

01159

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO GEOTÉCNICO DE UN TÚNEL EXCAVADO EN ROCAS VOLCÁNICAS

TESIS

Presentada a la DEPMI como requisito para obtener el grado de
MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL
(GEOTECNIA)

Presenta

RAFAEL GASPAR REYES

m343973

MÉXICO, D.F.
2005



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

A Yesenia, Luis Rafael y un hijo que está por nacer, ya que son el motivo de mi existencia y superación.

AGRADECIMIENTOS

A mis padres y hermanas:

Que me han brindado su apoyo incondicional.

Al Ing. Sergio Raúl Herrera Castañeda:

Quien durante mi paso por la maestría me apoyó incondicionalmente con sus conocimientos, confió en mi persona y representó un papel importante en mi aprendizaje profesional.

Al Ing. Rodolfo Ruiz Pérez y M.I. Víctor Manuel Gómez Navarro:

Ya que sin su ayuda y motivación, este logro no hubiera sido posible realizarlo y cuyo sentido de responsabilidad y honestidad son ejemplos dignos de igualar.

A todos aquellos que de alguna manera colaboraron en la realización de este trabajo.

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO GEOTÉCNICO DE UN TÚNEL EXCAVADO EN ROCAS VOLCÁNICAS

ÍNDICE

- 1. INTRODUCCIÓN.**
- 2. OBJETIVO Y GENERALIDADES.**
 - 2.1. Objetivo.
 - 2.2. Generalidades.
- 3. GEOLOGÍA.**
 - 3.1. Geología general.
 - 3.2. Geología de los túneles.
 - 3.2.1. Zonificación geológica.
- 4. PROPIEDADES DE LA ROCA INTACTA.**
 - 4.1. Compresión simple y Módulo de deformabilidad.
- 5. PROPIEDADES DE LA MASA ROCOSA DE LOS TÚNELES DE DESVÍO.**
 - 5.1. Índice de calidad de la roca (RQD).
 - 5.2. Deformabilidad.
 - 5.2.1. Módulo de deformabilidad estático.
 - 5.2.2. Módulo de deformabilidad dinámico.
 - 5.3. Clasificaciones geomecánicas
 - 5.3.1. Clasificación RMR (Rock Mass Rating) e Índice de resistencia geológica GSI (Geological Strength Index).
 - 5.3.2. Índice de calidad Q (Tunnel Quality Index).
 - 5.4. Carga de roca estimada.
 - 5.4.1. Criterio de Terzaghi.
 - 5.4.2. Criterio de Bieniawski (RMR).
 - 5.4.3. Criterio de Barton (índice Q).

5.4.4. Comparativa de cargas de roca en los túneles de desvío.

5.5. Ángulo de fricción (ϕ) y cohesión (c) de las discontinuidades.

5.6. Resistencia de la masa rocosa.

6. PROCEDIMIENTO DE EXCAVACIÓN Y SOPORTE.

6.1. Método de excavación.

6.2. Soporte colocado.

7. COMPORTAMIENTO GEOTÉCNICO DE LOS TÚNELES.

7.1. Problemas durante la construcción.

7.2. Interacción Roca-Ademe.

7.2.1. Ecuaciones relacionadas con la interacción roca-ademe.

7.2.1.1. Definición del criterio de falla.

7.2.1.2. Análisis del comportamiento del túnel en la zona de falla.

7.3. Análisis de la Interacción Roca-Ademe en las zonas de caídos del túnel 2.

7.3.1. Falla del cadenamiento 0+168 al 0+195.50.

7.3.2. Falla en el cadenamiento 0+682.

7.4. Esfuerzos.

7.4.1. Comparación entre los esfuerzos actuantes y resistentes.

7.5. Deformaciones.

7.5.1. Análisis de los desplazamientos.

8. CONCLUSIONES.

9. REFERENCIAS.

10. ANEXOS.

10.1. Anexo 1.

10.2. Anexo 2.

10.3. Anexo 3.

1.- INTRODUCCIÓN

El aprovechamiento del espacio subterráneo constituye en la actualidad una de las alternativas más idóneas para el desarrollo de vías rápidas de comunicación, así como para desvío de ríos, entre otros usos.

A pesar de su mayor costo con respecto a obras superficiales, presentan cada vez mayores ventajas, tanto desde el punto de vista funcional como de medio ambiente, debido al acortamiento de distancias, seguridad, menor impacto ambiental, etc.

Los problemas de estabilidad, comportamiento de la roca y en ocasiones de falla, están relacionados con la geología y las propiedades mecánicas e hidráulicas del terreno donde se realizó la excavación. Las características de las discontinuidades, así como su orientación y persistencia, al igual que el grado de alteración en ellas o de la roca misma, son factores que rigen la estabilidad del terreno. Un problema muy frecuente que se presenta durante la excavación de un túnel es debido al flujo de agua. La presencia de agua está asociada al tipo de litología que cruzará el túnel y a la estructura en que éstas están dispuestas, mejor conocida como geología estructural.

Desde el punto de vista de la ingeniería, los datos geométricos significativos de un túnel son: sección, pendiente longitudinal, trazo, excavaciones adyacentes y accesos intermedios. Sin embargo, hay un aspecto fundamental que debe tenerse en cuenta, dicho aspecto es la geología del lugar, ya que ésta más que ningún otro factor determina el grado de dificultad y el costo de una excavación subterránea; además, su conocimiento ayuda a prever y programar la mejor solución a estos problemas, ya que una estimación del comportamiento geotécnico antes de la etapa de construcción es muy importante, al igual que en la etapa de operación.

2.- OBJETIVO Y GENERALIDADES

2.1. Objetivo

El objetivo de este trabajo es realizar un estudio del comportamiento geotécnico de un túnel excavado en rocas volcánicas. Para tal fin, se han elegido los dos túneles que sirvieron para realizar el desvío del Río Santiago, en el Proyecto Hidroeléctrico “El Cajón”, toda vez que recientemente se han terminado los trabajos de excavación y colocación de tratamientos de soporte y que actualmente se encuentran operando.

2.2. Generalidades

Las obras de desvío del proyecto hidroeléctrico elegido para la realización de este trabajo de investigación, se ubican en la margen izquierda y constaron de la excavación de dos túneles de desvío en roca ígnea, cuyas características se mencionan en la tabla 2.2.1.

Tabla 2.2.1.- Características de los túneles de desvío.	
Descripción	Características
Sección	Tipo Portal.
Dimensiones	14 x 14 m (ancho x alto).
Longitud	Túnel 1: 734 m; Túnel 2: 811 m.
Gasto máximo de diseño:	6481 m ³ /s
Elevaciones de entrada y salida	Túnel 1: 223/220.5 msnm; Túnel 2: 227/220.5 msnm.
Período de retorno para el diseño	50 años

Los túneles están separados 42 m entre ejes. Tienen una dirección de S60°W entre los portales de entrada y los puntos de inflexión que se ubican en los cadenamientos 0+588 y 0+593 para los túneles 1 y 2 respectivamente; a partir de aquí cambia la dirección a S85°W hasta los portales de salida, localizados a unos 400 m de distancia hacia aguas abajo del eje de la cortina. Su localización dentro de la obra se presenta en la figura 2.2.A.

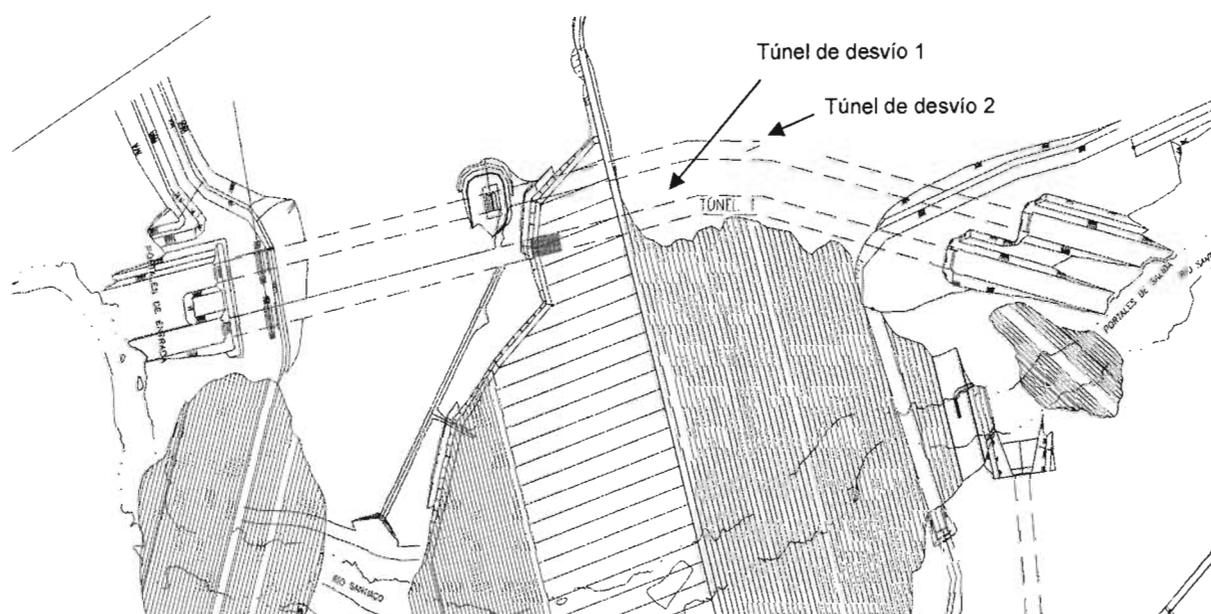


Figura 2.2.A. Croquis de localización de los túneles de desvío.

3.- GEOLOGÍA

3.1. Geología general

La boquilla del proyecto hidroeléctrico en estudio, está enmarcada geológicamente por unidades de diversa litología y edad, desde rocas metamórficas del precenozoico e ígneas del oligoceno al cuaternario. Existen rocas metavulcanosedimentarias, granitos, andesitas, flujos y emisiones piroclásticas ácidas, derrames basálticos, diques de composición granítica, andesítica y diabásica; depósitos vulcanosedimentarios, aluviones de paleocauce, depósitos pumicíticos, lacustres, de talud y de aluvión reciente.

Desde el punto de vista geológico estructural, el macizo rocoso del proyecto se encuentra intrusionado, basculado y claramente delimitado por fallamiento regional, que permitió la definición de bloques y sub-bloques. De acuerdo con los estudios realizados, las obras se emplazaron principalmente en roca Ignimbrita de composición riodacítica, la cual se diferenció en 3 unidades denominadas TicU1, TicU2 y TicU3, entre estas unidades aparecen dos horizontes aglomeráticos, uno de 5 m de espesor entre las unidades 2 y 3, y otro de 22 a 25 m de espesor ubicado en la unidad 2.

La unidad **TicU1** está conformada por rocas compactas, de dureza alta, con pseudoestratificación gruesa (mayor de 4 m), características que le confieren un aspecto masivo; presenta coloraciones de gris a café claro-grisáceo, su textura es piroclástica a piroclástica-eutaxítica, con clastos y litofisas de pómez que en ocasiones, alcanzan hasta 15 y 10 cm respectivamente, los cuales varían tanto en contenido como en tamaño, así como en la proporción de sus feldspatos y plagioclasas. Los clastos en su mayoría son de color oscuro, de forma angulosa a subangulosa y por lo general de composición intermedia (andesita).

La unidad **TicU2** está constituida por rocas de color café claro-grisáceo, con textura piroclástica-eutaxítica y en ocasiones brechoide, presenta clastos de color oscuro, de forma subangulosa a subredondeada, observándose que predominan los de composición intermedia (andesitas); es de notarse también la presencia de fragmentos de pómez alargados (litofisas) menores de 5 cm. Generalmente estas rocas son compactas y de dureza alta y su estructura es pseudoestratificada, con espesores variables entre 3 y 5 m. Una característica notable de esta unidad es que su cima está formada por un horizonte aglomerático, de forma regular y de 5 m de espesor, aproximadamente, constituido por bloques y fragmentos subangulosos y subredondeados, en su mayoría de pórfidos andesíticos, empacados en una matriz de aspecto brechoide y cuyo tamaño varía de 5 cm a 4 m; este horizonte marca el contacto con la Unidad 3 y se ha tomado como índice en la secuencia ignimbítica.

La unidad **TicU3** está compuesta por rocas de color gris muy claro (blanquecino) a gris rosado, su textura es piroclástica con escasa presencia de litofisas de pómez (de tamaño menor de 5 cm) y de líticos color oscuro, de forma angulosa a subredondeada, también menores de 5 cm. Por lo general son rocas compactas, duras y con pseudoestratos que varían de gruesos a delgado (0.25-1.50 m), los primeros se presentan principalmente en su parte baja, en las inmediaciones del cauce y los segundos en las partes altas de ambas márgenes. Esta unidad se puede distinguir de las otras, principalmente porque es menor su contenido y tamaño de las litofisas de pómez y clastos.

La unidad vulcanosedimentaria **Tvs** se ha caracterizado principalmente por presentar dos partes que se diferencian por su litología y compacidad. La parte inferior, que se encuentra cubriendo al paquete ignimbrítico, tiene un espesor aproximado de 40 m y en algunos sitios alcanza hasta los 70 m; está compuesta por un aglomerado de estratificación gruesa, de apariencia masiva, compacta y de dureza media a alta; su fracturamiento en general contiene calcita y en menor proporción, arcilla. La parte superior se halla constituida por una secuencia alterada de tobas brechoides con fragmentos de rocas ácidas hasta de 6 m, aglomerados con clastos hasta de 20 cm y tobas arenosas con líticos de rocas ácidas e intermedias menores de 1 cm. Presenta pseudoestratificación bien definida, que varía de laminar a gruesa; son rocas poco compactas, alteradas y en ocasiones deleznable. El fracturamiento en su mayoría se encuentra relleno de arcilla color café rojizo y de calcita. Esta alternancia de materiales piroclásticos es bastante vulnerable al intemperismo, el cual profundiza en ocasiones los 40 m, con amplia formación de arcilla.

Los diques diabásicos **Qdd** son de composición andesítico-basáltica, de color verde oscuro a negro, con textura microporfídica en matriz afanítica. Generalmente sus afloramientos se hallan fracturados y alterados y adoptan formas tabulares e irregulares, casi horizontales, verticales y onduladas a rumbo, con espesores que varían de 1 a 10 m.

En el macizo rocoso del sitio donde se ubican las obras y en especial en la margen izquierda, se presenta un gran número de fallas geológicas y espesores superficiales de roca descomprimida con valores RQD de 0 a 50 % hasta 50 m de profundidad. Esta situación implica en las obras a cielo abierto importantes excavaciones y tratamientos a la roca para desplantar estructuras. Para la construcción de las obras subterráneas en ambas márgenes, también se prevén intensos tratamientos a la roca.

3.2. Geología de los túneles

El macizo rocoso que forma la margen izquierda en donde se ubica la obra de desvío, está limitado hacia aguas arriba por la cañada asociada a la Falla Sobaco, mientras que aguas abajo lo delimita otra cañada profunda, relacionada con las fallas IV, V y zona de diques.

De acuerdo con los estudios geológicos que se realizaron en las diversas etapas de exploración para la obra de desvío (referencia 3), se mencionó que los túneles serían excavados en las unidades TicU2 y TicU3 de la ignimbrita El Cajón; sin embargo, en los cortes superficiales que se realizaron particularmente sobre los portales de entrada y de salida, se encontraron otras unidades geológicas, como basaltos cuaternarios, así como depósitos de talud, lacustres y pumicíticos. Además, se mencionó que se encontrarían diferentes fallas que afectarían a toda la secuencia litológica, de acuerdo a la tabla 3.2.1.

En la zona que abarca a los túneles de desvío, afloran las ignimbritas TicU1 y TicU3, rocas vulcanosedimentarias (Tvs), depósitos conglomeráticos (Tc), basaltos (Qb) y depósitos lacustres y de pumicita Qlp, así como depósitos no consolidados de talud (Qdt) y aluvión (Qal). Las rocas intrusivas se refieren a diques de composición andesítica-diabásica (Qdd).

TABLA 3.2.1 Principales fallas en la zona de los túneles de desvío			
Falla	Cadenamiento		Rumbo y echado
	Túnel 1	Túnel 2	
PE-1	0+070 – 0+080	0+035 – 0+045	N 60-67° W/69° NE
PE-2	0+080 – 0+090	0+054 – 0+064	N 62° W/73° NE
PE-3	0+210 - 0+220	0+275 – 0+285	N 12-15° E/79° NW
PE-4	0+280 – 0+290	-	N 01-07° W/69° SW
II	0+290 – 0+300	0+315 – 0+322	N 15° W/88° NE
IIA	0+371- 0+376	0+388 – 0+402	N 38° E/85° SE
IIB	0+385- 0+395	-	N 60° E/60° SE
III	0+585 – 0+595	0+576 – 0+588	N 15° E/80-65° SE
IV	0+655 – 0+705	0+684 – 0+694	N 23° W/55-70° NE

3.2.1. Zonificación geológica

Se elaboró una zonificación de ambos túneles, una vez que éstos fueron excavados, con base en las características litológicas, grado de afectación por discontinuidades y coberturas de roca a lo largo de las trazas de ambos túneles; para ello se utilizó la geología estructural levantada en campo. Posteriormente, en cada zona se llevó a cabo la aplicación de la clasificación geomecánica del macizo rocoso, la cual se tratará con detalle en el inciso 5.3.

En el túnel 1, las condiciones geológicas encontradas durante la excavación desde el punto de vista litológico se pueden diferenciar en dos zonas, dos menos que en la etapa de exploración, una de roca muy alterada y blanda y otra de roca sana aunque muy fracturada, las dos afectadas por la presencia de numerosas fallas. Ver tabla 3.2.1.1 y figura 3.2.1.A.

Tabla 3.2.1.1 Zonificación geológica del túnel de desvío 1 en la etapa de excavación.			
Zona	Cadenamiento	Tipo de roca	Observaciones
1	0+098.129 a 0+320	Igimbrita TicU2	Roca blanda, alterada y muy fracturada, rellenos de arcilla de 0.5 a 5 mm.
2	0+320 a 0+832.215	Igimbrita TicU3	Inalterada, densamente fracturada, dura, con relleno arcilloso de hasta 5 cm.

Durante la excavación se descubrieron 34 fallas, de las cuales 9 provocaron los mayores problemas de estabilidad en la bóveda, y de estas sobresalen por su orientación casi a rumbo de la excavación, la TP-1-10 y la Campamento que afectaron 70 m del túnel (Cadenamientos 0+210 a 0+280), y las fallas II-A, II-B y II-C que provocaron inestabilidad en la bóveda a lo largo del túnel por 80 m, entre los cadenamientos 0+345 y 0+425.

En el túnel 2, se utilizó la información geológica levantada durante las excavaciones y se identificaron seis zonas geológicamente diferentes de acuerdo a la concentración de fallas y a la calidad de la roca, dos más que en la etapa de exploración. Así tenemos que tres zonas están

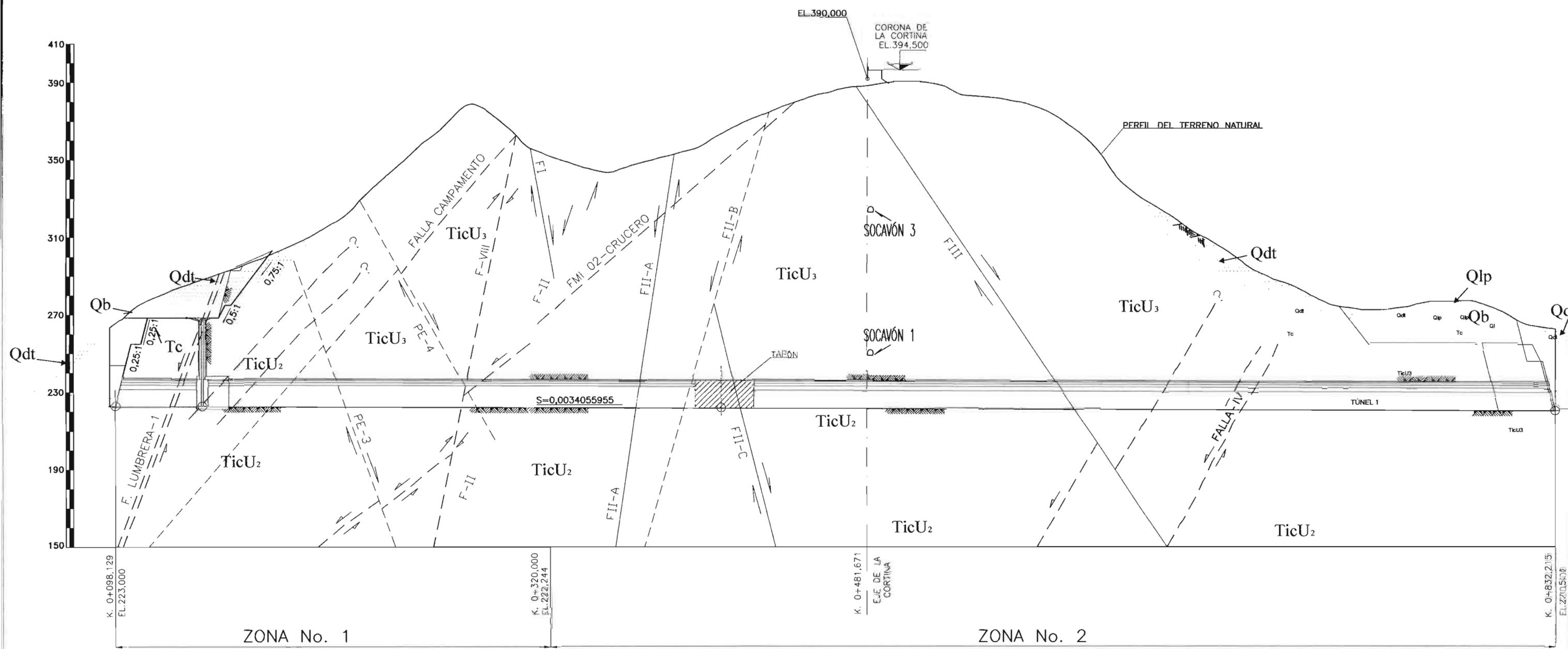


FIGURA 3.2.1.A.— ZONIFICACIÓN GEOLÓGICA DEL TÚNEL 1

ESC. 1:2000

afectadas por numerosas fallas y en las tres restantes disminuye la presencia de estas y mejora la calidad del macizo rocoso. A continuación, se muestran en la tabla 3.2.1.2 y figura 3.2.1.B, las seis zonas en que se dividió el macizo rocoso del túnel de desvío 2.

Tabla 3.2.1.2 Zonificación geológica del túnel de desvío 2 en la etapa de excavación.			
Zona	Cadenamiento	Tipo de roca	Observaciones
1	0+095.284 a 0+250	Ignimbrita TicU2	Sistema de Fallas Puertecitos. Se encontraron 17 zonas de falla de 1 a 6 m de espesor, numerosos planos de falla con relleno de arcilla, la roca es de mala calidad, se presenta alterada, triturada, con abundante arcilla, calcita y óxidos de fierro.
2	0+250 a 0+390	Ignimbrita TicU2 y 3	Macizo rocoso de regular calidad a buena, se encontraron 4 zonas de falla de 1 m de espesor, los últimos 10 m la roca presenta intenso fracturamiento con 1 a 2 cm de arcilla.
3	0+390 a 0+460	Ignimbrita TicU2 y 3	Zona de Fallas II-A y II-B. La roca es regular calidad a mala, se encontraron 7 zonas de falla, de las cuales las más importantes son las Fallas II-A, y II-B.
4	0+460 a 0+610	Ignimbrita TicU2 y 3	En este tramo el macizo rocoso es de regular a buena calidad, excepto en las zonas de falla donde la roca es de mala calidad, se encontraron 6 zonas de falla, de las cuales destacan el Plano de la Falla III y la Falla Cortina.
5	0+ 610 a 0+680	Ignimbrita TicU3	Zona de la falla IV. Macizo rocoso es de regular calidad a mala, se cortaron 4 zonas de falla, destacando la Falla IV, acompañados por una secuencia de diques, con la misma orientación de las fallas.
6	0+680 a 0+906.307	Ignimbrita TicU3	En este tramo el macizo rocoso es de regular calidad a buena, se cortaron 2 zonas de falla, la combinación de planos de falla y fracturas formaron cuñas potencialmente inestables que provocaron inestabilidad en la bóveda.

Durante la excavación, en el túnel de desvío 2 se presentaron 40 fallas geológicas, de las cuales siete fueron previamente pronosticadas, orientadas en tres sistemas preferenciales, el primero S1 de rumbo N 10° W / 72° NE, el segundo S2 de rumbo N 37° W / 56° NE y el tercero S3 orientado N 37° E / 66° SE. En este túnel las fallas principalmente se concentran en los primeros 250 m y el resto distribuidas a lo largo del túnel.

Las zonas analizadas con detalle en la tesis son del túnel 2, entre los cadenamientos 0+168 al 0+195.5 y el 0+682.

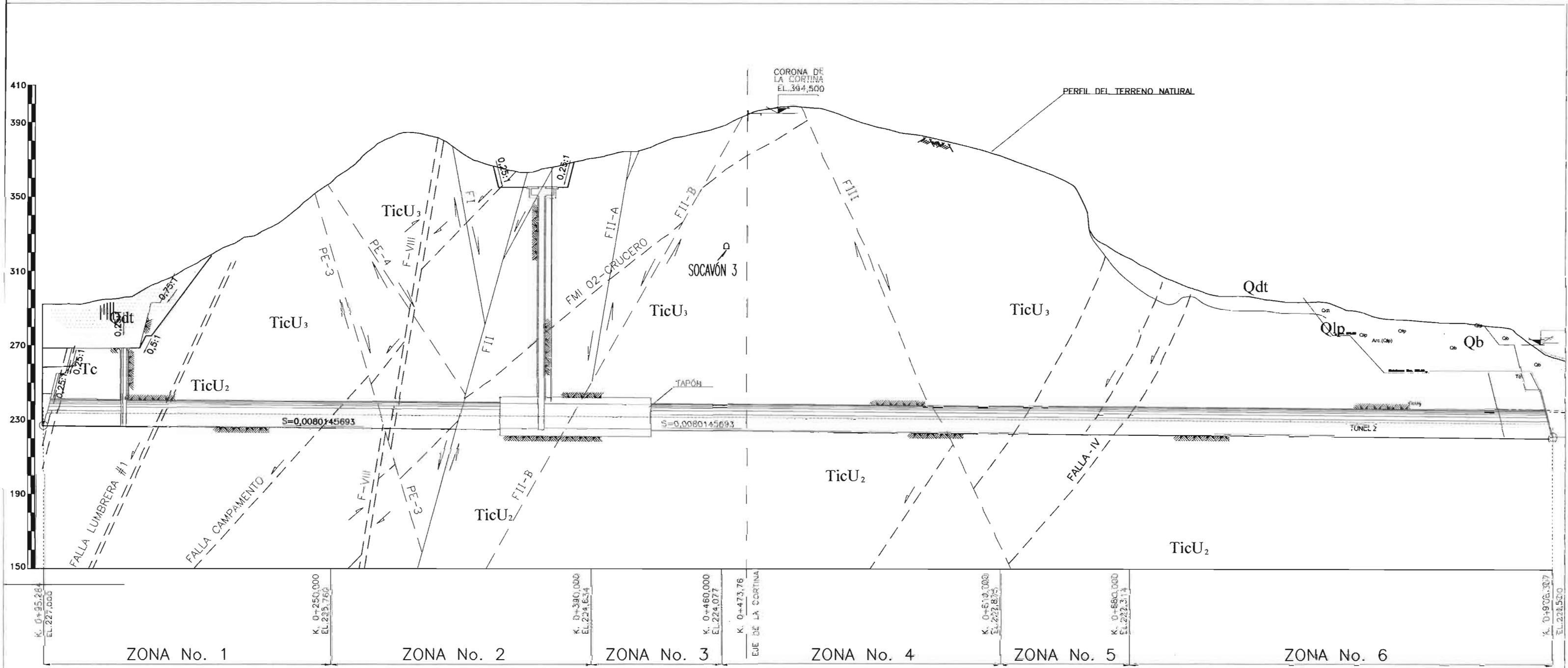


FIGURA 3.2.1.B.— ZONIFICACIÓN GEOLÓGICA DEL TÚNEL 2

ESC. 1:2000

4.- PROPIEDADES DE LA ROCA INTACTA

4.1. Compresión simple y Módulo de deformabilidad

La resistencia y la deformabilidad de las rocas son propiedades mecánicas de importancia para conocer el comportamiento de las masas rocosas y por consiguiente, las estructuras que sobre estas se apoyan.

Las propiedades de la roca varían en las zonas de falla y diques, así como también por la presencia de planos de fracturamiento, juntas, grietas y otras discontinuidades; por lo tanto, la presencia de tales estructuras se consideró para descartar la toma de muestras en esas zonas.

Con la finalidad de obtener los módulos de deformabilidad estáticos en roca intacta, se realizaron ensayos de resistencia a la compresión simple en muestras provenientes de los barrenos de exploración MI-4, MI-5, MI-11, MI-18 y MI-19, cuya localización se presenta en la figura 4.1.A.

El plan de muestreo se realizó considerando las unidades litológicas que se encuentran en la zona, siendo la ignimbrita la que constituye el macizo rocoso en el que se excavaron los túneles de desvío.

Para determinar la resistencia a la compresión simple, peso volumétrico, contenido de agua, y módulo de deformabilidad, en el barreno MI-4 se ensayaron solamente 2 muestras, en el barreno MI-5 se ensayaron 55 muestras, en el barreno MI-11 se ensayaron 5 muestras, en el barreno MI-18 se ensayaron 7 muestras y en el barreno MI-19 se ensayaron 28 muestras.

El valor del módulo de deformabilidad es el tangente correspondiente a un nivel de esfuerzo igual a la mitad de la resistencia de la roca. La resistencia a la compresión simple se determinó con muestras de relación altura/diámetro de 2.5 a 3.

A continuación, se presentan en la tabla 4.1.1 el resumen de resultados de las pruebas realizadas.

Simbología:

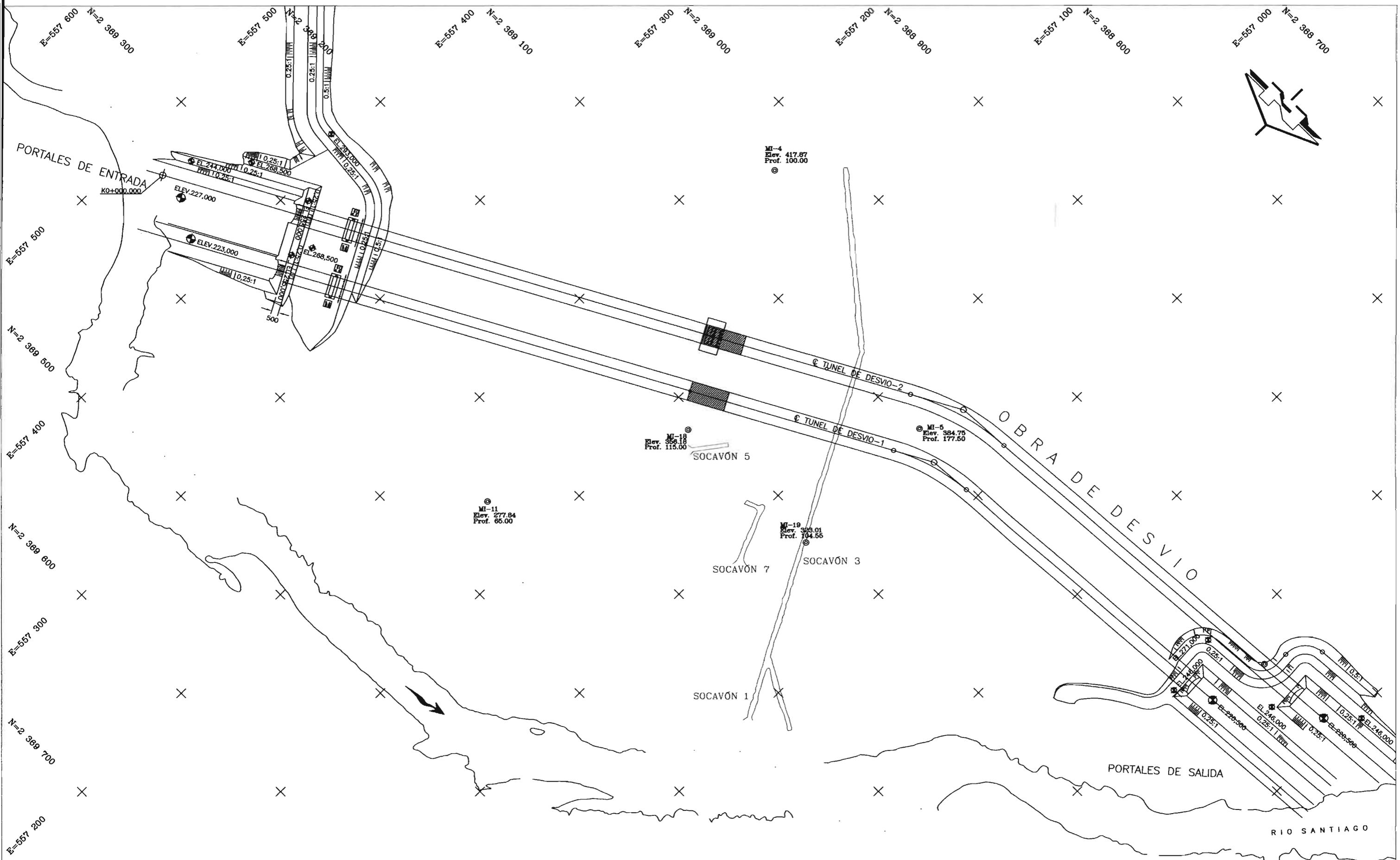
Rc = Resistencia a la compresión simple.

E = Módulo de deformabilidad, E_{t50} .

γ = Peso volumétrico.

w = Contenido de agua.

Muestra Parámetro	Barreno MI-4		Barreno MI-5		Barreno MI-11	
	seca	saturada	seca	saturada	seca	saturada
Rc (kg/cm ²)	-----	455	1343	1194	-----	634
E (kg/cm ²)	-----	70813	307542	294242	-----	487014
γ (g/cm ³)	-----	2.38	2.31	2.41	-----	2.34
w (%)	-----	5.66	0.88	4.83	-----	3.05



ESCALA 1:2500

FIGURA 4.1.A- LOCALIZACIÓN DE BARRENOS

Muestra	Barreno MI-18		Barreno MI-19	
	seca	saturada	seca	saturada
Rc (kg/cm ²)	-----	870	1538	1142
E (kg/cm ²)	-----	305184	400175	383089
γ (g/cm ³)	-----	2.39	2.35	2.44
w (%)	-----	4.17	0.58	4.26

Puede observarse en algunos casos, que la saturación de la roca afecta notablemente la resistencia a la compresión. Cuanto mayor es el grado de saturación de la muestra, menor es su resistencia; este efecto es más pronunciado cuanto mayor es la porosidad de la roca.

El peso volumétrico promedio de las muestras saturadas es $\gamma_{sat} = 2.4 \text{ t/m}^3$, mientras que para las muestras secas es $\gamma_{seco} = 2.3 \text{ t/m}^3$. Para la zonas de falla se puede estimar un valor de $\gamma = 1.9 \text{ t/m}^3$ de acuerdo con la tabla "Valores típicos del peso específico y porosidad de las rocas", contenida en la referencia 4.

El valor promedio obtenido de la resistencia a la compresión simple es $R_c = 859 \text{ kg/cm}^2$ y el módulo de deformabilidad es $E_{t50} = 308068 \approx 300000 \text{ kg/cm}^2$. Todos los valores anteriores se obtuvieron de muestras saturadas.

Debido a que no se realizaron pruebas de resistencia a la compresión en muestras de zonas de falla, se puede estimar un valor de $R_c = 100 \text{ kg/cm}^2$, con base en la Tabla "Estimación aproximada y clasificación de la resistencia a la compresión simple de suelos y rocas" (ISRM, 1981), contenida en la referencia 4.

Respecto a la cantidad de muestras, en los barrenos MI-4, MI-11 y MI-18 fueron pocas para realizar los pruebas, sin embargo, si estas se aplican correctamente pueden ser confiables, sobre todo si se trata de una misma unidad litológica.

5.- PROPIEDADES DE LA MASA ROCOSA DE LOS TÚNELES DE DESVÍO

De acuerdo con las descripciones geológicas antecedentes, el macizo rocoso donde se excavaron los túneles está constituido por roca volcánica ignimbrita, muy afallada y con presencia de arcilla en las discontinuidades, producto del fracturamiento y alteración de la roca en los contactos, que en algunos casos es de varios metros de espesor. Lamentablemente, no se tomaron muestras de la arcilla, por lo que se desconoce su mineralogía y otros datos de interés. Algunas propiedades de la masa rocosa se anotan enseguida, con el objeto de que se tenga una mejor idea del terreno donde se efectuó la excavación.

5.1. Índice de calidad de la roca (RQD).

Como es sabido, el RQD generalmente se evalúa a partir de núcleos obtenidos en barrenos, sin embargo, para nuestro caso y dado que la excavación dejaba expuesta la roca, la evaluación se aplicó a lo largo de líneas paralelas a los ejes, directamente en las paredes de los túneles mediante la siguiente ecuación:

$$RQD (\%) = (100)(\text{longitud de tramos de roca mayores de } 10 \text{ cm}) / (\text{longitud total considerada}).$$

A continuación, se presentan en las tablas 5.1.1 y 5.1.2, los resultados para cada una de las zonas clasificadas en el inciso 3.2.1, para los dos túneles.

Zona geológica	Cadenamientos	RQD (%)
1	0+098.129 a 0+320	39 - 58
2	0+320 a 0+832.215	49 - 75

Zona geológica	Cadenamientos	RQD (%)
1	0+095.284 a 0+250	39 - 56
Zona de falla 0+182	0+168 a 0+195.5	35
2	0+250 a 0+390	40 - 64
3	0+390 a 0+460	47 - 67
4	0+460 a 0+610	45 - 68
5	0+ 610 a 0+680	49 - 65
6	0+680 a 0+906.307	48 - 75

Los rangos de roca afectada por estructuras geológicas, representan los valores de RQD inferiores a 50%, siendo los que corresponden a mala calidad de roca.

Por el contrario, valores arriba del 50% corresponden a roca de regular a buena calidad.

Estos valores se utilizarán durante la evaluación del macizo rocoso por medio de las clasificaciones geomecánicas.

5.2. Deformabilidad.

Los macizos rocosos son conjuntos heterogéneos y generalmente discontinuos, por lo que la deformabilidad de éstos varía con el volumen de material probado. La razón principal de esta discrepancia es la presencia de discontinuidades en el macizo rocoso y el contenido de arcilla.

Existen dos métodos básicos para determinar la deformabilidad de los macizos rocosos: los denominados métodos estáticos (Prueba de placa flexible, entre otros) y los dinámicos (Método de Petite Sismique, entre otros).

5.2.1. Módulo de deformabilidad estático.

Con el objeto de conocer el Módulo de Deformabilidad "in situ", se efectuaron pruebas de placa flexible en la unidad TicU3; se hicieron 4 ensayos verticales y 4 horizontales en los socavones 1 y 3, localizados en la margen izquierda del Río Santiago (figura 5.2.1.A), los cuales corresponden a la margen donde se localizan los túneles. El análisis detallado se presenta en la referencia 6, sin embargo, a continuación se presentan en las tablas 5.2.1.1 a la 5.2.1.6, los valores numéricos más representativos de la prueba 1-1V.

No. ciclo	Presión de contacto	Deformación	Cp	Ed	T	Ed/T
	(kg/cm ²)					
1	8.81	0.14	0.0159	162770	8750	18.6
2	17.32	0.74	0.0427	160180		18.3
3	25.49	1.32	0.0518	157093		18.0
4	33.93	1.76	0.0519	156848		17.9
5	42.35	2.21	0.0522	195875		22.4
6	42.26	2.35	0.0556	195505		22.3
7	41.81	2.45	0.0586	154628		17.7
Promedio			0.0429	158500	8750	18.1

No. ciclo	Presión de contacto	Deformación	Cp	Ed	T	Ed/T
	(kg/cm ²)					
1	8.81	0.01	0.0011	453920	40800	11.1
2	17.32	0.03	0.0017	223360		5.5
3	25.49	0.05	0.0020	219060		5.4
4	33.93	0.07	0.0021	291620		7.1
5	42.35	0.11	0.0026	313400		7.7
6	42.26	0.12	0.0028	218096		5.3
7	41.81	0.13	0.0031	269525		6.6
Promedio			0.0022	244500	40800	6.0

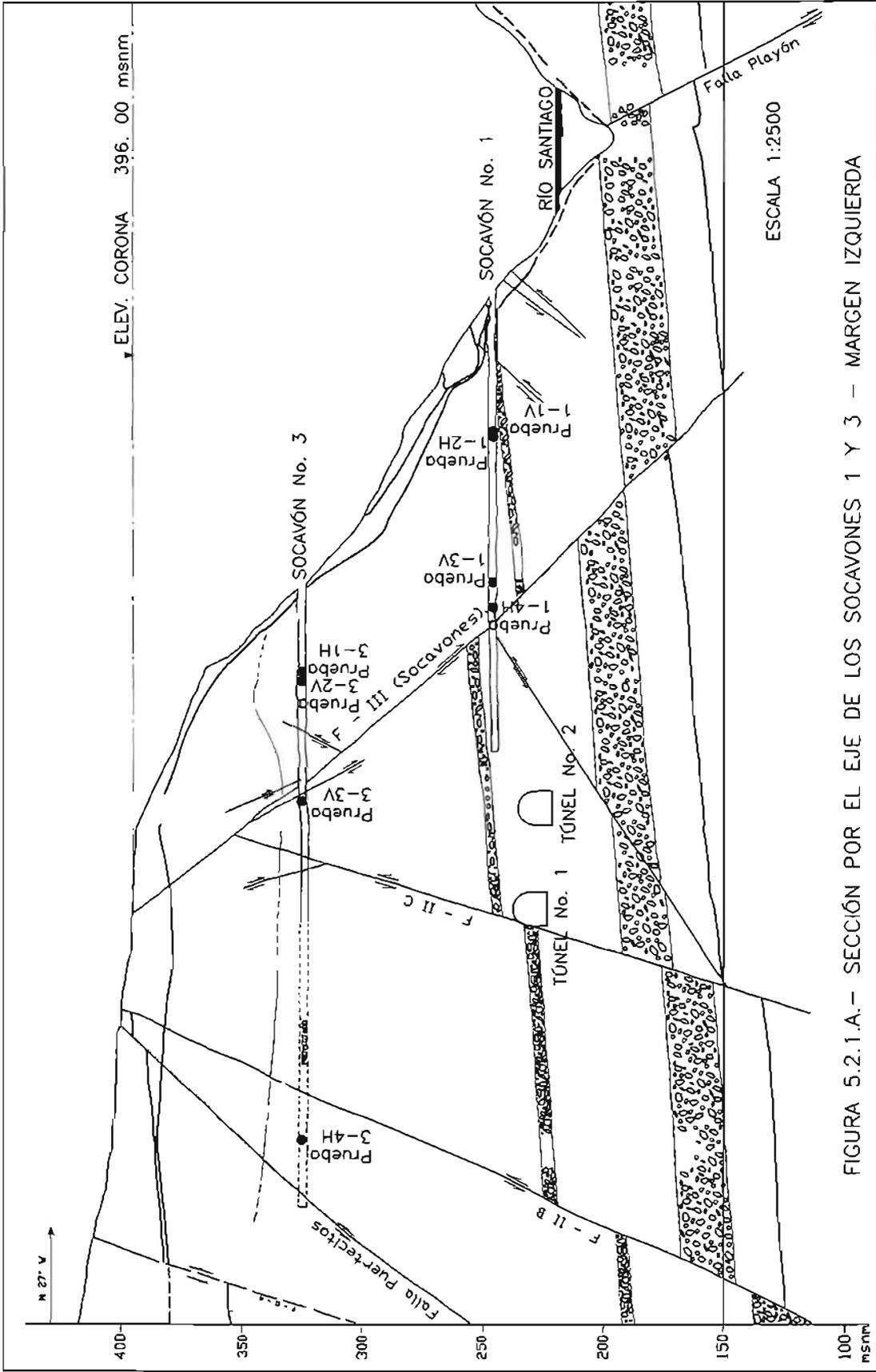


FIGURA 5.2.1.A.- SECCIÓN POR EL EJE DE LOS SOCAVONES 1 Y 3 - MARGEN IZQUIERDA

Tabla 5.2.1.3 Prueba 1-1V, socavón 1, km 0+056.5, vertical-techo, 120 cm de profundidad

No. ciclo	Presión de contacto	Deformación	Cp	Ed	T	Ed/T
	(kg/cm ²)					
1	8.81	-	-	303409	21000	14.4
2	17.32	0.06	0.0035	205275		9.8
3	25.49	0.10	0.0039	161060		7.7
4	33.93	0.12	0.0035	321610		15.3
5	42.35	0.19	0.0045	267760		12.8
6	42.26	0.20	0.0047	267253		12.7
7	41.81	0.21	0.0050	157332		7.5
Promedio			0.0042	290000	21000	13.8

Tabla 5.2.1.4 Prueba 1-1V, socavón 1, km 0+056.5, vertical-piso, 40 cm de profundidad

No. ciclo	Presión de contacto	Deformación	Cp	Ed	T	Ed/T
	(kg/cm ²)					
1	8.81	0.11	0.0125	81385	17500	4.7
2	17.32	0.30	0.0173	106787		6.1
3	25.49	0.46	0.0180	94256		5.4
4	33.93	0.55	0.0162	104565		6.0
5	42.35	0.70	0.0165	111929		6.4
6	42.26	0.78	0.0185	130337		7.4
7	41.81	0.83	0.0199	96643		5.5
Promedio			0.0170	96500	17500	5.5

Tabla 5.2.1.5 Prueba 1-1V, socavón 1, km 0+056.5, vertical-piso, 80 cm de profundidad

No. ciclo	Presión de contacto	Deformación	Cp	Ed	T	Ed/T
	(kg/cm ²)					
1	8.81	0.02	0.0023	226960	34500	6.6
2	17.32	0.06	0.0035	223360		6.5
3	25.49	0.10	0.0039	131436		3.8
4	33.93	0.12	0.0035	124980		3.6
5	42.35	0.16	0.0038	136568		4.0
6	42.26	0.18	0.0043	109048		3.2
7	41.81	0.20	0.0048	89842		2.6
Promedio			0.0037	118500	34500	3.4

No. ciclo	Presión de contacto	Deformación (mm)	Cp (mm/kg/cm ²)	Ed (kg/cm ²)	T (kg/cm ²)	Ed/T
	(kg/cm ²)					
1	8.81	0.05	0.0057	166880	12500	13.4
2	17.32	0.15	0.0087	82100		6.6
3	25.49	0.25	0.0098	80530		6.4
4	33.93	0.32	0.0094	53602		4.3
5	42.35	0.41	0.0097	57377		4.6
6	42.26	0.46	0.0109	57269		4.6
7	41.81	0.50	0.0120	49541		4.0
Promedio			0.0095	66000	12500	5.3

En donde:

Ed = Módulo de deformación de descarga del 75% al 100% de la presión máxima alcanzada en cada ciclo de carga y descarga.

T = Módulo de deformación global de carga.

Cp = Coeficiente de deformación irre recuperable, igual al cociente de la deformación irre recuperable y el valor máximo de la presión alcanzada.

De manera similar se efectuaron siete pruebas más, denominadas 1-2H, 1-3V, 1-4H, 3-1H, 3-2V, 3-3V y 3-4H, cuyos resumen de módulos obtenidos se presentan en la tabla 5.2.1.7.

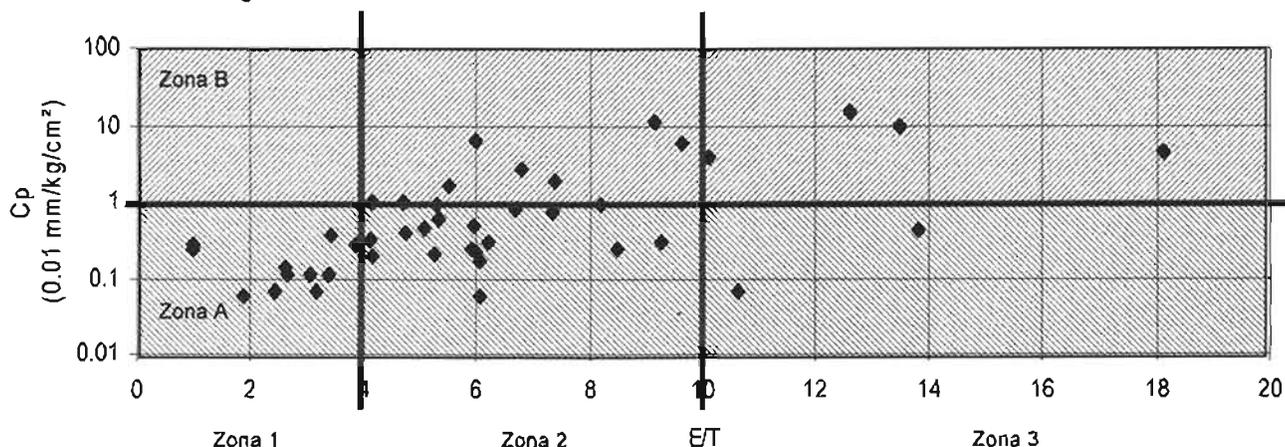
Prueba No.	Socavón No. y cadena-miento	Posición	Profundidad de medición (cm)	Ed (kg/cm ²)	T (kg/cm ²)	Ed / T	Cp (mm/kg/cm ²)
1-1V	1 0+056.5	Vertical Techo	40	158500	8750	18.11	0.0429
			80	244500	40800	5.99	0.0022
			120	290000	21000	13.81	0.0042
		Vertical piso	40	96500	17500	5.51	0.0170
			80	118500	34500	3.43	0.0037
			120	66000	12500	5.28	0.0095
1-2H	1 0+059.0	Horizontal Aguas arriba	40	75500	29000	2.60	0.0014
			80	120000	29000	4.14	0.0020
			120	264000	43500	6.07	0.0006
		Horizontal Aguas abajo	40	105500	22500	4.69	0.0099
			80	117000	17500	6.69	0.0080
			120	164500	15500	10.61	0.0007
1-3V	1 0+119.5	Vertical Techo	40	359000	118000	3.04	0.0011
			---	---	---	---	---
			---	---	---	---	---
		Vertical piso	40	108500	26000	4.17	0.0103
			80	184500	22500	8.20	0.0090
			120	117000	48000	2.44	0.0007
1-4H	1 0+130.0	Horizontal Aguas arriba	40	286500	48000	5.97	0.0051
			80	397000	67000	5.93	0.0025
			120	646500	76000	8.51	0.0024
		Horizontal Aguas abajo	---	---	---	---	---
			---	---	---	---	---
			---	---	---	---	---

Tabla 5.2.1.7 (continuación) Módulos de deformabilidad – Prueba de placa flexible							
Prueba No.	Socavón No. y cadenamiento	Posición	Profundidad de medición (cm)	Ed (kg/cm ²)	T (kg/cm ²)	Ed / T	Cp (mm/kg/cm ²)
3-1H	3 0+035.0	Horizontal Aguas arriba	40	193500	50000	3.87	0.0028
			80	316000	52000	6.08	0.0017
			120	291500	---	1.00	0.0027
		Horizontal Aguas abajo	40	276000	58000	4.76	0.0040
			80	474500	90000	5.27	0.0021
			120	350500	---	1.00	0.0025
3-2V	3 0+039.0	Vertical Techo	40	239000	32500	7.35	0.0075
			80	223500	36000	6.21	0.0030
			120	273000	29500	9.25	0.0029
		Vertical Piso	40	379000	120000	3.16	0.0007
			80	186000	100000	1.86	0.0006
			120	273000	81000	3.37	0.0011
3-3V	3 0+089.0	Vertical Techo	40	64500	9500	6.79	0.0262
			80	96500	19000	5.08	0.0046
			120	76500	29000	2.64	0.0011
		Vertical Piso	40	32000	3500	9.14	0.1108
			80	40500	3000	13.50	0.0970
			120	59000	8000	7.38	0.0190
3-4H	3 0+130.0	Horizontal Aguas arriba	40	33000	5500	6.00	0.0634
			80	50500	5000	10.10	0.0398
			120	78500	19000	4.13	0.0033
		Horizontal Aguas abajo	40	31500	2500	12.60	0.1522
			80	38500	4000	9.63	0.0576
			120	64000	12000	5.33	0.0062

En la tabla 5.2.1.7, los valores de Ed, T y Cp, son los promedios de todos los ciclos de carga y descarga de cada una de las pruebas realizadas.

El macizo rocoso en función de su deformabilidad, quedó clasificado según Schneider (figura 5.2.1.B) como un macizo con discontinuidades de mediana abertura a juntas muy abiertas, presentando deformaciones prácticamente recuperables en el 75% de las pruebas realizadas y en el restante 25% se aprecia una deformación inelástica importante debido a la cercanía de fallas.

Figura 5.2.1.B.- Clasificación de la masa rocosa en función de su deformabilidad



Zona A.- Deformaciones prácticamente recuperables Zona B.- Componente inelástica importante
 Zona 1.- Roca masiva Zona 2.- Discontinuidades de mediana abertura Zona 3.- juntas muy abiertas

Con base en los índices de comportamiento más significativos que resultaron de estas pruebas, se tiene que los valores de la relación E_d/T son mayores que uno, por lo que se deduce que el fracturamiento y zonas milonitizadas (fallas) influyeron notablemente en las pruebas durante los ciclos de carga y descarga, ya que las deformaciones fueron mayores a las recuperaciones. Asimismo, el parámetro C_p se vio afectado por la masa rocosa fracturada y afallada. Por lo anterior, se puede decir que los resultados de una prueba de placa están directamente relacionados con la geología estructural del macizo rocoso.

Para poder evaluar el módulo de deformabilidad del macizo rocoso, se optó por considerar los valores de los módulos de deformación global de carga (T) correspondientes a una profundidad de medición de 120 cm. A esta profundidad la masa rocosa presenta menores alteraciones que las que pudieran ser provocadas por las operaciones de excavación del socavón, además de que el volumen de roca involucrado es mayor. Considerando lo anterior, los resultados de las pruebas de placa flexible hechas en los socavones 1 y 3, dieron un promedio general de $T=32917 \approx 30000$ kg/cm^2 y se estima un valor de $T=15000$ kg/cm^2 para las zonas de falla.

5.2.2. Módulo de deformabilidad dinámico.

El método de "Petite Sismique" es una técnica geofísica que permite determinar el módulo de deformabilidad dinámico a partir de la velocidad de ondas de corte y de compresión que se obtienen realizando mediciones sísmicas y, además, estimar indirectamente mediante la frecuencia de las ondas de corte el módulo de deformabilidad estático.

En la zona de estudio, se efectuaron nueve tendidos sísmicos utilizando esta técnica en la pared izquierda de cada socavón, dos de ellos en la margen izquierda (1 y 3) y uno en la margen derecha (2). En este último sólo se aplicó un solo tendido y se incluyó en este trabajo a manera de referencia.

Una vez generados los sismogramas, se obtienen los tiempos de propagación de onda.

Con estos datos se calculan las frecuencias de onda transversales mediante la ecuación $f = [2(T_B - T_A)]^{-1}$, en donde T_A y T_B son los tiempos consecutivos dentro de un ciclo en los cuales, la longitud de onda vale cero.

La longitud de onda se obtiene con la expresión $\lambda = V_s [2(T_B - T_A)]^{-1}$.

Después se determinan los tiempos totales de amortiguamiento para una distancia de 15 m, ya que se considera como el tiempo total más representativo. Posteriormente, conocidos los tiempos de propagación y la ubicación de las fuentes de generación de ondas y geófonos, se dibuja la dromocrónica correspondiente (figura 5.2.2.A). De esta figura se determinan gráficamente las velocidades de onda P y S.

A partir de las velocidades de onda P y S, se pueden estimar la relación de Poisson (ν), el módulo dinámico de corte (G) y el módulo de deformabilidad dinámico (E_d), mediante las siguientes ecuaciones:

$$\nu = \left[\left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 2 \right] / \left[2 \left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 2 \right]$$

$G = V_s^2(\rho)$, donde ρ es la densidad de la roca.

$$E_d = 2G(1 + \nu)$$

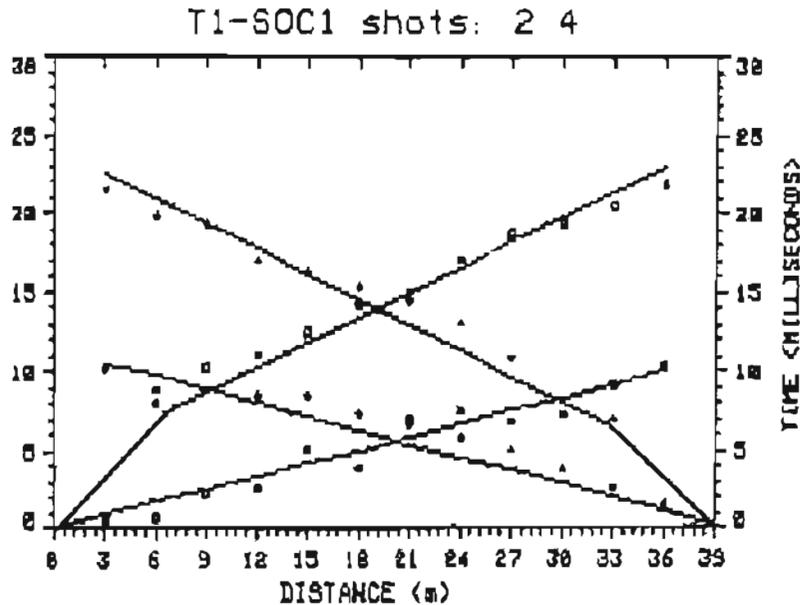


Figura 5.2.2.A.- Dromocrónica.

Por último, se estima el módulo de deformabilidad estático (E_e) mediante la correlación "frecuencia de las ondas de corte vs módulo de deformabilidad estático, mostrada en la figura 5.2.2.B.

La tabla 5.2.2.1 contiene información de las frecuencias transversales (f_s) y de los tiempos totales (T_T), los cuales se determinaron a partir de los sismogramas que se obtuvieron durante las pruebas.

Tabla 5.2.2.1 Parámetro sísmicos obtenidos de los registros de "Petite Sismique" para una distancia de 15 m.				
Localización		No. de tendido	Parámetros sísmicos	
Sitio	Cadenamiento (m)		Frecuencia, f_s (Hz)	Tiempo total, T_T (ms)
Socavón 1 - (MI)	0+040 a 0+079	T1	400	68.5
	0+079 a 0+118	T2	330	59.5
	0+118 a 0+157	T3	300	52.0
Socavón 2 - (MD)	0+005 a 0+044	T1	400	39.0
	0+005 a 0+044	T1	250	64.0
Socavón 3 - (MI)	0+044 a 0+083	T2	250	54.5
	0+085 a 0+124	T3	250	51.5
	0+124 a 0+163	T4	222	53.0
	0+164 a 0+203	T5	300	63.0

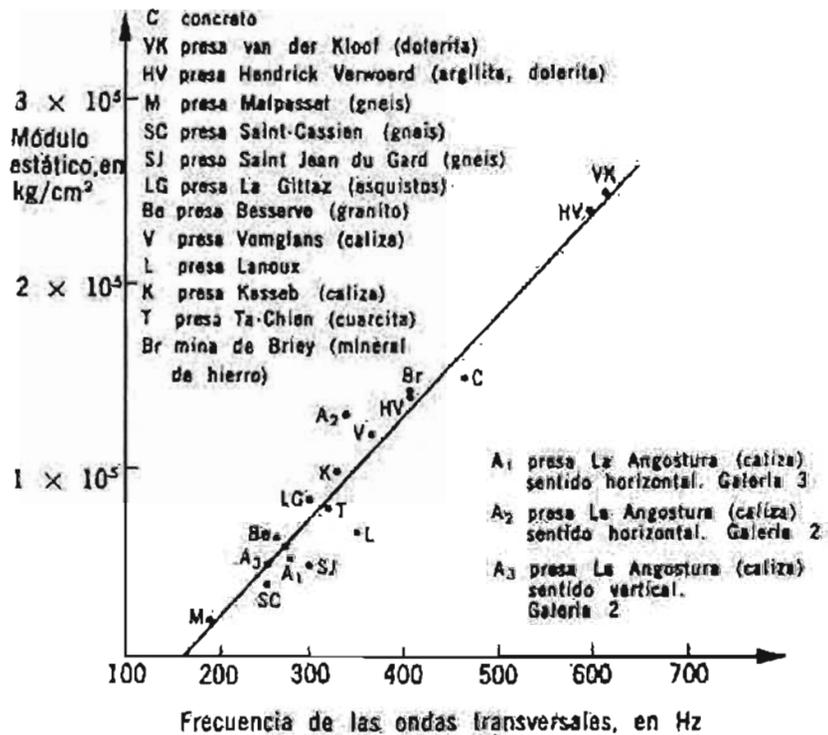


Figura 5.2.2.B.- Correlación del módulo de deformabilidad estático y la frecuencia de ondas transversales.

La tabla 5.2.2.2 sintetiza los resultados que son representativos de las condiciones que presenta la roca en la zona de los túneles.

Localización		Velocidad sísmica (m/s)		Relación de Poisson (ν)	Módulos de deformabilidad		
					Dinámicos		Estáticos
Socavón No.	Cadenamiento	Ondas P	Ondas S		G (kg/cm ²)	Ed (kg/cm ²)	Ee (kg/cm ²)
1 (MI)	0+040 al 0+079	3560	1880	0.31	88750	234500	135000
	0+079 al 0+118	3731	1890	0.32	89750	234500	95000
	0+118 al 0+157	3660	2040	0.28	102000	265000	80000
2 (MD)	0+005 al 0+044	4000	1950	0.34	95000	255000	135000
3 (MI)	0+005 al 0+044	2600	1480	0.26	55000	143000	52000
	0+044 al 0+083	2900	1590	0.29	63250	163000	52000
	0+085 al 0+124	3100	1560	0.33	61000	163000	52000
	0+124 al 0+163	2900	1570	0.29	61000	163000	38000
	0+164 al 0+203	3100	1614	0.31	65250	173500	80000

Los módulos de deformabilidad dinámicos de la masa de roca son mayores que los estáticos de la última columna. El valor promedio del módulo dinámico es de 200000 kg/cm² mientras que el módulo estático es de 80000 kg/cm².

Si tomamos en cuenta el valor promedio del módulo de deformabilidad obtenido por medio de la prueba de placa descrita en el inciso anterior, se puede ver que dicho valor (30000 kg/cm²) es 2.66 veces menor que el valor promedio del módulo de deformabilidad estático obtenido a partir del módulo dinámico. Esto puede deberse a la diferencia de condiciones en las que se llevan a cabo las mediciones para la obtención de los módulos, ya que mientras los ensayos estáticos duran varios días y la roca fue sometida a presiones de 42 kg/cm², en las pruebas dinámicas la excitación de la roca duró algunos milisegundos y no hay una carga adicional como la que tiene la roca en la prueba de placa. También influye la forma en que se realizan las pruebas, es decir, perpendicular o paralelamente a los planos de fracturamiento. En las pruebas de placa, los esfuerzos se aplicaron vertical y horizontalmente, obteniendo en la mayoría de los casos, valores de módulos de deformabilidad más altos en las pruebas horizontales que en las verticales, lo que da un indicio de que las discontinuidades eran predominantemente horizontales. En las pruebas dinámicas los impulsos se generaron sólo horizontalmente, por lo que no pudieron compararse con impulsos verticales.

5.3. Clasificaciones geomecánicas

5.3.1. Clasificación RMR (Rock Mass Rating) e Índice de resistencia geológica GSI (Geological Strength Index).

Una vez concluida la excavación de los túneles y con base en la geología levantada y la información de las tablas 3.2.1.1 para el túnel 1 y 3.2.1.2 para el túnel 2, se evaluó la calidad del macizo rocoso empleando el sistema de clasificación geomecánica RMR (referencia 15), en los túneles de desvío.

En el criterio intervienen los siguientes factores:

- Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta, σ_c .
- Índice de calidad de la roca, RQD.
- Espaciamiento de las discontinuidades.
- Condiciones de las discontinuidades.
- Condiciones del agua en el subsuelo.
- Orientación de las discontinuidades.

También se obtuvieron los valores del GSI (referencia 18), a partir del sistema de clasificación RMR. La fórmula que determina este valor es $GSI = RMR - 5$, en donde la corrección por orientación de discontinuidades y las condiciones del agua en el subsuelo deben de considerarse como 15 y 0 respectivamente antes de hacer la resta, por lo que el valor del GSI no necesariamente debe coincidir con la operación matemática tomando el valor del RMR estimado inicialmente.

El túnel 1 tiene dos zonas geológicas y en la tabla 5.3.1.1 se muestra la clasificación correspondiente del RMR así como el GSI, aplicando las descripciones geológicas y propiedades del terreno:

Tabla 5.3.1.1 Valores del sistema “RMR” y “GSI” para el túnel de desvío 1 en la etapa de excavación.

Parámetro	Puntuación	
	Zona geológica 1	Zona geológica 2
	0+098.129 a 0+320	0+320 a 0+832.215
Resistencia a la compresión, σ_c .	4	7
Índice de calidad de la roca, RQD.	6 a 13	6 a 13
Espaciamiento de las discontinuidades.	10 a 15	8 a 15
Condiciones de las discontinuidades.	12	16
Condiciones del agua en el subsuelo.	15	15
Corrección por orientación de discontinuidades.	-5	-2
Valor de RMR.	42 a 54	50 a 64
Condiciones del agua en el subsuelo para evaluar el GSI.	15	15
Corrección por orientación de discontinuidades para evaluar el GSI.	0	0
Valor de RMR para evaluar el GSI.	47 a 59	52 a 66
Valor de GSI.	42 a 54	47 a 61

El túnel 2 tiene seis zonas geológicas y en la tabla 5.3.1.2 se muestra la clasificación RMR y el GSI, también, se incluye una zona de falla en el cadenamiento 0+182, en donde ocurrió un derrumbe importante.

Tabla 5.3.1.2 Valores del sistema “RMR” para el túnel de desvío 2 en la etapa de excavación.

Parámetro	Puntuación						
	Zona geológica 1	Zona geológica 2	Zona geológica 3	Zona geológica 4	Zona geológica 5	Zona geológica 6	Zona de falla 0+182
	0+095.284 a 0+250	0+250 a 0+390	0+390 a 0+460	0+460 a 0+610	0+ 610 a 0+680	0+680 a 0+906.307	
Resistencia a la compresión, σ_c .	4	7	4	7	4	7	2
Índice de calidad de la roca, RQD.	6 a 13	6 a 13	6 a 13	6 a 13	6 a 13	6 a 17	6
Espaciamiento de las discontinuidades.	8 a 10	10 a 15	8 a 10	10 a 15	8 a 10	10 a 15	8
Condiciones de las discontinuidades.	13	12	6	13	11	13	8
Condiciones del agua en el subsuelo.	15	15	15	7 a 10	15	15	15
Corrección por orientación de discontinuidades.	-2	-2	-5	-2	-2	-2	-2
Valor de RMR.	44 a 53	48 a 60	34 a 43	41 a 56	42 a 51	49 a 65	37
Condiciones del agua en el subsuelo para evaluar el GSI.	15	15	15	15	15	15	15
Corrección por orientación de discontinuidades para evaluar el GSI.	0	0	0	0	0	0	0
Valor de RMR para evaluar el GSI.	46 a 55	50 a 62	39 a 48	51 a 63	44 a 53	51 a 67	39
Valor de GSI.	41 a 50	45 a 57	34 a 43	46 a 58	39 a 48	46 a 62	34

En general, los valores más bajos obtenidos del GSI corresponden a condiciones de roca muy fracturada y los más altos a condiciones de roca dura y poco fracturada.

5.3.2. Índice de calidad Q (Tunnel Quality Index).

Es conveniente conocer los valores de Q del terreno, ya que su empleo se ha generalizado y es utilizado para el diseño de túneles. Se calcularon con base en la geología levantada de los túneles y la información proporcionada en las tablas 3.2.1.1 a 3.2.1.4.

Como se sabe, el valor numérico del índice "Q" varía en escala logarítmica desde 0.001 hasta un máximo de 1000 y depende de los siguientes parámetros:

- Índice de calidad de la roca, RQD.
- Número de sistemas de fracturamiento, Jn.
- Rugosidad de las fracturas, Jr.
- Alteración de las juntas, Ja.
- Condiciones del agua, Jw.
- Estado de esfuerzos, SRF.

"Q" se calcula con la siguiente expresión:
$$Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF}$$

En las tablas siguientes 5.3.2.1 y 5.3.2.2 se muestran los resultados.

Tabla 5.3.2.1 Valores del índice "Q" para el túnel 1 en la etapa de excavación.		
Parámetro	Puntuación	
	Zona geológica 1 0+098.129 a 0+320	Zona geológica 2 0+320 a 0+832.215
Índice de calidad de la roca, RQD.	39 - 58	49 - 75
Número de sistemas de fracturamiento, Jn.	4 a 9	2 a 4
Rugosidad de las fracturas, Jr.	3	3
Alteración de las juntas, Ja.	8 a 12	8 a 12
Condiciones del agua, Jw.	1	1
Estado de esfuerzos, SRF.	5	2.5
Valor de Q.	0.73 a 0.32	3.68 a 1.88

Tabla 5.3.2.2 Valores del índice “Q” para el túnel 2 en la etapa de excavación.

Parámetro	Puntuación						
	Zona geológica 1 0+095.284 a 0+250	Zona geológica 2 0+250 a 0+390	Zona geológica 3 0+390 a 0+460	Zona geológica 4 0+460 a 0+610	Zona geológica 5 0+ 610 a 0+680	Zona geológica 6 0+680 a 0+906.307	Zona de falla 0+182
Índice de calidad de la roca, RQD.	39 - 56	40 - 64	47 - 67	45 - 68	49 - 65	48 - 75	35
Número de sistemas de fracturamiento, Jn.	2 a 4	2 a 4	4 a 9	4 a 6	4 a 6	2 a 3	20
Rugosidad de las fracturas, Jr.	3	3	2	3	3	4	3
Alteración de las juntas, Ja.	8 a 12	8 a 12	8 a 12	8 a 12	8 a 12	8 a 12	12
Condiciones del agua, Jw.	1	1	1	0.66	1	1	1
Estado de esfuerzos, SRF.	5	2.5	2.5	2.5	2.5	5	2.5
Valor de Q.	1.46 a 0.70	3.00 a 1.60	1.18 a 0.50	1.11 a 0.75	1.84 a 1.08	2.40 a 1.67	0.18

5.4. Carga de roca estimada

Uno de los datos más importantes para diseñar el soporte de un túnel, o en general de cualquier excavación subterránea, es la carga de roca, la cual, da un indicio de la altura que tendrá la masa de roca potencialmente inestable sobre la bóveda y paredes de la excavación subterránea.

Para determinar la carga de roca H_r , existen varios métodos empíricos que permitan estimar este valor, aunque por tratarse de métodos empíricos deben tomarse con cautela.

Otra forma de determinar la carga de roca es empleando el criterio de cuña máxima, donde se consideran las discontinuidades que hay en el macizo rocoso para formar bloques en la bóveda.

En este apartado se utilizan tres de los métodos empíricos más conocidos, los cuales son: el de Terzaghi (referencia 17) y los derivados de las clasificaciones geomecánicas de Bieniawski (referencia 15) y Barton (referencia 16).

La determinación de la carga de roca que se presenta a continuación fue realizada para cada una de las zonas geológicas en que fueron divididos los túneles.

Cabe destacar que Terzaghi estableció su criterio empírico para el caso de marcos metálicos como sistema de soporte. Los tiempos de vida del terreno sin soporte así como el comportamiento estructural impuestos por los nuevos métodos de construcción cambian drásticamente las condiciones supuestas por Terzaghi.

5.4.1. Criterio de Terzaghi

Este criterio data del año 1946 y es uno de los más antiguos y sencillos de aplicar, aunque bastante conservador. La carga de roca está en función del ancho del túnel y de las condiciones geológicas de alteración y fracturamiento de la masa rocosa.

A continuación, se presentan en la tabla 5.4.1.1 los resultados obtenidos para el túnel 1.

Zona geológica	Cadenamientos	Ecuación	Carga de roca, Hr (m)	Presión de roca, Pr (t/m ²)
1	0+098.129 a 0+320	$H_r = 0.75B$	10.5	25.2
2	0+320 a 0+832.215	$H_r = 0.5B$	7.0	16.8

Para el túnel 2 se obtuvieron los resultados que se presentan en la tabla 5.4.1.2.

Zona geológica	Cadenamientos	Ecuación	Carga de roca, Hr (m)	Presión de roca, Pr (t/m ²)
1	0+095.284 a 0+250	$H_r = 0.9B$	12.6	30.2
Zona de falla 0+182	0+168 a 0+195.5	$H_r = 1.1(B + Ht)$	30.8	73.9
2	0+250 a 0+390	$H_r = 0.6B$	8.4	20.2
3	0+390 a 0+460	$H_r = 0.75B$	10.5	25.2
4	0+460 a 0+610	$H_r = 0.6B$	8.4	20.2
5	0+ 610 a 0+680	$H_r = 0.75B$	10.5	25.2
6	0+680 a 0+906.307	$H_r = 0.6B$	8.4	20.2

donde: B=ancho del túnel, 14 m.

Ht=altura del túnel, 14 m.

$\gamma_r=2.4 \text{ t/m}^3$ y 1.9 t/m^3 para zona de falla.

5.4.2 Criterio de Bieniawski (RMR)

Con base en la clasificación geomecánica del terreno, aplicando el criterio de Bieniawski RMR, obtenidos en el inciso 5.3.1, se procedió a determinar la carga de roca.

Según este criterio, debe aplicarse la ecuación $H_r = \left(\frac{100 - RMR}{100} \right) B$.

Para obtener la presión de roca Pr, se multiplica Hr por el peso volumétrico de la masa rocosa $Pr = Hr * \gamma_r$

A continuación se presentan en la tabla 5.4.2.1, los resultados obtenidos utilizando los valores mínimos del Índice RMR para el túnel 1.

Zona geológica	Cadenamientos	Ecuación	Carga de roca, Hr (m)	Presión de roca, Pr (t/m ²)
1	0+098.129 a 0+320	$Hr = \left(\frac{100 - RMR}{100} \right) B$	8.1	19.4
2	0+320 a 0+832.215		7.0	16.8

Para el túnel 2 se obtuvieron los resultados que se mencionan en la tabla 5.4.2.2.

Zona geológica	Cadenamientos	Ecuación	Carga de roca, Hr (m)	Presión de roca, Pr (t/m ²)
1	0+095.284 a 0+250	$Hr = \left(\frac{100 - RMR}{100} \right) B$	7.8	18.7
Zona de falla 0+182	0+168 a 0+195.5		8.8	16.7
2	0+250 a 0+390		7.3	17.5
3	0+390 a 0+460		9.2	22.1
4	0+460 a 0+610		8.2	19.7
5	0+610 a 0+680		8.1	19.4
6	0+680 a 0+906.307		7.1	17.0

donde: B=ancho del túnel, 14 m.

$\gamma_r=2.4 \text{ t/m}^3$ y 1.9 t/m^3 para zona de falla.

RMR, es variable dependiendo la zona.

5.4.3 Criterio de Barton (Q)

Con base en la clasificación geomecánica del terreno, pero ahora aplicando el criterio de Barton Q, obtenidos en el inciso 5.3.2, se procedió a determinar la carga de roca.

Según este criterio, deben aplicarse las ecuaciones

$$P(\text{kg/cm}^2) = \frac{2}{Jr^3\sqrt{Q}} \text{ para macizos con tres o más familias de discontinuidades}$$

$$P(\text{kg/cm}^2) = \frac{2\sqrt{J_n}}{3Jr^3\sqrt{Q}} \text{ para macizos con menos de tres familias de discontinuidades}$$

$$Hr(m) = \frac{P * 10}{\gamma_r}$$

Donde:

P es la presión que se genera provocada por la carga de roca (kg/cm^2).

Hr es la carga de roca (m).

γ_r es el peso específico de la roca (t/m^3).

Jn es el índice de diaclasado que indica el grado de fracturamiento del macizo rocoso.

Jr es índice de rugosidad de las discontinuidades o juntas.

Q es el valor de la clasificación de Barton.

A continuación se presentan en la tabla 5.4.3.1, los resultados obtenidos utilizando los valores mínimos del índice Q para el túnel 1:

Tabla 5.4.3.1 Carga de roca estimada en el túnel 1, mediante el criterio de Barton (Q).				
Zona geológica	Cadenamientos	Ecuación	Carga de roca, Hr (m)	Presión de roca, Pr (t/m^2)
1	0+098.129 a 0+320	$Hr(m) = \frac{P * 10}{\gamma_r}$	3.9	9.4
2	0+320 a 0+832.215		2.4	5.7

donde: B=ancho del túnel, 14 m.

$\gamma_r=2.4 \text{ t}/\text{m}^3$ y $1.9 \text{ t}/\text{m}^3$ para zona de falla.

Q, varia dependiendo la zona

Para el túnel 2 se obtuvieron los resultados que se mencionan en la tabla 5.4.3.2.

Tabla 5.4.3.2 Carga de roca estimada en el túnel 2, mediante el criterio de Barton (Q).				
Zona de clasificación	Cadenamientos	Ecuación	Carga de roca, Hr (m)	Presión de roca, Pr (t/m^2)
1	0+095.284 a 0+250	$Hr(m) = \frac{P * 10}{\gamma_r}$	3.0	7.2
Zona de falla 0+182	0+168 a 0+195.5		7.3	14.0
2	0+250 a 0+390		2.4	5.7
3	0+390 a 0+460		5.3	12.8
4	0+460 a 0+610		2.7	6.5
5	0+ 610 a 0+680		2.7	6.5
6	0+680 a 0+906.307		1.8	4.4

5.4.4 Comparativa de cargas de roca en los túneles de desvío.

A continuación, se presentan las tablas 5.4.4.1 y 5.4.4.2 en donde se hace una comparativa de las cargas de roca determinadas por los métodos descritos, para las diferentes zonas en las que se clasificaron los túneles 1 y 2.

En las tablas 5.4.4.1 y 5.4.4.2 se mencionan los resultados obtenidos para los túneles.

Tabla 5.4.4.1 Comparativa de la carga de roca estimada en el túnel 1.			
Zona geológica	Carga de roca, Hr (m)		
	Terzaghi	RMR	Q
1	10.5	8.1	3.9
2	7.0	7.0	2.4

Tabla 5.4.4.2 Comparativa de la carga de roca estimada en el túnel 2.			
Zona geológica	Carga de roca, Hr (m)		
	Terzaghi	RMR	Q
1	12.6	7.8	3.0
Zona de falla 0+182	30.8	8.8	7.3
2	8.4	7.3	2.4
3	10.5	9.2	5.3
4	8.4	8.2	2.7
5	10.5	8.1	2.7
6	8.4	7.1	1.8

Como se observa en las tablas anteriores, la carga de roca en la bóveda es diferente dependiendo del criterio empleado. Como se había mencionado anteriormente, el de Terzaghi es el más conservador. Para la zona de la falla (cadenamientos 0+168 al 0+195.5), los valores son altos en los tres casos si se compara con la altura de la cavidad que quedó durante la falla que fue de 5 m aproximadamente, pero el método Q lo prevé bastante mejor.

De los sistemas de clasificación usados en este trabajo, el RMR y Q incluyen una cantidad suficiente de datos para poder evaluar los factores que influyen en la estabilidad de una excavación subterránea, sin embargo, en uno de los casos (cadenamiento 0+682) las características estructurales rigieron el comportamiento y tal vez las clasificaciones aquí usadas sean inadecuadas. Cabe hacer mención que en los túneles no hubo presencia de agua, excepto un escurrimiento pequeño en el cadenamiento 0+530 del túnel 2, por lo que este factor no tuvo influencia desfavorable en la evaluación de las clasificaciones.

5.5. Ángulo de fricción (ϕ) y cohesión (c) de las discontinuidades.

El término discontinuidad hace referencia a cualquier plano de separación en el macizo rocoso; para el caso de la roca ígnea ignimbrita en el sitio estudiado, éstas son de origen tectónico.

El estudio del comportamiento mecánico de estas, se basa en las relaciones entre los esfuerzos de corte aplicados y los desplazamientos tangenciales producidos. La resistencia al esfuerzo cortante de una discontinuidad está dada por el criterio de falla de Mohr-Coulomb y puede determinarse mediante pruebas de corte directo.

La resistencia "máxima" al corte τ_p , de discontinuidades planas está dada por la ecuación de Mohr-Coulomb: $\tau_p = c + \sigma_n \tan \phi_p$. Asimismo, la resistencia "residual" τ_r , está dada por la ecuación

$$\tau_r = c + \sigma_n \tan \phi_r$$

Durante la etapa de exploración (referencia 2), se realizaron seis pruebas de corte directo en muestras de roca obtenidas en campo, aprovechando la presencia en ellas de discontinuidades con arcilla. Las muestras tenían áreas de 920 a 2700 cm² (plano de corte) y fueron ensayadas cada una a tres ciclos de corte con esfuerzos normales de 5, 10 y 15 kg/cm².

Los resultados obtenidos se pueden resumir en lo siguiente:

- ángulo de fricción máximo (ϕ_p) oscila entre 18° y 28°
- cohesión (c) oscila entre 0 y 1.3 kg/cm²
- ángulo de fricción residual (ϕ_r) oscila entre 12° y 25°

5.6. Resistencia de la masa rocosa.

Para determinar los parámetros de resistencia del macizo rocoso considerado como homogéneo (muy fracturado), se emplea el criterio empírico de falla de Hoek-Brown, (referencia 10).

Las ecuaciones características del criterio de falla de Hoek-Brown, que intervienen son las siguientes:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^\alpha \quad (\text{ecuación 5.6.1})$$

donde:

σ_1 y σ_3 son los esfuerzos efectivos principales mayor y menor en la falla

σ_{ci} es la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta

m_b es un valor reducido de la constante del material m_i y está dado por la siguiente expresión

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (\text{ecuación 5.6.2})$$

s y α son constantes de la roca dadas por las siguientes relaciones

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (\text{ecuación 5.6.3})$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right) \quad (\text{ecuación 5.6.4})$$

D es un factor que depende del grado de alteración al que la roca ha sido sujeta por explosivos o relajación de esfuerzos.

La **resistencia a la compresión uniaxial** se obtiene considerando $\sigma'_3 = 0$ en la ecuación 5.6.1.

$$\sigma_c = \sigma_{ci} * s^o \quad (\text{ecuación 5.6.5})$$

y la **resistencia a la tensión** es

$$\sigma_t = -\frac{s\sigma_{ci}}{m_b} \quad (\text{ecuación 5.6.6})$$

la cual, se obtiene considerando $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_t$, en la ecuación 5.6.1.

La **resistencia de la masa rocosa** está dada por la ecuación

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b / 4 + s)^{o-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (\text{ecuación 5.6.7})$$

La determinación del esfuerzo confinante máximo $\sigma'_{3m\acute{a}x}$ para túneles está dada por la ecuación

$$\frac{\sigma'_{3m\acute{a}x}}{\sigma'_{cm}} = 0.47 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H}\right)^{-0.94} \quad (\text{ecuación 5.6.8})$$

El **módulo de deformabilidad de la masa rocosa** está dado por

$$E_m (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} * 10^{((GSI-10)/40)} \quad (\text{ecuación 5.6.9})$$

La ecuación 5.5.7.a, aplica para $\sigma_{ci} \leq 100MPa$. Cuando $\sigma_{ci} > 100MPa$, entonces

$$E_m (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) * 10^{((GSI-10)/40)} \quad (\text{ecuación 5.6.10})$$

Los parámetros del criterio de falla de Hoek-Brown se pueden correlacionar con los parámetros del criterio de Mohr-Coulomb por medio de las siguientes expresiones (referencia 10):

$$\phi' = \text{sen}^{-1} \left[\frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (\text{ecuación 5.6.11})$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b \sigma'_{3n}] (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + (6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}) / ((1+a)(2+a))}} \quad (\text{ecuación 5.6.12})$$

donde

$$\sigma_{3n} = \sigma'_{3\text{máx}} / \sigma_{ci}$$

Para el caso analizado en este trabajo, se hizo uso del programa denominado RocLab (referencia 19), el cual se basa en el criterio mencionado. Los parámetros que se obtienen a partir de los análisis que realiza éste son: ángulo de fricción, cohesión, resistencia a la tensión, resistencia a la compresión uniaxial y resistencia global, así como el módulo de deformabilidad; todos estos datos son de la masa rocosa.

El programa requiere de los siguientes datos:

- 1.- Resistencia a la compresión de la roca intacta, σ_{ci} (860 kg/cm² para roca sana y 100 kg/cm² para zona de falla).
- 2.- Índice de resistencia geológica (GSI).
- 3.- El parámetro m_i que es una constante de la roca intacta.
- 4.- El parámetro D que es índice de alteración de la masa rocosa.
- 5.- Peso volumétrico de la masa rocosa, γ_r (2400 kg/m³ para roca sana y 1900 kg/m³ para zona de falla).
- 6.- Profundidad del túnel.

En la tabla 5.6.1 se presentan los resultados obtenidos de las corridas efectuadas para cada zona geológica en que se dividieron los túneles. En el Anexo 10.1 se presentan las gráficas correspondientes.

Tabla 5.6.1. Parámetros de la masa rocosa obtenidos mediante el criterio de falla de Hoek-Brown.

Túnel No.	Zona de clasificación Geológica	Sistema RMR	Índice de resistencia geológica GSI	Esfuerzo confinante máximo (en la falla) $\sigma_3 \text{ máx}$ kg/cm ²	Ángulo de fricción, ϕ (°)	Cohesión, c kg/cm ²	Resistencia a la tensión de la masa rocosa σ_1 kg/cm ²	Resistencia a la compresión uniaxial de la masa rocosa σ_c kg/cm ²	Resistencia de la masa rocosa (en la falla) $\sigma_{cm} = \sigma_1$ kg/cm ²	Módulo de deformabilidad de la masa rocosa E_m kg/cm ²
1	1	42 - 54	42	17.64	51.98	8.47	-0.73	32.80	156.68	59680
	2	50 - 64	47	19.90	52.48	10.25	-1.07	44.29	174.35	79590
2	1	44 - 53	41	15.72	52.53	7.73	-0.68	30.86	153.31	56350
	2	48 - 60	45	17.71	52.78	9.14	-0.93	39.32	167.11	70925
	3	34 - 43	34	18.98	48.97	7.40	-0.41	19.79	130.79	37650
	4	41 - 56	46	20.11	52.14	10.06	-1.00	41.74	170.71	75125
	5	42 - 51	39	16.99	51.38	7.72	-0.59	27.25	146.70	50200
	6	49 - 65	46	8.67	56.11	5.25	-0.59	27.25	146.70	50200
	Zona de falla 0+182	37	34	6.63	31.79	1.38	-0.11	2.25	9.37	12700

Para las zonas de falla, de acuerdo con el capítulo 5.2.1, puede considerarse un módulo de deformabilidad global $T=15000 \text{ kg/cm}^2$, mientras que para la masa rocosa es $T=30000 \text{ kg/cm}^2$, obtenidos mediante la prueba de placa flexible. Si tomamos como referencia los datos mostrados en la tabla 5.6.1, el módulo de deformabilidad promedio es de 60000 kg/cm^2 , sin embargo, en la zona del caldo del túnel 2, cadenamiento 0+182, el módulo de deformabilidad es de 12700 kg/cm^2 . Es importante señalar que los módulos de deformabilidad de carga secante al 100% son los más que parecen a los obtenidos en la tabla 5.6.1.

Referente a los valores de la resistencia de la masa rocosa en la falla, estos no varían de manera notable entre ellos, siendo el valor promedio de $\sigma_{cm}=155 \text{ kg/cm}^2$. Esto nos da un indicio de que a pesar de que hay diferencias en el macizo rocoso desde el punto de vista geológico, lo son pero en menor proporción desde el punto de vista geotécnico. Para las zonas de falla el valor de la resistencia de la masa rocosa es de $\sigma_{cm}=9.37 \text{ kg/cm}^2$, por lo que con respecto al valor promedio sí hay mucha diferencia.

El ángulo de fricción y la cohesión de la masa rocosa, al igual que el módulo de deformabilidad, son muy parecidos para las diferentes zonas y casi no hay diferencia notable, excepto si se compara con los valores obtenidos para las zonas de falla, aún cuando difiera notablemente de los obtenidos en pruebas de campo.

6.- PROCEDIMIENTO DE EXCAVACIÓN Y SOPORTE

6.1. Método de excavación

El emportalamiento de los túneles a la entrada y salida consistió en excavar taludes perpendiculares a su eje, con una pendiente de 0.25:1. Para el portal de entrada la altura del talud fue de 48.5 m y para el portal de salida la altura fue de 34.5 m, tal como se muestra en la figura 6.1.A. La relación cobertura de roca y ancho del túnel es de 3.5 y 2.5 para la entrada y salida respectivamente. En ambos portales se consideró una berma auxiliar a una altura media, además de aplicar un sistema de soporte basado en anclaje de fricción, concreto lanzado, así como drenaje largo y corto para la estabilización.

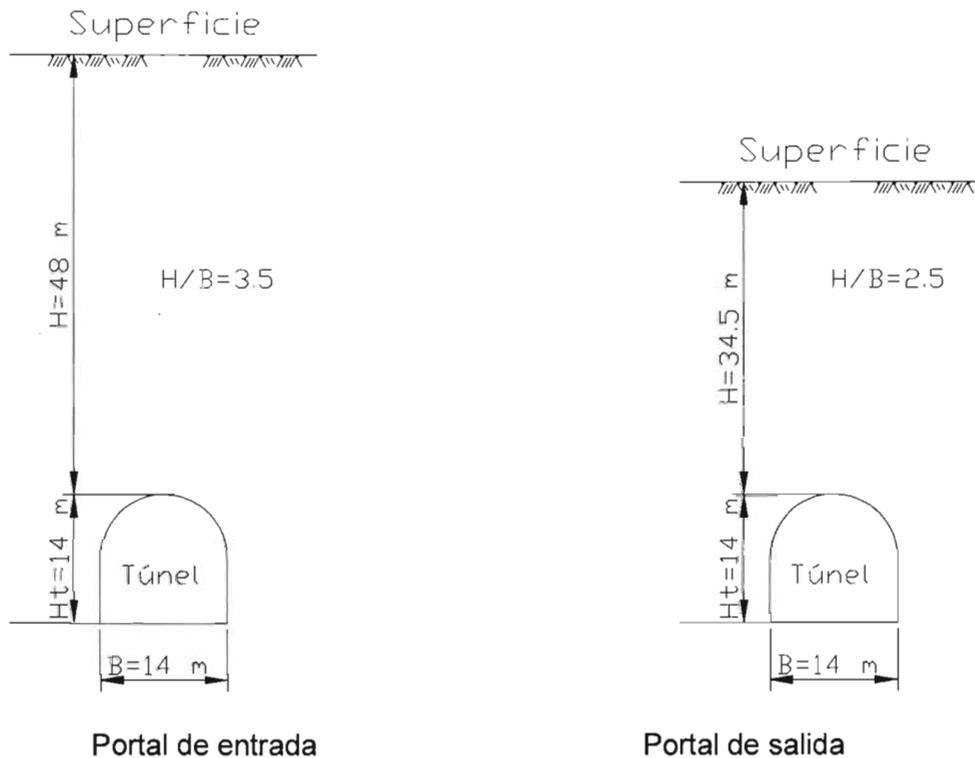


Figura 6.1.A.- Vista esquemática de uno de los túneles en los portales de entrada y salida.

En el túnel 1, la excavación se realizó por cuatro frentes: por la entrada, por la salida y por un túnel crucero auxiliar de construcción, el cual tuvo la finalidad de minimizar el tiempo de terminación de los túneles y con el que se pudo excavar este túnel desde el cadenamiento 0+360 hacia aguas abajo y aguas arriba. En el túnel 2 la excavación se realizó por dos frentes, por la entrada y por la salida, auxiliándose para rezagar por la continuación del túnel crucero. Ver figura 6.1.B.

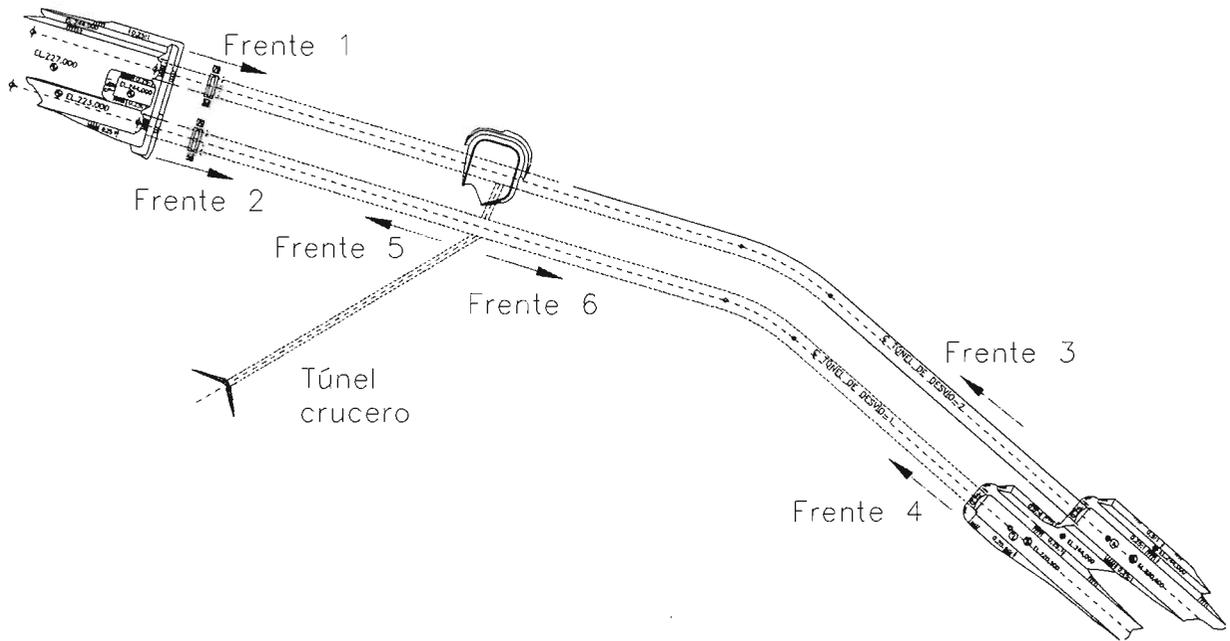


Figura 6.1.B.- Frentes de trabajo por donde se excavaron los túneles.

De acuerdo con las condiciones geológicas que se fueron descubriendo en el sitio, se vio la conveniencia de realizar la excavación de los túneles por etapas. Primeramente la mitad superior y al final, la mitad inferior. En la mitad superior, si la calidad de la roca era mala, se excavaba entonces a un cuarto de sección, luego el otro cuarto de sección y al final la mitad inferior como se muestra en la figura 6.1.C. Entre cada etapa se colocaba el soporte de la roca.

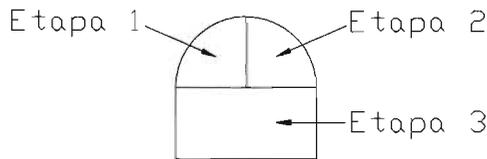


Figura 6.1.C.- Esquema de las etapas de excavación en los túneles de desvío.

En el túnel 1 se excavaron 371 m a un cuarto de sección y 333 m a media sección, en los tramos que se indican en la tabla 6.1.1.

Tabla 6.1.1 Excavación en el túnel 1			
Zona geológica	cuarto de sección	Zona geológica	media sección
1	0+098.129 a 0+160	1	0+160 a 0+219
1	0+219 a 0+294	1	0+294 a 0+325
2	0+325 a 0+420	2	0+420 a 0+635
2	0+635 a 0+725	2	0+725 a 0+753
2	0+753 a 0+832.215	-----	-----

En el túnel 2 se excavaron 364 m a un cuarto de sección y 421 m a media sección, en los tramos que se indican en la tabla 6.1.2.

Zona geológica	cuarto de sección	Zona geológica	media sección
1	0+095.284 a 0+280	2	0+280 a 0+403
3	0+403 a 0+490	4	0+490 a 0+630
5	0+630 a 0+672	6	0+672 a 0+830
6	0+830 a 0+906.307	-----	-----

6.2. Soporte colocado

En el diseño inicial, el tratamiento de soporte para la estabilización de los túneles, consistió en lo siguiente:

I.- Una capa de concreto lanzado de 10 cm de espesor, $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$, reforzado con fibras metálicas en proporción de 40 a 60 kg/m^3 de concreto, aplicada en las paredes y bóveda del túnel. Esta capa se drenó con barrenos cortos de 30 cm de longitud y $1\frac{3}{4}$ " de diámetro.

De acuerdo con las características antes descritas, se estima que el concreto lanzado proporciona una presión de soporte $P_s=7.71 \text{ t/m}^2$, valor que se obtiene a partir del criterio del tubo de pared delgada, cuya ecuación es:

$$t = \frac{P_s * r}{\tau_c}$$

donde:

t es el espesor de concreto lanzado

P_s es la presión de soporte (t/m^2)

r es el radio de la bóveda = 7 m

τ_c es la resistencia al corte del concreto, que es igual a $0.2 f'c = 40 \text{ kg/cm}^2$

$f'c$ es la resistencia a la compresión del concreto, que es igual a 200 kg/cm^2

II.- Abanicos de drenaje largo que consistieron en barrenos de 6 m de longitud y 3" de diámetro, separados a cada 6 m sobre el eje del túnel.

III.- Anclaje de tipo fricción, de 6 m de longitud en la bóveda y 4.5 m en las paredes, $1\frac{1}{2}$ " de diámetro, en abanicos de 13 anclas distribuidos en la sección del túnel como se muestra en la figura 6.2.A, separados a cada 3 m de longitud sobre el eje del túnel. El anclaje se inyectó con mortero de cemento-arena con una resistencia a la compresión $f'c=180 \text{ kg/cm}^2$ como mínimo. Las barras de acero consistieron en varillas corrugadas con una resistencia a la fluencia $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, las cuales proporcionan una fuerza de soporte de 38 toneladas por ancla, utilizadas al 80% de su capacidad.

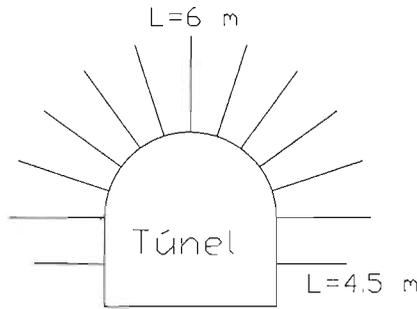


Figura 6.2.A.- Anclaje de fricción colocado en los túneles de desvío – Sección tipo.

De acuerdo con el patrón de anclaje indicado en el proyecto, estas proporcionan en conjunto una presión de soporte $P_s=5.75 \text{ t/m}^2$, valor que se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$P_s = \frac{f_{an}}{A}$$

en donde:

P_s es la presión de soporte

f_{an} es la fuerza o carga de trabajo del ancla, 80% de f_y

A es el área unitaria donde actúa la presión de soporte

IV.- En zonas donde las condiciones geológicas se previeron muy desfavorables, se diseñaron en lugar del anclaje, marcos de acero, perfil tipo I, de 30 cm de patín y alma; estos marcos se fijaron con anclas en la parte media superior para que durante la etapa 3 de banqueo no quedaran sin apoyo, asimismo, entre marco y marco se rellenó con concreto hidráulico.

La separación entre marcos varió de 1.0 a 1.5 m, y la presión que se estima soportan fue de $P_s=23.5 \text{ t/m}^2$ y $P_s=15.6 \text{ t/m}^2$ respectivamente, de acuerdo con la siguiente metodología.

De acuerdo con la tabla 1 de la referencia 9, un marco de 30 x 30 cm resiste una carga de 23549 kg/m (15810 lb/ft), considerando un ancho de túnel de 14 m.

La presión que soportan se obtiene dividiendo la carga que resisten los marcos entre su separación, $P_s = \frac{c \text{ carga}}{\text{separación}}$

Sustituyendo valores se tiene que para los marcos separados a cada 1.0 m

$$P_s = \frac{23549}{1.0} = 23549 \text{ kg/m}^2 = 23.5 \text{ t/m}^2$$

y para los marcos separados a cada 1.5 m, se tiene lo siguiente

$$P_s = \frac{23549}{1.5} = 15699 \text{ kg/m}^2 = 15.6 \text{ t/m}^2$$

Los tramos de colocación de anclaje y marcos de acero en cada túnel se indican en las tablas 6.2.1 y 6.2.2.

Tabla 6.2.2 Tratamiento colocado en el túnel 2			
Zona geológica	Anclaje de fricción	Zona geológica	Marcos de acero
-----	-----	1	0+098.129 a 0+155
1	0+155 a 0+202	1	0+202 a 0+310
2	0+310 a 0+360	2	0+360 a 0+424
2	0+424 a 0+661	2	0+661 a 0+708
2	0+708 a 0+735	2	0+735 a 0+832.215

Tabla 6.2.2 Tratamiento colocado en el túnel 2			
Zona geológica	Anclaje de fricción	Zona geológica	Marcos de acero
1	0+215 a 0+270	1	0+095.284 a 0+215
2	0+294 a 0+365	2	0+270 a 0+294
3	0+385 a 0+415	2	0+365 a 0+385
4	0+468 a 0+620	3	0+415 a 0+468
6	0+686 a 0+812	5	0+620 a 0+686
-----	-----	6	0+812 a 0+906.307

En el siguiente capítulo 7, se describirá el efecto de las condiciones geológicas y geotécnicas más desfavorables en la estabilidad de los túneles durante la etapa constructiva y se analizarán con detalle.

7.- COMPORTAMIENTO GEOTÉCNICO DE LOS TÚNELES

7.1. Problemas durante la construcción

Durante la etapa de excavación de los túneles, se presentaron diversos problemas que afectaron el avance de estos. El problema principal fue el de los derrumbes y desprendimientos de material rocoso desde la bóveda, provocados por las pobres propiedades de resistencia de la masa rocosa en algunas zonas de los túneles.

A continuación, se describen los casos de falla más importantes que ocurrieron durante la construcción, considerando el volumen de material involucrado en el derrumbe; ambos sucedieron en el túnel 2, en los cadenamientos 0+168 al 0+195.5 (zona geológica 1) y en el 0+682 (zona geológica 6).

Falla del túnel No. 2 en los cadenamientos 0+168 al 0+195.5

En un tramo comprendido entre los cadenamientos 0+168 y 0+182, se presentó inicialmente un desprendimiento de roca con un volumen aproximado de 93 m³. Una parte del caído quedó apoyado sobre los marcos de acero que días antes se habían colocado en la zona de aguas arriba y otra alcanzó a caer hasta el piso de la excavación que se encontraba a sección superior en ese entonces y sin marcos, sin causar daños a personas o equipos.

La causa geológica principal de este derrumbe, fue la presencia de la falla TP2-10 que cruza diagonal al eje del túnel y su intersección, arriba de la bóveda, con otras dos discontinuidades menores; otra causa fue la relajación excesiva de la zona de falla (roca muy alterada y fracturada) como consecuencia de que transcurrió demasiado tiempo antes de que el soporte fuera colocado. Adicionalmente, se atribuye este desprendimiento al retiro de la media sección superior que daba apoyo al macizo rocoso hacia aguas arriba.

Veinte días después en esta zona, cuando se continuaba la excavación del cuarto de sección izquierdo para la colocación de marcos, se inició otro derrumbe que avanzó de forma progresiva hacia aguas abajo hasta alcanzar 15 m de longitud. Esta falla afectó al túnel del cadenamiento 0+182 al 0+195.50, cayendo un volumen aproximado de 500 m³.

En la zona donde ocurrió la falla existieron condiciones de roca malas: roca blanda, muy alterada y densamente fracturada, afectada por 5 zonas de falla con espesores que variaron de 1 a 4.50 m. Haciendo un modelo hipotético con el programa de análisis de cuñas Unwedge (referencia 21), se forman en esta zona numerosas cuñas de roca menores e inestables en la bóveda, gran parte de las cuales fallaron (figura 7.1.A y fotografía 7.1).

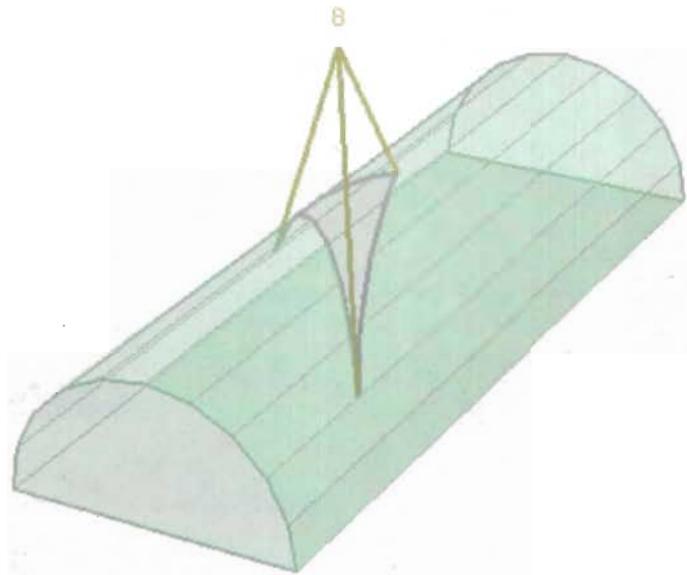


Figura 7.1.A.- Modelo hipotético de una cuña que provocó la falla, si se analiza con el programa de formación de cuñas Unwedge (referencia 21).



Fotografía 7.1.- Tomada por el lado de aguas abajo de la falla, cadenamiento 0+168 a 0+195.5; nótese la fragmentación de la roca que nos da idea de la intensa alteración y fracturamiento del macizo rocoso.

Falla del túnel No. 2 en el cadenamiento 0+682

Otra falla ocurrió en el cadenamiento 0+682. La causa principal fue el fracturamiento muy continuo del macizo rocoso que provocó la formación de cuñas de diferentes dimensiones. La falla del cadenamiento 0+682 tuvo un volumen aproximado de 176 m^3 , su geometría se aprecia en la figura 7.1.B. En este caso, la roca se presentó dura, muy fracturada, poco alterada y con relleno arcilloso entre las fracturas. El espacio dejado por las cuñas falladas dejaba observar claramente las dimensiones y forma de las mismas.

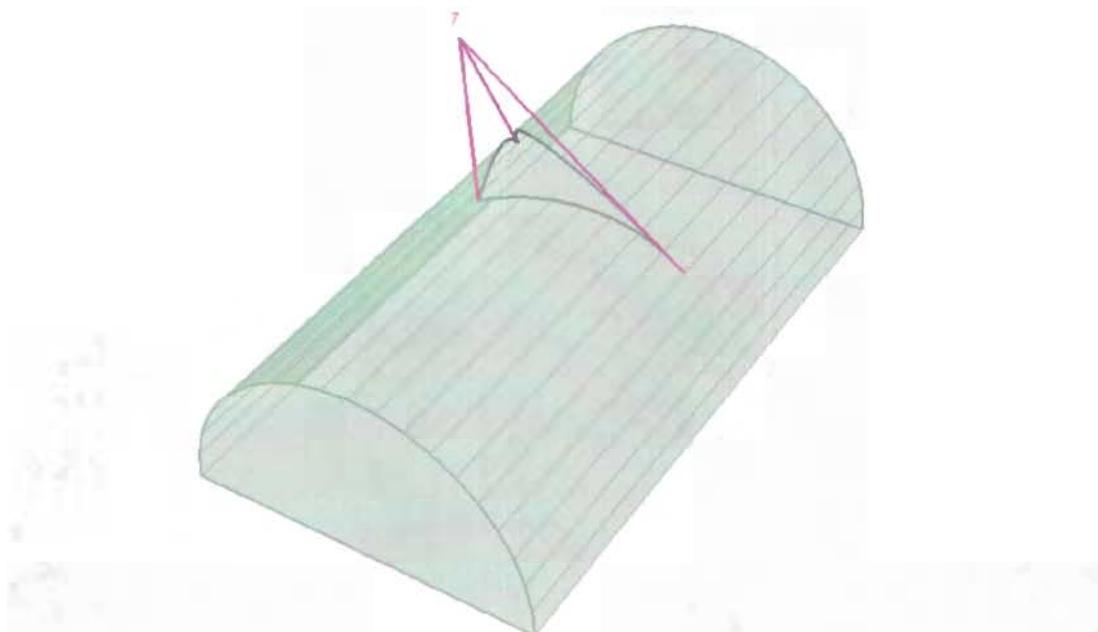


Figura 7.1.B.- Modelo de la cuña que falló después de una voladura en el frente de la excavación, en el cadenamiento 0+682.

7.2. Interacción Roca-Ademe.

Con los parámetros de resistencia del macizo rocoso, es posible realizar un análisis de la interacción roca-ademe, con el propósito de conocer la presión de soporte requerida por el macizo rocoso para alcanzar su punto de equilibrio, así como los desplazamientos que se producirán con estas presiones.

De acuerdo con el criterio de Ladanyi descrito en la referencia 5, la interacción roca-ademe es un problema teórico complejo por la gran cantidad de factores que se tienen que tomar en cuenta para llegar a soluciones que tengan sentido. Para poder aplicar este criterio, se deben hacer algunas simplificaciones que reduzcan el problema a proporciones que faciliten su manejo, las cuales se mencionan a continuación:

- Geometría del túnel.- En el análisis se supone que se trata de un túnel circular de radio inicial r_0 . El largo del túnel es tal que el problema puede ser tratado en forma bidimensional.

- Campo de esfuerzos in situ.- Los esfuerzos horizontal y vertical in situ se supone que son iguales, con una magnitud P_o .

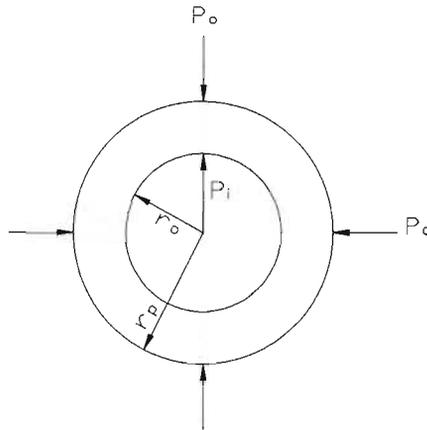


Figura 7.2.A.- Diagrama del estado de esfuerzos in situ.

- Presión de soporte.- El ademe instalado se supone que ejerce una presión de soporte radial uniforme P_i sobre las paredes del túnel.

- Propiedades del macizo rocoso fracturado.- Se supone que el macizo rocoso fracturado que rodea el túnel es un material elasto-plástico perfecto, como se ilustra en la figura 7.2.B.

- Deformaciones volumétricas.- Se supone que no ocurre cambio de volumen en la zona plástica.

- Alcance de la zona plástica.- Se supone que la zona plástica se extiende hasta un radio r_p que depende del esfuerzo in situ P_o , de la presión de soporte P_i y de las características del material.

- Simetría radial.- El problema que se analiza es, en todos sus detalles, simétrico alrededor del eje del túnel. Si el peso de la roca en la zona fracturada estuviera incluido en este análisis, se perdería la simplificación de la simetría, pero en vista de que el peso de la roca fracturada es muy importante en el diseño del ademe, se hace una consideración para este peso que se suma al análisis básico, una vez completo éste.

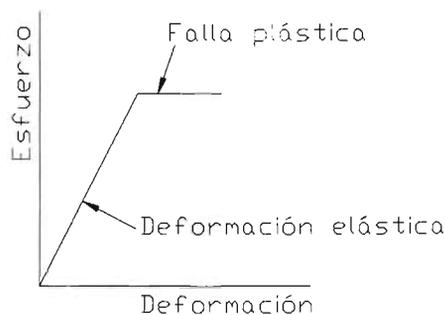


Figura 7.2.B.- Curva de esfuerzo-deformación para una presión de confinamiento constante.

7.2.1.- Ecuaciones relacionadas con la interacción roca-ademe

7.2.1.1.- Definición del criterio de falla

Considerando el criterio de falla de Mohr-Coulomb, se tiene que:

$$\sigma_{cm} = \frac{2c(\cos\phi)}{(1 - \text{sen}\phi)}$$
 es la resistencia a la compresión (σ_{cm}) de la masa rocosa.

$$k = \frac{(1 + \text{sen}\phi)}{(1 - \text{sen}\phi)}$$
 es la pendiente de la línea de σ_1 vs σ_3 .

En donde

σ_1 es el esfuerzo axial cuando ocurre la falla

σ_3 es el esfuerzo confinante

c es la cohesión

ϕ es el ángulo de fricción de la masa rocosa

7.2.1.2.- Análisis del comportamiento del túnel en la zona de falla

La falla de la masa rocosa alrededor del túnel ocurre cuando la presión de soporte interna P_i es menor que la presión de soporte crítica P_{cr} . Para que no falle tendrá que colocarse un refuerzo que absorba las deformaciones en exceso que se presentan en el terreno.

La presión de soporte crítica se define como la frontera entre la presión de soporte interna, en la cual, el macizo rocoso pasa de un comportamiento elástico a un comportamiento plástico. Está definida por la ecuación:

$$P_{cr} = \frac{2P_o - \sigma_{cm}}{1 + k}$$

Si la presión de soporte interna P_i es mayor o igual a la presión de soporte crítica P_{cr} , no ocurrirá la falla del macizo rocoso.

El desplazamiento elástico radial interior de las paredes del túnel está dado por la ecuación:

$$u_{ie} = \frac{r_o(1 + \nu)}{E}(P_o - P_i)$$

En donde

E es el módulo de deformabilidad

ν es la relación de Poisson

r_o es el radio inicial del túnel, es decir, sin desplazamientos

Cuando la presión de soporte interna P_i es menor que la presión de soporte crítica P_{cr} ocurre la falla y el radio r_p de la zona plástica alrededor del túnel está dado por la ecuación:

$$r_p = r_o \left[\frac{2(P_o(k-1) + \sigma_{cm})}{(1+k)(k-1)P_i + \sigma_{cm}} \right]^{\frac{1}{(k-1)}}$$

El desplazamiento total radial interior de las paredes del túnel está dado por la ecuación:

$$u_{ip} = \frac{r_o(1+\nu)}{E} \left[2(1-\nu)(P_o - P_{cr}) \left(\frac{r_p}{r_o} \right)^2 - (1-2\nu)(P_o - P_i) \right]$$

7.3. Análisis de la Interacción Roca-Ademe en las zonas de falla del túnel 2

7.3.1. Falla del cadenamiento 0+168 a 0+195.5

De la tabla 5.6.1, se consideran los siguientes datos geotécnicos utilizados para realizar el análisis:

Ángulo de fricción interna, $\phi = 31.79^\circ$

Cohesión, $c = 1.377 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de deformabilidad, $E = 12700 \text{ kg/cm}^2$

Relación de Poisson, $\nu = 0.3$

Profundidad del túnel = 75 m

El radio del túnel es de $r_o = 7 \text{ m}$

El esfuerzo litostático vertical es de $P_o = 18 \text{ kg/cm}^2$ para la profundidad mencionada.

En el caso de marcos de acero y concreto lanzado, la presión máxima que resiste el soporte es $P_{sm} = 2.34 \text{ kg/cm}^2$ (pasivo).

Los resultados obtenidos son:

Resistencia a la compresión de la masa rocosa $\sigma_{cm} = 4.95 \text{ kg/cm}^2$

Constante $k = 3.227$

Presión de soporte crítica $P_{cr} = 7.35 \text{ kg/cm}^2$

Para elaborar la gráfica de curvas presión-desplazamientos, se hizo una hoja de cálculo con los valores que a continuación se presentan, en donde P_i es la presión de soporte requerida y u_i es el desplazamiento estimado. (Tabla 7.3.1.1)

Tabla 7.3.1.1.- Hoja de cálculo con los valores de las presiones de soporte, desplazamientos y radios de la zona plástica que se utilizaron para elaborar la gráfica 7.3.1.A.

Paredes			Bóveda		
Pi (kg/cm ²)	ui (mm)	rp (m)	Pi (kg/cm ²)	ui (mm)	rp (m)
18.00	0	0	18.00	0	0
15.30	1.94	0	15.30	1.94	0
12.75	3.76	0	12.75	3.76	0
10.2	5.59	0	10.2	5.59	0
7.65	7.42	0	7.65	7.42	0
7.35	7.63	7	7.35	7.63	7
5.1	9.89	7.89	5.12	9.89	7.89
2.55	15.54	9.57	2.61	15.54	9.57
0	34.51	13.49	0.15	34.51	13.49

donde r_p es el radio de plastificación.

En la figura 7.3.1.A se muestra la gráfica correspondiente de esta interacción. En dicha figura y en la tabla 7.3.1.1, se puede observar que para la zona elástica, las presiones de soporte requeridas P_i tienen un rango de 18 a 7.35 kg/cm², siendo éste último el que representa la presión de soporte crítica. El rango de los desplazamientos u_i en la misma figura es de 0 a 7.63 mm. Para la zona plástica, las presiones P_i van de 7.35 a 0 kg/cm² y los desplazamientos u_i de 7.63 a 34.51 mm.

De acuerdo con los análisis de desplazamientos para este macizo rocoso, la roca podría desplazarse 7.63 mm como máximo en la bóveda sin que necesitara refuerzo. Dicho valor corresponde con la presión de soporte crítica.

Las presiones requeridas de soporte (P_i) en las paredes y bóveda, para un mismo desplazamiento (u_i) en el rango de la zona plástica son diferentes, siendo relativamente mayores para la bóveda. Esto se debe a que la zona plástica sobre la bóveda del túnel, que fue de 6.49 m, actúa como carga adicional a diferencia de las paredes. El espesor de la zona plástica se obtiene de la diferencia de valores del radio de plastificación (r_p) considerando el valor máximo y el mínimo de la presión de soporte requerida (P_i) en el rango de valores de la zona plástica.

Como se puede ver la tabla 7.3.1.1 y en la figura 7.3.1.A, la falla ocurrió debido a que la presión de soporte mínima requerida era de 7.35 kg/cm² y la que podían proporcionar los marcos de acero y el concreto lanzado en conjunto era 2.34 kg/cm². Además, una causa importante que contribuyó a la falla fue el largo período de tiempo en que la masa rocosa estuvo sin soporte (40 días), ya que aún cuando se aplicó concreto lanzado y se instalaron marcos de acero, el primero de estos fue el único elemento de soporte que se aplicó con cierta rapidez una vez excavado el túnel en esta zona (1 día después de la excavación), por lo que, en el supuesto de que la capacidad de soporte hubiera sido la necesaria para evitar la falla, su contribución en conjunto hubiera sido insuficiente al transcurrir el tiempo. Se concluye que la presión de soporte llegó a ser inferior a la crítica, por lo que se superó la máxima presión de soporte (P_i) que podía tomar la masa rocosa por sí sola.

La interacción roca-ademe, nos permite ver que la presión requerida de soporte interna (P_i) debe ser mayor que la presión de soporte crítica (P_{cr}), para que el comportamiento de la masa rocosa sea elástico y evitar el comportamiento plástico que conduciría a la falla. Generalmente, se procura permitir una cierta relajación de la masa rocosa para llegar a presiones de trabajo relativamente bajas comparadas con la que se requeriría para evitar cualquier deformación.

Interacción roca-ademe
Túnel 2 - cad. 0+182
zonas elástica y plástica

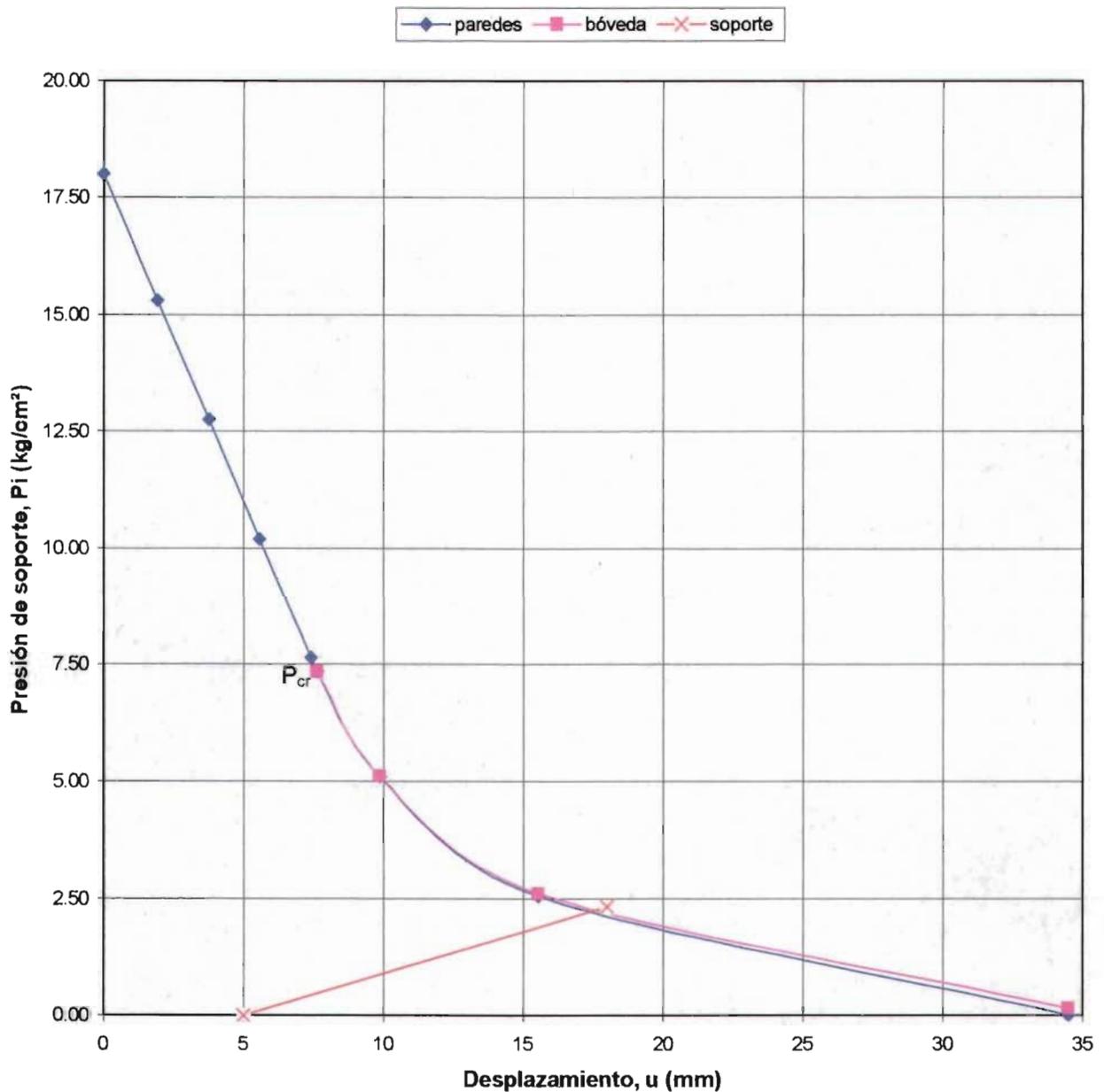


Figura 7.3.1.A.- Gráfica de las líneas características de la interacción roca-ademe.

El espesor de la zona plástica (6.49 m), puede compararse con la cavidad que quedó en la zona de la falla en la bóveda cuando se realizó la excavación, la cual fue de 5 m aproximadamente. Para este caso el margen de error fue del 25%, sin embargo, el valor obtenido mediante el análisis

es más conservador que el valor real, por lo que puede considerarse como un método de análisis confiable.

Considerando también que los elementos de soporte se diseñan con base en la carga de roca, se observa que de acuerdo con los tres criterios analizados para estimar dicha carga, el de Barton (Q) es el que mejor se ajusta a la realidad, teniendo un valor de $H_r = 7.3$ m correspondiéndole una presión de roca $P_r = 1.4$ kg/cm², la cual podía ser tomada por los elementos de soporte de diseño. Esto deja ver que la carga de roca no puede compararse con la zona plástica por ser conceptos completamente distintos.

7.3.2. Falla en el cadenamamiento 0+682

En este caso, la falla se atribuye a la formación de una cuña y caída por peso propio al vencer propiedades de resistencia de las discontinuidades.

En el inciso 10.3 – anexo 3, se presenta la cuña que deslizó. Ésta hubiera podido ser asegurada si se hubiera anclado desde antes de hacer la voladura, ya que su peso propio fue lo que provocó su caída al vencer la resistencia al esfuerzo cortante de las discontinuidades que la delimitaron. Para lograr un factor de seguridad mínimo $FS = 1.2$, se tendrían que haber puesto el anclaje de proyecto que proporcionaba una presión de soporte de 5.75 t/m² contra 4.29 t/m² que era la presión de roca.

7.4. Esfuerzos

Los esfuerzos que existen en el macizo rocoso de los túneles en estudio, están relacionados con el peso de la masa rocosa sobreyacente y con la historia geológica de la misma. El estado de esfuerzos se alteró por la creación de dichos túneles.

El debilitamiento de la roca adyacente a los límites de la excavación de los túneles, se manifestó por el cerramiento gradual de la excavación, que al paso del tiempo provocó derrumbes del techo. En general, esta roca puede considerarse poco frágil, siendo su comportamiento más bien dúctil.

Debido al cambio que sufre el terreno por la distribución e intensidad de los esfuerzos, existe la posibilidad de que los esfuerzos inducidos por dicha excavación sean mayores que los esfuerzos resistentes del propio terreno y que se presente el fenómeno de "Plastificación".

Dichos esfuerzos dependen de la magnitud (profundidad y peso volumétrico de la roca) y distribución (forma de la excavación, relación de esfuerzos horizontal/vertical y la presencia de discontinuidades y de sus propiedades).

7.4.1. Comparación entre los esfuerzos actuantes y resistentes

Con el objeto de determinar los esfuerzos que se presentaron alrededor de los túneles de desvío, se utilizó el programa denominado PHASES (referencia 20), el cual, emplea el criterio empírico de falla para macizos rocosos de Hoek-Brown (referencia 10).

El programa requiere de datos como son los parámetros m_b y s , que definen las propiedades del macizo rocoso y que se obtuvieron en el capítulo 5.6 y cuyos resultados se presentan ahí mismo.

Otros datos son los esfuerzos actuantes de campo σ_1 , σ_2 y σ_3 . El primero de ellos (σ_1) se obtiene multiplicando el peso específico de la roca (γ_r) por la profundidad a la que se encuentra el túnel (cobertura de roca); también cuenta el coeficiente sísmico que para la zona en estudio es de $cs=0.20$; el tipo de malla por generar, es decir, la cantidad de nodos y elementos que la formarán; por último, las propiedades del material como el módulo de deformabilidad, relación de Poisson, criterio de falla por aplicar, la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta y los parámetros m y s de la roca.

De acuerdo con la información recabada durante la etapa de estudios, no se identificaron esfuerzos residuales y dado que la cobertura de roca máxima en los túneles es de 160 m, se determinó que la relación de esfuerzos horizontal y vertical es $\sigma_h/\sigma_v=1/3$, considerando el valor de la relación de Poisson $\nu=0.25$ para el macizo rocoso en estudio, excepto para la zonas de falla donde $\nu=0.30$.

Tomando como referencia el inciso 7.1, se decidió enfocar el análisis en la zona donde se presentó la falla entre los cadenamientos 0+168 al 0+195.5, ya que es la zona evidentemente más desfavorable desde el punto de vista geotécnico, para lo cual, se modeló la sección transversal de ambos túneles.

La revisión se realizó con una cobertura de roca de 75 m (ver inciso 10 – anexo 2), además considerando las etapas de excavación que se realizaron antes y durante la falla, las cuales fueron a un cuarto de sección y posteriormente a media sección superior; cabe mencionar que la falla se presentó en la segunda etapa. También se consideró la posición de las zonas de falla respecto al túnel, ya que presentan propiedades de resistencia más desfavorables que la roca que no está afectada por éstas.

De acuerdo con los resultados obtenidos en el análisis para la etapa de un cuarto de sección, se sabe que los esfuerzos principales mayores que actuaron alrededor del túnel oscilan de 5.61 a 61.71 kg/cm^2 en la bóveda del túnel y de 16.83 a 22.44 kg/cm^2 en la pared vertical. Los máximos esfuerzos se presentaron en la clave de la bóveda, ya que en esta etapa se formó una esquina de 90°. En la esquina inferior también hubo concentración de esfuerzos, con un valor de 33.66 kg/cm^2 . Estos valores se compararán posteriormente con los obtenidos durante el análisis para la media sección superior completa.

Los esfuerzos principales menores que actuaron alrededor del túnel oscilan de -4.79 a 1.93 kg/cm^2 en la bóveda del túnel y de 0 a 3.88 kg/cm^2 en la pared vertical.

El factor de seguridad es de 0.26 en la pared vertical y de 0 a 1.57 en la bóveda del túnel. Es importante hacer mención de que los factores de seguridad en la bóveda fueron inferiores a 1 únicamente en las zonas de falla y en la masa rocosa donde no hay afectaciones de éstas los factores de seguridad fueron mayores que 1. Dado que las zonas de falla afectaron considerablemente la sección excavada, una gran parte del perímetro del túnel presentó factores de seguridad menores que 1, lo que indicaba que podía haber plastificación de la roca y que en la excavación a media sección se comprobó.

Para la etapa de media sección superior, los esfuerzos principales mayores que actuaron alrededor del túnel oscilan de 2.55 a 35.7 kg/cm^2 en la bóveda del túnel. En general, se nota una disminución de los valores de los esfuerzos con respecto a los que se generaron en la excavación

a un cuarto de sección y sobre todo en la clave de la bóveda, ya que en esta etapa la esquina que existía anteriormente ya no estuvo presente y la concentración de esfuerzos se presentó en las esquinas inferiores, aunque de manera temporal porque durante la excavación del banqueo hubo otra redistribución de esfuerzos.

Los esfuerzos principales menores que actuaron alrededor del túnel oscilan de -4.08 a 8.16 kg/cm^2 en la bóveda del túnel. En este caso se nota que los esfuerzos toman su valor máximo en las esquinas inferiores y en la bóveda son casi de cero, excepto las zonas de falla que es donde se presentaron los valores negativos y que significa que estuvieron trabajando a tensión.

El factor de seguridad es de 0 a 1.57 en la bóveda del túnel. Al igual que en la etapa de excavación anterior, los factores de seguridad en la bóveda fueron inferiores a 1 únicamente en las zonas de falla. Las zonas de falla también afectaron la sección excavada en esta etapa por lo que una gran parte del perímetro del túnel presentó factores de seguridad menores que 1. Lo anterior permite concluir que la falla del terreno se debió a la acción de esfuerzos que produjeron plastificación en la zona afallada.

7.5. Deformaciones

La deformabilidad del macizo rocoso viene dada por las relaciones entre los esfuerzos aplicados y las deformaciones producidas, y queda definida por su módulo de deformabilidad, que relaciona el esfuerzo con la deformación correspondiente.

7.5.1. Análisis de los desplazamientos

Para determinar los valores de los desplazamientos, se utilizó el mismo modelo que para determinar los esfuerzos. El objetivo es estimar nuevamente los desplazamientos que se presentaron alrededor de los túneles de desvío, pero ahora con ayuda del programa denominado PHASES, el cual se utilizó también para determinar los esfuerzos empleando el criterio de falla para macizos rocosos de Hoek-Brown (referencia 10).

De acuerdo con los resultados obtenidos en el análisis, los desplazamientos totales alrededor del túnel a un cuarto de sección oscilaban de 1 a 2.2 mm tanto en bóveda como en la pared vertical. El máximo desplazamiento se presentó en la clave de la bóveda donde se formó una esquina de 90° . En las esquinas inferiores se presentaron los desplazamientos más pequeños.

Para la etapa de media sección superior, los desplazamientos totales alrededor del túnel oscilan de 0.5 a 3.75 mm en la bóveda, lo que significa que hubo un incremento en el valor de estos en la bóveda respecto a la primera etapa de excavación. Por el contrario, hubo un decremento en las esquinas inferiores. Lo anterior significa que al estar excavada la media sección superior en su totalidad, la masa rocosa podía deformarse lateralmente con más libertad que cuando se encontraba a un cuarto de sección, sobre todo en el lado derecho que era el cuarto de sección existente.

En general, los desplazamientos aquí obtenidos son mucho menores que los obtenidos en el inciso de 7.3.1, ya que mientras en la interacción roca-ademe se supone una sección perfectamente circular, una sola clase de roca y una serie de hipótesis que limitan el análisis, en el caso del

programa Phases se aplica el método de análisis del elemento finito modelando una sección más representativa, diversos tipos de roca y pueden considerarse las etapas de excavación.

Referente a la instrumentación de los túneles para medir los desplazamientos de la masa rocosa, no se colocó ningún extensómetro de barras en las zonas de los caídos, por lo que no se disponía de información que pudiera haber dado algún indicio de la relajación de la roca previo a la falla. Solamente se instalaron líneas de convergencia a lo largo de ambos túneles, pero ninguna coincidió con las zonas de falla. Además, estas líneas que se colocaron no eran del todo confiable, ya que en la mayoría de los casos, los puntos de medición se ubicaban en los marcos de acero, por lo que los desplazamientos no eran representativos de la masa rocosa.

8.- CONCLUSIONES

Sin duda, el modelo geológico-geotécnico de los túneles de desvío del proyecto hidroeléctrico estudiado, fue más complejo de lo previsto. Con la información que pudo recabarse en la etapa de exploración, fue posible diseñar los tratamientos de soporte que se aplicarían en el interior de los mismos. Sin embargo, durante la etapa de excavación y como era de esperarse, la masa rocosa en algunas zonas cambió drásticamente con respecto a lo esperado.

Desde el punto de vista geológico, hubo una inusitada cantidad de fallas encontradas en los túneles, mucho mayor de lo previsto, lo cual, directamente afectó la calidad del macizo rocoso en zonas locales. La zonificación geológica se realizó con base en la concentración de fallas y calidad del macizo rocoso observado y nos permite ver que las condiciones geológicas siempre serán diferentes a lo pronosticado en tanto no existan técnicas más eficientes para la exploración, estudio e interpretación del macizo rocoso.

Para determinar las propiedades de la roca intacta, sólo se consideró hacer pruebas en roca de buena calidad, descartando las zonas de falla, diques y otras discontinuidades, debido a que las muestras que pudieran obtenerse no son representativas de la roca intacta como tal, por lo que los parámetros utilizados en los análisis que involucraba esta clase de material, fueron determinados mediante criterios empíricos o tablas de consulta. Sería conveniente que en futuros proyectos, del total de muestras que se planea obtener en la etapa de exploración para realizar las pruebas, se considere al menos una muestra en roca alterada para determinarle sus propiedades índices y mecánicas, con la finalidad de contar con información confiable durante un estudio de estabilidad o retroanálisis.

Las propiedades del macizo rocoso que se determinaron en campo y laboratorio, proporcionaron información importante, como son el índice de calidad de la roca (RQD), el módulo de deformabilidad, entre otros. A partir del RQD, en general, la roca resultó ser de mala a regular calidad. Los módulos de deformabilidad estáticos presentaron una gran variación en sus valores según la técnica utilizada, así como la forma y el lugar donde se aplicó; esto se debe a la anisotropía de la formación rocosa, destacando las discontinuidades.

Las clasificaciones geomecánicas fueron fundamentales para tener una idea de las características de la masa rocosa y aunque son totalmente empíricos, resultan las mejores alternativas en la actualidad para estimar algunas propiedades. A criterio del ingeniero, puede usarse cualquier método según sus necesidades y alcances, pero en este trabajo en especial, es relevante la clasificación RMR, ya que a partir de los valores obtenidos con este criterio, se procedió a estimar otros valores como el Índice de resistencia geológica (GSI), el cual, es un dato importante para determinar las propiedades mecánicas del macizo mediante el criterio de falla de Hoek-Brown (referencia 10). Los valores obtenidos en la evaluación de las zonas en que se clasificaron los túneles fueron de regular a buena calidad y en las zonas de falla de mala calidad. Es importante hacer mención que solamente en el túnel 2 se detectó una zona con escurrimiento de agua poco continuo, por lo que este factor no tuvo influencia desfavorable en la evaluación de las clasificaciones.

Para la determinación de los ángulos de fricción y la cohesión del macizo rocoso, se aplicó el criterio de Hoek y Brown (referencia 10), el cual, involucra datos que son función de las características del fracturamiento, el GSI, el factor de alteración de la roca y si se aplica a túneles o taludes. Los resultados obtenidos son de vital importancia ya que definen las características de

resistencia de la masa rocosa y con base en esas características se puede estimar su comportamiento geotécnico.

En la excavación de los túneles, se aplicó acertadamente en la mayoría de los casos, el método de un cuarto de sección o bien, media sección. Sin embargo, la rapidez con la que se colocó el soporte no siempre fue la óptima, ya que se permitía la relajación excesiva de la roca. En general, la roca inalterada que se localiza en la zona de los túneles (ignimbrita), podía tomar estas deformaciones, pero las zonas de falla no podían hacerlo. De antemano, debe considerarse que cuando se diseña un sistema de soporte pasivo, es necesario que la roca se deforme para que éste comience a trabajar.

La interacción roca-ademe, nos permite ver que la presión de soporte crítica (P_{cr}) es la que debe tomarse como referencia para el diseño del soporte de la masa rocosa, ya que si se permiten desplazamientos mayores a los que se originan con esta presión, ocurrirá la falla por plastificación. Es importante hacer notar que cuando se hace referencia a la zona plastificada, sólo se considera la etapa final de la excavación debido a las hipótesis en que se basa esta técnica de análisis; lo ideal sería que se pudieran considerar todas las etapas de excavación.

De acuerdo con los análisis de esfuerzos, se observa que la falla por esfuerzos (plastificación) era muy probable que se presentara, ya que los resultados indicaron en todos los casos factores de seguridad menores que uno, inclusive desde la primera etapa de excavación, excepto en la pequeña zona de roca de buena calidad. Esto puede deberse a que el análisis es bidimensional, por lo que no se considera el apoyo con el que de alguna manera contribuye el tope del túnel cuando éste no se encuentra muy alejado de la zona en estudio, siendo recomendable realizar un análisis tridimensional. Además, en los casos en que la masa rocosa se vea muy afectada por zonas de falla, es mejor considerar las propiedades de resistencia más desfavorables. Indudablemente este es un elemento importante a tomar en cuenta en la etapa de diseño, pero para algunos casos, el factor más importante y determinante a considerar en el diseño es la geología estructural, ya que la formación de cuñas rige el mecanismo de falla.

9.- REFERENCIAS

1. Sección VIII, Información técnica del Proyecto Hidroeléctrico "El Cajón", Bases de licitación. Comisión Federal de Electricidad. 2003.
2. Informe geológico en la etapa de preconstrucción para el Proyecto Hidroeléctrico "El Cajón", Nayarit. Comisión Federal de Electricidad. Julio de 1995.
3. Resumen de la exploración geológica realizada al Proyecto Hidroeléctrico "El Cajón", Río Santiago, Nayarit. Comisión Federal de Electricidad. Campañas de 1994 - 1995 y 2000. Abril de 2002.
4. Luis I. González de Vallejo, Mercedes Ferrer, Luis Ortuño y Carlos Oteo, (2002). Ingeniería Geológica. Editorial Prentice Hall.
5. Hoek, E. and Brown, E.T. Underground excavations In Rock. London, Instn Min. Metall. (1980).
6. Valentín Castellanos Pedroza, Oscar Díaz Rodríguez, Oscar Carlos Vázquez Hernández. Deformabilidad del macizo rocoso en el P.H. El Cajón, Nay. Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil. Instituto Politécnico Nacional. 1995.
7. Salvador Moreno Garnica. Informe geológico del Túnel 1 - Obras de desvío - Proyecto Hidroeléctrico El Cajón, Nayarit. Technoproject. 2003.
8. Salvador Moreno Garnica y Santiago Durán de Ávila. Informe geológico del Túnel 2 - Obras de desvío - Proyecto Hidroeléctrico El Cajón, Nayarit. Technoproject. 2003.
9. Proctor and White. Rock Tunnelling with steel supports. Youngstown, Ohio. 1946.
10. Hoek, E., Carranza-Torres and Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion - 2002 edition. Proc. North American Rock Mechanics Society meeting in Toronto in July 2002.
11. Herrera Castañeda Sergio Raúl. Curso de Mecánica de Rocas - Semestre 2001-II. División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México.
12. Raúl J. Marsal y Daniel Reséndiz Nuñez. Presas de Tierra y Enrocamiento. Segunda reimpresión 1983. Capítulo 11, Propiedades Mecánicas de las rocas. Editorial Limusa.
13. Schneider, B. (1967), "Moyens Nouveaux de Reconnaissance des Massifs Rocheux", Annales de l'ITBTP, No 235-236, París.
14. Hoek, E., Kaiser, P. K., Bawden, W. F., "Support of Underground Excavations in Hard Rock", Balkema/Rotterdam/Brookfield/ 1995.
15. Bieniawski, Z.T. (1989). Engineering rock mass classifications. John Wiley and Sons, Inc.

16. Barton, N., Lien, R. and Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics, Springer Verlag, vol. 6, pp 189-236.
17. Terzaghi, K. Rock defects and loads on tunnel support. (Publicado en la referencia 9).
18. E. Hoek and E. T. Brown. Practical Estimates of Rock Mass Strength. ISRM. Vol. 34, No. 8, pp 1165-1186, 1997. Elsevier Science.
19. Programa de cómputo RocLab, versión 1.007. Rocscience Inc. 2003.
20. Programa de cómputo Phases, versión 5.044. Rocscience Inc. 2004.
21. Programa de cómputo Unwedge, versión 3.001. Rocscience Inc. 2003.
22. Exploración geosísmica. Libro V – 3.2.1. Comisión Nacional del Agua. Instituto Mexicano de Tecnología del agua. 1993.

10.- ANEXOS

10.1. Anexo 1

A continuación, se presentan en las figuras 10.1.A, 10.1.B, 10.1.C, 10.1.D, 10.1.E, 10.1.F, 10.1.G, 10.1.H y 10.1.I, las gráficas y resultados de las corridas efectuadas en el programa RocLab, para estimar los parámetros de resistencia del macizo rocoso en cada zona geológica en que se dividieron los túneles.

En donde:

Datos de la envolvente de falla

$\sigma_{3m\acute{a}x} = sig3max$ es el esfuerzo confinante máximo (en la falla)

c es la cohesión

$\phi = phi$ es el ángulo de fricción interna

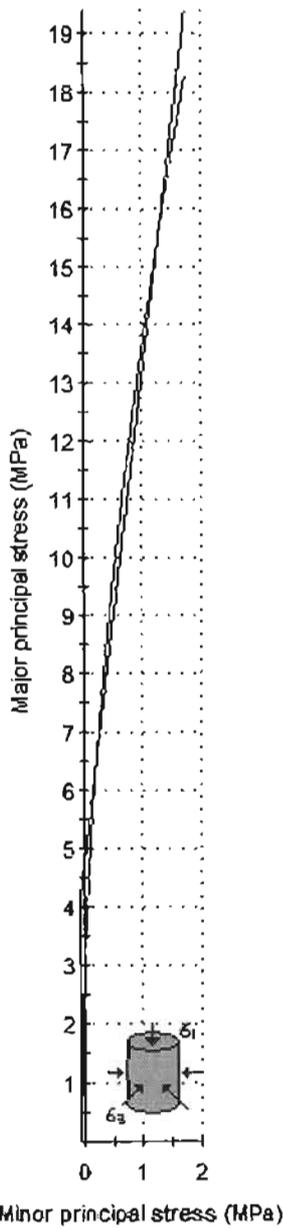
Parámetros de la masa rocosa

$\sigma_t = sigt$ es la resistencia a la tensión de la masa rocosa

$\sigma_c = sigc$ es la resistencia a la compresión uniaxial de la masa rocosa

$\sigma_{cm} = sigcm$ es la resistencia global de la masa rocosa

E_m es el módulo de deformabilidad de la masa rocosa



Hoek Brown Classification		
sigci	86	MPa
GSI	42	
mi	15	
D	0	
Hoek Brown Criterion		
mb	1.89008	
s	0.00158933	
a	0.509923	
Failure Envelope Range		
Application	Tunnels	
sig3max	1.72998	MPa
Unit Weight	0.024	MN/m ³
Tunnel Depth	140	m
Mohr-Coulomb Fit		
c	0.830995	MPa
phi	51.9805	degrees
Rock Mass Parameters		
sigt	-0.0723154	MPa
sigc	3.21613	MPa
sigcm	15.3611	MPa
Em	5851.26	MPa

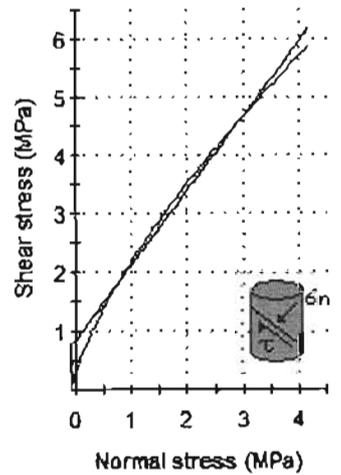


Figura 10.1.A.- Resultados y gráficas del túnel 1 – zona 1.

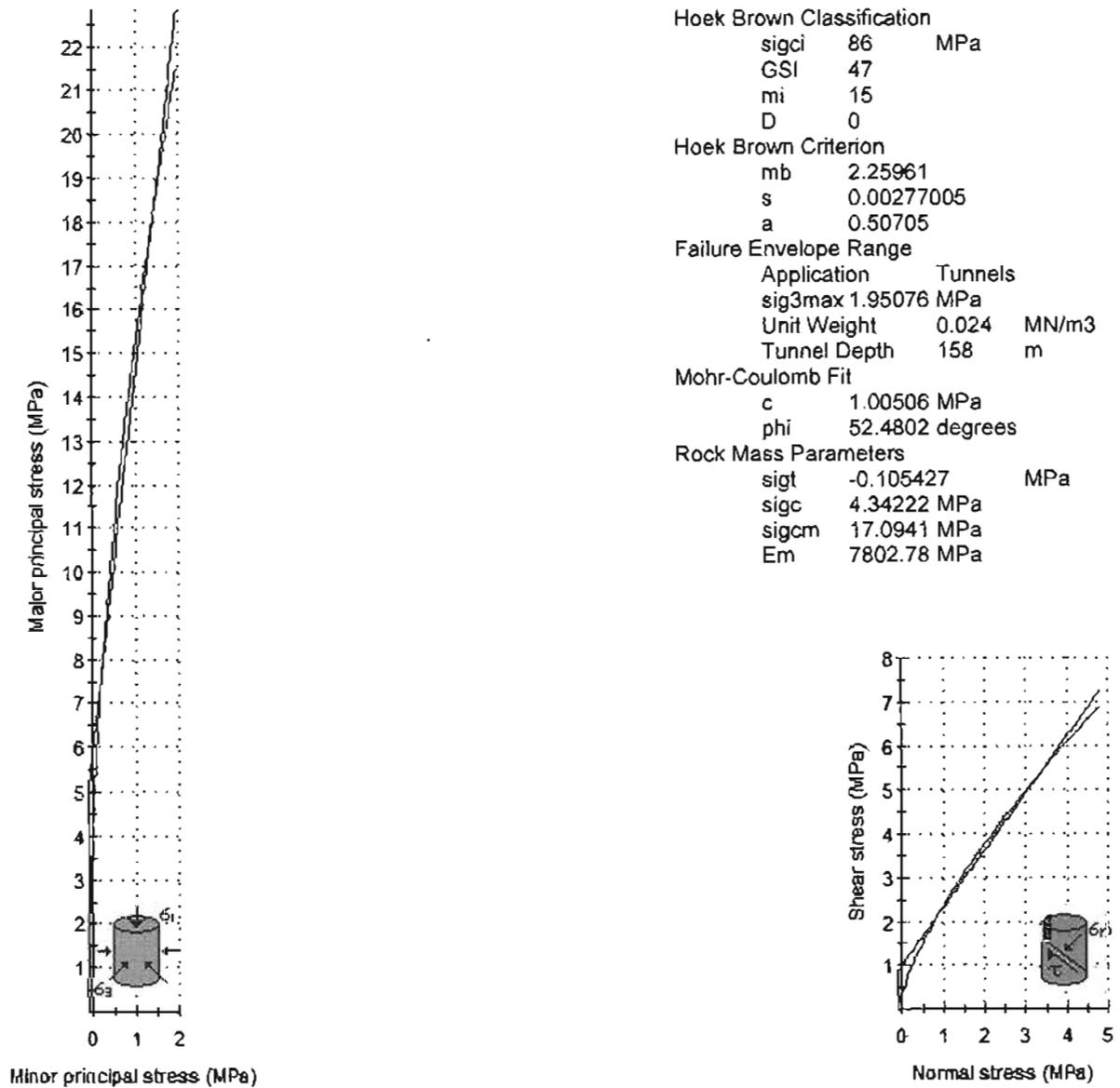
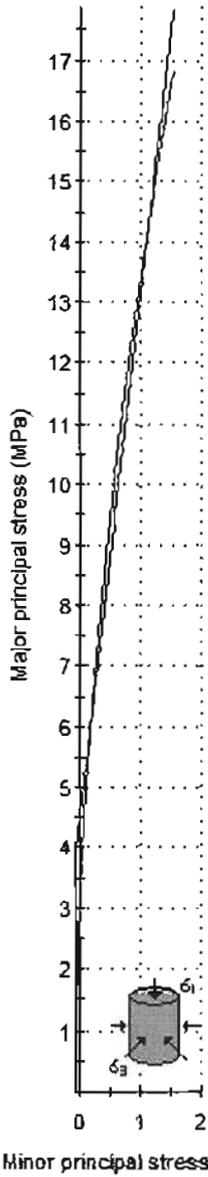


Figura 10.1.B.- Resultados y gráficas del túnel 1 – zona 2.



Hoek Brown Classification
 sigci 86 MPa
 GSI 41
 mi 15
 D 0

Hoek Brown Criterion
 mb 1.82377
 s 0.00142219
 a 0.510622

Failure Envelope Range
 Application Tunnels
 sig3max 1.54145 MPa
 Unit Weight 0.024 MN/m3
 Tunnel Depth 124 m

Mohr-Coulomb Fit
 c 0.75804 MPa
 phi 52.5349 degrees

Rock Mass Parameters
 sigt -0.0670635 MPa
 sigc 3.02508 MPa
 sigcm 15.0302 MPa
 Em 5523.94 MPa

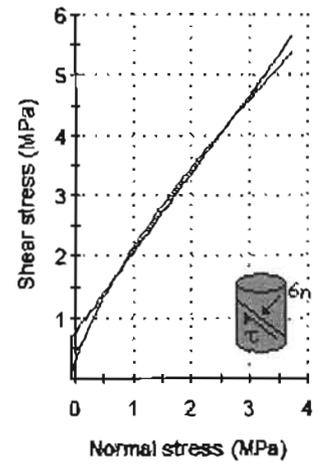
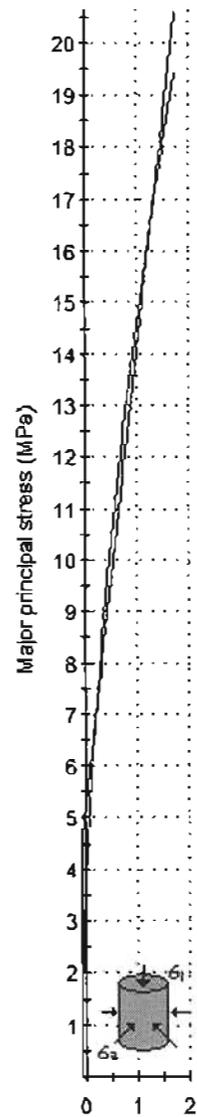


Figura 10.1.C.- Resultados y gráficas del túnel 2 – zona 1.



Minor principal stress (MPa)

Hoek Brown Classification

sigci 86 MPa
 GSI 45
 mi 15
 D 0

Hoek Brown Criterion

mb 2.10384
 s 0.00221808
 a 0.508086

Failure Envelope Range

Application Tunnels
 sig3max 1.73669 MPa
 Unit Weight 0.024 MN/m3
 Tunnel Depth 140 m

Mohr-Coulomb Fit

c 0.895844 MPa
 phi 52.783 degrees

Rock Mass Parameters

sigt -0.09067 MPa
 sigc 3.85503 MPa
 sigcm 16.3837 MPa
 Em 6954.23 MPa

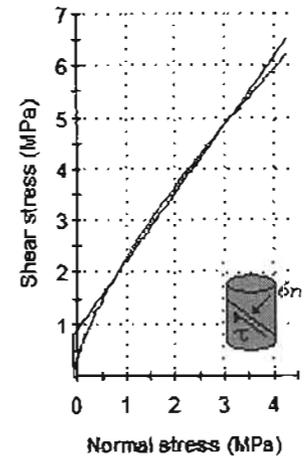
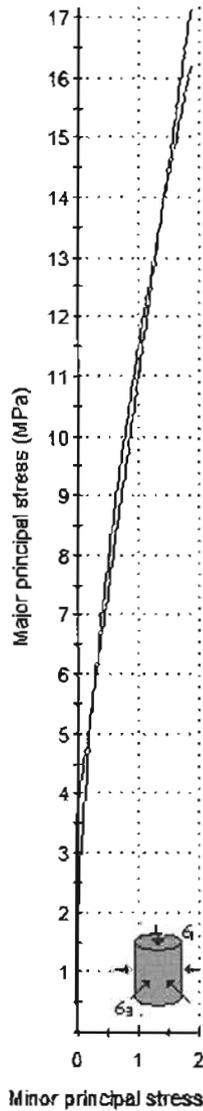


Figura 10.1.D.- Resultados y gráficas del túnel 2 – zona 2.



Hoek Brown Classification
 sigci 86 MPa
 GSI 34
 mi 15
 D 0

Hoek Brown Criterion
 mb 1.42036
 s 0.000653392
 a 0.517064

Failure Envelope Range
 Application Tunnels
 sig3max 1.86031 MPa
 Unit Weight 0.024 MN/m3
 Tunnel Depth 153 m

Mohr-Coulomb Fit
 c 0.725086 MPa
 phi 48.9665 degrees

Rock Mass Parameters
 sigt -0.0395617 MPa
 sigc 1.93972 MPa
 sigcm 12.8228 MPa
 Em 3691.89 MPa

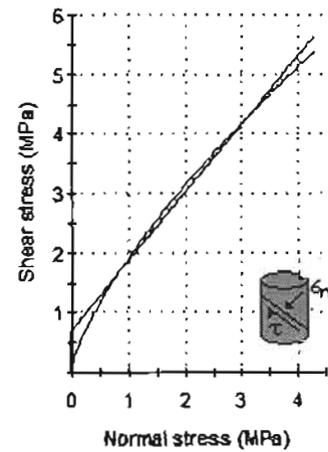
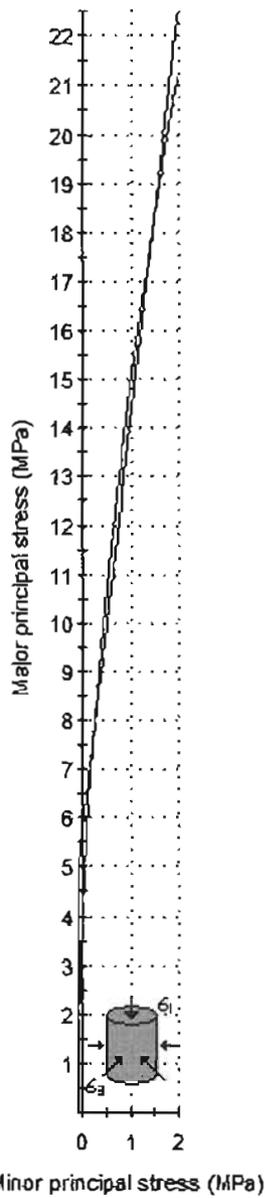


Figura 10.1.E.- Resultados y gráficas del túnel 2 – zona 3.



Hoek Brown Classification

sigci 86 MPa
 GSI 46
 mi 15
 D 0

Hoek Brown Criterion

mb 2.18034
 s 0.00247875
 a 0.507551

Failure Envelope Range

Application Tunnels
 sig3max 1.97146 MPa
 Unit Weight 0.024 MN/m3
 Tunnel Depth 160 m

Mohr-Coulomb Fit

c 0.986521 MPa
 phi 52.1359 degrees

Rock Mass Parameters

sigt -0.0977706 MPa
 sigc 4.09204 MPa
 sigcm 16.7358 MPa
 Em 7366.3 MPa

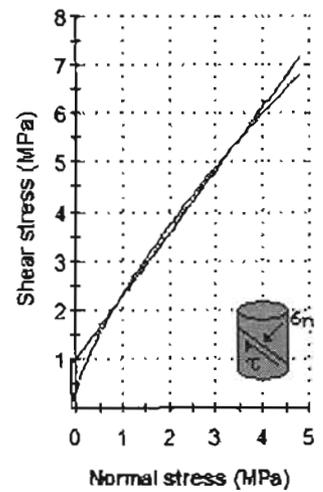
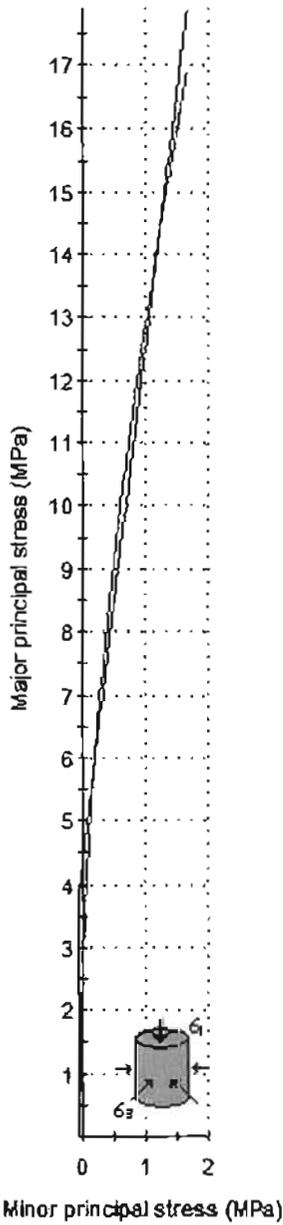


Figura 10.1.F.- Resultados y gráficas del túnel 2 – zona 4.



Hoek Brown Classification
 sigci 86 MPa
 GSI 39
 mi 15
 D 0

Hoek Brown Criterion
 mb 1.69805
 s 0.0011388
 a 0.512167

Failure Envelope Range
 Application Tunnels
 sig3max 1.66525 MPa
 Unit Weight 0.024 MN/m3
 Tunnel Depth 135 m

Mohr-Coulomb Fit
 c 0.757083 MPa
 phi 51.3849 degrees

Rock Mass Parameters
 sigt -0.0576763 MPa
 sigc 2.67245 MPa
 sigcm 14.3817 MPa
 Em 4923.22 MPa

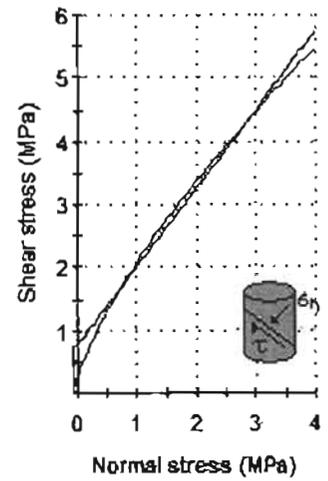


Figura 10.1.G.- Resultados y gráficas del túnel 2 – zona 5.

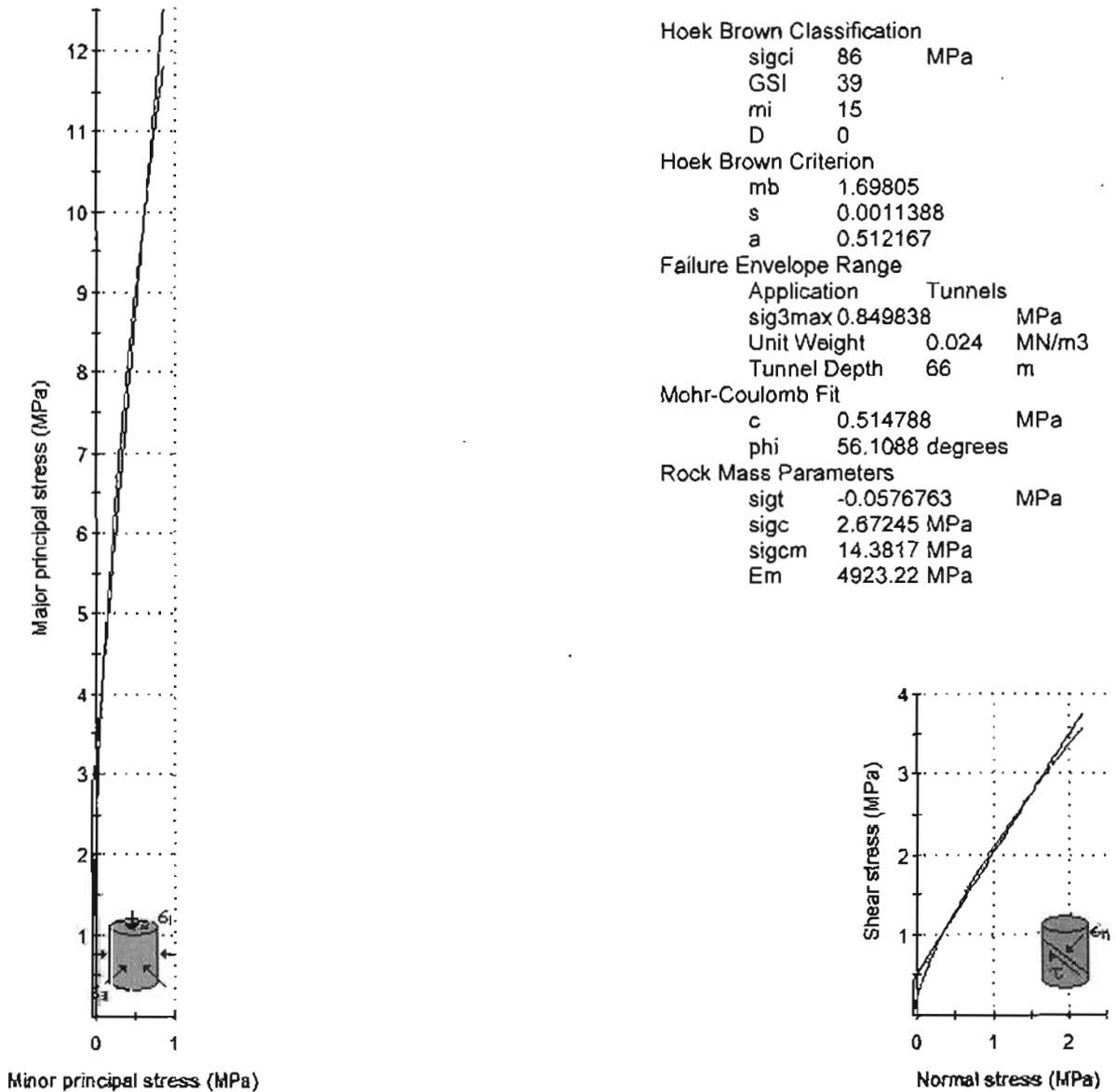


Figura 10.1.H.- Resultados y gráficas del túnel 2 – zona 6.

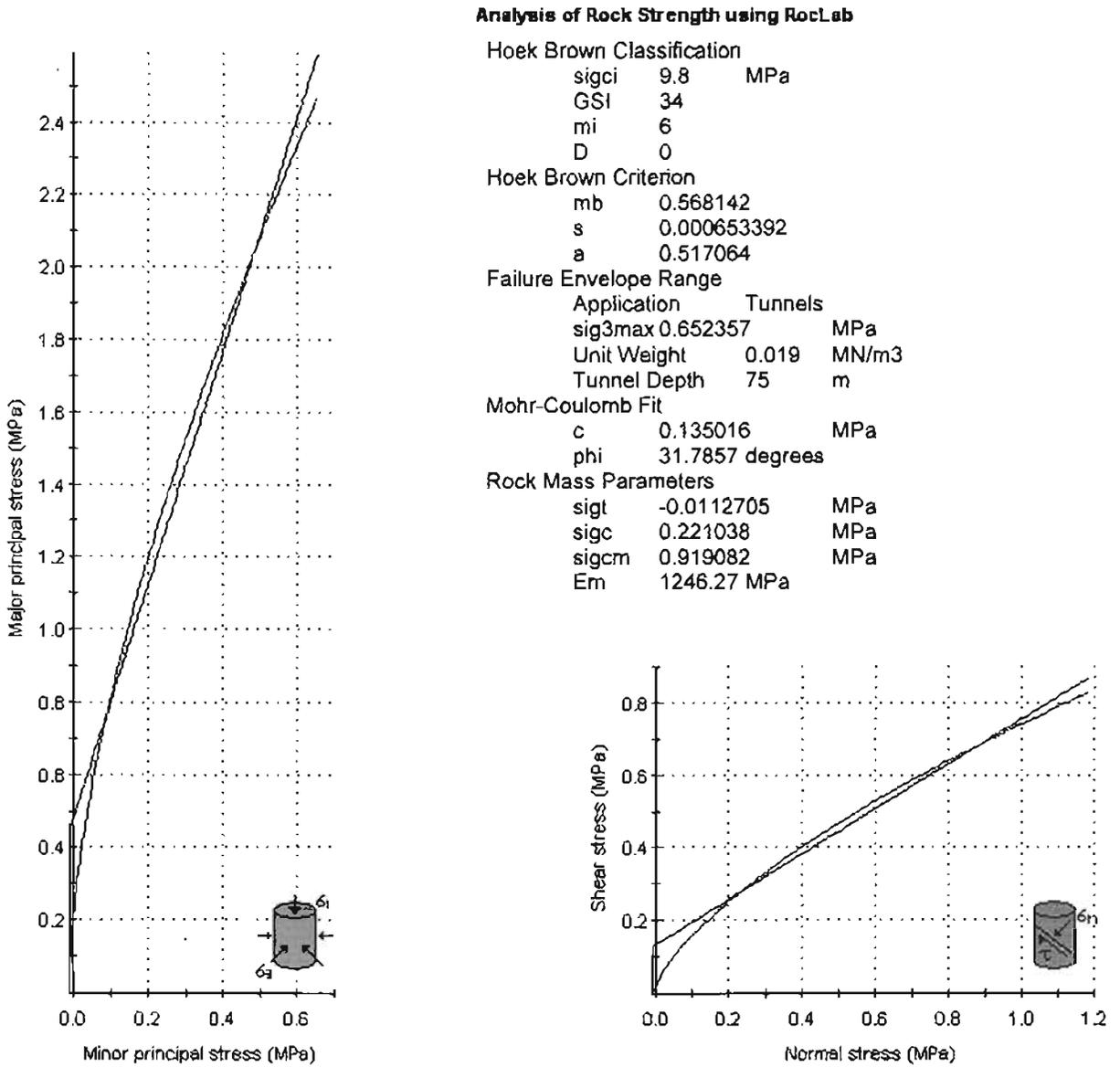


Figura 10.1.1.- Resultados y gráficas del túnel 2 – zona del caído 0+182.

10.2. Anexo 2

A continuación, se presentan en las figuras 10.2.A a 10.2.D para la etapa de un cuarto de sección y 10.2.E a 10.2.H para la media sección, las gráficas y resultados de las corridas efectuadas en el programa Phases, en la zona donde se presentó la falla.

LISTADO DE CORRIDAS EN EL PROGRAMA PHASES PARA EL CAÍDO DEL 0+182, TÚNEL 2.

Phase2 Analysis Information

Document Name

esfuerzos-t2-falla cuarto sección

Project Settings

Project Name: esfuerzos y desplazamientos - túnel 2-falla 0+182 un cuarto de sección
Single stage model
Analysis Type: Plane Strain
Maximum Number of Iterations: 500
Tolerance: 0.01
Number of Load Steps: Automatic
Solver Type: Gaussian Elimination

Groundwater

Method: Piezometric Lines
Pore Fluid Unit Weight: 0.00981

Field Stress

Field stress: gravity
Ground surface elevation: 66 m
Unit weight of overburden: 0.024 MN/m³
Stress ratio (horizontal:vertical in-plane): 0.33
Stress ratio (horizontal:vertical out-of-plane): 0.33
Locked-in horizontal stress (in-plane): 0
Locked-in horizontal stress (out-of-plane): 0

Seismic Loading

Horizontal seismic load coefficient: 0.2 (positive to the right)
Vertical seismic load coefficient: 0 (positive up)
Seismic load applied in stage: 1

Mesh

Mesh type: graded
Element type: 3 noded triangles
Number of elements: 2922
Number of nodes: 1546

Mesh Quality

13 of 3241 Elements (0.4 % of elements) are poor quality elements
2 of 3241 Elements (0.1 % of elements) are poor quality elements because of the side length ratio
12 of 3241 Elements (0.4 % of elements) are poor quality elements because of the minimum interior angle
4 of 3241 Elements (0.1 % of elements) are poor quality elements because of the maximum interior angle
(elements can be of poor quality for more than one reason)

Mesh Quality Statistics

The worst element has (ratio = 12.97), (min angle = 3.81) (max angle = 135.94)
10.0% of elements have: (ratios > 1.7), (min angles < 35.9) (max angles > 90.1)
20.0% of elements have: (ratios > 1.5), (min angles < 39.9) (max angles > 83.7)
30.0% of elements have: (ratios > 1.5), (min angles < 42.5) (max angles > 79.6)
40.0% of elements have: (ratios > 1.4), (min angles < 44.8) (max angles > 76.4)
50.0% of elements have: (ratios > 1.3), (min angles < 46.8) (max angles > 73.9)
60.0% of elements have: (ratios > 1.3), (min angles < 48.7) (max angles > 71.6)
70.0% of elements have: (ratios > 1.2), (min angles < 50.5) (max angles > 69.7)
80.0% of elements have: (ratios > 1.2), (min angles < 52.3) (max angles > 67.8)
90.0% of elements have: (ratios > 1.1), (min angles < 53.9) (max angles > 66.2)
100.0% of elements have: (ratios > 1.1), (min angles < 55.9) (max angles > 64.0)

Poor quality elements are those with:

(maximum side length) / (minimum side length) > 10.00
Minimum interior angle < 20.0 degrees
Maximum interior angle > 120.0 degrees

Material Properties

Material: Material 1

Initial element loading: field stress & body force
Unit weight 0.024
Material type: isotropic
Young's modulus 7943.28 MPa
Poisson's ratio 0.25
Failure criterion: Hoek-Brown
Compressive strength 16.38 MPa
m parameter: 2.10384, s parameter: 0.00221808
Material type: Elastic

Material: Material 2

Initial element loading: field stress & body force
Unit weight 0.024
Material type: isotropic
Young's modulus 1245 MPa
Poisson's ratio 0.3
Failure criterion: Hoek-Brown
Compressive strength 0.919 MPa
m parameter: 0.568142, s parameter: 0.000653392
Material type: Elastic

Displacements

Maximum total displacement: 0.00378647 m

Análisis de comportamiento geotécnico de un túnel excavado en rocas volcánicas

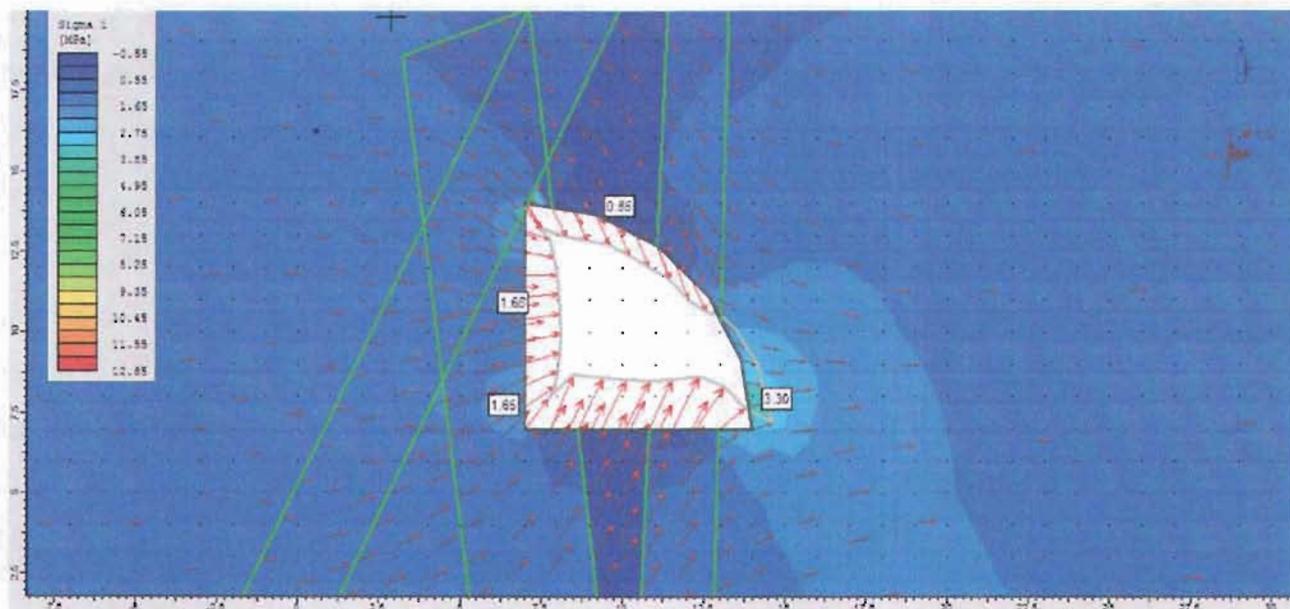


Figura 10.2.A.- Figura donde se muestran los esfuerzos principales mayores σ_1 .

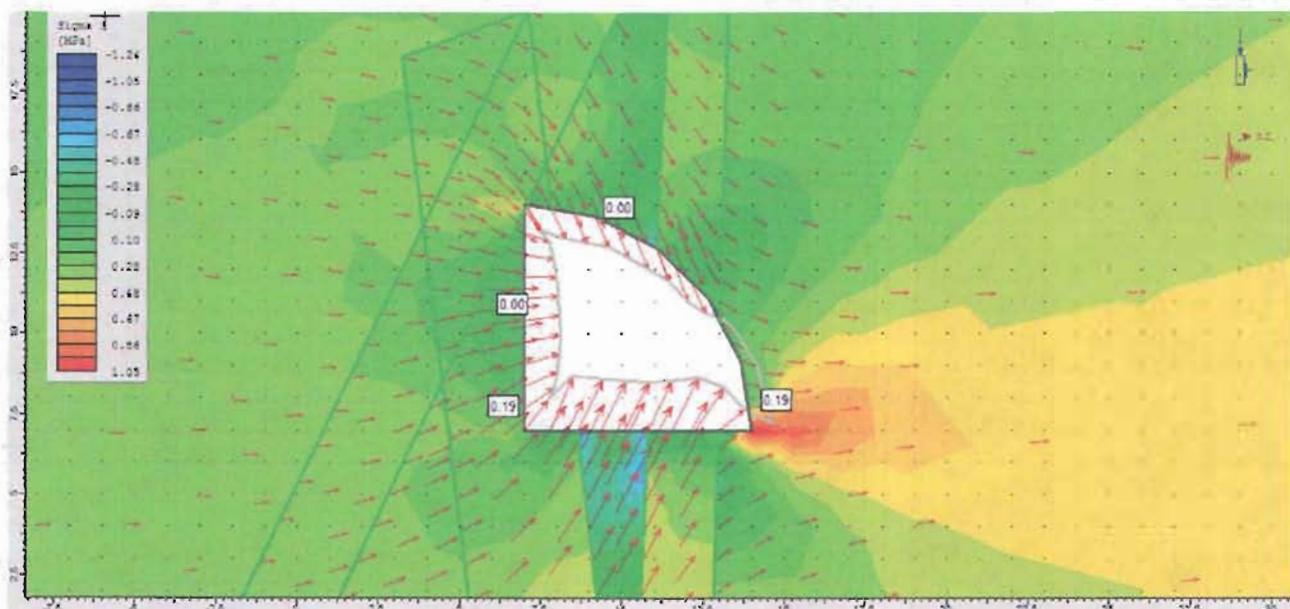


Figura 10.2.B.- Figura donde se muestran los esfuerzos principales menores σ_3 .

Análisis del comportamiento geotécnico de un túnel excavado en rocas volcánicas

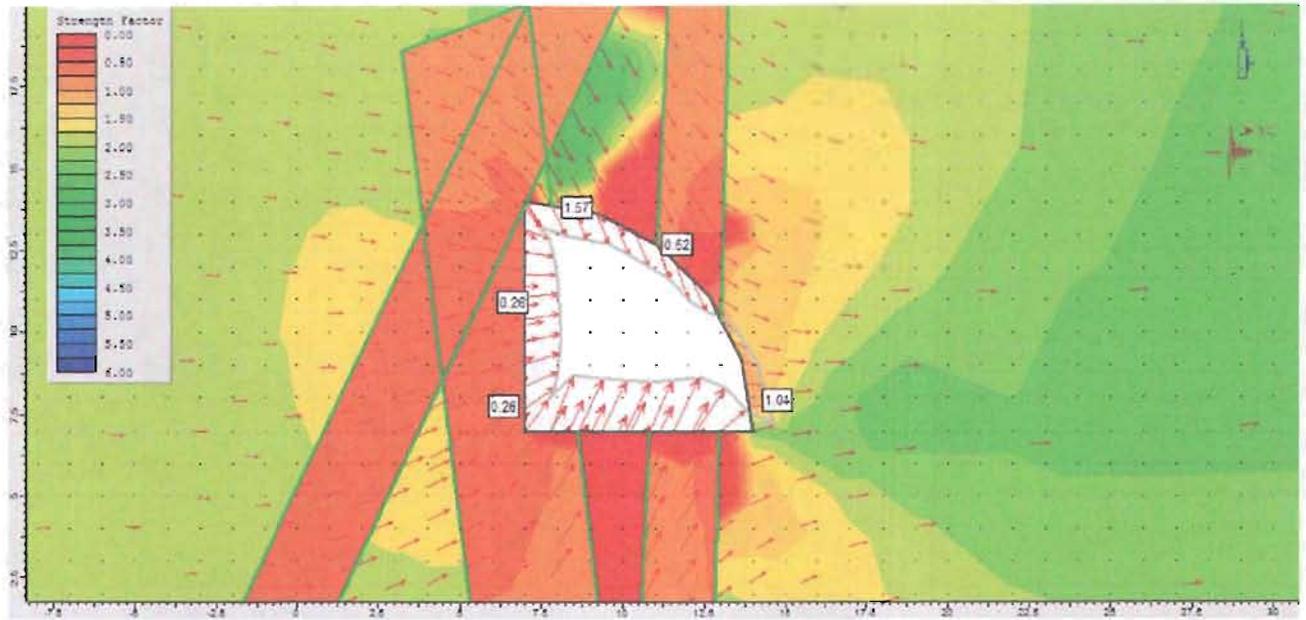


Figura 10.2.C.- Figura donde se muestra los factores de seguridad.

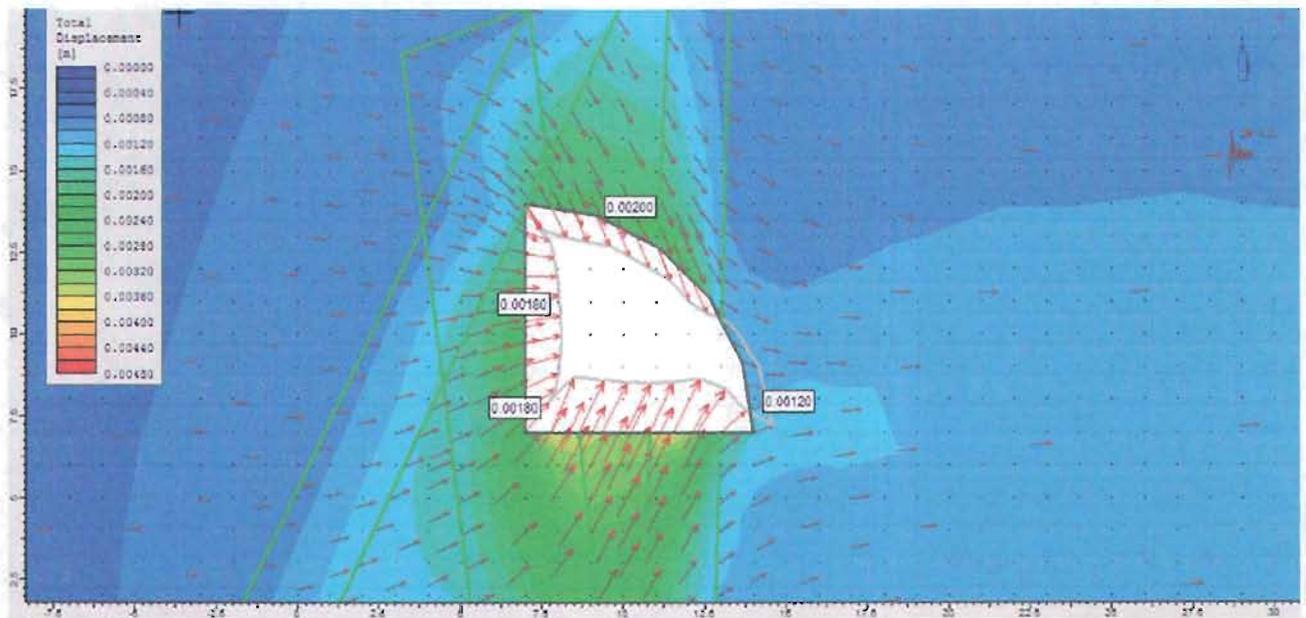


Figura 10.2.D.- Figura donde se muestra los desplazamientos totales.

Phase2 Analysis Information

Document Name

esfuerzos-t2-caido2 media sección

Project Settings

Project Name: esfuerzos y desplazamientos-túnel 2-falla -0+182 media sección
Single stage model
Analysis Type: Plane Strain
Maximum Number of Iterations: 500
Tolerance: 0.01
Number of Load Steps: Automatic
Solver Type: Gaussian Elimination

Groundwater

Method: Piezometric Lines
Pore Fluid Unit Weight: 0.00981

Field Stress

Field stress: gravity
Ground surface elevation: 66 m
Unit weight of overburden: 0.024 MN/m³
Stress ratio (horizontal:vertical in-plane): 0.33
Stress ratio (horizontal:vertical out-of-plane): 0.33
Locked-in horizontal stress (in-plane): 0
Locked-in horizontal stress (out-of-plane): 0

Seismic Loading

Horizontal seismic load coefficient: 0.2 (positive to the right)
Vertical seismic load coefficient: 0 (positive up)
Seismic load applied in stage: 1

Mesh

Mesh type: graded
Element type: 3 noded triangles
Number of elements: 1770
Number of nodes: 956

Mesh Quality

22 of 2109 Elements (1.0 % of elements) are poor quality elements
3 of 2109 Elements (0.1 % of elements) are poor quality elements because of the side length ratio
16 of 2109 Elements (0.8 % of elements) are poor quality elements because of the minimum interior angle
11 of 2109 Elements (0.5 % of elements) are poor quality elements because of the maximum interior angle
(elements can be of poor quality for more than one reason)

Mesh Quality Statistics

The worst element has (ratio = 19.45), (min angle = 2.74) (max angle = 138.02)
10.0% of elements have: (ratios > 1.8), (min angles < 34.2) (max angles > 91.6)
20.0% of elements have: (ratios > 1.6), (min angles < 38.6) (max angles > 85.6)
30.0% of elements have: (ratios > 1.5), (min angles < 41.3) (max angles > 81.4)
40.0% of elements have: (ratios > 1.4), (min angles < 43.7) (max angles > 78.0)
50.0% of elements have: (ratios > 1.4), (min angles < 45.8) (max angles > 75.4)
60.0% of elements have: (ratios > 1.3), (min angles < 47.7) (max angles > 73.0)
70.0% of elements have: (ratios > 1.2), (min angles < 49.6) (max angles > 70.8)
80.0% of elements have: (ratios > 1.2), (min angles < 51.2) (max angles > 68.9)

Análisis del comportamiento geotécnico de un túnel excavado en rocas volcánicas

90.0% of elements have: (ratios > 1.2), (min angles < 53.2) (max angles > 66.9)
100.0% of elements have: (ratios > 1.1), (min angles < 55.4) (max angles > 64.8)

Poor quality elements are those with:

- (maximum side length) / (minimum side length) > 10.00
- Minimum interior angle < 20.0 degrees
- Maximum interior angle > 120.0 degrees

Material Properties

Material: Material 1

Initial element loading: field stress & body force
Unit weight 0.024
Material type: isotropic
Young's modulus 7943.28 MPa
Poisson's ratio 0.25
Failure criterion: Hoek-Brown
Compressive strength 16.38 MPa
m parameter: 2.10384, s parameter: 0.00221808
Material type: Elastic

Material: Material 2

Initial element loading: field stress & body force
Unit weight 0.024
Material type: isotropic
Young's modulus 1245 MPa
Poisson's ratio 0.3
Failure criterion: Hoek-Brown
Compressive strength 0.919 MPa
m parameter: 0.568142, s parameter: 0.000653392
Material type: Elastic

Displacements

Maximum total displacement: 0.00584259 m

Análisis del comportamiento geotécnico de un túnel excavado en rocas volcánicas

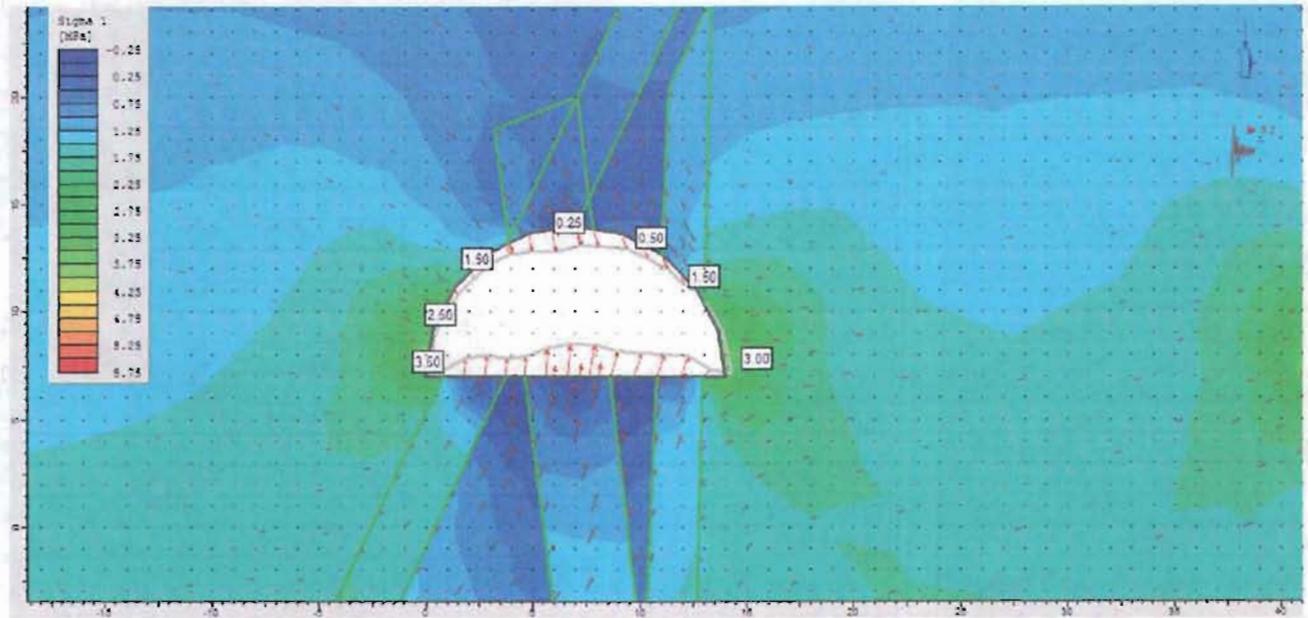


Figura 10.2.E.- Figura donde se muestran los esfuerzos principales mayores σ_1 .

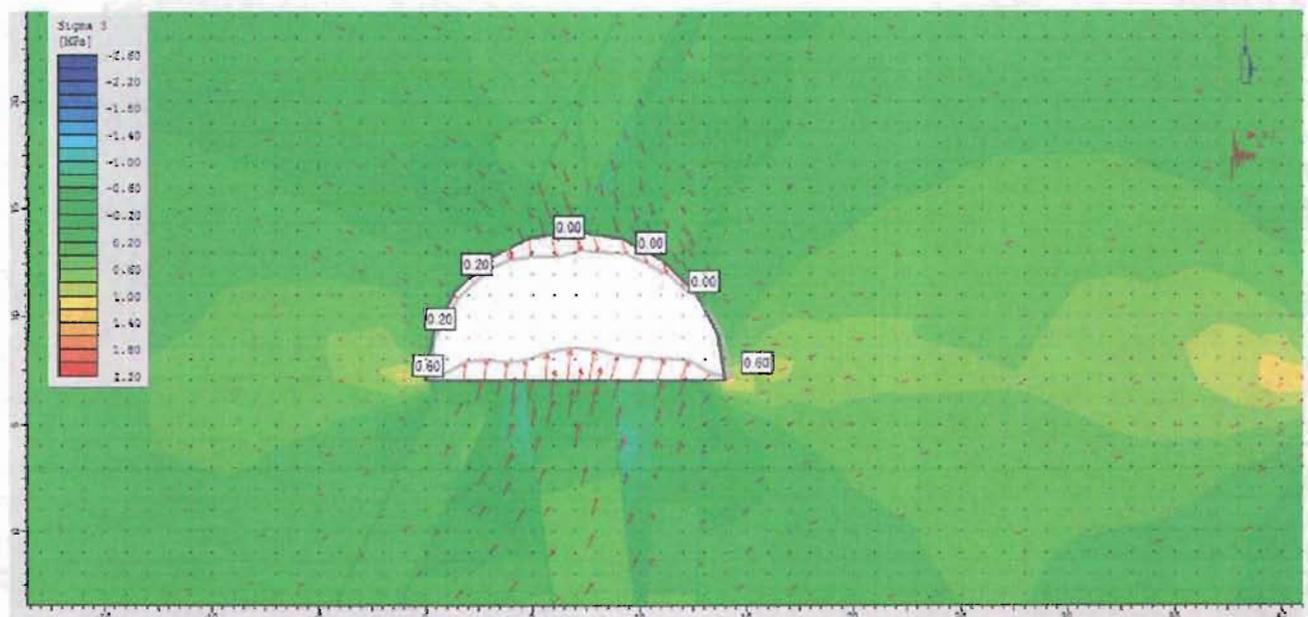


Figura 10.2.F.- Figura donde se muestran los esfuerzos principales menores σ_3 .

Análisis del comportamiento geotécnico de un túnel excavado en rocas volcánicas

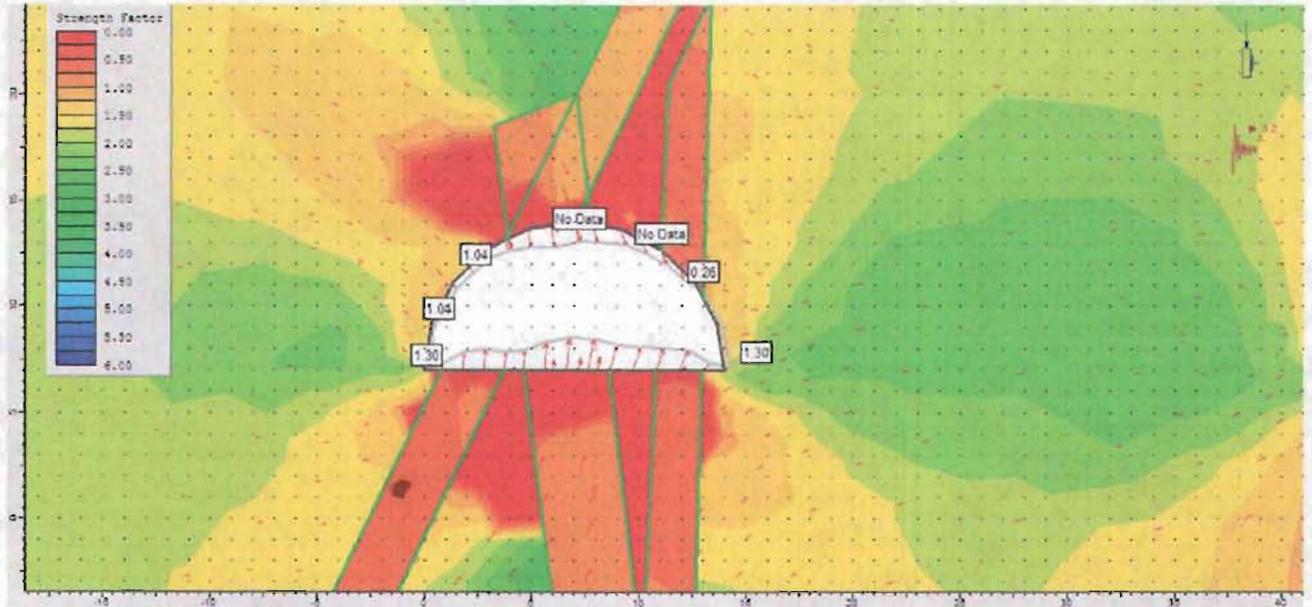


Figura 10.2.G.- Figura donde se muestra los factores de seguridad.

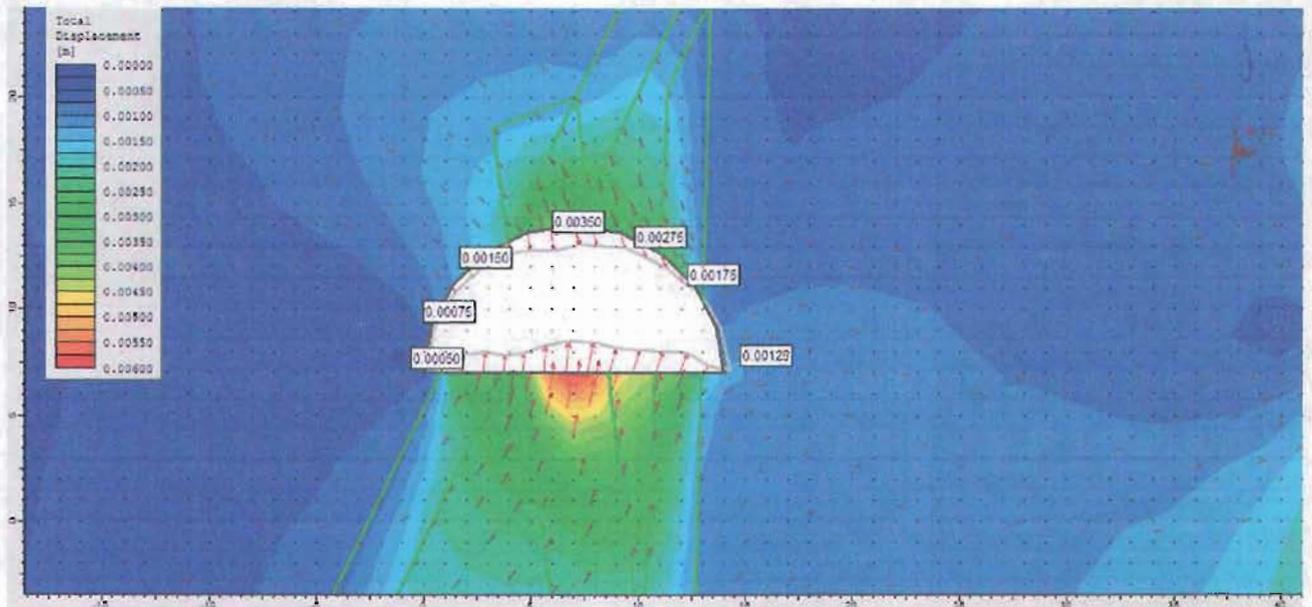


Figura 10.2.H.- Figura donde se muestra los desplazamientos totales.

10.3. Anexo 3

A continuación, se presentan la figura 10.3.A y resultados de la corrida efectuada en el programa Unwedge, en la zona donde se presentó el caído del cadenamiento 0+682.

LISTADO DE CORRIDAS EN EL PROGRAMA UNWEDGE PARA EL CAÍDO DEL 0+180, TÚNEL 2.

Unwedge Analysis Information

Document Name

File Name: 031212-caído.WEG

Project Settings

Project Title: tunnel2salida031212
Wedges Computed: Perimeter Wedges
Units: Metric, stress as tonnes/m²

General Input Data

Tunnel Axis Orientation:
Trend: 87°
Plunge: 0°
Design Factor of Safety: 1.200
Unit Weight of Rock: 2.400 t/m³
Unit Weight of Water: 0.981 t/m³

Seismic Forces

Direction: Local X / Y / Z
Seismic Coefficient (X): 0.2
Seismic Coefficient (Y): 0
Seismic Coefficient (Z): 0.2

Scale Wedges Settings

Not Used

Joint Orientations

Joint 1

Dip: 80°
Dip Direction: 071°

Joint 2

Dip: 59°
Dip Direction: 291°

Joint 3

Dip: 84°
Dip Direction: 330°

Joint Properties

Joint Properties 1

Water Pressure
Constant: 1 tonnes/m²
Waviness: 0°
Shear Strength Model: Mohr-Coulomb
Phi: 25°

Cohesion: 0 tonnes/m²
Tensile Strength: 0 tonnes/m²

Bolt Properties

Bolt Property 1

Bolt Type: Grouted Dowel
Tensile Capacity: 17 tonnes
Plate Capacity: 0 tonnes
Bond Strength: 14.4 tonnes/m
Bond Length: 100% of Bolt Length
Shear Strength: Unused
Bolt Orientation Efficiency: Used
Method: Cosine Tension/Shear

Shotcrete Properties

Shotcrete Property 1

Shear Strength: 200.00 t/m²
Unit Weight: 2.400 t/m³
Thickness: 10.00 cm

Support Summary

Summary of Perimeter Shotcrete
No Shotcrete on Perimeter

Summary of Perimeter Support Pressure
No Support Pressure on Perimeter

Summary of Perimeter Bolt Patterns
No Bolt Patterns on Perimeter

Summary of End Bolt Patterns
No Bolt Pattern on Ends

Summary of End Support Pressure
No Support Pressure on Ends

Summary of End Shotcrete
No Shotcrete on Ends

Wedge Information

Roof wedge [7]

Factor of Safety: 0.057
Wedge Volume: 37.404 m³
Wedge Weight: 89.769 tonnes
Wedge z-Length: 8.90 m
Excavation Face Area: 20.80 m²
Apex Height: 6.07 m

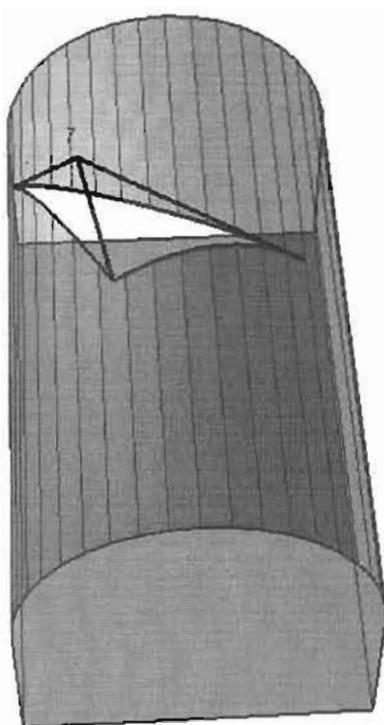


Figura 10.3.A.- Perspectiva de la cuña deslizada en el cadenamiento 0+682 del túnel 2.