuentran en el capítulo 4 de este trabajo). En la Figura 77 se muestra cómo se realizó la modelación geométrica y la definición de la estratigrafía.

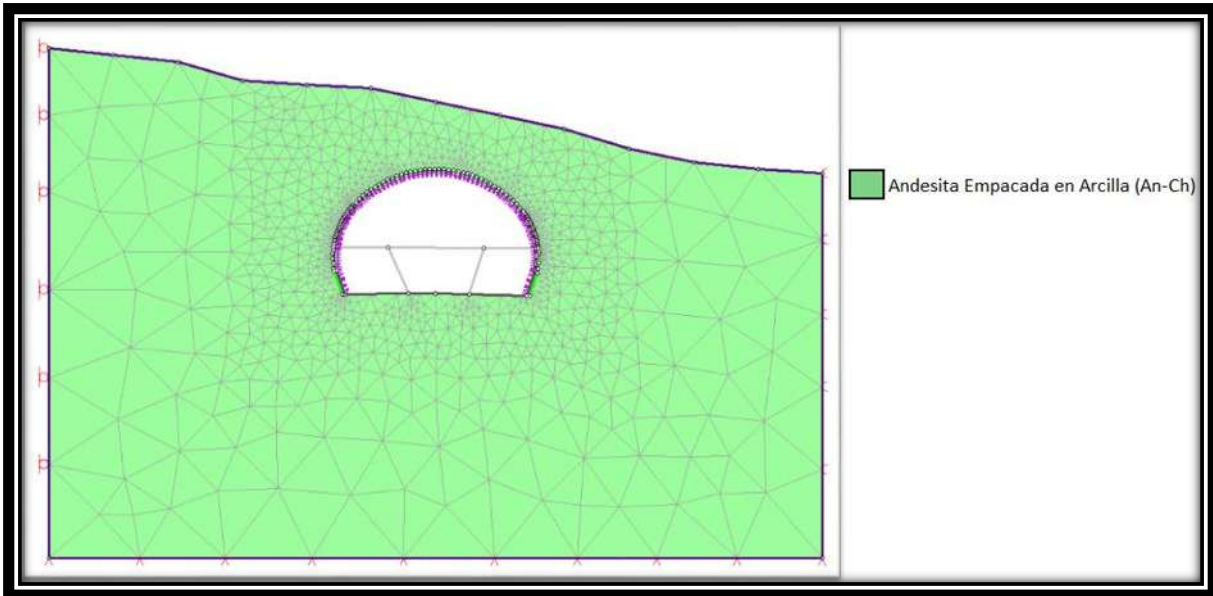


Figura 77.- Geometría y estratigrafía de km 4+195 revestimiento tipo E.

Al realizar los cálculos se muestra que se obtuvo un desplazamiento máximo de 0.034 m, el cual se observa en la Figura 78.

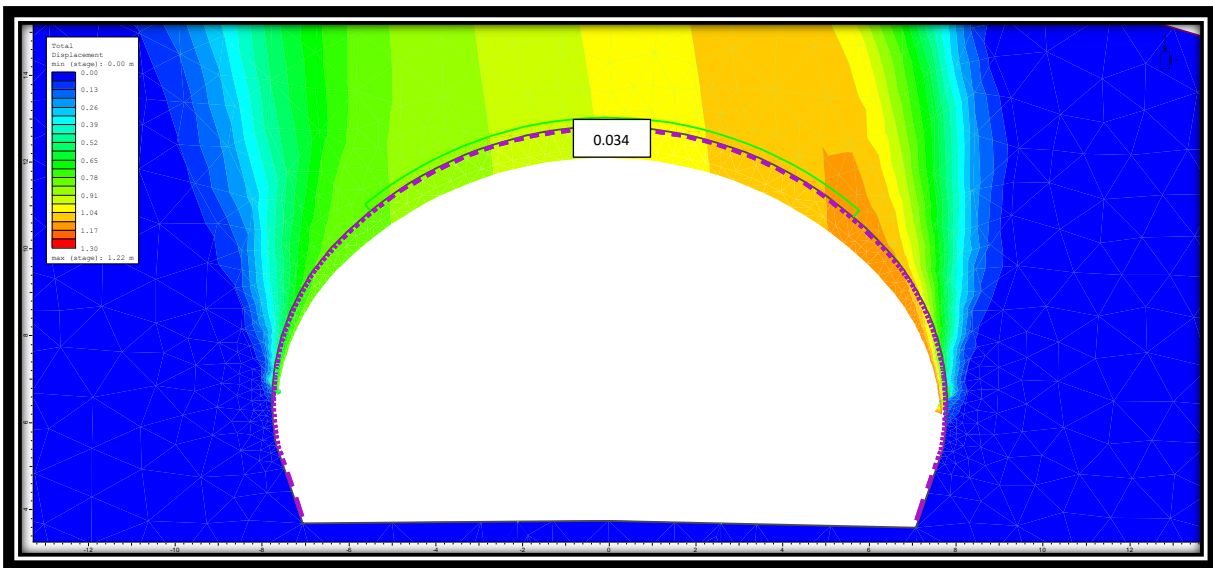


Figura 78.- Desplazamiento máximo de km 4+195 revestimiento tipo E.

Posterior a la obtención de los desplazamientos se busca conocer los factores de seguridad obtenidos por el revestimiento los cuales se muestra a continuación en la Figura 79.

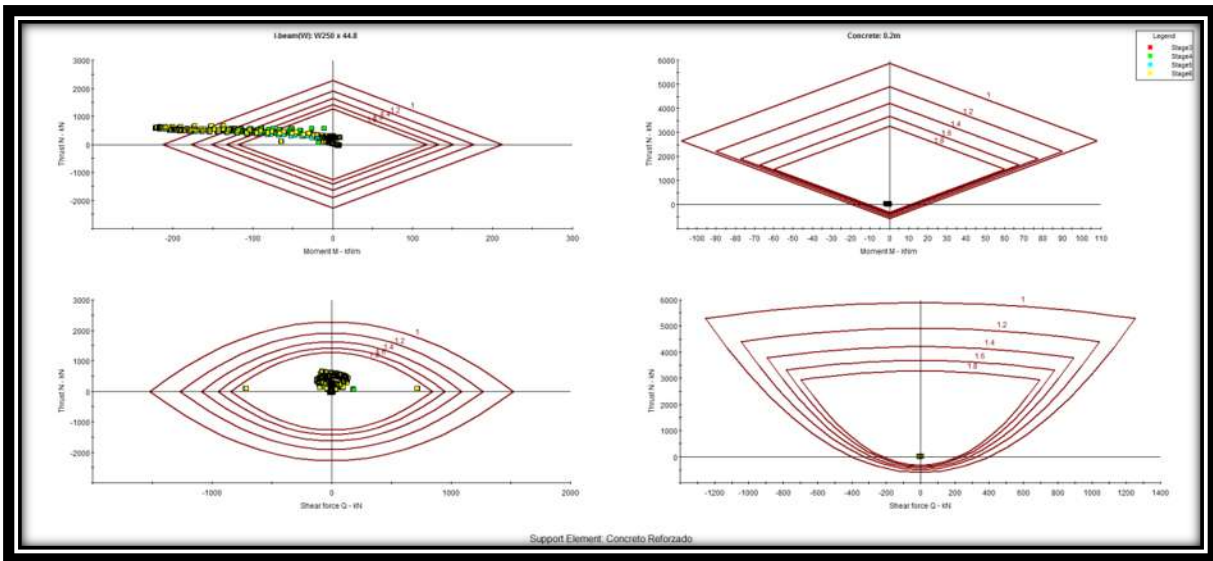


Figura 79.- Factores de seguridad de revestimiento E en km 4+195.

En la Figura 80 se muestra en que zona se encuentra el punto más lejano a los factores de seguridad permisibles, lo que nos indica la zona en la que el acero utilizado no está cumpliendo con el factor de seguridad requerido, dicha zona coincide con la zona donde ya no se coloca el enfilaje sobre la bóveda.

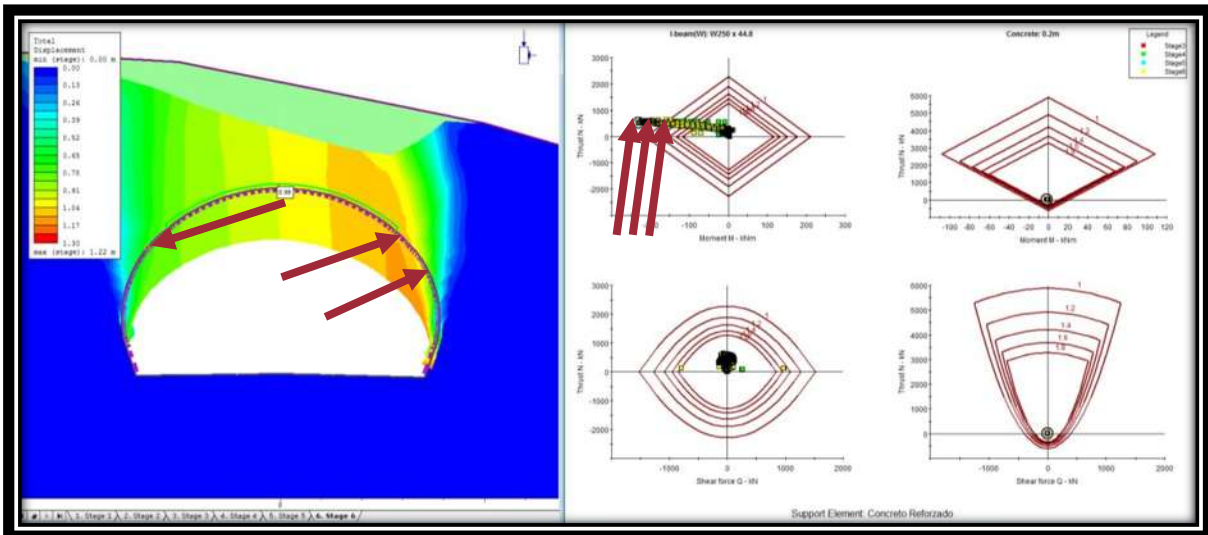


Figura 80.- Punto más lejano de los factores de seguridad permisibles.

Al ver los valores de factor de seguridad se puede observar que los factores en el acero son menores a 1, lo cual no es admisible para poder construir con este revestimiento, por lo tanto, se propone extender la zona de los enfilajes hasta los límites con la zona de los hastiales, ya que es la zona con factor de seguridad menor al deseado. Como este diseño de revestimiento no se tiene en el proyecto en este trabajo se le conocerá como E*.

Condición Geotécnica E*

Se realizan los cambios sugeridos en el revestimiento tipo E, extendido su zona cubierta por el enfilaje llevándola hasta el punto donde toque con los hastiales. En la Figura 81 se muestra los desplazamientos máximos que son de 0.008 m.

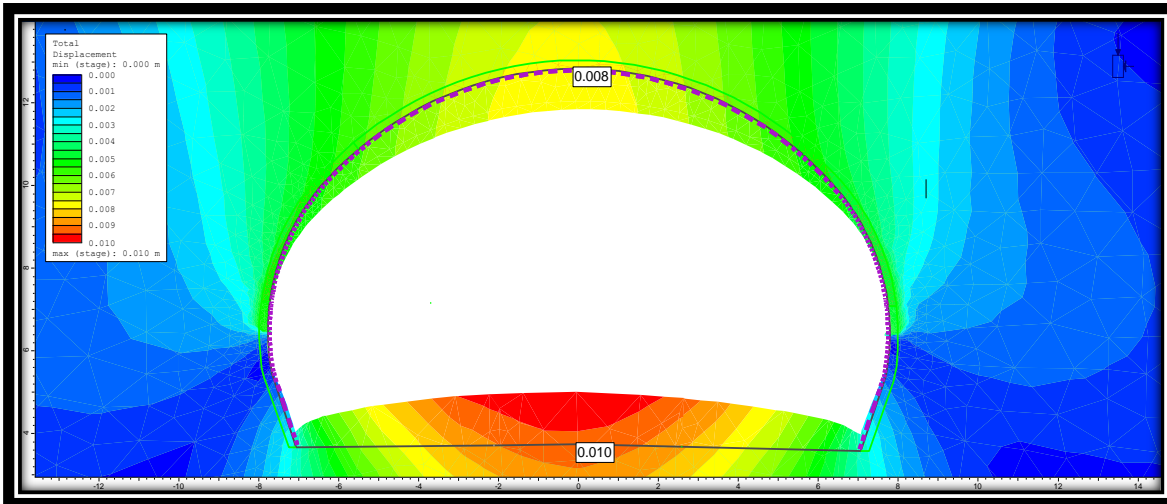


Figura 81.- Geometría y estratigrafía de km+ 4+195 con revestimiento E*.

De nuevo buscamos el factor de seguridad para poder saber si el revestimiento cumplirá con lo permisible, en la Figura 82 se pueden observar los resultados.

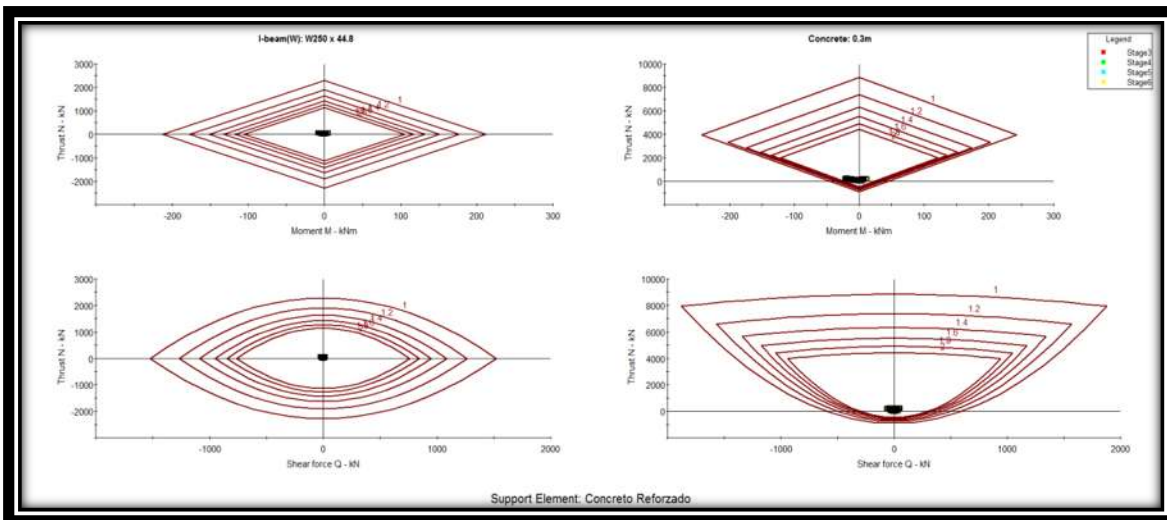


Figura 82.- Factores de seguridad revestimiento E* en km 4+195.

Con las modificaciones realizadas se puede observar que los factores de seguridad se encuentran mayores a 2 por lo tanto se consideran admisibles.

En la Figura 83 se muestra un acercamiento a los diagramas de factores de seguridad, en los cuales se indica el punto más cercano a los límites de factores de seguridad permisibles,

se observa que la zona sobre el revestimiento está en la zona de la bóveda por lo que se recomienda poner principal cuidado en esta zona al momento de la construcción.

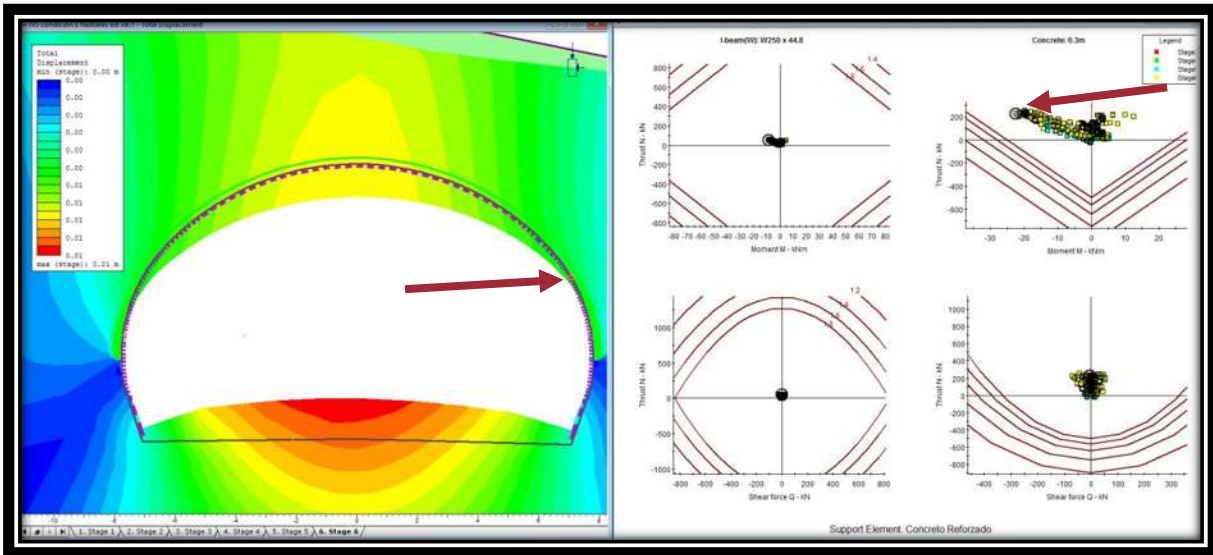


Figura 83.- Punto más cercano a los límites del factor de seguridad admisible.

Debido a que los factores de seguridad y los desplazamientos máximos cumplen con lo requerido se toma el revestimiento E* óptimo para el km 4+195.

5.2.5 Conclusiones.

Al concluir las modelaciones con los parámetros del proyecto ejecutivo como de los obtenidos por los sondeos realizados por la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, se logra observar que los revestimientos propuestos por el proyecto ejecutivo no es el más óptimo para la zona del portal de salida del Túnel II.

Debido a que la geotecnia que cuenta el proyecto ejecutivo carece de certeza, por el hecho de que no se realizaron los sondeos necesarios para lograr conocer las características reales de la zona, los revestimientos propuestos no son los adecuados para los materiales que realmente están en la zona donde se llevara a cabo la excavación.

Las modelaciones realizadas con la estratigrafía obtenida por la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, nos permitieron realizar la elección de los revestimientos adecuados a los materiales que se presentan en verdad en la zona de la excavación, los revestimientos finales se lograron definir gracias a estas modelaciones.

Lo correspondiente a la zona del portal de salida que se encuentra en el km 4+195, por ubicarse en una zona de deslizamiento antiguo, la convierte en una zona de inestabilidad por lo que se está proponiendo extender el enfilaje propuesto por el proyecto ejecutivo

para darle una estabilidad al suelo antes de realizar la excavación, de tal manera que se logre realizar los trabajos de una manera más segura.

CONCLUSIONES.

Las construcciones de túneles son cada vez más frecuentes en nuestro país, por lo tanto, se busca poder realizar los estudios adecuados que nos ayuden a contar con obras seguras y de una buena calidad. La Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo se sumó a este esfuerzo por hacer las cosas de una manera más adecuada.

Este trabajo se realiza debido a un acuerdo entre la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo y la Secretaria de Comunicaciones y Transporte, en el cual se pide realizar un estudio al proyecto ejecutivo existente del proyecto Ramal Camelinas del Libramiento sur de la ciudad de Morelia, Michoacán

Debido a conflictos sociales que se presentan por la construcción del Ramal Camelinas, a la empresa proyectista no le fue posible la realización de sondeos exploratorios en el Túnel II, lo que ocasionó la realización de un proyecto con deficiencias al momento de la elección de los revestimientos. Por este motivo se realizaron sondeos exploratorios en la zona, lo que nos permitió contar con información adecuado de los materiales encontrados en la zona.

Con toda la información obtenida de campo sobre los materiales en campo, con los datos de revestimientos proporcionados por el proyectista y con ayuda del método de Vlachopoulos, se realiza las modelaciones con el programa RS2, el cual se alimenta de toda la información obtenida.

Los resultados de los modelos nos permitieron poder realizar la elección del revestimiento más adecuado para cada sección del túnel II. Estas elecciones de revestimiento nos ayudaran a mantenernos en el lado de la seguridad al momento de la construcción y al momento de la operación del túnel en estudio.

La propuesta de los revestimientos, fue de acuerdo a los que se encontraban en el proyecto ejecutivo, esto fue debido a que en nuestro país son los revestimientos más usuales, lo que nos facilita su utilización en la práctica.

Los resultados de las modelaciones nos indicaron zonas en las cuales se presentaba problemas con los revestimiento propuestos por el proyecto ejecutivo, en dichas zonas se realizó el cambio a un revestimiento más completo, es decir, los revestimientos son elegidos de acuerdo a sus condiciones geotécnicas A, B, C⁽⁺⁾, C⁽⁻⁾, D⁽⁺⁾, D⁽⁻⁾ Y E, de manera que en donde se contaba con problemas en el revestimiento se elegía un revestimiento que corresponde a una condición geotécnica más desfavorable.

El análisis de la sección de portal de salida, en la cual se cuenta con un deslizamiento antiguo lo que ocasiona una zona de talud inestable, esta zona (KM 4+195) contaba con un revestimiento correspondiente a la condición geotécnica E (la condición más desfavorable con la que cuenta el proyecto); el cual nos indica la colocación de un enfilaje en la parte de la bóveda del túnel. Al realizar la modelación correspondiente se observó que dicho revestimiento no sería suficiente para los materiales con los que se cuentan en la zona.

Se propuso un revestimiento nuevo, el cual se llamó E*; consiste en extender el sistema de enfilaje hasta la parte de los hastiales del túnel, con esta propuesta las deformaciones disminuyeron y los factores de seguridad quedaron en un rango permisible el cual nos deja la excavación en el lado de la seguridad.

Los resultados de este trabajo nos arrojaron una nueva propuesta de revestimiento para la zona de portal de salida del túnel II estas recomendaciones se entregaron a la SCT, y se llevaron a cabo al realizar la excavación de dicha zona del túnel. Se debe señalar que en la construcción no se presentaron problemas, se realiza la instrumentación de la obra, para poder obtener los desplazamientos reales los que no fueron significativos. Por tanto, el diseño y la ejecución fueron adecuados.

Como aportación final de las modelaciones realizadas, se dibujar un perfil estratigráfico en el cual se indican los revestimientos de proyecto ejecutivo original, comparados con los revestimientos propuestos en este trabajo. En este perfil se logra observar de manera más clara las zonas en las que se hizo un cambio al revestimiento temporal (Figura 84). Este plano se entregó a la SCT como parte de los estudios de la UMSNH.

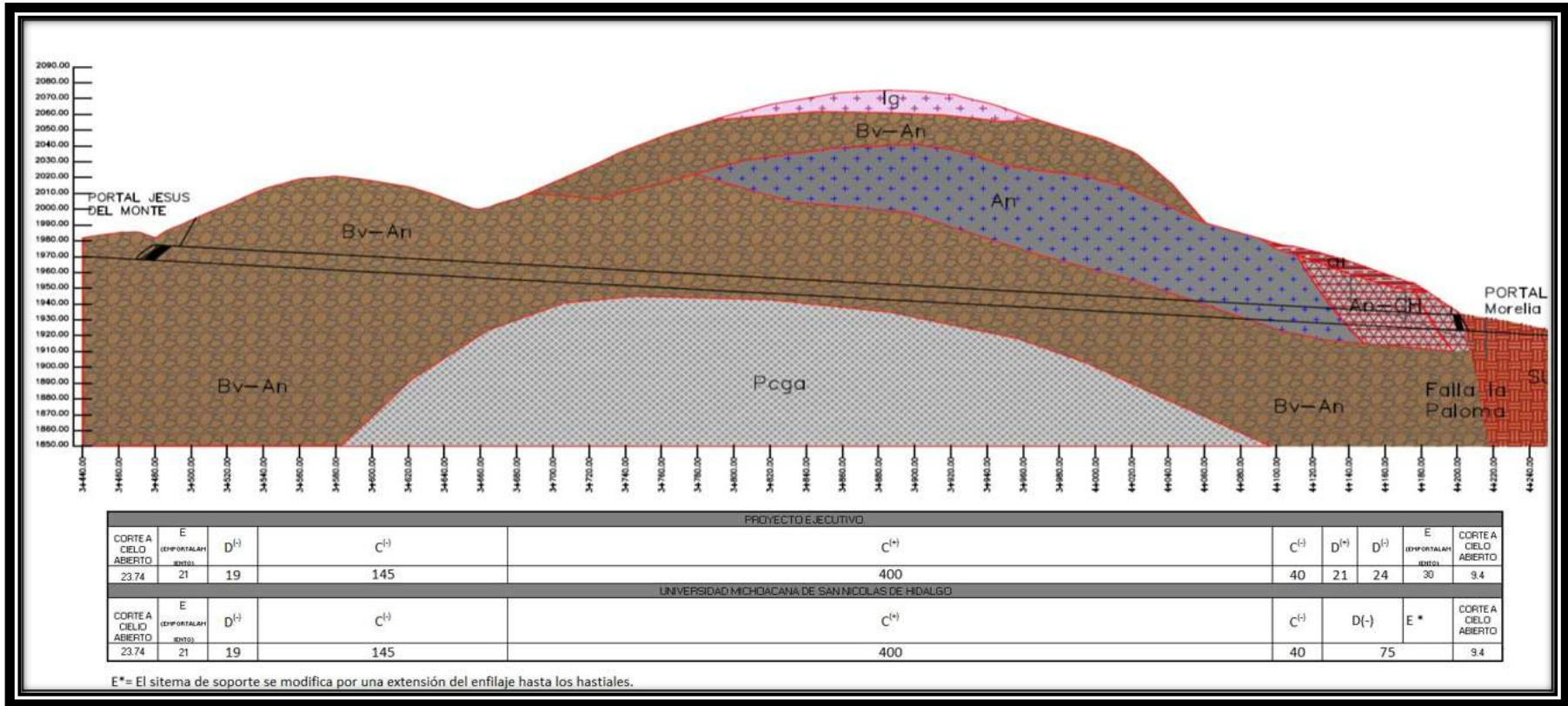


Figura 84.- Perfil estratigráfico con selección de revestimiento del proyecto ejecutivo original y propuesto por UMSNH.

Si bien la construcción de un túnel es una de las obras que presentan más complicaciones al momento de su construcción, debido a que la estratigrafía puede llegar a tener cambios muy drásticos de un punto a otro. Para poder evitar encontrarnos con gran cantidad de inconvenientes, se deben realizar la mayor cantidad de estudios correspondientes para lograr identificar las zonas problemáticas antes de la excavación, y de esta manera poder reducir las complicaciones al momento de la excavación. Además, se debe de recordar que durante la construcción de túneles se adaptan los procesos constructivos según los estratos que se presentan en el momento, solo se debe de contar con los procedimientos adecuados para la zona, según el tipo de material que se excava.

Al realizar la excavación del Túnel II del Ramal Camelinas se recomienda contar con expertos en la obra, para poder resolver cualquier problema que se encuentre al momento de la excavación.

REFERENCIAS.

- Addenbrooke, T. 1996. "Análisis numérico de un túnel en arcilla dura". Tesis doctoral, Universidad de Londres.
- Bieniawski, 1990 "Tunnel design by rock mass classifications", John Wiley and Sons.
- Bieniawski. 1976, "Clasificación de la masa rocosa en ingeniería de rocas". Exploración para Ingeniería de Rocas, Balkema. Johannesburgo.
- E. Hoek, 1995, "Excavaciones subterráneas en roca" s, ISRM News Journal.
- Hendron. 1968, "Propiedades mecánicas de las rocas", New York.
- Hoek E. y Brown. 1980, "Excavaciones subterráneas en rocas". Instn. Min. Metall, London.
- Hoek E. y Brown. 1997 "Estimaciones prácticas o resistencia del macizo rocoso". Revista internacional de mecánica de rocas y ciencias de la minería. Elsevier.
- Hoek E. y Brown. 2002 "Criterio de rotura en rocas". Criterio de rotura Hoek-Brown, edición 7 Rocscience.
- Huergo, J. 1997, "Construcciones subterráneas", Universidad de Bruselas.
- Linares, A. 1972, "Túneles y obras subterráneas" Tomo 1.
- Lunardi P. 2008. "Diseño y Construcción de Túneles con el Sistema de Análisis de la Deformación Controlada en Rocas y Suelos"; Ingenieros Consultores Lunardi; Milán.
- Plaxis 2004, "Plaxis Version 8; manual modelos de materiales".
- Rocscience "RS2". 2016, <https://www.rocscience.com/rocscience/products/rs2>
- Tamez, E., Rangel, J.L. y Holguín, E. 1997. "Diseño Geotécnico de Túneles". TGC Geotecnia.
- Vlachopoulos, N. 2009, "Mejoramiento de los perfiles de desplazamiento longitudinal Para el Análisis de Confinamiento de Convergencia de Túneles Profundos". Rock Mech. & Rock Eng. 42: 2, 131 – 146.
- 2002, www.anr.gob.mx/Docs/HABITAT/VR_atlas_Morelia.pdf.