



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

DISEÑO DE UN TÚNEL QUE ALOJARÁ UNA GALERÍA DE DRENAJE EN LA
AUTOPISTA TIJUANA - ENSENADA

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN GEOTECNIA

PRESENTA:

28 de mayo 2024

ING. KAREN CHOLULA CRUZ

ING. ROBERTO SOSA GARRIDO

Mayo 24, 2024
Vo. Bo.

31-mayo-2024

DIRECTOR DE TESINA: ING. BARDOMIANO SORIA CASTAÑEDA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CDMX MAYO 2024

Araceli Sánchez E.
24/05/2024

26/05/2024

Agradecimientos

Al programa CONAHCYT por el apoyo económico otorgado para la realización de mis estudios de especialización

A M.I. Miguel Gallardo Contreras, por su colaboración para la realización de este proyecto.

A Román y Rebeca, mis padres, que fueron mis primeros maestros y han sido guía e inspiración.

A Héctor, mi esposo y compañero de vida. Quien me motiva y apoya incondicionalmente. Con el ejemplo me demuestra que todo se logra con perseverancia y disciplina.

A todas las personas que participaron directa o indirectamente en el desarrollo de este trabajo, compartiendo ánimos y buenos deseos.

A todos. ¡Gracias!

Contenido

1	Introducción.....	6
1.1	<i>Antecedentes</i>	<i>7</i>
1.2	<i>Objetivos</i>	<i>9</i>
1.3	<i>Ubicación del proyecto.....</i>	<i>10</i>
1.4	<i>Descripción del proyecto.....</i>	<i>10</i>
2	Descripción del sitio	11
2.1	<i>Geología General</i>	<i>11</i>
2.1.1	Formación Alisitos	11
2.1.2	Formación Rosario	12
2.1.3	Formación Rosario Beach.....	12
2.2	<i>Geología local</i>	<i>14</i>
2.2.1	Trabajos de exploración	15
2.3	<i>Trabajos de Laboratorio.....</i>	<i>21</i>
2.4	<i>Geología estructural</i>	<i>22</i>
2.5	<i>Características hidrológicas</i>	<i>27</i>
2.5.1	Determinación del gasto de diseño	28
2.6	<i>Estado de esfuerzos In situ.....</i>	<i>31</i>
2.7	<i>Distribución de esfuerzos alrededor de la excavación.</i>	<i>35</i>
2.8	<i>Efectos del tiempo en la excavación</i>	<i>37</i>
2.9	<i>Modelo geológico</i>	<i>39</i>
3	Clasificación geomecánica del macizo rocoso.....	41

3.1	<i>Clasificación Bieniawski 1989 (RMR)</i>	42
3.2	<i>Clasificación de Barton 1974 (Q)</i>	43
3.3	<i>Clasificación Geological Strength Index 2000 (GSI)</i>	47
3.4	<i>Clasificación geomecánica del macizo rocoso del túnel</i>	49
4	Propiedades mecánicas del macizo rocoso	54
4.1	<i>Resistencia a la compresión simple</i>	55
4.2	<i>Módulo de elasticidad E</i>	56
4.3	<i>Coefficiente de Poisson ν</i>	57
4.4	<i>Criterio de rotura generalizado para macizos rocosos</i>	58
4.4.1	Constantes m , s y a	59
4.5	<i>Parámetros de Cohesión C y Fricción Φ</i>	60
4.6	<i>Parámetros mecánicos de las rocas asociadas al proyecto</i>	61
4.7	<i>Modelo geológico - geotécnico</i>	62
5	Selección de la geometría del túnel	64
6	Metodología para la estimación de cargas y selección del sostenimiento de la zona 2	65
6.1	<i>Estimación de carga y sostenimientos a partir del índice RMR</i>	68
6.2	<i>Sostenimiento a partir de Romana (2000)</i>	69
6.3	<i>Estimación de carga y sostenimiento a partir del índice Q</i>	71
6.4	<i>Estimación de la carga de roca a partir de la teoría de Terzaghi.</i>	73
6.5	<i>Aproximación de las presiones laterales</i>	74
6.6	<i>Método de curvas características (interacción rocas-sostenimiento)</i>	75

6.7	<i>Estimación de cargas horizontales y verticales de la zona 2 mediante métodos empíricos</i>	83
6.7.1	<i>Estimación de la carga de diseño para el sostenimiento propuesto en la zona 2.</i>	85
7	Procedimiento Constructivo	87
8	Instrumentación	92
9	Conclusiones	94
10	Anexo 1	97
10.1	<i>Etapa 1. Zona 2 antes de la excavación</i>	97
10.2	<i>Etapa 2. Zona 2 después de la excavación</i>	98
11	Bibliografía	101

1 Introducción

El proyecto de la autopista escénica Tijuana-Ensenada nació como una obra de infraestructura que permitiera detonar el desarrollo turístico y comercial de la zona. Desde el diseño de esta carretera, construida en los años 60, se sabía que debido a la complejidad de la geología de la zona serían necesarios constantes trabajos de estabilización y acciones de mantenimiento.

Durante la construcción de la autopista, los taludes se mantuvieron estables, sin embargo, desde el principio se reflejó agrietamiento en los terraplenes. Aunque la inestabilidad era característico de la zona, es muy probable que el peso de la obra contribuyera al deterioro ya precario del sitio (Rico, Et al., 1976).

Morfológicamente la zona está caracterizada por grandes acantilados y deslizamientos de tierra (Cruz-Catillo & Delgado-Argote, 2002), derivados de formaciones más recientes que subyacen a restos de talud antiguos. El contacto entre estas formaciones también presenta afectación por la variación en la filtración de agua pluvial.

Dadas las condiciones de la alta inversión, del tiempo y de los problemas que causaría construir un nuevo tramo de camino que sustituyera al que tiene los deslizamientos, se realizaron trabajos de exploración que consistieron en, campañas de barrenación, colocación de instrumentación y análisis de muestras de suelo y roca en laboratorio.

Los parámetros y resultados colectados, de los trabajos de exploración permitieron realizar interpretaciones, del comportamiento de los tramos en riesgos a deslizarse, y conocer los mecanismos que lo causan.

Derivado de la necesidad de implementar soluciones específicas, se construyeron obras de remediación características de cada zona.

El desarrollo de este trabajo se centra en el cadenamiento 90+000 de la autopista Tijuana – Ensenada, donde se planteó estabilizar la zona mediante obras, que apoyen en el alivio de la presión de poro que se presentan en los estratos de roca y/o suelo, causado por las filtraciones de agua pluvial.

Con el soporte de los estudios geológicos, pruebas de laboratorio y reinterpretación de los sondeos de campo, se elaboró un modelo geológico – geotécnico, que sirvió para determinar las características de diseño de un túnel que alojará una galería de drenaje.

El diseño de la galería dispone de un sistema de drenaje, que captará las filtraciones de agua de lluvia y no sature el macizo rocoso. Esta galería, representa una obra complementaria al conjunto de obras construidas en la zona, que comparten el mismo objetivo.

1.1 Antecedentes

La causa de los deslizamientos de tierra, en su mayoría obedecen a la ley de la gravedad, son inducidos por pendientes pronunciadas, litologías poco consolidadas y por la estructura del cuerpo rocoso. También los cambios en las condiciones físicas de la roca pueden inducir la actividad de deslizamiento, estas modificaciones pueden deberse a incrementos en la presión de poro asociados al aumento en el contenido de agua en el material (Cruz-Castillo & Delgado-Argote, 2000).

Los cambios en la vegetación y las variaciones en la filtración del agua y remoción de la matriz o del cementante de las rocas también pueden incrementar la inestabilidad del terreno al disminuir su cohesión. Las lluvias torrenciales también son promotores de deslizamientos. Finalmente, uno de los factores más importantes que determinan la estabilidad de un lugar es la naturaleza estructural del sitio, definida por la presencia de fallas, fracturas y planos de estratificación (Pachauri & Pant, 1992).

En los años de 1976 y 1995, la autopista tuvo afectaciones significativas. En este periodo la aceleración de los desplazamientos fue notable, provocando la destrucción de zonas de casa habitación cercanas. Además, en 1997 se realizó la reconstrucción total de un tramo debido a un nuevo desplazamiento.

Ante esta situación y con la intención de garantizar la seguridad en la operación de la autopista, en agosto de 2013 se realizaron obras de estabilización de los tramos comprendidos entre los kilómetros 92 + 460 y el 93 + 480.

Mientras estos trabajos se ejecutaban, el pasado 28 de diciembre del 2013 en el kilómetro 93, se presentó un deslizamiento de 30 metros de profundidad por 300 m de largo, movimiento que se aceleró debido a varios temblores e intensidad de las luvias registradas en la zona (SCT, 2014).

Figura 1

Colapso carretro sobre la carretera Tijuana - Ensenada del 28 de diciembre del 2013



Nota: Deslizamiento en el kilómetro 93 (Pedraza, 2013).

Adicionalmente a los eventos de deslizamientos significativos, cada año la carretera Escénica registra otras afectaciones como desprendimientos de rocas, hundimientos y agrietamientos, principalmente en la zona entre San Miguel y Salsipuedes (Andrade García, 2016).

San Miguel se encuentra en el km 98 de la autopista, donde se localiza la caseta de cobro y se presenta el deslizamiento más importante de la zona, el cual afecta a la villa San Miguel. El complejo habitacional San Miguel se sitúa exactamente en la corona del deslizamiento y algunas casas han sido destruidas totalmente (Cruz-Castillo & Delgado-Argote, 2000).

La región de Salsipuedes presenta un paisaje de fuertes pendientes y tiene la densidad de arroyos más grande de la zona. Las pendientes varían entre 10° y 45° y son más suaves en el interior del área que en la costa (Cruz-Catillo & Delgado-Argote, 2002).

1.2 Objetivos

Este trabajo de tesina tiene por objetivo:

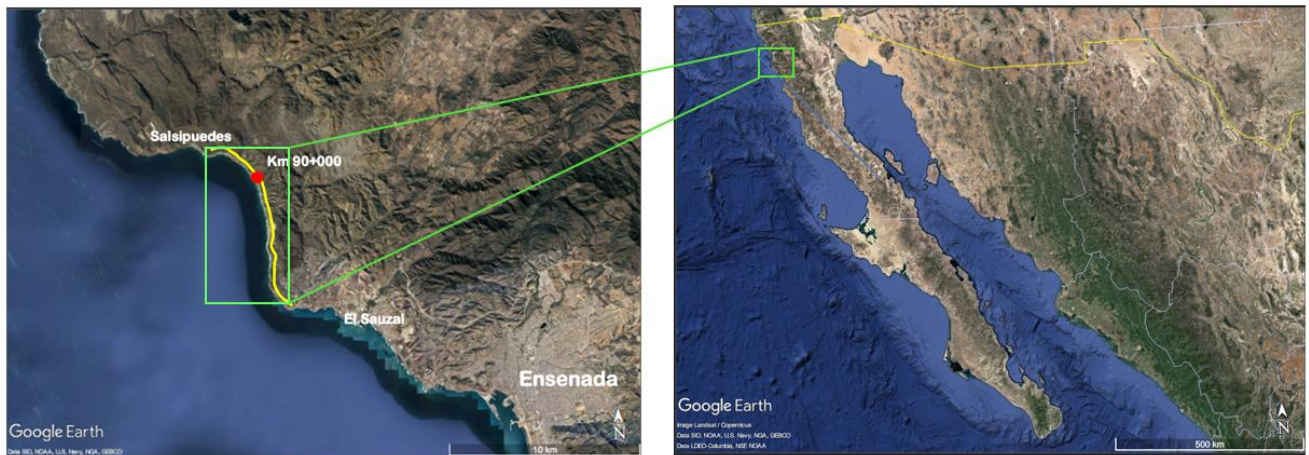
- Reinterpretar los estudios exploratorios de campo realizados en el kilómetro 90+000 al 90+380 de la autopista Tijuana-Ensenada.
- Elaborar el modelo geológico- geotécnico de la zona de trazo del túnel.
- Caracterizar geomecánicamente los paquetes litológicos que constituyen el macizo rocoso donde se desplanta el túnel.
- Definir los elementos de diseño, método de excavación y procedimiento constructivo del túnel que albergara la galería de drenaje.

1.3 Ubicación del proyecto

El sitio donde se desarrolla este proyecto se denomina Bahía Salsipuedes ubicada al noroeste del Estado de Baja California en el municipio de Ensenada, en el kilómetro 90+000 de la autopista Tijuana – Ensenada. Las coordenadas geográficas 31° 57'59.21" Latitud Norte, 116°45'43.36" Longitud Oeste.

Figura 2

Ubicación del área de estudio.



Nota: Dentro del recuadro verde se delimita la zona del tramo carretero con deslizamientos. El punto rojo presenta la posición donde se aloja la galería de drenaje. Adaptada de (Google Earth Pro, 2023).

1.4 Descripción del proyecto

El túnel corresponde a una obra excavada de sección tipo portal, con 2.95 m de altura y 5.10 m de ancho, que se extiende con una longitud total de 820 m con pendiente del 1%. Su galibo horizontal es de 3.00 m y 2.00 m vertical, con un área funcional de 5.38 m² de geometría semicircular.

El trazo de túnel está comprendido, entre el cadenamamiento 89+870 a 90+370 de la autopista Tijuana- Ensenada.

A lo largo del trazo, se presenta variación de alturas del relieve natural del macizo rocoso, con respecto a la clave del túnel.

Cuenta con un sistema de drenes de PVC ranurados de diferentes longitudes, separados a cada 10 m longitudinalmente. Los portales comunican directamente con la línea de costa para liberar el agua captada hacia el mar.

2 Descripción del sitio

2.1 Geología General

El área de estudio se localiza en la provincia geológica del Borde Continental, formada por rocas sedimentarias de la Fm. Rosario del Cretácico tardío que descansan sobre rocas volcánicas y volcanoclásticas de la Fm. Alisitos del Cretácico temprano. Sobre la Fm. Rosario se depositó la Fm. Rosario Beach del mioceno, caracterizada por derrames de lava y sedimentos de ambiente costero (Cruz-Castillo & Delgado-Argote, 2000).

2.1.1 Formación Alisitos

El basamento de la zona está constituido por rocas volcánicas y volcanoclásticas metaforfizadas en la facie de esquisto verdes. Los afloramientos más importantes de esta formación se encuentran en la margen occidental de Baja California. Están representados por algunos depósitos de lapilli acrecional, mientras que hacia el sur predominan los depósitos volcanoclasticos (Cruz-Catillo & Delgado-Argote, 2002).

La Formación Alisitos es estructuralmente compleja y consta de nueve miembros litológicos: dos inferiores de composición volcánica, tres intermedios de rocas sedimentarias y cuatro superiores de clásticos gruesos de origen volcánico (Andrade García, 2016).

2.1.2 Formación Rosario

El trazo del túnel se encuentra comprendido dentro de esta formación. Es la unidad más joven de un cinturón de roca sedimentaria del Cretácico Superior que afloran de forma discontinua a lo largo del margen de la costa del Pacífico del sur de California y Baja California (Gastil Et al, 1975). La estratigrafía general de la Formación Rosario consiste en estratos de areniscas, limolitas y conglomerados poco consolidados con presencia de fósiles marinos, que indican una variación fluctuante de la línea de costa (Andrade García, 2016).

Esta formación se subdivide en miembro inferior, medio y superior. El miembro medio, aflora principalmente en el Arroyo El Carmen y a lo largo de casi toda la línea de costa. Conformada litológicamente de areniscas de grano medio a fino, color pardo claro, estratos de 10 a 70 cm de espesor, con interestratificación de lutitas con espesores variables de 2 a 10 cm (Cruz-Catillo & Delgado-Argote, 2002).

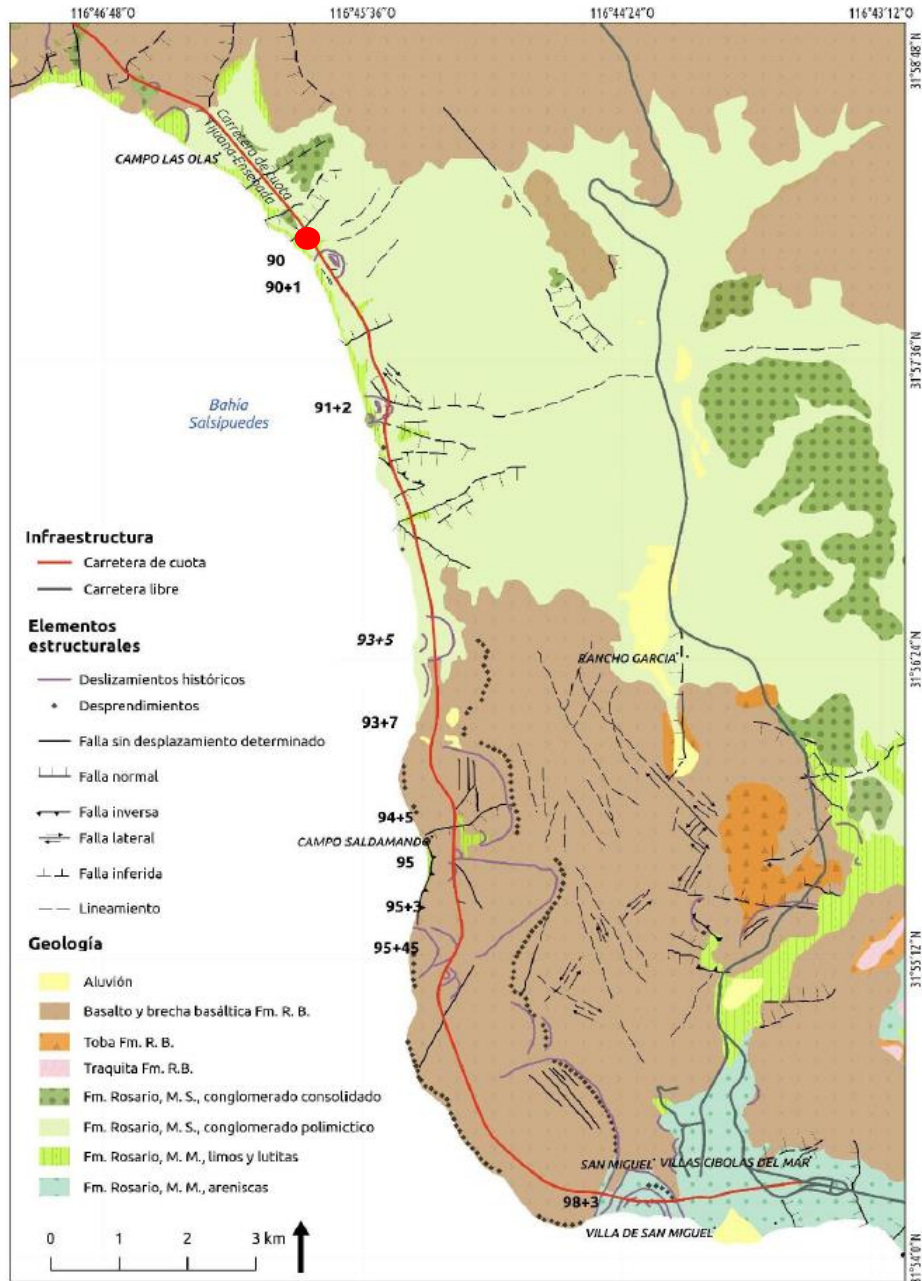
El miembro superior está conformado por conglomerado polimictico de color pardo-blanco, sus clastos miden entre 2 y 20 cm. Los fragmentos están bien redondeados, mal seleccionados y bien consolidados en una matriz arenosa rica en cuarzo. Los contactos en el Miembro Medio y Superior son transicionales (Cruz-Catillo & Delgado-Argote, 2002).

2.1.3 Formación Rosario Beach

La Formación Rosarito Beach se caracteriza por derrames de lava, conglomerados y sedimentos de ambiente costero que sobreyacen discordante a la Fm. Rosario. La Formación se compone de 10 miembros, de los cuales, el miembro La Misión es el más antiguo, constituidos principalmente de basalto con textura vesicular porfirica de grano muy grueso (Andrade García, 2016).

Figura 3

Geología regional y estructural de Baja California Norte.



Nota: Litologías asociadas a la Fm. Rosario y Fm. Rosario Beach. Las siglas M.M y M.S. corresponden al Miembro Medio y Miembro Superior, respectivamente de la Fm. Rosario. Modificado de (Gómez Palacios, 2019)

2.2 Geología local

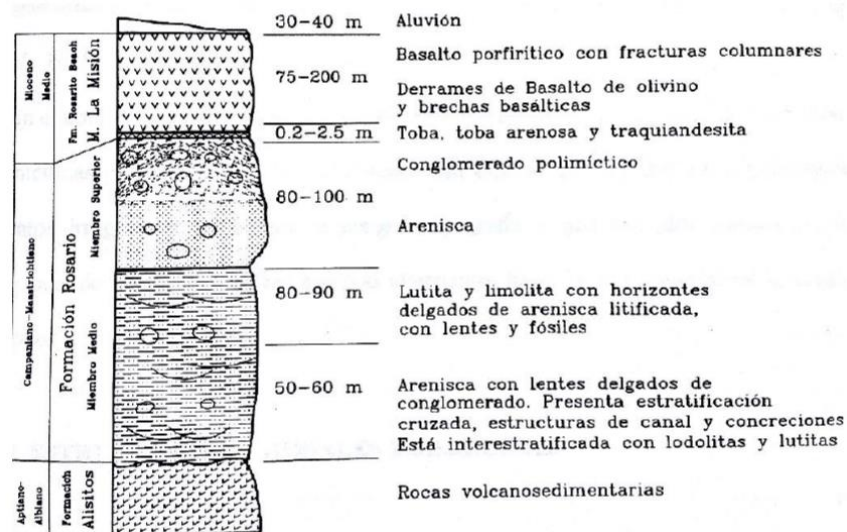
La zona cercana al mar, a lo largo de la cual se desarrolló la carretera Tijuana- Ensenada, está integrada geológicamente por depósitos de talud encimados en las rocas sedimentarias marinas, depósitos de productos del intemperismo físico del derrame andesítico, que cubrió la estrecha franja costera, tal como aluviones, arenas, conglomerados y restos de basaltos (Morales Carranza , 2022).

En el trazo del túnel, se presenta geoformas de lomeríos constituidos en sus porciones internas por secuencias correspondientes a la Formación Rosario; en general las lutitas, limolitas, areniscas y conglomerados de esta formación están cubiertas por depósitos de talud y derrubios asociados a deslizamientos y erosión; en las cimas de algunas lomas se llegan a encontrar residuos de la meseta de basalto, así como bloques de la misma roca.

Los depósitos de talud están constituidos mayormente por fragmentos de roca angulosos, a veces hasta de 2 metros de diámetro, empacados en suelos, limoarenosos sueltos. Ocasionalmente existen acumulaciones de fragmentos de roca sin matriz fina. El espesor de estos depósitos es muy variable alcanzando hasta los 25 m en los sitios explorados. Estos depósitos son de alta permeabilidad y el agua de lluvia se infiltra hasta alcanzar la lutita y arenisca que los subyacen.

Figura 4

Columna estratigráfica de la zona de Salsipuedes-Cíbola del Mar.



Nota: Unidades geológicas que se encuentran en la región, Fm. Alisitos compuesta de rocas vulcano-sedimentarias, subyaciendo esta la Fm. Rosario y en la parte más somera las rocas de la Fm. Rosario Beach (Andrade García, 2016).

2.2.1 Trabajos de exploración

Con el objetivo de conocer los espesores de los paquetes litológicos que constituyen la zona del trazo del túnel, se realizó una campaña de perforación de 5 sondeos con el método Wire Line, los cuales fueron ubicados con las siguientes coordenadas y profundidades.

Tabla 1

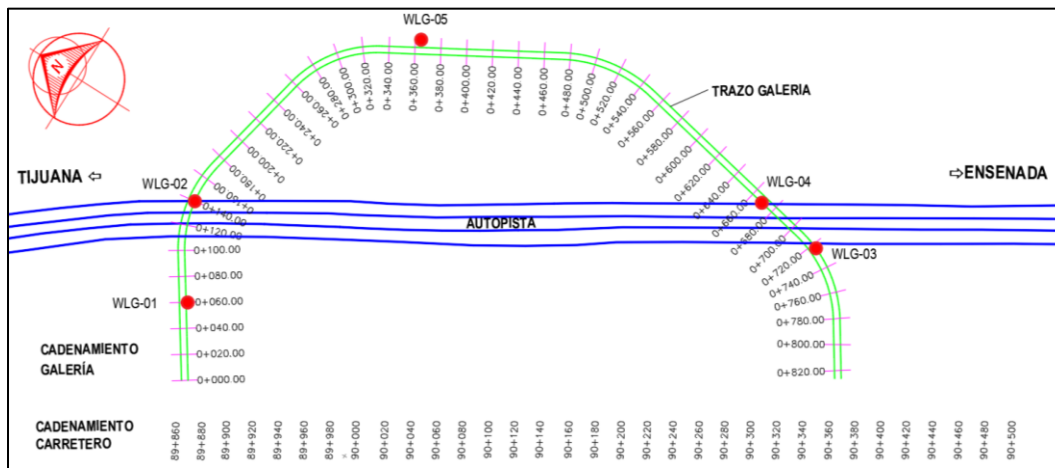
Coordenada y nomenclatura de sondeos de la galería de drenaje

Sondeo	Coordenada			Profundidad (m)
	X	Y	Z	
WLG-01	522243.0000	3536868.0000	33.000	33
WLG-02	522309.0000	3536907.0000	51.000	50
WLG-03	522533.0000	3536481.0000	68.000	70
WLG-04	522542.0000	3536535.0000	68.000	70
WLG-05	522508.0000	3536824.0000	90.100	90

Nota: De estos sondeos se determinó la litología que conforma el modelo geológico y parámetros de RQD.

Figura 5

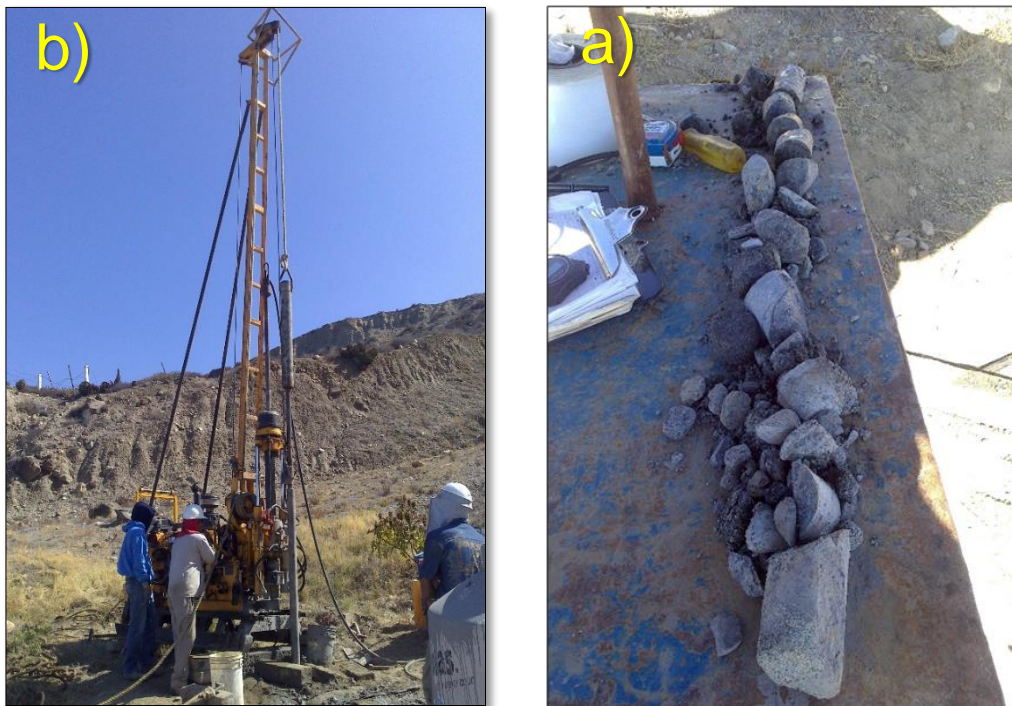
Ubicación de sondeos de exploración en el trazo del túnel



Nota: El sondeo WLG-05 fue el más profundo con una longitud de perforación de 90 m, se encuentra en uno de los puntos de mayor cota topográfica entre el terreno natural y el trazo del túnel.

Figura 6

Perforación de sondeos wire line en la zona del trazo del túnel.



Nota: a) Máquina de perforación wire line, b) Muestra testigo de tamaño NQ obtenida de los sondeos realizados en campo.

Los resultados obtenidos en los sondeos fueron los siguientes:

Tabla 2

Resultados litológicos y de RQD, de los sondeos realizados sobre el trazo del túnel

WLG-01	Espesor	De	Hasta
Depositos de talud	17.20	0.00	17.20
Lutita	15.80	17.20	33.00

WLG-02	Espesor	De	Hasta	Tramos > 10 cm	Perforado	Recuperado (m)	% Rec.	RQD (%)	Clasificación
Depósito de talud	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.30	20.00	0	Muy Mala
Lutita	0.50	1.50	2.00	0.00	0.50	0.30	60.00	0	Muy Mala
Lutita saturada	1.50	2.00	3.50	0.00	1.50	1.30	86.67	0	Muy Mala
Depósito de talud	3.00	3.50	6.50	0.00	3.00	1.33	44.33	0	Mala
Lutita	4.50	6.50	11.00	1.66	4.50	3.70	82.22	37	Mala
Lutita	1.50	11.00	12.50	1.10	1.50	1.38	92.00	73	Buena
Arenisca	1.50	12.50	14.00	0.35	1.50	0.87	58.00	23	Muy Mala
Conglomerado polimictico	4.50	14.00	18.50	2.05	4.50	2.95	65.56	46	Regular
Lutita	1.50	18.50	20.00	1.20	1.50	1.50	100.00	80	Buena
Conglomerado polimictico	4.50	20.00	24.50	1.78	4.50	2.95	65.56	40	Mala
Lutita	21.30	24.50	45.80	19.95	21.30	21.05	98.83	94	Excelente
Lutita	1.70	45.80	47.50	0.57	1.70	0.57	33.53	34	Mala
Arenisca	1.20	47.50	48.70	0.28	1.20	0.33	27.50	23	Muy Mala
Conglomerado polimictico	1.50	48.70	50.20	0.00	1.50	0.23	15.33	0	Mala
Sin recuperación	0.80	50.20	51.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0	Mala
Arenisca	2.00	51.00	53.00	1.10	2.00	1.40	70.00	55	Regular

Resultados de sondeos (continuación)

WLG-03	Espesor	De	Hasta	Tramos > 10 cr	Perforado	Recuperado (m)	% Rec.	RQD (%)	Clasificación
Depósito de talud	6.00	0.00	6.00	0.00	6.00	0.53	8.83	0	Muy Mala
Sin recuperación	1.50	6.00	7.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0	Muy Mala
Depósito de talud	9.00	7.50	16.50	0.13	9.00	1.91	21.22	1	Muy Mala
Sin recuperación	1.50	16.50	18.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0	Muy Mala
Depósito de talud	3.00	18.00	21.00	0.00	3.00	0.81	27.00	0	Muy Mala
Sin recuperación	1.00	21.00	22.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0	Muy Mala
Depósito de talud	2.50	22.00	24.50	0.00	2.50	0.36	14.40	0	Muy Mala
Lutita	6.00	24.50	30.50	0.35	6.00	3.52	58.67	6	Muy Mala
Conglomerado polimictico	6.00	30.50	36.50	0.10	6.00	3.33	55.50	2	Muy Mala
Sin recuperación	1.50	36.50	38.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0	Muy Mala
Lutita	1.50	38.00	39.50	0.00	1.50	0.60	40.00	0	Muy Mala
Lutita	3.00	39.50	42.50	0.75	3.00	0.91	30.33	25	Mala
Lutita	24.00	42.50	66.50	21.80	24.00	22.65	94.38	91	Excelente

WLG-04	Espesor	De	Hasta	Tramos > 10 cm	Perforado	Recuperado (m)	% Rec.	RQD (%)	Clasificación
Deposito de talud	3.40	0.00	3.40	0.00	3.40	0.33	9.71	0	Muy Mala
Deposito de talud	1.50	3.40	4.90	0.00	1.50	0.39	26.00	0	Muy Mala
Lutita	1.50	4.90	6.40	0.00	1.50	0.60	40.00	0	Muy Mala
Lutita	4.30	6.40	10.70	0.16	4.30	3.43	79.77	4	Muy Mala
Lutita	25.00	10.70	35.70	17.80	25.00	21.05	84.20	71	Buena
Lutita	1.00	35.70	36.70	0.80	1.00	1.00	100.00	80	Buena
Lutita	10.30	36.70	47.00	9.99	10.30	10.13	98.35	97	Excelente
Lutita saturada	3.00	47.00	50.00	2.40	3.00	3	100.00	80	Buena
Lutita	20.90	50.00	70.90	17.66	20.90	20.3	97.13	84	Excelente

Resultados de sondeos (continuación)

WLG-05	Espesor	De	Hasta	Tramos > 10 cm	Perforado	Recuperado (m)	% Rec.	RQD (%)	Clasificación
Deposito de talud	10.40	0.00	10.40	0.28	10.40	2.76	26.54	3	Muy Mala
Lutita saturada	3.80	10.40	14.20	0.40	3.80	2.33	61.32	11	Muy Mala
Lutita	21.80	14.20	36.00	19.99	21.80	21.3	97.71	92	Excelente
Lutita	16.60	36.00	52.60	16.60	16.60	16.60	100.00	100	Excelente
Conglomerado polimictico	0.30	52.60	52.90	0.30	0.30	0.30	100.00	100	Excelente
Arenisca	3.00	52.90	55.90	3.00	3.00	3.00	100.00	100	Excelente
Conglomerado polimictico	3.00	55.90	58.90	2.17	3.00	2.45	81.67	72	Buena
Lutita	3.50	58.90	62.40	3.40	3.50	3.50	100.00	97	Excelente
Lutita	9.00	62.40	71.40	8.90	9.00	9.00	100.00	99	Excelente
Conglomerado polimictico	4.00	71.40	75.40	3.00	4.00	4.00	100.00	75	Buena
Lutita	2.90	75.40	78.30	2.50	2.90	2.60	89.66	86	Excelente
Arenisca	0.50	78.30	78.80	0.35	0.50	0.50	100.00	70	Buena
Lutita	1.20	78.80	80.00	1.05	1.20	1.20	100.00	88	Excelente
Conglomerado polimictico	10.00	80.00	90.00	8.14	10.00	9.22	92.20	81	Excelente

Nota: De los 5 sondeos realizados a lo largo del trazo del túnel solo en 4 se pudo realizar mediciones de RQD, estos fueron del WLG-02 al WLG-05.

A partir de los sondeos realizados, se pudo precisar que la litología correspondiente al trazo de túnel se encuentra constituida por rocas correspondientes a la secuencia sedimentaria de la Fm. Rosario, compuesta por areniscas, conglomerados y lutitas principalmente. Todos estos sedimentos se encuentran cubiertos por depósitos de talud.

Dentro del tramo carretero del km 90+000, se realizó un total de 5 sondeos de los cuales 4 fueron por el método wire line y 1 por el método de penetración estándar.

En la tabla 3 se presentan la ubicación de los sondeos realizados sobre el tramo carretero de la autopista - Tijuana Ensenada.

Tabla 3

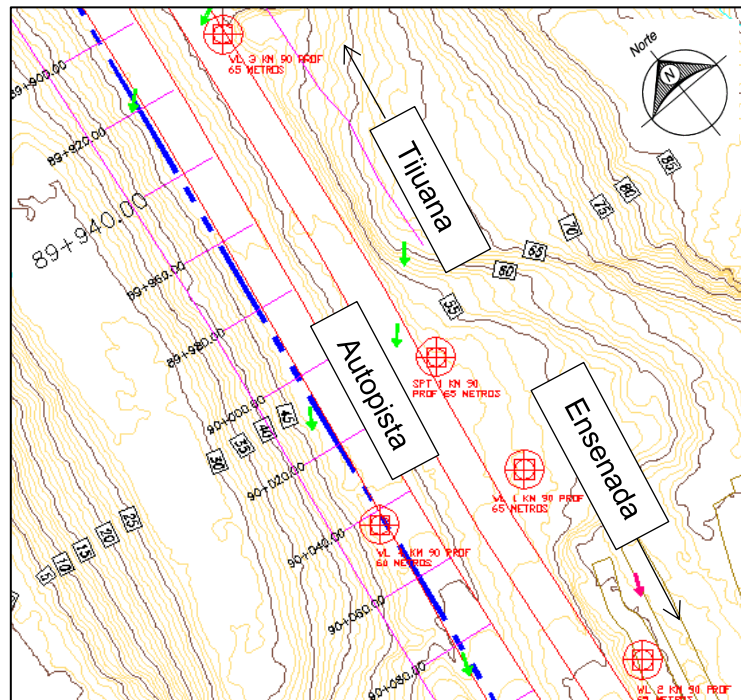
Coordenadas y profundidades de los sondeos realizados sobre el km 90+000.

Sondeo	Coordenada			Profundidad (m)
	X	Y	Z	
SPT-1	522410.2461	3536757.0813	55.953	65
WL-1	522387.6303	3536786.0386	54.796	65
WL-2	522440.5903	3536708.1726	62.202	65
WL-3	522332.9197	3536869.0971	52.992	65
WL-4	522373.1400	3536742.8600	48.288	60

Nota: Los sondeos con la nomenclatura WL, hacen referencia a que fueron perforados por el método wire line, mientras el que fue perforado por el método de penetración estándar se denoto con las siglas SPT.

Figura 7

Vista en planta del tramo carretero donde se realizaron los sondeos de la Tabla 3.



Nota: Los sondeos fueron perforados a lo largo de los primeros 100 m del km 90 de la autopista. Se representa gráficamente con un círculo rojo, la ubicación donde se llevó a cabo la perforación de cada sondeo.

En cada uno de los sondeos se obtuvieron muestras que, fueron preclasificadas en campo. Las muestras obtenidas de los sondeos WL-1, WL-2 y WL-3, fueron consideradas para realizarles pruebas de laboratorio de compresión simple.

Se precisa que no hubo detección de nivel freático en ninguno de los sondeos considerados en este trabajo.

2.3 Trabajos de Laboratorio

No se realizaron estudios de laboratorio para los sondeos realizados en el trazo del túnel, estos testigos solo se implementaron para medición de RQD y reconocimiento de unidades litológicas.

No obstante, los resultados obtenidos de las pruebas de compresión simple de los sondeos WL-1, 2 y 3, se consideraron como valores de referencia, para las unidades presentes a lo largo de la traza del túnel. Realizando correlaciones, entre unidades litológicas con rasgos geológicos similares, entre sondeos de nomenclatura WL y WLG, los cuales presentan un orden de distancia entre los 45 a 250 metros. En la Tabla 4, se presentan los datos obtenidos de laboratorio considerados para cada tipo de litología:

Tabla 4

Valores de resistencia a la compresión simple, módulo de elasticidad y peso volumétrico de las unidades litológicas de los sondeos realizados sobre el corte carretero.

Sondeo	Litología	σ_c MPa	E50 GPa	Y t/m ³
WL-1	Lutita	9.6	0.41	2.1
WL-2	Arenisca	10	0.42	2.0
WL-3	Conglomerado Polimictico	28	6	2.2

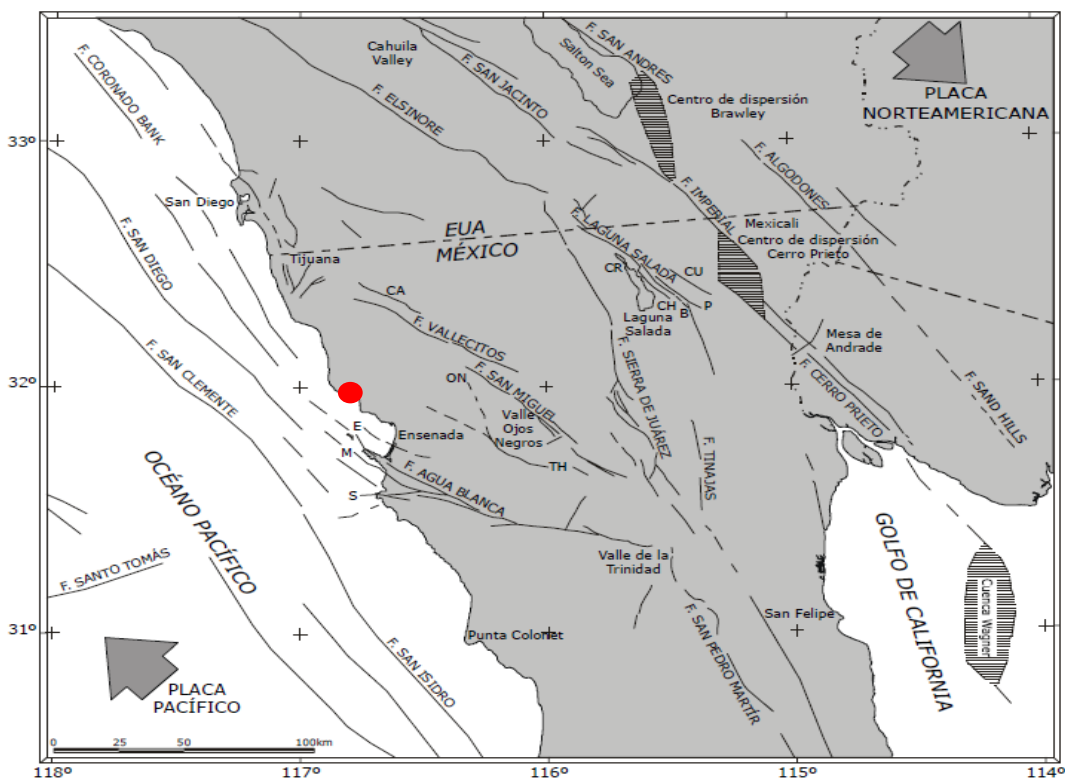
Nota: Los valores promediados se convirtieron al Sistema Internacional de Unidades.

2.4 Geología estructural

Las características estructurales y morfológicas de la margen continental de Baja California Norte son el producto de una combinación de procesos tectónicos que se inician desde el Mesozoico con el movimiento de subducción de la placa Farallón y se continúan hasta el presente. La configuración estructural de la margen continental está constituida básicamente por un conjunto de sistemas de fallas de rumbo, generado por la interacción de dos grandes placas: la Norteamericana y la del Pacífico (Wong O, Legg, & Suarez V., 1987).

Figura 8

Tectónica regional. Principales sistemas de fallas regionales del norte de Baja California.



Nota: Las fallas representadas con líneas continuas, hacen referencia a las que están bien localizadas, mientras que las de líneas discontinuas has sido interpretadas. EL círculo rojo representa la ubicación de desplante de la galería de drenaje. Modificado de (Cruz-Castillo, Manuel, 2002)

Regionalmente, la zona comprendida entre los kilómetros 84 y 98 de la carretera escénica Tijuana – Ensenada, está afectada por fallas orientadas N30°W y N40°W. De acuerdo con Legg et al. (1991) esta provincia es una zona tectónicamente activa que forma parte de la Zona de Cizalla del Sur de California, que rota en sentido opuesto a las manecillas del reloj. El movimiento general está gobernado por el Sistema San Andrés- Golfo de California (Cruz-Catillo & Delgado-Argote, 2002).

Las fallas activas que rodean esta zona se pueden apreciar en la Figura 8 y son:

Sistema San Miguel-Vallecitos-Calabazas, Falla Tres Hermanos, Falla Elsinore-Laguna-Salada, Falla El Descanso-Estero, Falla Coronado Bank-Agua Blanca, Falla Maximinos, Falla Depresión de San Diego -Bahía Soledad y Falla San Clemente-San Isidro. Las fallas anteriores con de tipo lateral derecho y preservan velocidades de desplazamiento desde 1 mm hasta 6 cm por año (Cruz-Catillo & Delgado-Argote, 2002).

En el tramo de autopista que incluye el trazo de la galería en el km 90+000, se interpretaron 73 lineamientos a partir de imágenes satelitales, los cuales presentaron una orientación dominante hacia N30°E y N60°E.

Derivado de la buena correlación que existe entre los contornos de conductividad eléctrica y los lineamientos interpretados de las imágenes satelitales, se pudo definir que estas estructuras, solo se extienden hasta una profundidad de 60 m. Afectando solo, a los estratos más someros del macizo rocosos donde se aloja el túnel (TGC, 2016). Se interpreta también, que estos lineamientos fueron producto de movimientos transcurrentes, orientados hacia el NE con desplazamiento principal hacia el SW, originados por deslizamientos antiguos. (TGC, 2016).

Los rasgos estructurales medidos sobre el tramo carretero presentan una cinemática normal, perpendicular respecto a los lineamientos interpretados a partir de las imágenes satelitales, con rumbo N60°W y buzamiento 79°SW (TGC, 2016).

Los deslizamientos activos de la zona se reconocen fácilmente; ya que presentan un agrietamiento característico y su modo de desplazamiento no se confunde con ningún otro fenómeno. En estos casos sobresalen las fallas normales y las de desplazamiento lateral (Cruz-Catillo & Delgado-Argote, 2002). Con base a lo anterior y considerando las características de las fallas medidas, en la zona donde se desplanta el túnel que alojara la galería de drenaje, se interpreta que se encuentra en una zona de desplazamiento activo, ya que cumple con las dos condiciones características que desencadenan este evento.

El segundo factor estructural importante en la zona es, la estratificación continua de las rocas pertenecientes a la Fm. Rosario. El buzamiento de estratificación de estas rocas es menor a 10°, persistente hacia el SW. Este comportamiento estructural favorece el desarrollo de los deslizamientos gravitacionales a lo largo de la costa, ya que el echado de las capas y la dirección de la pendiente coinciden (Cruz-Catillo & Delgado-Argote, 2002).

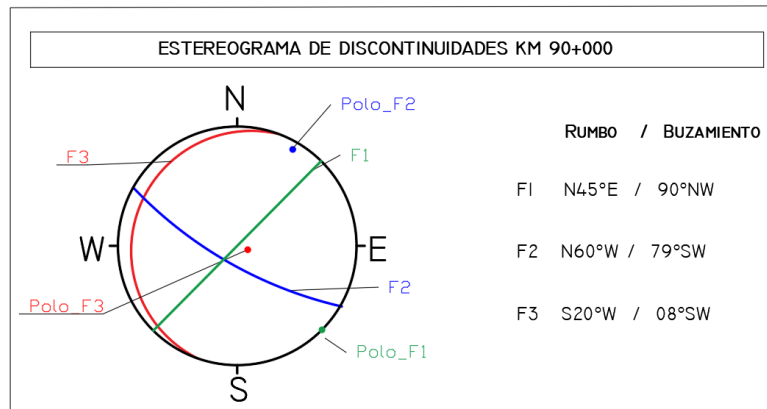
En la zona del tramo carretero del km 90+000 la estratificación promedio de los estratos correspondientes a las Fm Rosario es de S20°W / 8°.

En la Figura 9 podemos observar el estereograma donde se representan las 3 familias de discontinuidades consideradas para el análisis de diseño del túnel que alojara la galería de drenaje y las condiciones de las juntas de cada una de ellas (Tabla 5). La familia 1 corresponde al promedio de los rumbos dominantes, de los lineamientos interpretados en las imágenes satelitales de la zona de estudio, la familia 2 pertenece al sistema de fallas normales de rumbo N60°W descritas anteriormente, finalmente, la familia 3 hace referencia a la estratificación promedio de la secuencia sedimentaria de la Fm. Rosario.

Estas tres familias son de suma relevancia en el diseño del túnel, ya que son proclives a desencadenar deslizamientos gravitacionales en la zona.

Figura 9

Representación estereográfica de las familias de discontinuidades representativas del km 90+000.



Nota: Los círculos (verde, azul y rojo) plasmados en el estereograma, representan el polo de cada familia de discontinuidades respectivamente.

Tabla 5

Evaluación de la condición de las discontinuidades del km 90+000

Parametros	Familia 1	Familia 2	Familia 3
Dirección de buzamiento	N 45° E	N 60° W	S 20° W
Buzamiento	90°NW	79°SW	08°SW
Espaciamiento	> 2 m	> 2 m	0.2 a 0.6 m
Long. Discontinuidades	< 1 m	< 1 m	< 1 m
Apertura	Nada	< 0.1 m	0.1 - 1.0 mm
Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ondulada
Relleno	Ninguno	Ninguno	Relleno Blando < 5 mm
Alteración	Inalterada	Inalterada	Moderadamente alterada
Agua subterránea	Seco	Seco	Ligeramente húmedo

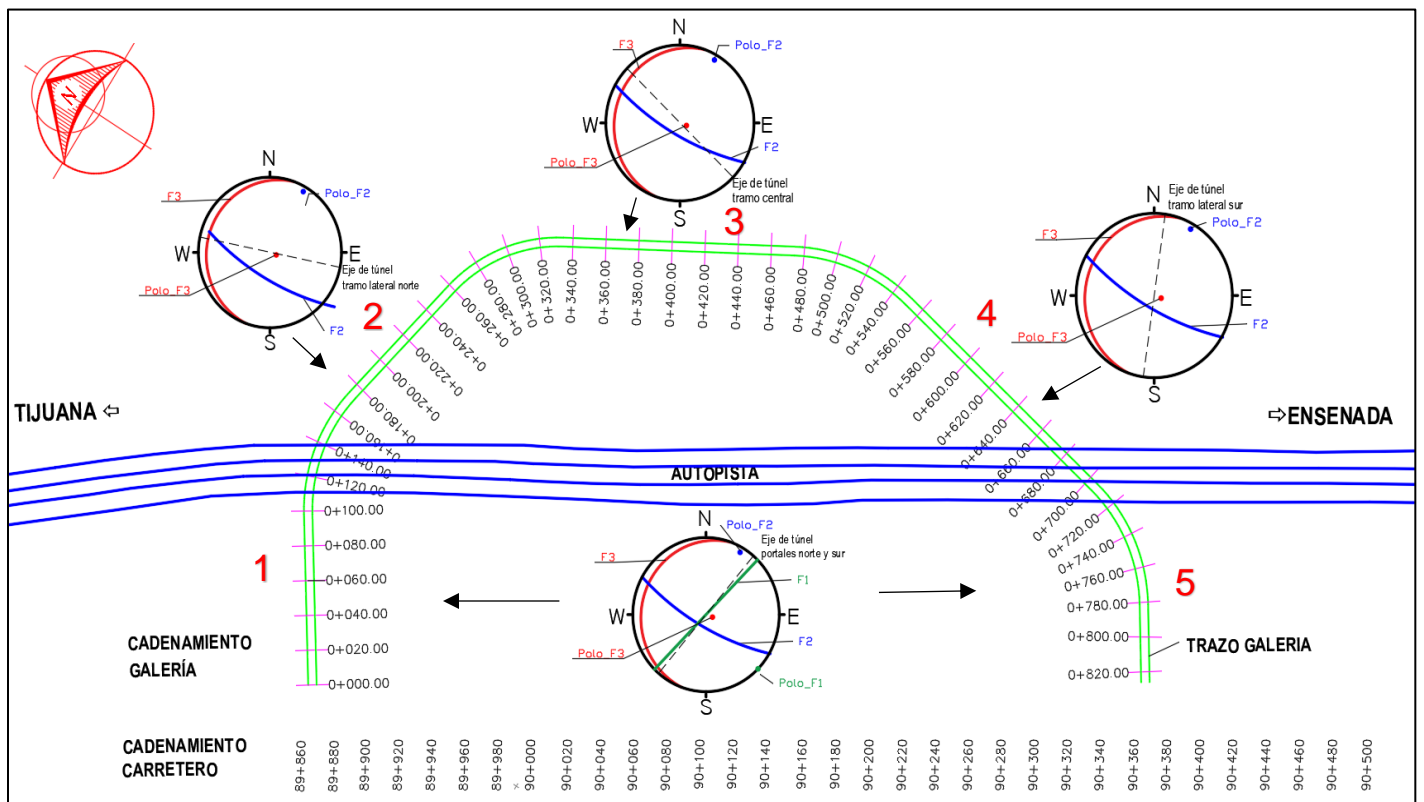
Nota: Bieniawski (1989)

Como se aprecia en la Figura 10, el trazo de la galería rodea la autopista en trayectoria semicircular, desembocando al mar.

El cambio de la orientación del trazo del túnel, respecto a la disposición de las discontinuidades determina, si habrá formación de bloques y la probabilidad que tendrán estos, a caer o deslizar.

Figura 10

Vista en planta del trazo del túnel e influencia de las familias de discontinuidades respecto al cambio de orientación del trazo.



Nota: El trazo de la galería se dividió en 5 zonas basadas en su orientación denominadas: 1) Portan norte, 2) Lateral norte, 3) Central, 4) Lateral sur y 5) Portal sur

La familia 1 solo afecta ambos portales, ya que son estructuras someras que, en la parte de los laterales norte, sur y central no cruzan el trazo del túnel.

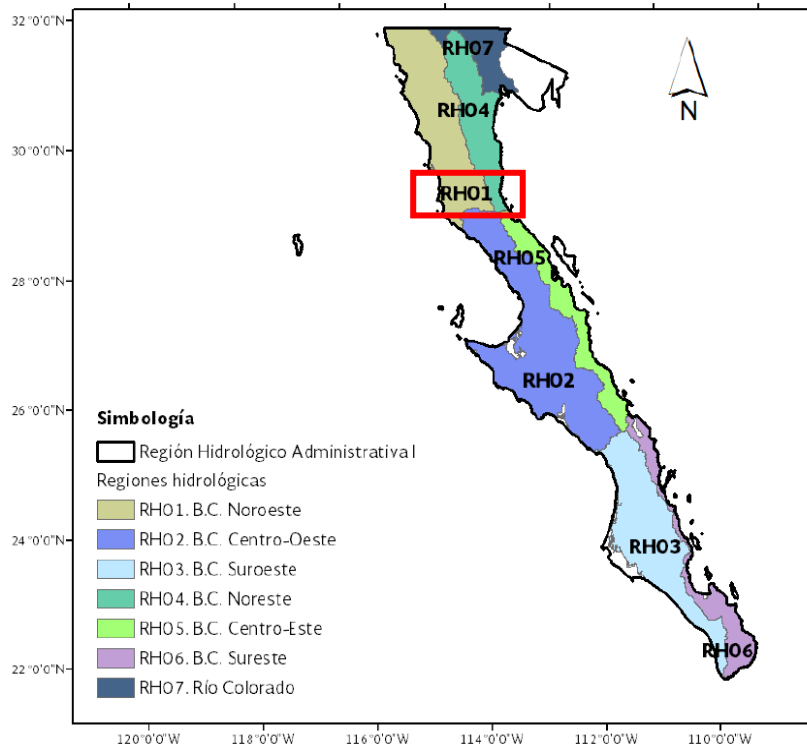
2.5 Características hidrológicas

La bahía Salsipuedes se encuentra en la región hidrológica Baja California Norte con clave RH01, la cual se puede visualizar en la Figura 11.

Dentro de la zona del km 90+000, se identificaron 3 cuencas de aportación. En la Figura 12 se muestran los parteaguas, considerada la zona de mayor elevación, que delimitan cada cuenca y, los escurrimientos que cruzan la autopista, llegando a la playa a través de lavaderos de mampostería.

Figura 11

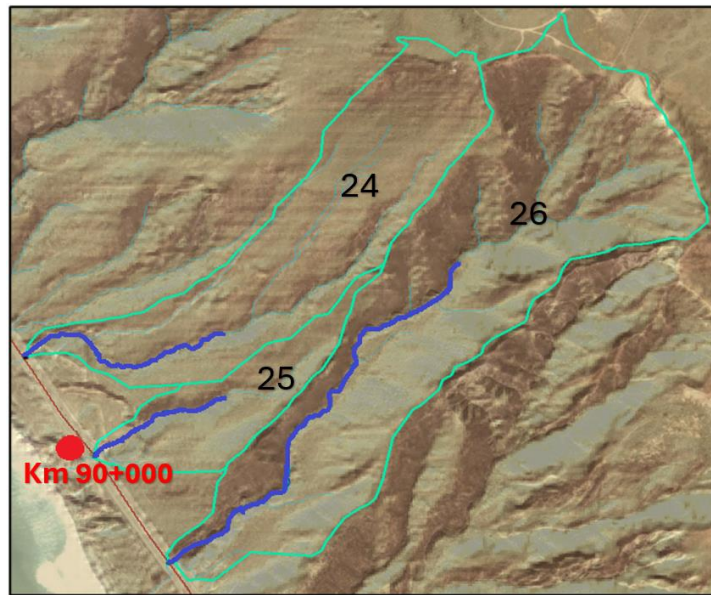
Identificación de las regiones hidrológicas de la Península de Baja California



Nota: Modificado CONAGUA-GASIR (2012)

Figura 12

Localización del parteaguas y escurrimientos de las cuencas del km 90+000 de la autopista Tijuana-Ensenada



Nota: En color cian se muestran los parteaguas y los escurrimientos en color azul (TGC, 2016)

2.5.1 Determinación del gasto de diseño

Dado que el área de aportación es pequeña, menor a 1.0 km², se empleó el método Racional Americano para determinar el gasto de diseño de la nueva galería de drenaje. Con base a las características fisiográficas de la cuenca y el método implementado, los tiempos de concentración resultaron ser los siguientes:

Tabla 6

Resultados de tiempo de concentración para la zona de estudio

Ubicación de la cuenca	89+906	90+165
No. de cuenca	24	25
tc	4.8154	3.5550

Nota: Los resultados de concentración están en minutos, y se determinaron considerando la ecuación de Kirpich (TGC, 2016).

Con la información anterior se determinó el gasto de diseño, para un periodo de retorno de 50 años, considerando los datos estadísticos de intensidad, con respecto a la duración y periodo de retorno, obtenidos en las Normas de proyecto para obras de alcantarillado pluvial en el estado de Baja California, presentados en el estudio hidrológico elaborado por el CICESE (2015) para la zona de estudio. Con fines comparativos, los gastos fueron estimados con, el método de las envolventes de gastos máximos de Creager y Lowry. En la Tabla 7 se presentan los resultados obtenidos en los análisis.

Tabla 7

Resultados de gastos obtenidos por cuenca

Cuenca	Racional Americano	Creager	Lowry
24	4.4034	1.8557	1.1001
25	1.8758	0.5217	0.3725

Nota: Los resultados se presentan en unidades de m³/s (TGC, 2016).

Con los datos de campo, se realizó el cálculo del gasto a tubo lleno, para varios diámetros de tubo. Con el fin de asegurar, que las dimensiones de diseño de la galería de drenaje brindaran el funcionamiento hidráulico deseado.

En la Tabla 8 se muestra los resultados del análisis realizado, para la obtención del diámetro mínimo de la galería, para cumplimiento de las necesidades hidráulicas de la cuenca 24, y en la Tabla 9 se muestran los resultados de la cuenca 25.

El análisis antes mencionado se realizó con la ecuación de Manning, que considera parámetros como la velocidad de flujo, rugosidad de tubería (considerada de material concreto), área hidráulica y pendiente.

Mientras que el cálculo del gasto a tubo lleno considera datos como, la velocidad de flujo a tubo lleno, el gasto a tubo lleno y el área hidráulica.

Tabla 8

Obtención de gastos de drenaje para varios diámetros con aportes de la cuenca 24

Diám.	S	Rugosidad (n)	V _{Lleno}	Q _{Lleno}	Q _{Nec}	Tubos Nec.	Q _{max}	Q _{Nec} /Q _{Max}
(m)	(m/m)	(-)	(m/s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(-)	(m ³ /s)	(-)
0.60	0.157	0.013	13.6584	3.8618	4.4034	2	7.7237	0.5701
0.76	0.157	0.013	15.9898	7.2537	4.4034	1	7.2537	0.6071
0.91	0.157	0.013	18.0300	11.7265	4.4034	1	11.7265	0.3755

Nota: Se observa que el diámetro mínimo necesario para la galería es de 76 cm, para conducir un gasto de diseño de 4403 lps.

Tabla 9

Obtención de gastos de drenaje para varios diámetros con aportes de la cuenca 25

Diám.	S	Rugosidad (n)	V _{Lleno}	Q _{Lleno}	Q _{Nec}	Tubos Nec.	Q _{max}	Q _{Nec} /Q _{Max}
(m)	(m/m)	(-)	(m/s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(-)	(m ³ /s)	(-)
0.45	0.158	0.013	11.3050	1.7980	1.8758	2	3.5960	0.5216
0.60	0.158	0.013	13.6950	3.8722	1.8758	1	3.8722	0.4844
0.76	0.158	0.013	16.0326	7.2731	1.8758	1	7.2731	0.2579

Nota: Se observa que el diámetro mínimo necesario para la galería es de 60 cm, para conducir un gasto de diseño de 1876 lps.

El diámetro interior considerado para la galería de drenaje es de 2.55 m, con un área funcional de 5.48 m². Con base a lo anterior, se puede deducir que la galería de drenaje cumple con las dimensiones suficientes para conducir el gasto que aportan ambas cuencas en la zona.

2.6 Estado de esfuerzos In situ

Los esfuerzos que existen en un macizo rocoso inalterado están relacionados con el peso de los estratos sobreyacentes y con la historia geológica del macizo. Este campo de esfuerzos se altera por la creación de una excavación subterránea y, en algunos casos, esta alteración introduce esfuerzos que son lo suficientemente grandes para exceder la resistencia de la roca. En estos casos, el debilitamiento de la roca adyacente a los límites de la excavación, derrumbes del techo y desprendimientos de las tablas o, en casos extremos, estallidos de roca (Hoek & Brown, 1986).

Derivado de que los esfuerzos se redistribuyen una vez que se comience la excavación, será necesario medir o estimar el estado de esfuerzos preexistente antes de poder calcular los esfuerzos alrededor de una excavación.

Para el cálculo del esfuerzo vertical se considera que, es directamente proporcional al peso volumétrico de la roca respecto a una profundidad dada. Se denota a partir de la siguiente ecuación.

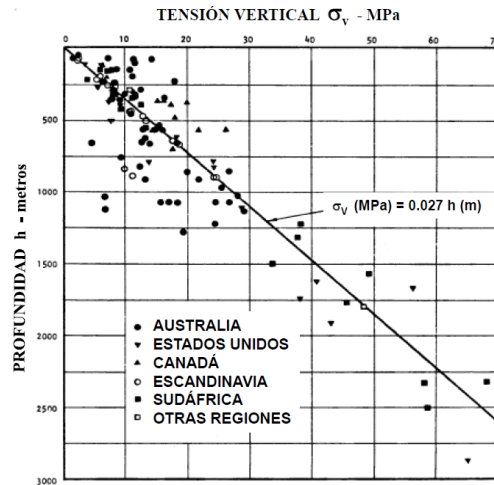
$$\sigma_v = \gamma Z \quad (1)$$

Donde γ es el peso volumétrico de la roca y Z la profundidad en la que se requiere conocer el esfuerzo.

En los últimos años, se ha desarrollado diferentes técnicas para la medición in situ de los esfuerzos, utilizándolas en varias partes del mundo. En el gráfico 1 se presentan los valores de los esfuerzos verticales σ_v medida en diferentes lugares del mundo (Australia, Norteamérica, Canadá), en función de la profundidad a la que se realizaron las mediciones. Del gráfico se puede apreciar que a pequeñas profundidades hay una cantidad considerable de dispersión de los datos, probablemente se debe a al hecho de que para medir estos valores de esfuerzos estamos, en la mayoría de las veces, cerca del límite de precisión de la mayoría de los instrumentos (Hoek & Brown, 1986).

Gráfico 1

Tensión vertical en función de la profundidad, a partir de medidas del campo tensional natural "in situ".



Nota: Datos recopilados por Hoek y Brown (1980)

El valor de la variable k , que representa la relación del esfuerzo horizontal sobre el vertical contra la profundidad debajo de la superficie, para la mayoría de los valores medidos, se encuentra dentro de los límites definidos por:

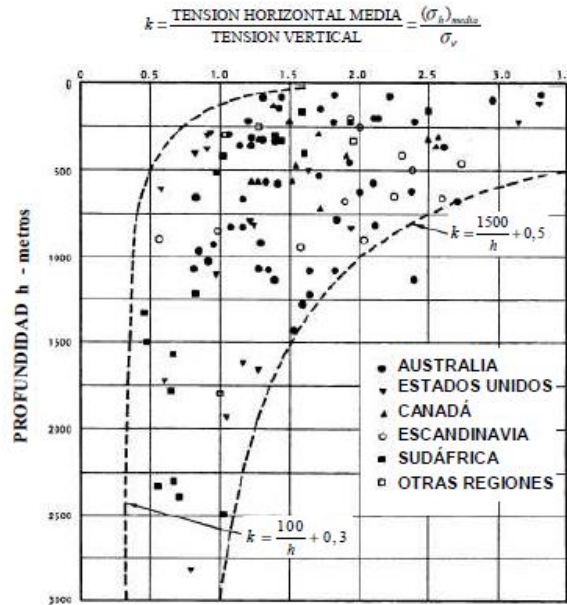
$$\frac{100}{Z} + 0.3 < k < \frac{1500}{Z} + 0.5 \quad (2)$$

En el gráfico 2 podemos apreciar los resultados de los estudios realizados a partir de la ecuación anterior, demostraron que a profundidades menores de 500 metros los esfuerzos horizontales son mayores que los esfuerzos verticales y estos tienden a equilibrarse a profundidades mayores de 1 kilómetro. Hay que considerar que, en la mayoría de los estudios realizados, el valor de k se encuentra en un rango de 0.5 a 3.5.

En la superficie de la corteza terrestre existen factores o efectos que producen cambios en el campo tensional natural a lo largo del tiempo geológico. Algunos de los más comunes son: la topografía, presencia de cuerpos intrusivos como diques, la erosión y las discontinuidades presentes en el macizo rocoso (Figura 13).

Gráfico 2

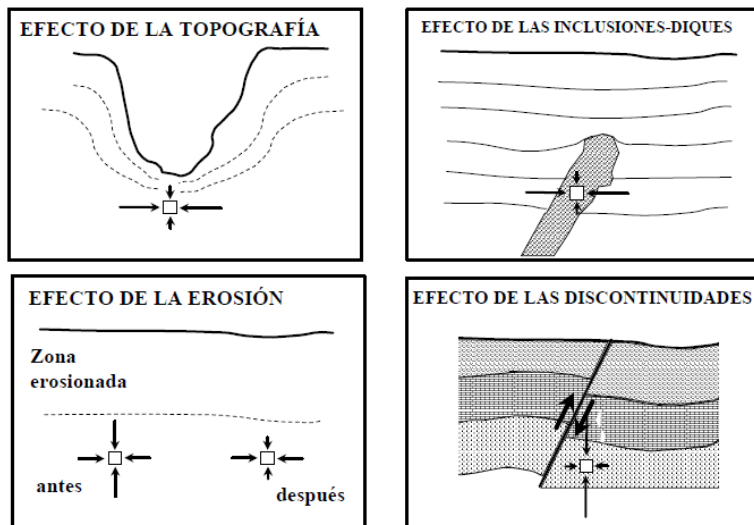
Variación de la relación del esfuerzo horizontal medido al esfuerzo vertical con función de la profundidad, a partir de medidas del campo tensional natural.



Nota: Datos recopilados por Hoek y Brown (1980).

Figura 13

Efectos que modifican el campo tensional natural del macizo rocoso.



Nota: Las flechas verticales representan la magnitud que tiene el esfuerzo vertical respecto al horizontal (flechas horizontales) e cada uno de los efectos presentados.

Con base a las características del área que abarca el presente trabajo, se distinguieron 5 zonas dentro del modelo geológico – geotécnico que determina el trazo del túnel.

Para la estimación de los esfuerzos in situ de las diferentes zonas, comenzamos con la consideración de que k puede estar entre 0.3 y 1.0 (Tabla 10). Partiendo de la evidencia, donde existe horizontalidad en los estratos que conforman el macizo rocoso (explicado en el apartado 2.3), se deduce que, el macizo se encuentra aún sobre cargado, ya que hay presencia de depósitos de talud que permanecen a lo largo de toda la zona. Existe evidencia de la erosión existente en el lugar, no ha modificado el estado de esfuerzos natural. Derivado de lo anterior, se consideró un $k=1$ para fines de este trabajo.

Las 5 zonas consideradas dentro del modelo geológico – geotécnico se pueden visualizar en la Figura 15, las consideraciones para su delimitación fueron, la variación en la topografía, la orientación que presentan las familias de discontinuidades y litología que persiste en cada zona que constituye el trazo del túnel.

En cada una de ellas, se estimó un esfuerzo tensional envolvente, que sirvió de base para el análisis, diseño del túnel y su procedimiento constructivo. Este análisis se estableció empleando la expresión (1), para la estimación del valor del esfuerzo vertical.

Tabla 10

Valores de esfuerzos in situ de cada zona en función de la profundidad del túnel.

Zona	Z_{total}	Para $k=0.3$		Para $k=0.5$		Para $k=0.7$		Para $k=1$	
		σ_v MPa	σ_H MPa	σ_v MPa	σ_H MPa	σ_v MPa	σ_H MPa	σ_v MPa	σ_H MPa
1	21	0.5	0.2	0.5	0.3	0.5	0.4	0.50	0.50
2	50	1.1	0.4	1.1	0.6	1.1	0.8	1.1	1.10
3	88	1.9	0.6	1.9	1.0	1.9	1.4	1.9	1.90
4	87	1.9	0.6	1.9	1.0	1.9	1.3	1.9	1.90
5	56	1.2	0.4	1.2	0.1	1.2	1.0	1.2	1.20

Nota: El cálculo del σ_H se determinó a partir de la consideración de $k=1$.

2.7 Distribución de esfuerzos alrededor de la excavación.

Cuando se realiza una excavación subterránea en un macizo rocoso, los esfuerzos que existían con anterioridad se perturban, y se inducen nuevos esfuerzos en la roca en las inmediaciones de la excavación (Hoek & Brown, 1986). La manera más sencilla de simplificar el reto que representa el cálculo de estas tensiones analíticamente es, suponer que la excavación se lleva a cabo en un medio elástico e isótropo de sección circular y en deformación plana.

La ventaja de asumir las condiciones descritas en el párrafo anterior es que el estado de esfuerzos y deformaciones se presenta considerando una deformación plana en una galería no revestida ni soportada, para cualquier combinación de cargas horizontales y verticales.

Las siguientes ecuaciones definen el estado tensional del túnel una vez realizada la excavación. Publicadas por A. Kirsh (1989).

$$\sigma_r = \frac{\sigma_v}{2} \left[(1+k) \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) + (1-k) \left(1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right] \quad (3)$$

$$\sigma_\theta = \frac{\sigma_v}{2} \left[(1+k) \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) - (1-k) \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right] \quad (4)$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{\sigma_v}{2} \left[-(1-k) \left(1 + \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4} \right) \sin 2\theta \right] \quad (5)$$

Donde:

σ_r = esfuerzo radial

σ_θ = esfuerzo tangencial

$\tau_{r\theta}$ = esfuerzo cortante

k = coeficiente de presión de tierras en reposo

a = radio de túnel

r = distancia al centro del túnel circular

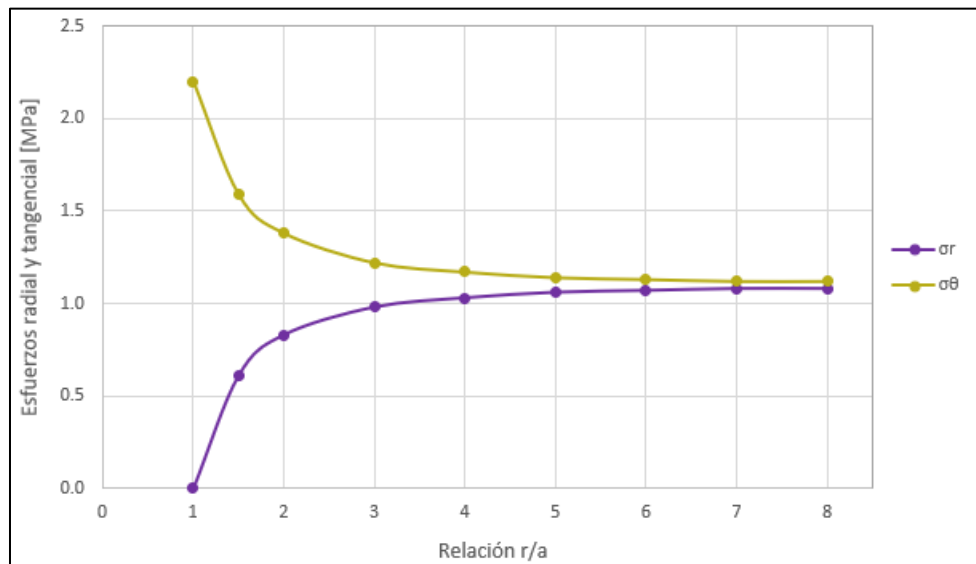
Es importante considerar que las ecuaciones de Kirsh aplican para una excavación circular, ya que la sección de diseño del túnel que alojara la galería de drenaje es de tipo portal (ver capítulo 5), las ecuaciones antes mencionadas solo son representativas para la zona de la clave del túnel, dado que esta zona cumple con una geometría de un medio círculo.

Para el análisis de la distribución de esfuerzos alrededor de una excavación de sección distinta a una la circular, será necesario recurrir algún programa de elementos o diferencias finitos.

En el gráfico 3 podemos apreciar el comportamiento de los esfuerzos en la oquedad considerando las condiciones de diseño de nuestro túnel. Se parte de un $a= 2.55$ m, un intervalo de r que va de una a ocho veces el radio ($1a - 8a$), un $k=1$ y un $\theta=0^\circ$ considerando el análisis solo en la clave del túnel.

Gráfico 3

Esfuerzos alrededor de una excavación circular en la zona de la clave.



Nota: La línea morada representa la tendencia de los esfuerzos radiales, mientras que la verde hace referencia a los tangenciales.

Con base a la gráfica 3 podemos observar que, en el límite de la excavación, el esfuerzo radial es cero, mientras que el esfuerzo tangencial llega a su valor máximo. Mientras nos acercamos a la oquedad el valor de σ_r va disminuyendo y el de σ_θ aumenta. Es perceptible el desconfinamiento en la masa de suelo donde el área de afectación por la excavación se extiende hasta cinco veces el radio. Para una distancia de siete veces el radio los esfuerzos ya no perciben la influencia de la excavación.

2.8 Efectos del tiempo en la excavación

El proceso de construcción de un túnel consiste en ciclos repetidos de varias operaciones como excavación, instalación de soportes temporales y colocación del soporte definitivo. La construcción comienza siempre por el frente de excavación que, en rocas, suele realizarse mediante voladuras (Károly, 1966).

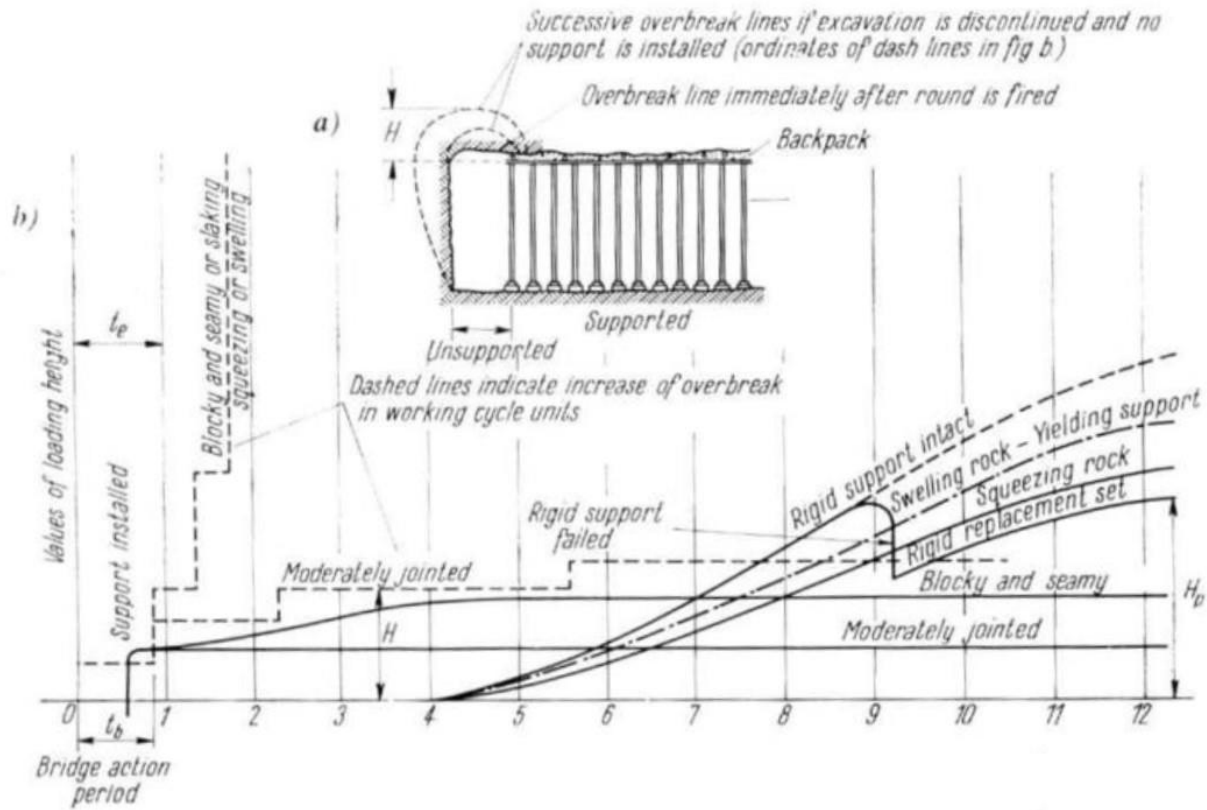
Después de la voladura se forma una media cúpula en la zona de bóveda del túnel, esta puede permanecer estable durante un cierto periodo incluso sin soporte, pero cantidades cada vez mayores de material caerán en la cavidad no soportada (Károly, 1966).

En la figura 14 se observa que este proceso de descomposición gradual no solo depende de la calidad, estratificación y fracturamiento de la roca, si no del ancho de excavación y la distancia que hay entre el ultimo apoyo y el frente de excavación. El proceso se extiende en el tiempo debido al comportamiento viscoso y resistente del material cementante que rellena las juntas y fracturas de la roca. Durante cierto tiempo antes de la rotura del macizo, la roca debilitada es capaz de soportar la cavidad no soportada. Esto se conoce como periodo de acción del puente (bridge-action period t_b). La secuencia y método de excavación deben seleccionarse para permitir la instalación de nuevos soportes necesario antes de que el periodo de acción del puente expire (Károly, 1966).

Es interesante notar que el período de acción del puente es considerablemente más largo en rocas meteorizadas que en rocas trituradas.

Figura 14

Condiciones de presión en rocas de diferente calidad en términos del período de acción del puente



Nota: En la figura se aprecia la relación entre el tiempo, el exceso de excavación y la carga de roca, según Terzaghi en la fase de operación

2.9 Modelo geológico

La elaboración del modelo geológico se basó, en los datos obtenidos de las campañas de perforación de sondeos en el área de interés. Para ello, se realizó la ubicación estratégica de los sondeos. Los especímenes de roca obtenidos son logueados por el geólogo, recabando información de variables como: tipo de roca, alteraciones, RQD y presencia del nivel freático.

El modelo también considera la topográfica del sitio y los elementos estructurales como fallas, fracturas o lineaciones que pudieran afectar el macizo rocoso. Estos elementos se encuentran representando de forma gráfica en el estereograma de la Figura 10.

El conjunto de los elementos antes mencionados, fueron simplificados en la Figura 15.

Tabla 11

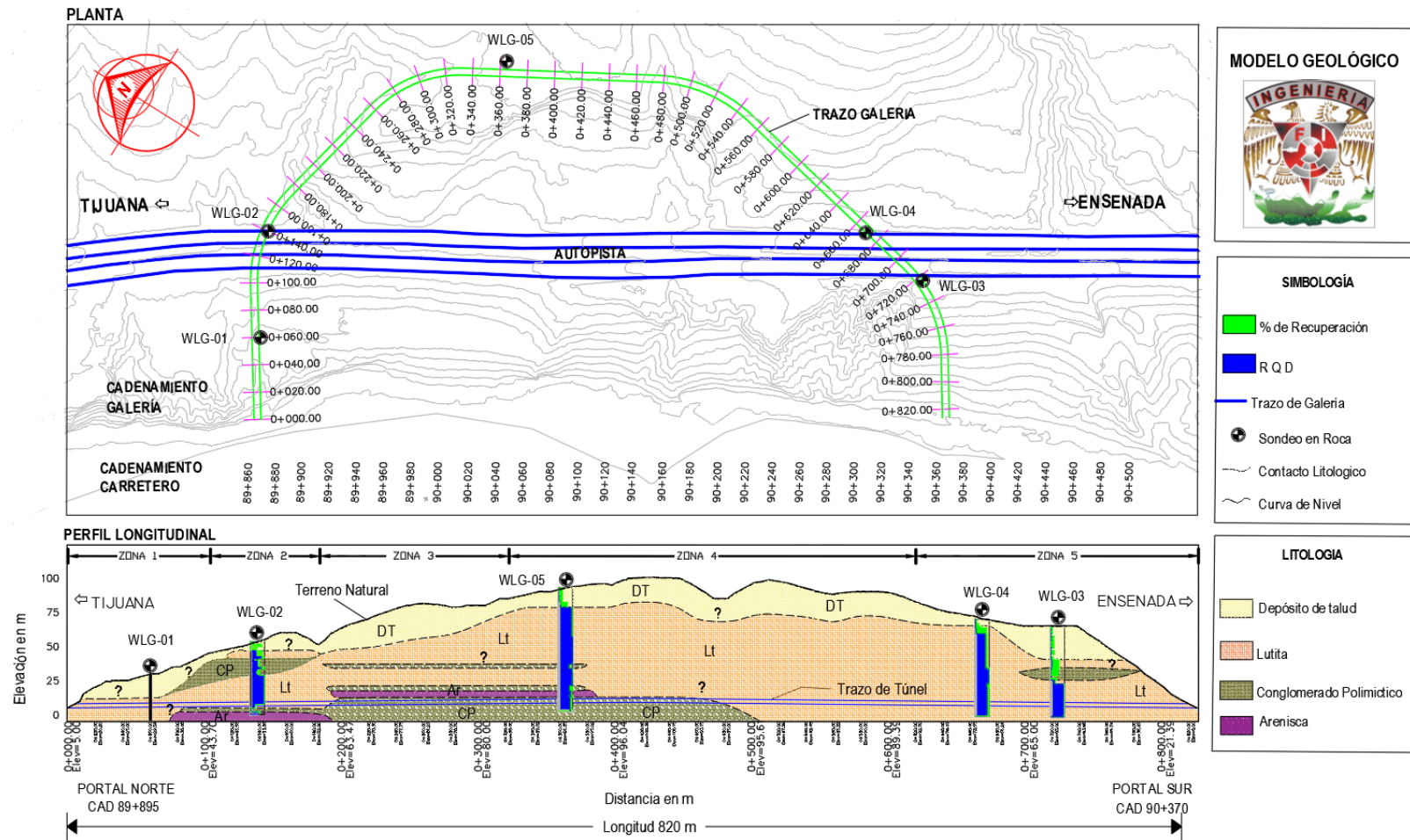
Características principales de los paquetes litológicos que constituyen el perfil geológico, que abarca el trazo de la galería.

Litología	Nomenclatura	Cad respecto a la galería	Características
Depósito de Talud	DT	0+10 a 0+780	Fragmentos de roca de composición granítica y basalto vesicular color gris con vesículas, algunas rellenas de cuarzo. Disposición de bloques de gran tamaño que van disminuyendo de tamaño conforme profundizan. Acompañado de boleas de hasta 4" Ø y lentes de arena limosa.
Lutita	Lt	0+00 a 0+820	Lutita de estructura laminar de coloración gris claro con horizontes de hasta 30 cm de material limo-arenoso y arenisca de tonalidad gris oscuro. Fracturamiento preferencial a 45°, de frecuencia intermitente con intensidad media a baja. Roca bien consolidada. Débil foliación en zonas de microfallas locales. Algunos tramos se encuentran húmedos y la muestra se encuentra reblandecida.
Conglomerado Polimictico	CP	0+80 a 0+500	Conglomerado polimictico con clastos de composición granítica y basáltica algunas vesiculares a masivo < 2", subredondeados. De matriz arenosa que varia de compacta a moderadamente compacta. Este conglomero se caracteriza por ser de matriz soportada, donde la matriz predomina sobre los clastos.
Arenisca	Ar	0+075 a 0+385	Arenisca de grano tamaño fino a medio color gris oscuro. Con granos de cuarzo litificados de entre 0.06 mm y 2 mm de tamaño, los granos forman una roca compacta con poco fracturamiento.

Nota: La Interpretación se realizó a partir de los testigos obtenidos de los sondeos exploratorios.

Figura 15

Vista de planta del trazo del túnel y corte longitudinal del modelo geológico de la zona de estudio.



Nota: La continuidad y extensión de los paquetes de roca fueron inferidos a partir de los datos obtenidos en los sondeos de exploración, por ello se delimitaron con líneas discontinua.

3 Clasificación geomecánica del macizo rocoso

Las clasificaciones geomecánicas se utilizan mucho actualmente, sobre todo en los estudios geotécnicos de túneles. Los sistemas de clasificación de los macizos rocosos tienen por objetivo evaluar sus características para determinar de forma cuantitativa su calidad. Su caracterización requiere el conocimiento de los siguientes parámetros (Ramirez Oyanguren & Alejano Monge, 1991):

- Resistencia y comportamiento de la roca.}
- Familias de discontinuidades.
- Espaciado de los planos de discontinuidades y fracturación del macizo.
- Caracteres geomecánicos de las discontinuidades: continuidad, rugosidad, separación y resistencia de los labios, meteorización y relleno.
- Condición del agua en las juntas.
- Tensiones in situ, naturales o inducidas.
- Alteraciones producidas en el macizo rocoso por las excavaciones.

Las clasificaciones geomecánicas se emplean de forma generalizada para hacer una primera predicción del comportamiento de los macizos rocosos frente a excavaciones. Su utilidad radica en la facilidad de su aplicación y en los buenos resultados conseguidos en muchos casos (Ramirez Oyanguren & Alejano Monge, 1991).

Partiendo de la base de que el índice de calidad caracteriza el macizo rocoso. Las clasificaciones geomecánicas dan información acerca de ciertas propiedades del mismo, que son las básicas para estimar el tipo de técnica de excavación y las necesidades estimativas de sostenimiento.

Las 3 clasificaciones más utilizadas actualmente son la de Bieniawski, Barton y Hoek-Brown.

3.1 Clasificación Bieniawski 1989 (RMR)

Bieniawski desarrollo un sistema de clasificación con base a proyectos reales de minas y túneles. La clasificación se obtiene a partir de la suma de 6 parámetros (valor primario), cuya ponderación se muestra en la Tabla 12, finalmente se realiza un ajuste según la orientación de sus discontinuidades (Tabla 13).

El índice de calidad del macizo rocoso se asigna respecto a la Tabla 14.

Tabla 12

Criterios de puntuación con base a la clasificación RMR

1	Resistencia de la roca sana	Ensayo de carga puntual (MPa)	> 10	10 - 4	4 - 2	2 - 1	En valores bajos, ensayos a compresión simple (MPa)			
		Compresión simple (MPa)	> 250	250 - 100	100 - 50	50 - 25	25 - 5	5 - 1	< 1	
	Valoración	15	12	7	4	2	1	0		
2	RQD (%)	100 - 90	90 - 75	75 - 50	50 - 25	< 25				
	Valoración	20	17	13	6	3				
3	Separación entre diaclasas (m)	> 2	2 - 0,6	0,6 - 0,2	0,2 - 0,06	< 0,06				
	Valoración	20	15	10	8	5				
4	Estado de las discontinuidades	Longitud	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m			
		Puntuación	6	4	2	1	0			
		Abertura	Nada	< 0,1 mm	0,1 - 1 mm	1 - 5 mm	> 5 mm			
		Puntuación	6	5	3	1	0			
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave			
		Puntuación	6	5	3	1	0			
		Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm			
		Puntuación	6	4	2	2	0			
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta			
Puntuación	6	5	3	1	0					
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel (l/min)	Nulo	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125			
		Ratio Presión de agua / Tensión principal mayor	0	0 - 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5			
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Fluyendo			
	Valoración	15	10	7	4	0				

Nota: Cada parámetro debe ser evaluado en función de las características geológicas del macizo rocoso y sus familias de discontinuidades.

Tabla 13

Ajuste por influencia de orientación de discontinuidades del macizo rocoso.

Dirección y Buzamiento		Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables
Tipología de obra	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60
Dirección de las diaclasas perpendicular al eje del túnel				Dirección paralela al eje del túnel		Buzamiento 0° - 20° cualquier dirección
Excavación con buzamiento		Excavación contra buzamiento				
Buzamiento 45 - 90	Buzamiento 20 - 45	Buzamiento 45 - 90	Buzamiento 20 - 45	Buzamiento 45 - 90	Buzamiento 20 - 45	
Muy favorable	Favorable	Media	Desfavorable	Muy desfavorable	Media	Desfavorable

Nota: Después de haber definido el valor primario del macizo rocoso, se modifica con base a su orientación por discontinuidades. Obteniendo así el valor total del índice RMR.

Tabla 14

Calidad del macizo rocoso con relación al índice RMR.

RMR	Clase	Calidad
81-100	I	Muy buena
61-80	II	Buena
41-60	III	Media
21-40	IV	Mala
0-20	V	Muy mala

Nota: El índice RMR, distingue cinco clases de macizo rocoso a partir de sus rasgos geológicos con orientación a una particular obra civil.

3.2 Clasificación de Barton 1974 (Q)

Desarrollada por Barton, Lien y Lunde en 1974, a partir del estudio de un gran número de túneles, constituye un sistema de clasificación de macizos rocosos que permite estimar parámetros geotécnicos del macizo rocoso y diseñar sostenimientos para túneles. El índice Q está basado en 6 parámetros dados por la expresión (González de Vallejo, 2002):

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

Donde

J_n = Índice de diaclasado que indica el grado de fracturación del macizo rocoso.

J_r = Índice de rugosidad de las discontinuidades o juntas.

J_a = Índice que indica la alteración de las discontinuidades.

J_w = Coeficiente reductor por la presencia de agua.

SRF (*stress reduction factor*) = Coeficiente que tiene en cuenta la influencia del estado tensional del macizo rocoso.

Para la determinación del índice Q, se asignan valores a los parámetros anteriores con base a la descripción y características geológicas del macizo rocoso, los cuales se evalúan a partir de las Tablas 15.

Tabla 15

Criterios de puntuación con base al índice Q.

1. CALIDAD DEL TESTIGO		% RQD	2. ÍNDICE DE DIACLASADO		J_n
A	Muy mala	0 - 25	A	Roca masiva, sin diaclasas o con fisuras escasas.	0,5 - 1,0
B	Mala	25 - 50	B	Una familia de diaclasas.	2
C	Media	50 - 75	C	Una familia y algunas diaclasas aleatorias.	3
D	Buena	75 - 90	D	Dos familias de diaclasas.	4
E	Excelente	90 - 100	E	Dos familias y algunas diaclasas aleatorias.	6
Si se tiene un valor inferior o igual al 10%, se adoptará el 10% para calcular la Q de Barton.			F	Tres familias de diaclasas.	9
Una consideración con intervalos del 5% al determinar el RQD será suficiente.			G	Tres familias y algunas diaclasas aleatorias.	12
			H	Cuatro o más familias, diaclasas aleatorias, roca muy fracturada, roca en terrores, etc.	15
			J	Roca triturada, terrosa.	20
			En intersecciones de túneles se utiliza la expresión $3 J_n$		
			En las bocas de los túneles se emplea la expresión $2 J_n$		

Criterios de puntuación con base al índice Q (continuación)

3. ÍNDICE DE RUGOSIDAD DE LAS DISCONTINUIDADES		J_r	
a) Contacto entre las dos caras de la discontinuidad			
b) Contacto entre las dos caras de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante inferior a 10 cm			
A	Diaclasas discontinuas.		4
B	Diaclasas onduladas, rugosas o irregulares.		3
C	Diaclasas onduladas, lisas.		2
D	Diaclasas onduladas, perfectamente lisas.		1,5
E	Diaclasa rugosas o irregulares.		1,5
F	Diaclasas planas, lisas.		1
G	Diaclasas perfectamente lisas.		0,5
Las descripciones se refieren a caracterizaciones a escalas pequeña e intermedia, por ese orden			
c) No existe contacto entre las caras de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante			
H	Zona que contiene minerales arcillosos con un espesor suficiente para impedir el contacto de las caras de la discontinuidad.		1
J	Zona arenosa, de gravas o triturada con un espesor suficiente para impedir el contacto entre las dos caras de la discontinuidad.		1
Si el espaciado de la principal familia de discontinuidades es superior a 3 m, debe aumentarse J_r en una unidad.			
En caso de diaclasas planas perfectamente lisas con lineaciones orientadas según la dirección de mínima resistencia, se puede utilizar el valor $J_r = 0,5$.			
4. ÍNDICE DE ALTERACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES		f_r	J_a
a) Contacto entre los planos de discontinuidad, sin minerales de relleno intermedio			
A	Discontinuidad cerrada, dura, sin reblandecimientos, impermeable, cuarzo.	–	0,75
B	Planos de discontinuidad inalterados, superficies ligeramente manchadas.	25 - 35°	1
C	Planos de discontinuidades ligeramente alterados. Preentan minerales no reblandecibles, partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcillas, etc.	25 - 30°	2
D	Recubrimientos de arcillas limosas o arenosas. Fracción pequeña de arcilla (no blanda).	20 - 25°	3
E	Recubrimientos de arcillas blandas o de baja fricción (caolinita o mica). Clorita, talco, yeso, grafito, etc., y pequeñas cantidades de arcillas expansivas.	8 - 16°	4
b) Contacto entre los planos de la discontinuidad entre un desplazamiento cortante inferior a 10 cm (minerales de relleno en pequeños espesores)			
F	Partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla, etc.	25 - 30°	4
G	Fuertemente sobreconsolidadas, con rellenos de minerales arcillosos no blandos (continuos, pero de espesores inferiores a 5 mm).	16 - 24°	6
H	Sobreconsolidación media a baja, con reblandecimiento, rellenos de minerales arcillosos (continuos, pero de espesores inferiores a 5 mm).	12 - 16°	8
J	Rellenos de arcillas expansiva (montmorillonita). Continuos, pero de espesores inferiores a 5 mm. El valor de J_a depende del porcentaje de partículas con tamaños similares a los de las arcillas expansivas.	6 - 12°	8 - 12
5. REDUCCIÓN POR LA PRESENCIA DE AGUA		Presión de agua (kg/cm ²)	J_w
A	Excavaciones secas o pequeñas afluencias, inferiores a 5 l/min, de forma localizada.	< 1	1
B	Afluencia a presión medida, con lavado ocasional de los rellenos de las discontinuidades.	1 - 2,5	0,66
C	Afluencia importante o presión alta en rocas competentes con discontinuidades sin relleno.	2,5 - 10	0,5
D	Afluencia importante o presión alta, produciéndose un lavado considerable de los rellenos de las diaclasas.	2,5 - 10	0,33
E	Afluencia excepcionalmente alta o presión elevada en el momento de realizar las voladuras, decreciendo con el tiempo.	> 10	0,2 - 0,1
F	Afluencia excepcionalmente alta, o presión elevada de carácter persistente, sin disminución apreciable.	> 10	0,1 - 0,05
Los valores de las clases C, D, E y F son estimativos. Si se acometen medidas de drenaje, puede incrementarse el valor J_w . No se han considerado problemas especiales derivados de la formación de hielo.			

4. ÍNDICE DE ALTERACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES		f_r	J_a
c) No se produce contacto entre los planos de discontinuidad ante un desplazamiento cortante (reellenos de mineral de gran espesor)			
K, L, M	Zonas o bandas de roca desintegrada o triturada y arcillas (ver G, H y J para la descripción de las condiciones de las arcillas).	6 - 24°	6, 8 ó 8 - 12
N	Zonas o bandas de arcillas liosas o arenosas, con pequeñas fracciones de arcillas no reblandecibles.	-	5
O, P, R	Zonas o bandas continuas de arcilla, de espesor grueso (ver clases G, H y J, para la descripción de las condiciones de las arcillas).	6 - 24°	10, 13 ó 13 - 20
Los valores expresados para los parámetros J_r y J_a se aplican a las diaclasas o discontinuidades menos favorables con relación a la estabilidad, tanto por orientación de las mismas como por resistencia al corte (esta resistencia puede evaluarse mediante la expresión: $T \cong \sigma_n \cdot \{tg(\theta_r/J_a)\}^{-1}$)			

5. REDUCCIÓN POR LA PRESENCIA DE AGUA		Presión de agua (kg/cm ²)	J_w
A	Excavaciones secas o pequeñas afluencias, inferiores a 5 l/min, de forma localizada.	< 1	1
B	Afluencia a presión medida, con lavado ocasional de los reellenos de las discontinuidades.	1 - 2,5	0,66
C	Afluencia importante o presión alta en rocas competentes con discontinuidades sin relleno.	2,5 - 10	0,5
D	Afluencia importante o presión alta, produciéndose un lavado considerable de los reellenos de las diaclasas.	2,5 - 10	0,33
E	Afluencia excepcionalmente alta o presión elevada en el momento de realizar las voladuras, decreciendo con el tiempo.	> 10	0,2 - 0,1
F	Afluencia excepcionalmente alta, o presión elevada de carácter persistente, sin disminución apreciable.	> 10	0,1 - 0,05
Los valores de las clases C, D, E y F son estimativos. Si se acometen medidas de drenaje, puede incrementarse el valor J_w . No se han considerado problemas especiales derivados de la formación de hielo.			

6. CONDICIONES TENSIONALES DE LA ROCA		SFR
a) Las zonas débiles intersectan a la excavación, pudiendo producirse desprendimientos de roca a medida que la excavación del túnel va avanzando		
A	Múltiples zonas débiles, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, roca de contorno muy suelta (a cualquier profundidad).	10
B	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de la excavación \leq 50 m).	5
C	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de la excavación > 50 m).	2,5
D	Múltiples zonas de fracturas en roca competente (libre de arcillas), roca de contorno suelta (a cualquier profundidad).	7,5
E	Zonas de fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de la excavación \leq 50 m).	5
F	Zonas de fractura aislada en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de la excavación > 50 m).	2,5
G	Terreno suelto, diaclasas abiertas, fuertemente fracturado, en terrones, etc. (con independencia de la profundidad).	5

6. CONDICIONES TENSIONALES DE LA ROCA			
c) Rocas deformables: flujo plástico de roca incompetente sometida a altas tensiones litostáticas		sq/sc	SRF
O	Presión de deformación baja.	1 a 5	5 a 10
P	Presión de deformación alta.	> 5	10 a 20
Los fenómenos de deformación o fluencia de rocas suelen ocurrir a profundidades $H > 350Q^{2/3}$ (Singh <i>et al</i> , 1992 en González de Vallejo, L.I., 2002). La resistencia a compresión del macizo rocoso se pueden estimar a través de la expresión $q(\text{MPa}) = 7 \cdot g \cdot Q^{2/3}$, donde g es la densidad de la roca expresada en g/cm^3 . (Singh, 1993 en González de Vallejo, L.I., 2002).			
d) Rocas expansivas: actividad expansiva química dependiendo de la presencia de agua			SRF
R	Presión de deformación baja.		5 a 10
S	Presión de deformación alta.		10 a 15

Tabla 16

Clasificación del macizo rocoso con base en el índice Q.

TIPO DE MACIZO ROCOSO	ÍNDICE Q
Excepcionalmente malo	0,001 - 0,01
Extremadamente malo	0,01 - 0,1
Muy malo	0,1 - 1
Malo	1 - 4
Medio	4 - 10
Bueno	10 - 40
Muy bueno	40 - 100
Extremadamente bueno	100 - 400
Excepcionalmente bueno	400 - 1000

Nota: El índice Q presenta una clasificación más amplia, la cual oscila entre el rango de 0.001 a 1000

3.3 Clasificación Geological Strength Index 2000 (GSI)






La clasificación GSI se basa en una observación cuidadosa del macizo rocoso y, por consiguiente, es esencialmente cualitativa. Este índice incorpora la estructura del mismo y las características geomecánicas de las superficies de discontinuidad existentes en él y se obtiene a partir de un examen visual del macizo rocoso en afloramientos y sondeos. El GSI combina los dos aspectos fundamentales del comportamiento de los macizos rocosos, es decir: su fracturación ósea, el tamaño y la forma de los bloques, y la resistencia al corte de las discontinuidades (Ramirez Oyanguren & Alejano Monge, 1991).

El GSI es un índice de calidad de macizos rocosos que ha sido desarrollado para poder estimar los parámetros m_b y s de la clasificación de Hoek-Brown (1980). Dichos autores pensaron que un criterio de rotura de macizos rocosos no podía considerarse sólido si no se relacionaba con una clasificación geomecánica (Ramirez Oyanguren & Alejano Monge, 1991).

En la Tabla 17 se presenta un gráfico que permite estimar el valor de GSI a partir de los rasgos geológicos del macizo rocoso.

Tabla 17

Índice de resistencia geológica (GSI) para macizos rocosos fracturados.

ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO	CONDICIONES DE LOS LABIOS DE LAS DISCONTINUIDADES				
	MUY BUENA	BUENA	MEDIA	MALA	MUY MALA
 <p>INTACTO O MASIVO Muestras intactas de roca o macizos rocosos masivos con pocas discontinuidades muy espaciadas.</p>	90			N/A	N/A
 <p>FORMADO POR BLOQUES Macizo rocoso consistente en bloques cúbicos delimitados por tres familias de discontinuidades, con los bloques bien encajados.</p>	80				
 <p>FORMADO POR MUCHOS BLOQUES Macizo rocoso formado por bloques angulares de muchas caras delimitados por cuatro o más familias de discontinuidades. Los bloques están encajados pero sólo parcialmente.</p>	70				
 <p>FORMADO POR MUCHOS BLOQUES, DISTORSIONADO Y BANDEADO Plegado con muchos bloques angulares formados por la intersección de muchas familias de discontinuidades. Planos de estratificación o de esquistosidad persistentes.</p>	60				
 <p>DESINTEGRADO Macizo rocoso muy fracturado con una mezcla de bloques angulares y redondeados débilmente encajados.</p>	50				
 <p>LAMINADO Y CIZALLADO Debido a la existencia de numerosos planos débiles muy próximos de esquistosidad o de cizalla, no existen bloques.</p>	40				
				30	
				20	
				10	
	N/A	N/A			

ENCALAJE DECRECIENTE ENTRE LOS TROZOS DE ROCA

Nota: MUY BUENA: superficies muy rugosas y sanas, BUENA: superficies rugosas, ligeramente meteorizadas y teñidas de óxido, MEDIA: superficies lisas y moderadamente meteorizadas y alteradas, MALA: superficies con espejo de falla y altamente meteorizadas, con relleno de fragmentos angulares o con recubrimientos compactos, MUY MALA: superficies con espejo de falla altamente meteorizadas con recubrimientos o rellenos de arcillas blandas. (Hoek y Marinos, 2000).









Los valores de GSI se han ampliado con el fin de abarcar un tipo más de macizos rocosos.

Para macizos rocosos heterogéneos con estructuras tipo flysch. Las estructuras tipo flysch agrupan un tipo de secuencias sedimentarias que se alternan de manera uniforme. En la Tabla 18, se presenta el gráfico que permite estimar el índice GSI, de las estructuras antes mencionadas. Con base a esta tabla, se determinó el índice GSI para el caso particular de la

lutita y arenisca, que son parte de las litologías que constituyen el macizo rocoso donde corre el trazo del túnel para la galería de drenaje.

Tabla 18

Valoración GSI para macizos heterogéneos con estructuras tipo flysch

<p>A partir de la litología, estructura y condiciones superficiales de las discontinuidades, se estima un valor promedio del GSI. No se debe tratar de ser muy preciso. Un rango de 33-37 es más realista que un GSI=35. Note que el criterio de Hoek - Brown no aplica a estructuras controladas por fallas, donde la orientación desfavorable de los planos de debilidad esta presente pudiendo estos dominar el comportamiento del macizo rocoso. Algunos esfuerzos en el macizo son reducidos por la presencia de agua y esta puede conducir a un ligero desplazamiento y deteriorar la calidad. La presión de agua no hace cambios en el valor de GSI y este puede tratarse con esfuerzos efectivos.</p>		<p>CONDICIONES DE SUPERFICIE EN LAS DISCONTINUIDADES (Planos de foliación predominantes)</p>						
<p>COMPOSICIÓN Y ESTRUCTURA</p>		<p>NOY BUENAS Superficies muy rugosas, superficies no meteorizadas, fresca.</p>	<p>BUENAS Superficies rugosas, ligeramente meteorizadas, manchada con hierro</p>	<p>REGULAR Superficies lisas, moderadamente meteorizadas y alterada.</p>	<p>POBRE Superficies con espejos de falla, con alto grado de meteorización con rellenos compactos e rellenos de fragmentos</p>	<p>NOY POBRE Superficies con espejos de falla, con alto grado de meteorización con rellenos de arcillas suaves.</p>		
 <p>A. El espesor de la capa de arenisca. El efecto del recubrimiento pelítico sobre los planos de las capas es minimizado por el efecto de confinamiento del macizo rocoso</p>	 <p>B. Arenisca con intercalaciones de limolita</p>	 <p>C. Arenisca y limolita en iguales cantidades.</p>	 <p>D. Limolita con estratos de arenisca con estratos de</p>	 <p>E. limolita y arcillolita con estratos de arenisca</p>	 <p>F. Tectónicamente deformado, intensamente foliado/fallado, material arcilloso cizallado de limolita y arcillolita con fragmentos de areniscas deformadas formando</p>	 <p>G. Arcillolitas y limolitas inalteradas con o sin arenisca.</p>	 <p>H. Limolita o arcillolita tectónicamente deformada formando una estructura caótica con paquetes de arcilla. Delgados estratos de arenisca transformada en pequeñas</p>	
<p>E, D, E y G pueden ser mas o menos foliadas como se ilustra, pero no cambian los esfuerzos. La deformación tectónica, fallas y perdida de continuidad implica desplazarse a las categorías F y H.</p>		70	60	50	40	30	20	10

Nota: Marinos P. y Hoek. E, 2000

3.4 Clasificación geomecánica del macizo rocoso del túnel.

La clasificación geomecánica del macizo rocoso, fue evaluada mediante los tres sistemas vistos anteriormente, dentro de este mismo capítulo.

En el sistema de clasificación de Bieniawski (1989), se consideraron las características de las 3 familias de discontinuidades vistas en la Tabla 5, del capítulo 2.

Cada parámetro fue ponderado con respecto a la Tabla 12. El resultado de la suma de estos parámetros representa la puntuación que corresponde al rubro de condición de las juntas del índice RMR (1989). Los totales y ponderación de cada parámetro evaluado para las juntas, de cada familia de discontinuidades se puede visualizar en la Tabla 19.

Tabla 19

Descripción del estado de las juntas de cada familia de discontinuidades y ponderación que corresponde con base a Bieniawski (1989).

Parámetros	Familia 1	Familia 2	Familia 3
Dirección de buzamiento	N 45° E	N 60° W	S 20° W
Buzamiento	90°NW	79°SW	08°SW
Espaciamiento	> 2 m	> 2 m	0.2 a 0.6 m
	20	20	10
Long. Discontinuidades	< 1 m	< 1 m	< 1 m
	6	6	6
Apertura	Nada	< 0.1 m	0.1 - 1.0 mm
	6	5	3
Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ondulada
	6	5	1
Relleno	Ninguno	Ninguno	Relleno Blando < 5 mm
	6	6	2
Alteración	Inalterada	Inalterada	Moderadamente alterada
	6	6	3
Agua subterránea	Seco	Seco	Ligeramente húmedo
	15	15	10

Nota: El valor utilizado para la clasificación RMR (1989), fue considerar el promedio de los totales obtenidos de la evaluación de cada familia de discontinuidades. Y que el macizo rocoso se encuentra afectado por las 3 familias. En otros casos (las zonas de mayor profundidad al trazo del túnel), solo son afectadas por la familia 2 y 3, en este caso solo se consideró el promedio de los totales de estas familias,

Con base a la tabla anterior se consideró el valor de 54 (por afectación de las 3 familias) ó 49 (por afectación de 2 familias), más la ponderación correspondiente del RQD y la compresión simple representativa de cada tipo de litología. Obteniendo así un valor de RMR, para cada tipo de roca que constituye el macizo rocoso donde se emplaza el trazo de la galería de drenaje.

Es importante denotar que cuando se obtienen valores de RQD inferiores o iguales a 10, se tomara un valor de 10 para poder calcular el índice Q, esto aplicara para los depósitos de talud que son parte de nuestro macizo rocoso y en campo se obtuvo un RQD del 2%.

Tabla 20

Clasificación geomecánica del conglomerado polimíctico que constituye el macizo rocoso de la zona.

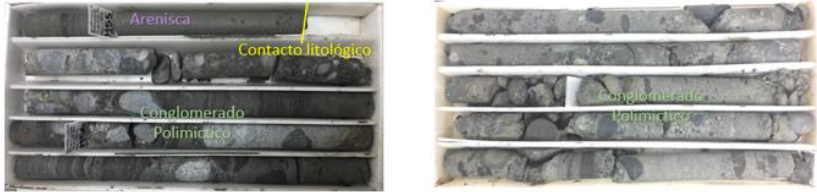
Conglomerado Polimíctico						
						
Clasificación Bieniawski et al., 1989 (RMR)				Valor Primario		
RQD (%)	q_u (MPa)	Caracterización de discontinuidades		Ajuste por discontinuidades	Clase	Clase con ajuste
65	28	Suma promedio de la valoración que le corresponde a cada parámetro característico de cada familia de discontinuidades que afecta el		Contienen por lo menos una familia paralela al eje del túnel con buz. 45° - 90°	Buena (II)	Media (III)
13	4		54	-12	71	59
13	4		49	-12	66	54
Clasificación de Barton et al., 1974 (Q)						
RQD (%)	Índice de diaclasado J_n	Índice de rugosidad J_r	Índice de alteración J_a	Coefficiente reductor por la presencia agua J_w	Factor de reducción del estado tensional SRF	Clasificación
65	Tres familias de diaclasas	Onduladas o rugosas	Superficie ligeramente alterada	Excavación seca o pequeñas afluencias	Con zonas debiles	Media
65	9	3	1	1	2.5	8.67
Índice Geológico de Resistencia Hoek y Marinos., et al 2000 (GSI)						
Condición de la estructura			Condición del frente			Clasificación
Formado por bloques: Macizo rocoso consistente en bloques delimitados por tres familias de discontinuidades, con los bloques bien encajados.			Superficies rugosas, ligeramente meteorizadas			Buena 60

Tabla 21

Clasificación geomecánica de la lutita que constituye el macizo rocoso de la zona.

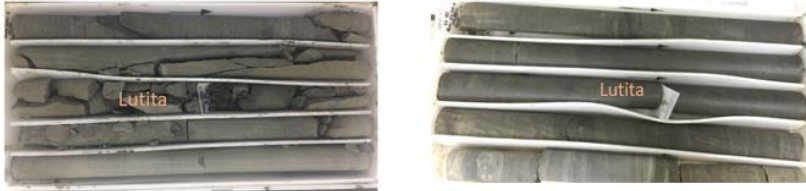
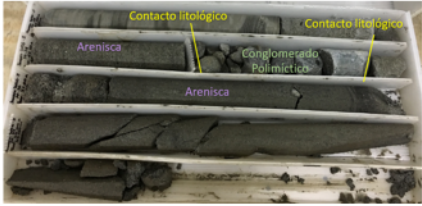
Lutita						
						
Clasificación Bieniawski et al., 1989 (RMR)				Valor Primario		
RQD (%)	q_u (MPa)	Caracterización de discontinuidades		Ajuste por discontinuidades	Clase	Clase con ajuste
70	9.6	Suma promedio de la valoración que le corresponde a cada parámetro característico de cada familia de discontinuidades que afecta el		Contienen por lo menos una familia paralela al eje del túnel con buz. 45° - 90°	Buena (II)	Media (III)
13	2		54	-12	69	57
13	2		49	-12	64	52
Clasificación de Barton et al., 1974 (Q)						
RQD (%)	Índice de diaclasado J_n	Índice de rugosidad J_r	Índice de alteración J_a	Coefficiente reductor por la presencia agua J_w	Factor de reducción del estado tensional SRF	Clase
70	Tres familias de diaclasas	Onduladas o rugosas	Superficie ligeramente alterada	Excavación seca o pequeñas afluencias	Lahamiento de la roca	Media
70	9	3	1	1	5	4.67
Índice Geológico de Resistencia Hoek y Marinos., et al 2000 (GSI)						
Condición de la estructura			Condición del frente			Clasificación
Estructura más o menos foliada			Superficies lisas y moderadamente meteorizadas y alteradas.			Media 45

Tabla 22

Clasificación geomecánica de la arenisca que constituye el macizo rocoso de la zona.

Arenisca						
						
Clasificación Bieniawski et al., 1989 (RMR)					Valor Primario	
RQD (%)	q_u (MPa)	Caracterización de discontinuidades		Ajuste por discontinuidades	Clase	Clase con ajuste
60	10	Suma promedio de la valoración que le corresponde a cada parámetro característico de cada familia de discontinuidades que afecta el		Contienen por lo menos una familia paralela al eje del túnel con buz. 45° - 90°	Buena (II)	Media (III)
13	2	54		-12	69	57
13	2	49		-12	64	52
Clasificación de Barton et al., 1974 (Q)						
RQD (%)	Índice de diaclasado J_n	Índice de rugosidad J_r	Índice de alteración J_a	Coefficiente reductor por la presencia agua J_w	Factor de reducción del estado tensional SRF	Clase
60	Tres familias de diaclasas	Onduladas o rugosas	Superficie ligeramente alterada	Excavación seca o pequeñas afluencias	Con zonas debiles	Media
60	9	3	1	1	2.5	8.00
Índice Geológico de Resistencia Hoek y Marinos., et al 2000 (GSI)						
Condición de la estructura			Condición del frente			Clasificación
Formado por bloques: Macizo rocoso consistente en bloques delimitados por tres familias de discontinuidades, con los bloques bien encajados.			Superficies lisas y moderadamente meteorizadas y alteradas.			Media 45







En las tablas anteriores (20 a la 22), para la obtención del índice RMR (1989), se realizó un ajuste por discontinuidades, evaluando la influencia que tiene cada familia de juntas con respecto a la orientación del trazo del túnel. La variación de la orientación del trazo del túnel, con respecto a las discontinuidades que lo cruzan, se puede ver a detalle en la Figura 10 del capítulo 2. El ajuste fue aplicado al valor primario, obtenido para cada litología en sus dos casos. ya sea que este afectado por 2 o 3 familias de discontinuidades.

Es importante mencionar que los depósitos de talud no presentan clasificación geomecánica ya que son considerados materiales de transición, esto significa que, no se comportan como roca ni como suelo.

Para la clasificación GSI (2000), se evaluó con base a la Tabla 23. La correlación plasmada en esta tabla solo aplicó para las rocas clasificada como conglomerado polimítico.

Tabla 23

Evaluación del índice GSI para los depósitos de talud y conglomerado polimítico.

ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO	CONDICIONES DE LOS LABIOS DE LAS DISCONTINUIDADES				
	MUY BUENA	BUENA	MEDIA	MALA	MUY MALA
 <p>INTACTO O MASTIVO Muestras intactas de roca o macizos rocosos masivos con pocas discontinuidades muy espaciadas.</p>	90			N/A	N/A
 <p>FORMADO POR BLOQUES Macizo rocoso consistente en bloques cúbicos delimitados por tres familias de discontinuidades, con los bloques bien encajados.</p>	80				
 <p>FORMADO POR MUCHOS BLOQUES Macizo rocoso formado por bloques angulares de muchas caras delimitados por cuatro o más familias de discontinuidades. Los bloques están encajados pero sólo parcialmente.</p>	70				
 <p>FORMADO POR MUCHOS BLOQUES, DISTORSIONADO Y BANDEADO Plegado con muchos bloques angulares formados por la intersección de muchas familias de discontinuidades. Planos de estratificación o de esquistosidad persistentes.</p>	60				
 <p>DESINTEGRADO Macizo rocoso muy fracturado con una mezcla de bloques angulares y redondeados débilmente encajados.</p>	50				
 <p>LAMENADO Y CIZALLADO Debido a la existencia de numerosos planos débiles muy próximos de esquistosidad o de cizalla, no existen bloques.</p>	40				
	30				
	20				
	10				
	N/A	N/A			

ENCAMBE DECRECIENTE ENTRE LOS TROZOS DE ROCA

Nota: Hoek y Marinos, 2000.

El resto de las litologías compuestas por estructuras de tipo flysh,, fueron evaluadas con los parámetros establecidos en la Tabla 24.

Tabla 24

Evaluación del índice GSI para las lutitas y areniscas

A partir de la litología, estructura y condiciones superficiales de las discontinuidades, se estima un valor promedio del GSI. No se debe tratar de ser muy preciso. Un rango de 33-37 es más realista que un GSI=35. Note que el criterio de Hoek - Brown no aplica a estructuras controladas por fallas, donde la orientación desfavorable de los planos de debilidad está presente pudiendo estos dominar el comportamiento del macizo rocoso. Algunos esfuerzos en el macizo son reducidos por la presencia de agua y esta puede conducir a un ligero desplazamiento y deteriorar la calidad. La presión de agua no hace cambios en el valor de GSI y este puede tratarse con esfuerzos efectivos.		CONDICIONES DE SUPERFICIE EN LAS DISCONTINUIDADES (Plano de foliación predominante)				
COMPOSICIÓN Y ESTRUCTURA		MUY BUENO	BUENO	REGULAR	POBRE	MUY POBRE
A. El espesor de la capa de arenisca. El efecto del recubrimiento pelítico sobre los planos de las capas es minimizado por el efecto de confinamiento del macizo rocoso		70	60	50	40	30
B. Arenisca con intercalaciones de limolita		Arenisca 45		30	20	10
C. Arenisca y limolita en iguales cantidades.		Lutita 45		30	20	10
D. Limolita con estratos de arenisca con estratos de		Lutita 45		30	20	10
E. limolita y arcillolita con estratos de arenisca		Lutita 45		30	20	10
F. Tectónicamente deformado, intensamente foliado/fallado, material arcilloso cizallado de limolita y arcillolita con fragmentos de areniscas deformadas formando		Lutita 45		30	20	10
G. Arcillolitas y limolitas inalteradas con o sin arenisca.		Lutita 45		30	20	10
H. Limolita o arcillolita tectónicamente deformada formando una estructura caótica con paquetes de arcilla. Delgados estratos de arenisca transformada en pequeñas		Lutita 45		30	20	10
		Superficies con espejo de falla, con alto grado de meteorización con rellenos compactos o rellenos de fragmentos				
		Superficies con espejo de falla, con alto grado de meteorización con rellenos de arcilla suave.				

Nota: Marinos P. y Hoek. E, 2000

4 Propiedades mecánicas del macizo rocoso

Las propiedades mecánicas de un material son aquellas que afectan a la resistencia mecánica y a su capacidad cuando se les aplica una fuerza. Es decir, las propiedades mecánicas son aquellas que posee un material relacionadas con sus posibilidades de transmitir y resistir fuerzas o deformaciones (Infinitia industrial Consulting , 2023).

La importancia de conocer las propiedades mecánicas de las rocas radica en, el entendimiento del comportamiento de las rocas, frente a las cargas o esfuerzos a las que estará sometido antes, durante y después de la excavación.

Es importante destacar que estas propiedades son reflejo de la estructura interna de la roca y su composición química, la determinación de estas se realiza por medio de ensayos de laboratorio. Para el caso particular de este proyecto, algunas propiedades fueron deducidas por métodos empíricos o se retomaron datos presentes en la bibliografía especializada.

4.1 Resistencia a la compresión simple

Es el máximo esfuerzo que soporta la roca sometida a compresión uniaxial, determinada sobre una probeta cilíndrica sin confinar en el laboratorio, y viene dada por:

$$\sigma_c = \frac{F_c}{A} = \frac{\text{Fuerza compresiva aplicada}}{\text{Área de aplicación}} \quad (6)$$

De acuerdo con la bibliografía especializada es posible estimar, de forma aproximada, la magnitud de este parámetro a partir de índices obtenidos con sencillos ensayos de campo, como el ensayo de carga puntual PLT o el martillo Schmidt. Con estos valores se puede clasificar la roca por su resistencia (González de Vallejo, 2002).

Tabla 25

Clasificación de las rocas a partir de su resistencia a compresión simple.

Resistencia a la compresión simple (MPa)	ISRM (1981)	Geological Society of London (1970)	Bienjowski (1973)	Ejemplos
< 1	Suelos			
1-5	Muy blanda	Blanda > 1,25	Muy baja	Sal, lutita, limolita, marga, toba, carbón.
5-12,5	Blanda	Moderadamente blanda		
12,5-25		Moderadamente dura	Baja	Esquisto, pizarra.
25-50	Moderadamente dura	Dura	Medía	Rocas metamórficas esquistosas, mármol, granito, gneiss, arenisca, caliza porosa.
50-100	Dura	Muy dura	Alta	Rocas ígneas y metamórficas duras, arenisca muy cementada, caliza, dolomía.
100-200	Muy dura	Extremadamente dura	Muy alta	Cuarcita, gabro, basalto.
> 200				
> 250	Extremadamente dura			

Nota: Clasificación basada en diferentes autores (González de Vallejo, 2002).

Los parámetros de resistencia de las rocas que constituyen nuestro macizo rocoso fueron determinados en laboratorio, con pruebas de compresión simple, las cuales fueron realizados de muestras obtenidas de los sondeos WL-1, WL-2 y WL-3.

4.2 Módulo de elasticidad E .

La deformabilidad de la roca se expresa por sus constantes elásticas E y ν

$$E = \sigma / \varepsilon_{ax} \text{ (unidades de esfuerzo)} \quad (7)$$

$$\nu = \varepsilon_t / \varepsilon_{ax} \text{ (adimensional)} \quad (8)$$

Ambas constantes se obtienen del ensayo de compresión simple y definen las características de la deformación elástica de la roca (González de Vallejo, 2002).

Cuando no es posible obtener este parámetro de laboratorio, se puede estimar mediante correlaciones empíricas. Obteniendo así valores medios orientativos del módulo de deformabilidad para la roca

Bieniawski (1978) estableció una relación del módulo de elasticidad y el índice RMR a partir de ensayos in situ; La correlación es válida para macizos de buena calidad, con valores de RMR > 50 – 55:

$$E = 2 RMR - 100 \quad (9)$$

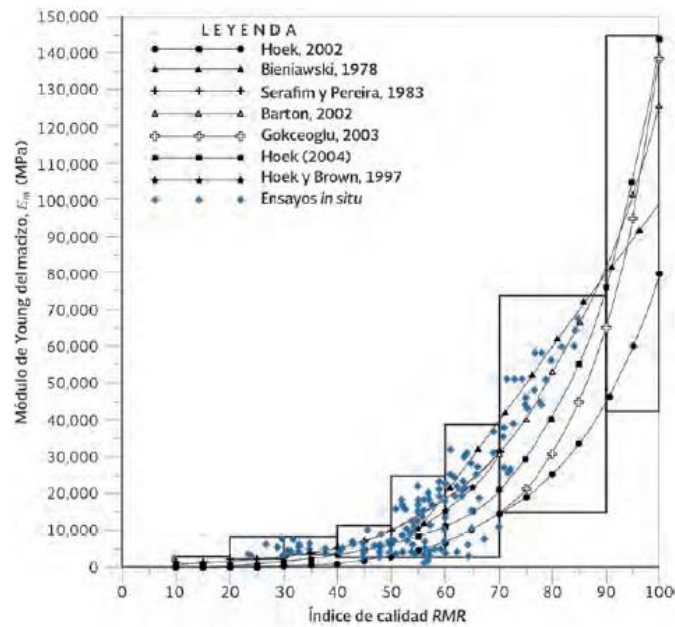
Serafim y Pereira (1983) dedujeron una expresión en función del valor de RMR que aplica para macizos rocosos que se encuentren en el rango < 50.

$$E = 10^{\left(\frac{RMR-10}{40}\right)} \quad (10)$$

Es importante denotar que las expresiones anteriores no consideran datos de laboratorio y son independientes de las propiedades deformacionales de la matriz rocosa, los resultados se consideran en unidades de GPa.

Gráfico 4

Correlación entre el módulo de deformación in situ y el índice RMR.



Nota: Bieniawski, 1984.

En el gráfico 4 se visualiza la relación entre los parámetros incluidos en las ecuaciones de Bieniawski (1978) y Serafim y Pereira (1983).

4.3 Coeficiente de Poisson ν

Para la estimación del coeficiente de Poisson en laboratorio, se aplica una carga axial a una probeta de material ideal elástico, su volumen no variaría a pesar de las deformaciones producidas, el coeficiente se calcula con la siguiente ecuación:

$$\nu = \varepsilon_t / \varepsilon_{ax} \left[\frac{(r_1 - r_f)}{r_i} \right] \quad (11)$$

Donde: r_i es el radio inicial y r_f el radio final de la probeta (antes y después de la deformación).

Como el volumen permanece constante, se puede calcular el valor de r_f , obteniendo así, el valor de v . Las rocas siempre presentan valores comprendidos por lo general entre 0.15 y 0.33 (González de Vallejo, 2002).

4.4 Criterio de rotura generalizado para macizos rocosos

Los criterios de rotura o de resistencia constituye la base de los métodos empíricos como los analíticos, que permiten evaluar la resistencia de los macizos rocosos a partir de los esfuerzos actuantes y la resistencia del material rocoso, permitiendo evaluar:

- Su respuesta ante diversas condiciones de esfuerzo.
- La influencia de las discontinuidades en el comportamiento del macizo.
- Su comportamiento global.

El criterio fue desarrollado inicialmente para su aplicación a macizos rocosos fracturados sin alterar con matriz rocosa resistente, asumiendo que los bloques de roca están en contacto unos con otros y que la resistencia del macizo está controlada por la resistencia de las discontinuidades. La resistencia del macizo queda definida por la expresión (Hoek y Brown, 1994):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (12)$$

donde:

σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales mayor y menor en rotura.

σ_{ci} es la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa.

m , s y a son constantes adimensionales que dependen de las propiedades del macizo rocoso, del tipo de roca y de la frecuencia y características de las discontinuidades.

El valor de σ_{ci} debe obtenerse en ensayos de compresión simple de laboratorio o en su defecto, puede estimarse a partir del ensayo PLT (González de Vallejo, 2002).

4.4.1 Constantes m , s y a

Los valores de m , s y a pueden estimarse a partir del índice GSI, que evalúa la calidad del macizo en función del grado y las características de la fracturación, estructura geológica, tamaño de los bloques y alteración de las discontinuidades

Estos valores se obtienen mediante las siguientes expresiones:

$$m = m_i \exp \frac{GSI - 100}{28} \quad (13)$$

$$s = \exp \frac{GSI - 100}{9} \quad (14)$$

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

El valor de a se puede considerar como $a = 0.5$ para macizos de buena y media calidad. Para fines de este análisis se tomará ese valor ya que las litologías de mediana calidad predominan dentro de nuestro trazo de túnel.

El valor de m_i es el valor asignado a la matriz rocosa, que se obtiene de ensayos de compresión triaxial. Es común tomar los valores de m_i de la literatura en caso de no contar con pruebas triaxiales de los especímenes litológicos de nuestro proyecto.

Tabla 26

Estimación de la constante m_i del material intacto en función del tipo de roca.

Tipo de roca	Clase	Grupo	Textura			
			Gruesa	Media	Fina	Muy fina
SEDIMENTARIAS	Clásticas		Conglomerado (22)	Arenisca 19	Limolita 9	Argilita 4
			← Grauwaca (18) →			
	No clásticas	Orgánicas	← Creta(18) → ← Carbón (8-21) →			
		Carbonatadas	Brecha (20)	Caliza Esparítica (10)	Caliza Micrítica 8	
		Evaporitas	Yeso 16		Anhidrita 13	
METAMÓRFICAS	No foliadas	Mármol 9	Corneanas (19)	Cuarcita 24		
	Ligeramente foliadas	Migmatita (30)	Anfibolita 31	Milota (6)		
	Foliadas*	Gneiss 33	Esquisto (10)	Filita (10)	Pizarra 9	
IGNEAS	Claras	Granito 33		Riolita (16)	Obsidiana (19)	
		Granodiorita (30)		Dacita (17)		
		Diorita (28)		Dacita 19		
	Oscuras	Gabro 27	Dolerita (19)	Basalto (17)		
		Norita 22				
	Extrusivas piroclásticas	Aglomerado (20)	Brecha (18)	Toba (15)		

Nota: Los valores de m_i para las rocas con foliación se refieren a resultados de ensayos sobre probetas cortadas de manera que la carga se aplica perpendicularmente al plano de foliación. Los valores entre paréntesis son aproximados (Ramirez Oyanguren & Alejano Monge, 1991).

4.5 Parámetros de Cohesión C y Fricción Φ

Las fuerzas básicas responsables de la retención y movimiento del agua en el suelo, se define como cohesión y adhesión. La fuerza de cohesión es la atracción entre moléculas de agua, mientras la adhesión es la atracción de las moléculas con la superficie sólidas. La fuerza de adhesión hace que algunas moléculas de agua estén rígidamente unidas a las partículas de suelo y se llama agua absorbida; en cambio las moléculas unidas por fuerzas de cohesión sobre

superficie de los granos de suelo pueden ser fácilmente removidas. Las fuerzas de cohesión y adhesión juntas regulan el movimiento de agua (Campos Rivera, Gómez Castro, & Torres Flóres, 2006)

El ángulo de fricción depende de varios factores, de los cuales se cuentan entre los más importantes los que se enumeran a continuación: el tamaño, distribución y forma de los granos y la densidad de la roca (Olivos Velásquez, 2015).

El ángulo de fricción se puede determinar en laboratorio mediante ensayo de inclinación o Tilt test.

4.6 Parámetros mecánicos de las rocas asociadas al proyecto

Los parámetros mecánicos determinados para cada roca se obtuvieron con base en diferentes metodologías. En la tabla 27 se muestra el conjunto de parámetros considerados para cada tipo de roca.

Los datos mostrados en letras negras corresponden a parámetros de: compresión simple, módulo de elasticidad y peso volumétrico de la roca, obtenidos de pruebas realizadas en laboratorio aplicadas a en los sondeos WL-1, WL-2 y WL-3, los valores de color naranja correspondientes al módulo de Poisson y constante m_i , se tomaron de bibliografía especializada. La estimación de la cohesión y ángulo de fricción se calcularon con apoyo del software RocLab.

Finalmente, los parámetros m , s y a se calcularon con las ecuaciones 13, 14 y 15 contenidas en este mismo capítulo. Los valores considerados de GSI son característicos de cada litología y se pueden consultar en el apartado 3.4.

Tabla 27

Parámetros mecánicos característicos de cada roca que constituye el macizo rocoso en el trazo del túnel

Litología	Resistencia	Módulo de	Peso	Coeficiente	Cohesión	Ángulo de	Constantes geológicas			
	a la						Elástica	Específico	de Poisson	Fricción
	compresión	E	Y	v	C	φ	m_i	m	s	a
	σ_c	GP	t/m ³		MPa	Grados				
	MPa	Pa								
Conglomerado polimictico	28	6.00	2.2	0.15	0.50	56°	22	5.2	0.022	0.5
Lutita	9.6	0.42	2.1	0.25	0.18	33°	6	0.8	0.002	0.5
Arenisca	10	0.62	2.0	0.27	0.24	43°	19	2.3	0.002	0.5

Nota: Parámetros del macizo roco empleados para construcción del modelo geológico geotécnico

4.7 Modelo geológico - geotécnico

El modelo geológico – geotécnico, está integrado de 4 unidades de las cuales la UG-2, 3 y 4, tienen un índice RMR (1989) y Q (1974) correspondiente a una clase media. Sin embargo, se consideró separarlas, ya que cada una de ellas cuenta con parámetros mecánicos diferentes.

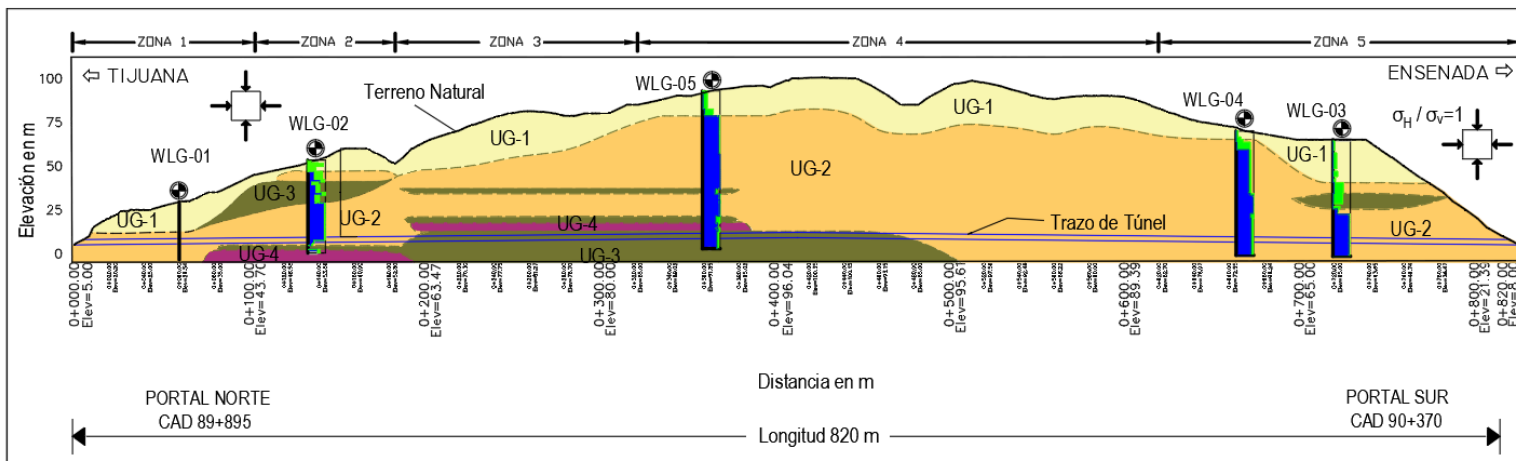
Esta distinción de parámetros determinará el comportamiento de la roca durante y después de la excavación y de las cargas aplicadas.

Cada zona considerada dentro del modelo geológico – geotécnico presenta una variación de entre 10 ± 5 m, entre su cota más baja y alta con respecto al trazo del túnel, con esto se busca tener una relación de esfuerzos representativa por cada zona. La extensión de cada una de estas también se define, con base a la orientación de las discontinuidades que lo afectan, respecto a las diferentes posiciones que toma el túnel en toda su longitud.

Figura 16

Vista longitudinal del modelo geológico – geotécnico del macizo que contiene el trazo del túnel.

PERFIL LONGITUDINAL



MODELO GEOLÓGICO

SIMBOLOGÍA

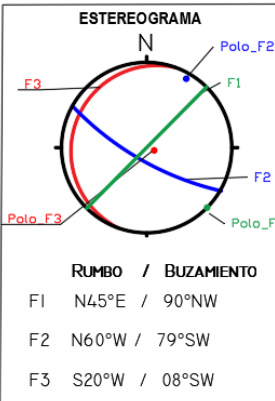
- % de Recuperación
- R Q D
- Trazo de Galería
- Sondeo en Roca

UNIDAD GEOTECNICA	LITOLÓGÍA	PARÁMETROS MECÁNICOS DE LA ROCA									
		σ_c [MPa]	γ [t/m ³]	E [GPa]	ν	C [MPa]	Φ [MPa]	m_f	m	s	a
UG-1	Depósito de talud	—	—	—	—	—	—	N/A	N/A	N/A	N/A
UG-2	Lulita	9.6	2.1	0.42	0.25	0.18	33°	6	0.8	0.002	0.5
UG-3	Conglomerado polimictico	28	2.2	6.0	0.15	0.50	56°	22	5.2	0.022	0.5
UG-4	Arenisca	10	2.0	0.62	0.27	0.24	43°	19	2.3	0.002	0.5

*N/A: No aplica

CARACTERÍSTICAS DE LAS DISCONTINUIDADES

Parámetros	Familia 1	Familia 2	Familia 3
Dirección de buzamiento	N 45° E	N 60° W	S 20° W
Buzamiento	90°NW	79°SW	08°SW
Espaciamiento	> 2 m	> 2 m	0.2 a 0.6 m
Long. Discontinuidades	< 1 m	< 1 m	< 1 m
Apertura	Nada	< 0.1 m	0.1 - 1.0 mm
Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ondulada
Relleno	Ninguno	Ninguno	Relleno Blando < 5 mm
Alteración	Inalterada	Inalterada	Moderadamente alterada
Agua subterránea	Seco	Seco	Ligeramente húmedo



Nota: Se declaran los parámetros mecánicos característicos de cada unidad geotécnica. Se consideraron 5 zonas dentro del modelo geotécnico debido a la variación del estado tensional que se encuentra en cada una de ellas.

5 Selección de la geometría del túnel

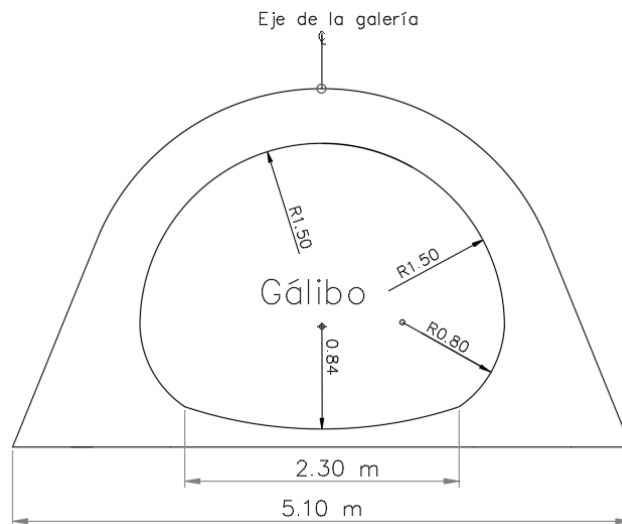
Un aspecto importante que deberá tomarse en cuenta para el proyecto y construcción de un túnel es su geometría. Para definirla requiere coordinarse con todas las especialidades que intervienen y conjuntar las restricciones mercadas por cada una de ellas. Básicamente, esta especialidad define el trazo, perfil, secciones transversales y el control topográfico de un túnel, en función del uso al que estará sometido (Hardy Contreras , 1992).

Es decir que las características geométricas de un túnel dependerán de las especificaciones particulares del tipo de túnel, de los requerimientos del galibo y del procedimiento constructivo elegido.

La sección funcional del túnel está constituida por un medio círculo de 1.5 m de radio y una cubeta compuesta de un arco de 2.35 m de longitud y ancho de 20 cm. Dando como resultado un área transversal funcional de 5.38 m² figura 17.

Figura 17

Sección transversal de la geometría funcional del túnel.

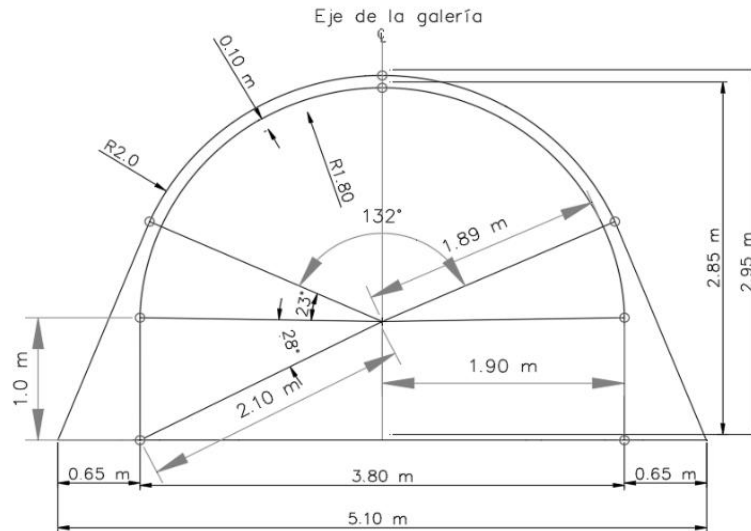


Nota: Las dimensiones del galibo respetan los requerimientos necesarios para su cumplimiento del gasto hidráulico determinado.

La geometría a líneas de corte es de sección portal, constituida por un medio círculo en la parte de la bóveda, la cual, ayudara a distribuir igualitariamente los esfuerzos hacia la parte baja y hastiales de la sección. En la figura 18 se muestran sus dimensiones.

Figura 18

Sección transversal del portal y su geometría.



Nota: La sección portal servirá para fines constructivos y colocación del revestimiento primario.

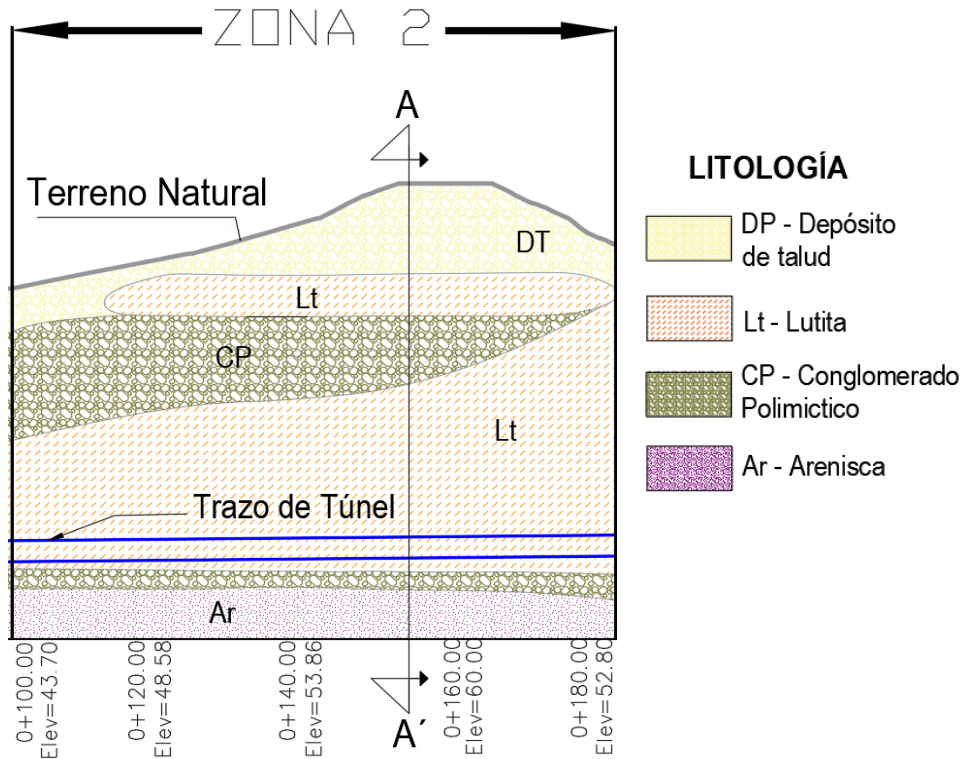
6 Metodología para la estimación de cargas y selección del sostenimiento de la zona 2

El análisis para estimación de cargas y selección del sostenimiento, se realizó solo para la zona 2, especificada en el modelo geológico – geotécnico con el propósito de ejemplificar la metodología a seguir, para la estimación de cargas y sostenimiento requeridos para el resto del modelo que abarca el trazo del túnel.

En la zona 2 se encuentran comprendidas los 4 tipos de litologías del modelo geológico – geotécnico. Las características de la lutita serán las predominantes para la estimación de cargas y requerimientos de sostenimiento, ya que el túnel está contenido en esta litología a lo largo de toda esta zona.

Figura 19

Perfil longitudinal de la zona 2 del modelo geológico – geotécnico de la galería de drenaje.



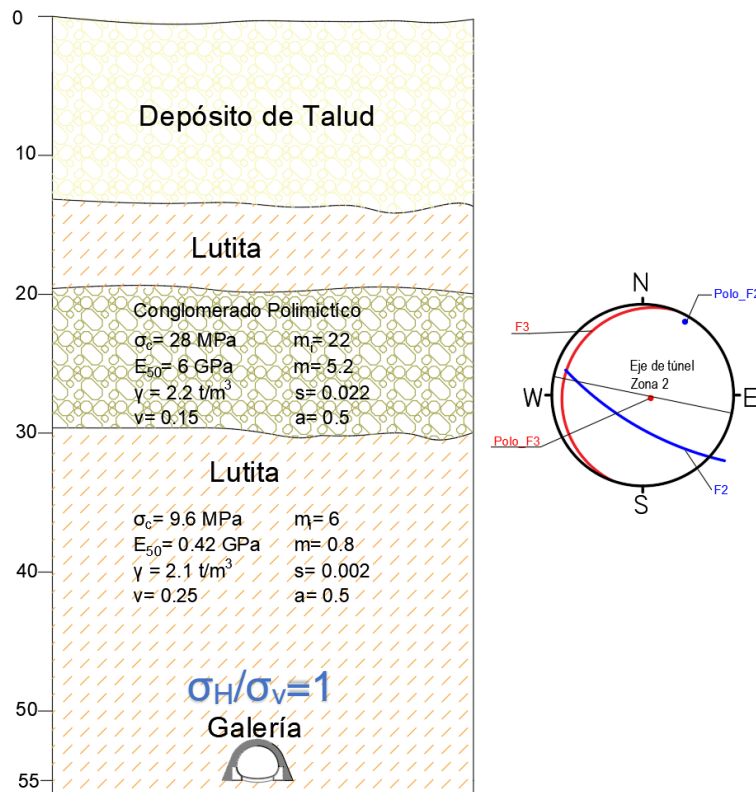
Nota: La sección A – A', representa la sección transversal de diseño implementada para la estimación de las cargas y sostenimientos que requiere el túnel en la zona 2.

En la figura 20 podemos observar el corte transversal (sección A-A') que servirá como base, para el diseño del sostenimiento y procedimiento constructivo. En este corte transversal, se plasman las propiedades mecánicas principales de cada litología y las familias de discontinuidades que afectan la zona. El estado tensional del macizo es igual a 1.

Para complementar los análisis analíticos desarrollados anteriormente, se realizó una modelación con elemento finito en el software Phase2 versión 8.0. Los resultados son presentados en el Anexo1.

Figura 20

Corte transversal representativo de la zona 2.



Nota: Donde σ_c (resistencia a la compresión simple), E_{50} (módulo de elasticidad), γ (peso específico), v (coeficiente de Poisson) y m_i , m , s y a son constantes geológicas propias de cada tipo de roca.

El cálculo de sostenimiento y cargas de un túnel se puede efectuar, por algunos de los siguientes métodos: analíticos, numéricos, empíricos y observacionales. Los métodos empíricos son la base de este trabajo y corresponden a autores como: Bieniawski, Barton, y Romana (Leire, 2016). Los métodos empíricos tienen una serie de ventajas; su uso está muy extendido, son muy sencillos de utilizar en las primeras fases de proyecto y base del sostenimiento a emplear.

A continuación, se describe de forma resumida, la sistemática a seguir de cada uno de los métodos empíricos y analíticos aplicados en este trabajo.

6.1 Estimación de carga y sostenimientos a partir del índice RMR

Las clasificaciones RMR (Bieniawski, 1979 y 1989) indican experimentalmente los tipos de sostenimiento a emplear, y permiten estimar la longitud del avance de excavación sin sostenimiento y las cargas que se ejercen sobre el sostenimiento a partir de la siguiente expresión:

$$P = \frac{100 - RMR}{100} \gamma B \quad (16)$$

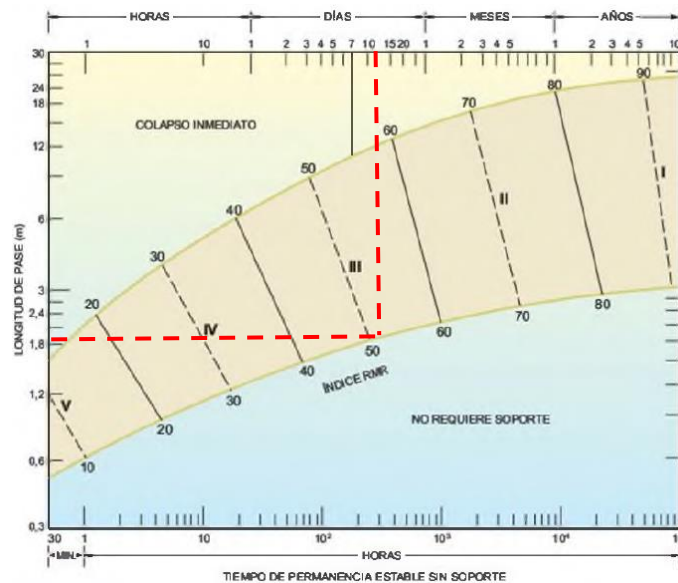
Donde:

γ es el peso específico de la roca y B el ancho del túnel.

La ecuación 16 solo hace referencia al cálculo de la carga que se ejerce sobre el sostenimiento, mientras que la longitud de avance de excavación sin sostenimiento se determina a partir del valor de índice RMR (1989) de la roca que atraviesa el trazo del túnel. Este valor es correlacionado en la gráfica 5

Gráfico 5

Longitud de avance de excavación y tiempos de estabilidad sin sostenimiento con base al RMR.



Nota: Las líneas rojas punteadas representan la correlación correspondiente al proyecto considerando un RMR = 52 proveniente de la Lutita. Bieniawski (1989).

Tabla 28

Recomendaciones de sostenimiento a partir del índice RMR

CLASE RMR	EXCAVACIÓN	SOSTENIMIENTO		
		Bulones	Gunita	Cerchas
I 100-81	Sección completa. Avances de 3 m.	Innecesario, salvo algún bulón ocasional.	No	No
II 80-61	Sección completa. Avances de 1-1,5 m.	Bulonado local en dave, con longitudes de 2-3 m y separación de 2-2,5 m, eventualmente mallazo.	5 cm en clave para impermeabilización.	No
III 60-41	Avance y destroza. Avances de 1,5 – 3 m. Completar sostenimiento a 20 m del frente.	Bulonado sistemático de 3-4 m con separaciones de 1,5 a 2 m en clave y hastiales. Mallazo en clave.	5 a 10 cm en clave y 3 cm en hastiales.	No
IV 40-21	Avance y destroza. Avances de 1,5 – 3 m. Sostenimiento inmediato. Completar sostenimiento a menos de 10 m del frente.	Bulonado sistemático de 4-5 m con separaciones de 1-1,5 m en clave y hastiales con mallazo.	10 a 15 cm en clave y 10 cm en hastiales. Aplicación según avanza la excavación.	Cerchas ligeras espaciadas 1,5 m cuando sean requeridas
V <=20	Fases múltiples. Avances de 0,5-1m. Gunitar inmediatamente el frente después de cada avance	Bulonado sistemático con 5-6 m, con separaciones de 1-1,5 m en clave y hastiales con mallazo. Bulonado en solera.	15-20 cm en clave, 15 cm en hastiales y 5 cm en el frente. Aplicación inmediata tras cada avance.	Cerchas pesadas separadas 0,75 m con blindaje de chapas y cerradas en solera

Túneles de sección en herradura, máxima anchura 10 m, máxima tensión vertical 250 kp/cm².

Nota: El recuadro rojo enmarca las recomendaciones hechas por Bieniawski (1989), considerando el RMR de la lutita la cual se clasifico como clase III.

6.2 Sostenimiento a partir de Romana (2000)

Romana propuso una recomendación a lo descrito por Bieniawski (1989). Planteó nuevas recomendaciones de excavación y sostenimiento de túneles, basado en los usos y costumbres del mercado español. Bieniawski (1989) dividió en índice RMR en 5 clases (I, II, III, IV y V), desde “Muy bueno (I)” hasta “Muy malo (V)”, pero Romana (2001) describió que las clases no son equiparables entre sí, indicando que la clase I es muy poco frecuente y que el resto de las clases son muy amplias. Por estas razones Romana (2001) reclasificó las cinco clases primeramente descritas por Bieniawski (1989) en diez subclases.

Tabla 29

Clasificación modificada de Bieniawski en subclases y comparación con la original (Romana 2002)

RMR	MODIFICADO		BIENIAWSKI ORIGINAL	
	CLASE	DENOMINACIÓN	DENOMINACIÓN	CLASE
100	Ia	EXCELENTE	MUY BUENA	I
90	Ib	MUY BUENA		
80	II a	BUENA A MUY BUENA	BUENA	II
70	II b	BUENA A MEDIA		
60	III a	MEDIA A BUENA	MEDIA	III
50	III b	MEDIA A MALA		
40	IV a	MALA A MEDIA	MALA	IV
30	IV b	MALA A MUY MALA		
20	V a	MUY MALA	MUY MALA	V
10	V b	PÉSIMA		

Nota: En esta clasificación la lutita le corresponde una clase IIIa, la cual está entre una denominación media a buena.

Como se puede ver en la tabla 29, cada subclase tiene un rango de 10 puntos, para mantener una correlación con Bieniawski se mantienen la clasificación original definida con números romanos, pero seguidos de una letra para dividir la clase en 2. Para la mitad superior se denota con la letra “a” y para la mitad inferior se implementa la letra “b”.

A partir de las subclases consideradas, se presentaron recomendaciones dadas por Romana (2001) para la excavación y sostenimiento de túneles.

Tabla 30

Recomendaciones de excavación y sostenimiento de túneles a partir del RMR con base a Romana (2001).

CLASIFICACIÓN		EXCAVACIÓN		TRATAMIENTO DEL TALUD FRONTAL				
RMR	CLASE	PARTICIÓN DEL EMBOQUILLE	PARAGUAS	BULONES			HORMIGÓN PROYECTADO e(cm)	RED/MALLA
				L(m)	b/m2	s(m)		
100	Ia	SECCIÓN COMPLETA	Opcional	No	No	No	No	Opcional
90			Opcional	3/4	<0.10	Ocasional	No	Sí
80	IIa	CALOTA Y DESTROZA	Ligero	3/4	0.11	3x3	No	Sí
70	IIb		Ligero o medio	3/4	0.25	2x2	Ocasional	Sí
60	IIIa		Medio	4	0.44	1.5x1.5	Ocasional	Sí
50	IIIb	GALERÍAS MÚLTIPLES CONTRABÓVEDA	Medio	4/5	0.70	1.2x1.2	Ocasional	Sí
40	IVa		Medio	5/6	1.00	1x1	0.10-0.15	No
30	IVb		Pesado	6	1.50	0.8x0.8	0.15-0.20	Mallazo opcional
20	Va		Pesado	No	No	No	0.20-0.25	Mallazo simple
10	Vb		Pesado	No	No	No	0.25-0.30	Mallazo simple o doble
0								

Nota: Para la clase IIIa se sugiere un método de excavación de avance y destroza con sistemas de soporte como anclas, concreto lanzado con mallazo Romana (2001)

6.3 Estimación de carga y sostenimiento a partir del índice Q

Este sistema fue desarrollado mediante el análisis de un gran número de excavaciones subterráneas, fue propuesto para la caracterización del macizo rocoso y las necesidades de sostenimiento en túneles.

Para definir el tipo de sostenimiento a utilizar, la Q de Barton recoge su valor, obtenido mediante la clasificación geomecánica, y realizando un factor de escala, denominado diámetro equivalente de la excavación prevista a realizar. Este valor se obtiene dividiendo el diámetro o altura de la pared de la excavación entre un factor llamado ESR (Excavation Support Ratio) (Hoek, 2007).

$$D_e = \frac{D^{Tunel}}{ESR} \quad (17)$$

Tabla 31

Determinación del ESR con base al tipo de obra a realizar.

Descripción	Valor
Galerías temporales de minas	3-5
Pozos verticales: circulares /rectangulares	25/2
Galerías permanentes en minas, túneles hidráulicos, galerías pilotos o galerías de avance	1.6
Cavernas pequeñas, túneles de acceso, túneles de carretera o FF.CC. poco importantes	1.3
Cavernas, túneles de carretera o FF.CC., boquillas, intersecciones	1
Cavernas para fábricas, centrales, estaciones de FF.CC., plantas nucleares	0.8

Nota: El valor asignado al factor ESR fue de 1.6, ya que el proyecto considera una galería de drenaje permanente. (Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 2016)

El índice Q también permite calcular los siguientes parámetros:

- Máximo vano sin sostener (longitud de pase):

$$2ESRQ^{0.4} \quad (18)$$

- Carga de roca sobre la clave (Kg/cm²):

Para macizos con menos de tres familias de discontinuidades

$$P_r = \frac{2\sqrt{J_n}}{3J_r^3\sqrt{Q}} \quad (19)$$

Para macizos con tres o más familias de discontinuidades

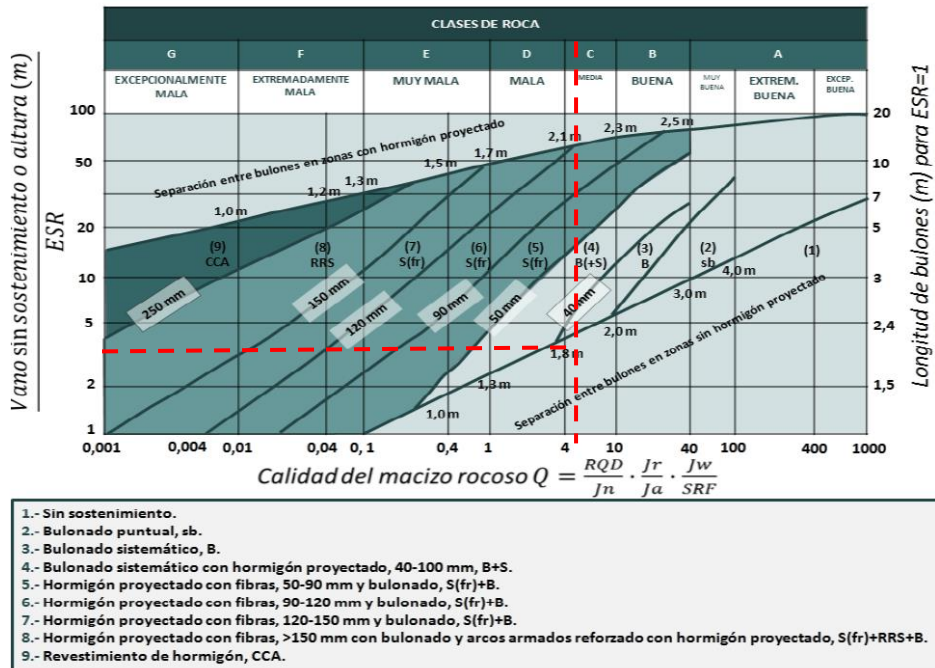
$$P_r = \frac{2}{J_r^3\sqrt{Q}} \quad (20)$$

Donde: J_n es el número de familias de discontinuidades del macizo rocoso y J_r el índice de rugosidad de estas familias. Estos parámetros son parte de las consideraciones que se deben tener en la clasificación de Barton (1974).

La expresión 18 se divide entre el ESR, el valor resultante será el valor de referencia considerado sobre el eje vertical de la tabla 32, en el eje horizontal se considera el valor del índice Q, la intersección de estas líneas nos dará el tipo de sostenimiento recomendado por Barton.

Tabla 32

Recomendaciones de sostenimiento hechas por Barton, a partir del índice Q.



Nota: Con un $Q=4.67$ de la lutita se obtiene un vano sin sostenimiento de 5.93 m y considerando un $ESR=1.6$, obtenemos en la tabla un sostenimiento tipo (3) B el cual consta de colocación de anclaje sistematizado. Barton (1974)

6.4 Estimación de la carga de roca a partir de la teoría de Terzaghi.

Terzaghi clasifica el terreno en 9 categorías, dentro de la metodología se define el factor de carga H_p , que corresponde a la altura de roca suelta que genera una carga sobre el túnel. El factor H_p es función de las dimensiones del túnel y la calidad del macizo rocoso. En la tabla 35 se muestran las expresiones con las que se define H_p en función de las condiciones visuales de la roca en la que se aloja el túnel.

La presión vertical que actúa sobre el soporte del túnel, se define mediante la expresión:

$$P_V = \gamma * H_p \tag{21}$$

Donde:

P_v = Presión de soporte

H_p = Factor de carga de roca suelta sobre el revestimiento

Y = Peso unitario

Tabla 33

Expresiones de H_p en función de la condición visual de la roca Terzaghi (1946)

Condición de la roca	Carga de Roca H_p	Observaciones
I. Dura e Intacta	Cero	Revestimiento ligero, requerido sólo si hay lajamientos o estallidos
II. Dura, estratificada o esquistosa	0 a 0.5 B	Soporte ligero
III. Masiva, estructuras moderadas	0 a 0.25 B	Carga puede cambiar erráticamente de punto a punto
IV. Moderadamente blocosa y agrietada	0.25 B a 0.35 (B+H _t)	Sin presión lateral
V. Muy blocosa y agrietada	(0.35 a 1.10) (B+H _t)	Pequeña o sin presión lateral
VI. Completamente triturada pero químicamente intacta	1.10 (B+H _t)	Presión lateral considerable. Efecto de reblandecimiento de filtraciones hacia el fondo del túnel requiere soporte continuo para extremos inferiores de las costillas o costillas circulares, cualquiera de las dos.
VII. Rocas compresivas, profundidad moderada	(1.10 a 2.10) (B+H _t)	Alta presión lateral, requiere puntales invertidos. Costillas circulares son recomendadas
VIII. Rocas de alta presión, gran profundidad	(2.10 a 4.50) (B+H _t)	
IX. Roca expansiva	Hasta 250 pies (80 m) independiente de los valores de (B+H _t)	Costillas circulares requeridas. En casos extremos utilizar soporte cedente

Nota: La variable B = ancho del túnel y H_t = altura del túnel. La lutita se caracterizó bajo sus condiciones de estratificación y esquistosidad. El recuadro rojo en marca la expresión que le corresponde para este análisis. Terzaghi (1946).

6.5 Aproximación de las presiones laterales

Aunque el análisis de las cargas que actúan sobre los túneles se refiere principalmente a las presiones verticales o de cubierta, la magnitud de las presiones laterales no es menos significativa para el dimensionamiento estructural de las secciones. En algunos casos la presión lateral puede desempeñar un papel más importante que la carga de la clave del túnel. Su

estimación teórica es más complicada que el cálculo de la carga vertical, ya que su magnitud esta aún más afectada por la extensión de las deformaciones de la sección, de modo que su valor depende cada vez más de la resistencia del apoyo lateral que de las propiedades de la roca y dimensiones de la cavidad (Károly, 1966).

Las presiones laterales se determinan aproximadamente a partir de la teoría de la presión activa de la tierra, como producto de la presión geostática, con la variación del peso específico del suelo con la profundidad.

Según Terzaghi, una estimación aproximada de la presión lateral viene dada por la siguiente expresión:

$$P_H = 0.3 * \gamma (0.5 m + H_p) \quad (22)$$

donde, H_p es la altura de aflojamiento del núcleo que representa la carga del techo; en suelos granulares y restos de roca (Rankine 1987):

$$P_h = \gamma H \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (23)$$

y finalmente en roca sólida, se apoya en el coeficiente de Poisson:

$$P_H = \frac{\nu}{1 - \nu} P_V \quad (24)$$

6.6 Método de curvas características (interacción rocas-sostenimiento).

El objetivo principal del diseño de los ademes para las excavaciones subterráneas es ayudar al macizo rocoso a soportarse (Hoek & Brown, 1986).

En la figura 21 se considera un ejemplo que muestra un túnel en proceso de excavación a sección completa con barrenación y voladuras e instalación de marcos de acero después de

cada rezagado. Los esfuerzos in situ verticales y horizontales son iguales y tienen una magnitud de P_0 (Hoek & Brown, 1986).

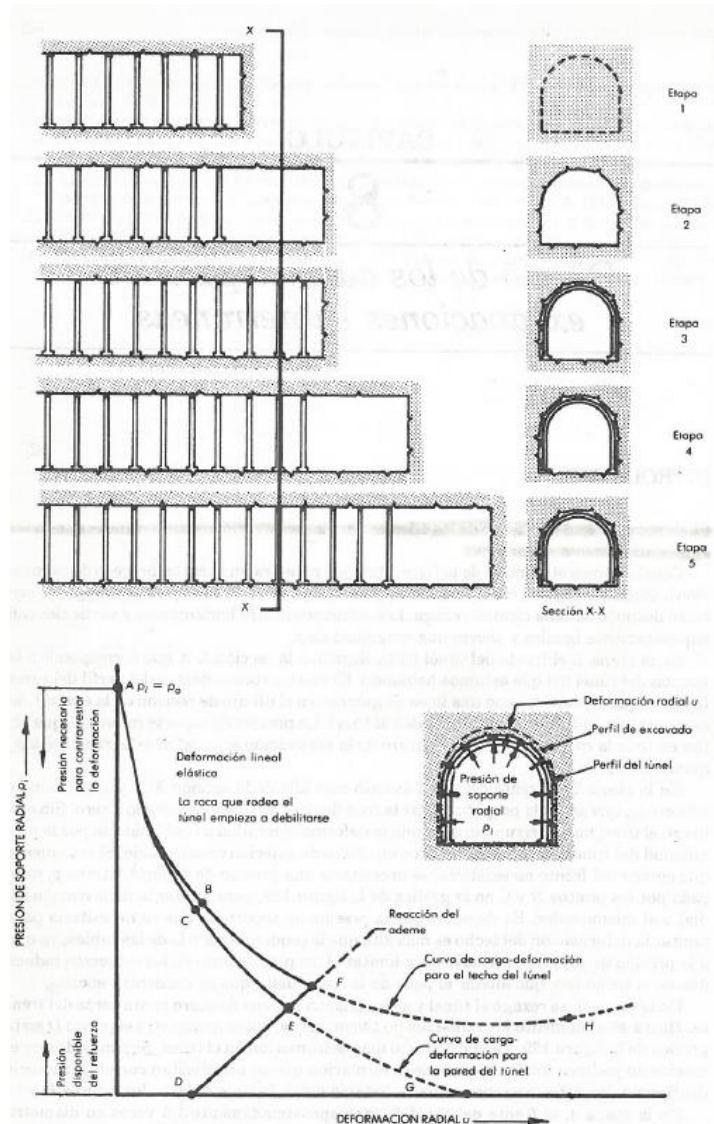
En la etapa 1, El frente del túnel aun no llega a la sección X-X. En este punto el macizo rocoso dentro del perfil del túnel futuro se encuentra en equilibrio con el que rodea el túnel. La presión de soporte interno p_i que actúa en toda la extensión del perfil futuro de la excavación es igual al esfuerzo in situ p_0 . (Hoek & Brown, 1986).

En la etapa 2, el frente del túnel avanzó más allá de la sección X-X y la presión de soporte p_i , que antes la proporcionaba la roca dentro del túnel, bajo a cero. Sin embargo, el túnel no se derrumbará ya que la deformación radial u está delimitada por la proximidad del frente del túnel que ejerce un efecto de detención considerable. Sin la fuerza proveniente del frente no existiera, se necesitaría una presión de soporte interno p_i indicada por los puntos B y C en la gráfica de la figura 21, para limitar la deformación radial u al mismo valor. Se aprecia que la presión de soporte p_i que se necesitaría para limitar la deformación del techo es más alta que la requerida para la de las tablas, ya que la presión de soporte necesaria para limitar el desplazamiento de los esfuerzos inducidos en el techo se añade el peso de la roca suelta que se encuentra encima (Hoek & Brown, 1986).

Etapa 3, se rezagó el túnel y se instalaron marcos de acero, cerca del frente. Hasta este momento los refuerzos no tienen carga, como se aprecia en el punto D de la figura 21, ya que hubo más deformación en el túnel. Suponiendo que el macizo no padezca los fenómenos de deformación que se manifiesta a lo largo del tiempo, las deformaciones radiales todavía serán las que se definan los puntos B y C (Hoek & Brown, 1986).

Figura 21

Ejemplo hipotético de un túnel que se excava con el método de barrenación y voladura y colocación de marcos de acero después de cada ciclo de rezaga



Nota: Las curvas de carga – deformación para el macizo rocoso y para el sistema de ademe se dan en la parte inferior de la figura. (Hoek & Brown, 1986).

Etapa 4, se observa que el frente del túnel avanzo aproximadamente 1.5 veces su diámetro más allá de la sección X-X y el efecto de contención que proporcionaba la cercanía del frente

disminuyó notablemente. Dando como resultado una deformación radial mayor en las tablas y en la clave del túnel, como lo indican las curvas CEG y BFH de la figura 21. Esta deformación radial hacia adentro del túnel induce una carga sobre el sistema de adema que actúa como un resorte comprimido. Tanto la deformación radial del túnel como la presión p_i del marco de acero aumentan como se indica en la línea DEF de la figura 21 (Hoek & Brown, 1986).

Etapa 5, en esta última etapa el frente del túnel ha avanzado tanto más allá de la sección X-X que ya no ejerce ningún efecto de sujeción sobre el macizo rocoso que se encuentra en esta sección. Las deformaciones radiales en el túnel aumentarían en caso de no instalarse más marcos, como lo indican las líneas EG y FH de la figura 21.

En la figura 21 podemos ver la curva de reacción del esfuerzo de los marcos de acero interseca las curvas carga- deformación de las paredes y de la clave del túnel en los puntos E y F. En estos puntos, las presiones de soporte que se necesitan para limitar la deformación de las paredes y de la clave quedan balanceadas por la presión de soporte disponible de los marcos de acero, y tanto el túnel como el sistema de ademe permanecen en equilibrio estable. (Hoek & Brown, 1986)

El ejemplo antes descrito evidencia que en el diseño de los sistemas de ademe se debe tomar en cuenta la naturaleza de los fenómenos carga-deformación, tanto del macizo rocoso como del sistema de ademado.

A continuación, se muestra un sistema de análisis cuantitativo de la interacción roca-ademe.

La solución presentada se deriva de la de Ladanyi (1987) quien hace las siguientes suposiciones:

- Supone un túnel circular de radio inicial r_i .
- Los esfuerzos horizontal y vertical in situ son iguales, con una magnitud p_0
- Se supone que el ademe instalado ejerce una presión de soporte radial uniforme p_i .

- Se consideran las propiedades del macizo rocoso original para la zona elástica.
- Se consideran las propiedades del macizo fracturado para la zona plástica.
- Al debilitarse la roca aumentara en volumen, las deformaciones se calcularán con la regla de flujo de la teoría de plasticidad.
- Se infiere que tanto el macizo rocoso original como el fracturado no están afectados por comportamientos relacionados con el tiempo.
- La zona plástica se extiende hasta un radio r_e que depende del esfuerzo in situ p_0 , de la presión de soporte p_i , y de las características tanto del material elástico como del macizo fracturado.
- Se considera una simetría radial.

Secuencia del calculo

Constantes M, D y N:

$$M = \frac{1}{2} \sqrt{\left(\frac{m}{4}\right)^2 + \frac{mP_0}{\sigma_c} + s} - \frac{m}{8} \quad (25)$$

$$D = \frac{-m}{m + 4 \left\{ \frac{m}{\sigma_c} (P_0 - M\sigma_c) + s \right\}^{\frac{1}{2}}} \quad (26)$$

$$N = 2 \left[\frac{P_0 - M\sigma_c}{m_r\sigma_c} + \frac{s_r}{m_r^2} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (27)$$

Para $p_i > p_0 - M\sigma_c$, la deformación alrededor del túnel es elástica

$$\frac{u_i}{r_{i0}} = \frac{(1 + \nu)}{E} (P_0 - P_i) = \quad (28)$$

Para $p_i < p_0 - M\sigma_c$, se presenta un debilitamiento plástico alrededor del túnel

$$\frac{u_e}{r_e} = \frac{(1 + \nu)}{E} M\sigma_c \quad (29)$$

$$\frac{r_e}{r_i} = e^{N-2} \left\{ \frac{P_i}{m_r\sigma_c} + \frac{s_r}{m_r^2} \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (30)$$

$$\text{Para } \frac{r_e}{r_i} < \sqrt{3} : \quad R = 2 D \ln \frac{r_e}{r_i} \quad (31)$$

$$\text{Para } \frac{r_e}{r_i} > \sqrt{3} : \quad R = 1.1 D \quad (32)$$

$$e_{av} = \frac{2 (u_e/r_e)(r_e/r_i)^2}{\{(r_e/r_i) - 1\}\{1 + 1/R\}} \quad (33)$$

$$A = (2 u_e/r_e - e_{av})(r_e/r_i)^2 \quad (34)$$

$$\frac{u_i}{r_{i0}} = 1 - \left[\frac{1 - e_{av}}{1 + A} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (35)$$

$$\text{Para el techo del túnel se traza } \frac{u_i}{r_{i0}} \text{ contra } \frac{p_i + \gamma_r(r_e - r_i)}{p_0} \quad (36)$$

$$\text{Para las paredes del túnel, se traza } \frac{u_i}{r_{i0}} \text{ contra } \frac{p_i}{p_0} \quad (37)$$

$$\text{Para el piso del túnel, se traza } \frac{u_i}{r_{i0}} \text{ contra } \frac{p_i - \gamma_r(r_e - r_i)}{p_0} \quad (38)$$

donde

$\sigma_c =$ Resistencia a la compresión uniaxial de la roca alterada

$m =$
 $s =$ } Constantes del material para el macizo rocoso original

$E =$ Modulo de elasticidad del macizo rocoso

$\nu =$ Relación de Poisson del macizo rocoso

$m_r =$
 $s_r =$ } Constantes del material para el macizo rocoso fracturado

$\gamma_r =$ Peso unitario de la roca fracturada

$p_0 =$ Magnitudes de los esfuerzos in situ

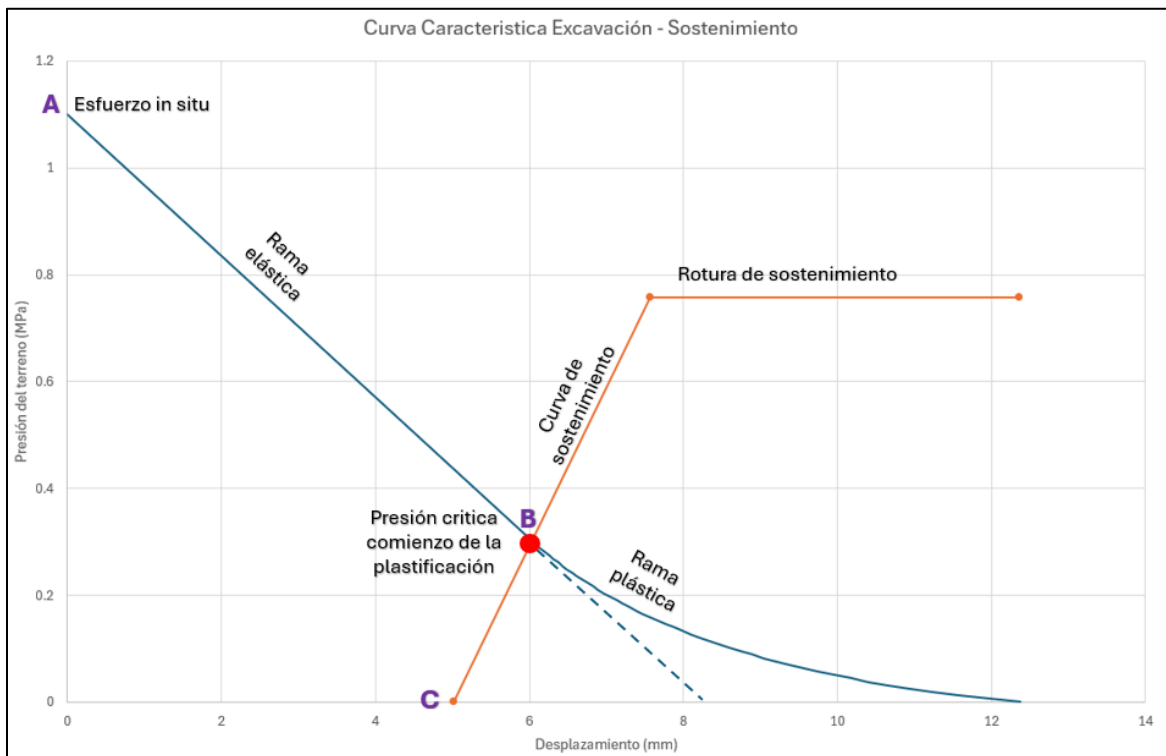
$r_i =$ Radio del túnel

En la gráfica 6 se puede visualizar el análisis realizado para la zona 2 de la interacción de la roca y el tipo de sostenimiento primario elegido para la galería de drenaje, según las recomendaciones de los métodos empíricos vistos anteriormente. Las propiedades de la roca consideradas para la construcción de la curva característica son:

Datos		
$\sigma_c =$	9.6	MPa
$m =$	0.8	
$S =$	0.002	
$E =$	0.42	GPa
$\nu =$	0.25	
$\gamma_r =$	2.1	t/m ³
$P_0 =$	1.18	MPa
$r_j =$	2.55	m

Gráfico 6

Curva característica de la excavación y sostenimiento de la galería de drenaje.



Nota: Dentro de la gráfica podemos observar que la colocación del revestimiento primario se colocara antes de que la roca comience a plastificarse.

En la gráfica 6 podemos ver la curva característica de la roca (azul), en el punto A el macizo rocoso aún está en equilibrio ya que aún no se llega a la sección de excavación y la presión de soporte interno que actúa sobre el perfil es igual al esfuerzo in situ. Una vez avanzada la excavación la presión de soporte que antes la proveía el macizo dentro del túnel baja a cero. Sin embargo, no hay colapso ya que la deformación radial está delimitada por la cercanía que tiene del frente del túnel. En el punto C es colocado el revestimiento primario constituido por concreto lanzado de 10 cm de espesor, con una resistencia $F'_{\zeta} = 250 \text{ Kg/cm}^2$, se aprecia que el macizo aun no padece los efectos de la deformación generados por el paso del tiempo. No obstante, llega a su punto crítico que inicia la plastificación del macizo (punto B), obteniendo desplazamientos de hasta 6.06 mm.

Las consideraciones antes mencionadas se justifican en el siguiente apartado que corresponde al procedimiento constructivo.

6.7 Estimación de cargas horizontales y verticales de la zona 2 mediante métodos empíricos

Las cargas verticales estimadas de la zona 2, se determinaron con los métodos de Bieniawski, Barton, y Terzaghi, mientras que las horizontales se dedujeron con las expresiones 22, 23 y 24, obteniendo así los siguientes resultados.

- Cargas verticales

a) Para Bieniawski (1989)

Datos	
RMR =	52
$\gamma =$	2.1 t/m ³
B =	5.1 m

Estimación de la carga vertical:

$$P = \frac{100-52}{100} \gamma B$$

$$P = 5.14 \text{ t/m}^2 = 0.05 \text{ MPa}$$

b) Para Barton (2000)

Datos	
D =	5.1 m
ESR =	1.6
Q =	4.67
Jr =	3

$$\text{Max vano sin sostenimiento} = 2ESRQ^{0.4}$$

$$\text{Max vano sin sostenimiento} = 5.93 \text{ m}$$

Estimación de la carga vertical, se implementará la expresión para la condición donde se considera tres familias de discontinuidades.

$$P_r = \frac{2}{J_r \sqrt[3]{Q}}$$

$$P_r = 0.40 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 0.04 \text{ MPa}$$

C) Para Terzaghi (1946)

Datos		
B=	5.1	m
m=	2.9	m
γ =	2.1	t/m ³

Se considero un $H_p = (0 \text{ a } 0.5 B)$

Para este análisis utilizaremos el extremo superior de 0.5, con el fin de no subestimar el valor obtenido un H_p de 2.55 m.

Sustituyendo valores la estimación de la carga vertical da:

$$P_V = \gamma * H_p$$

$$P_V = 5.35 \text{ t/m}^2 = 0.05 \text{ MPa}$$

- Cargas horizontales

a) Para Terzaghi (1946)

$$P_H = 0.3 * \gamma (0.5 m + H_p)$$

$$P_H = 2.52 \text{ t/m}^2 = 0.02 \text{ MPa}$$

b) Para Rankine (1987)

$$P_H = \gamma H \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$P_H = 0.02 \text{ MPa}$$

C) Para el coeficiente de Poisson

$$P_H = \frac{\nu}{1 - \nu} P_V$$

$$P_H = 0.016 \text{ MPa}$$

Tabla 34*Cargas verticales y horizontales que actúan sobre el túnel en la zona 2*

Autor	Presión Vertical MPa	Autor	Presion horizontal MPa
Bieniawski, 1989	0.05	Rankine, 1987	0.02
Barton, 2000	0.04	Coefficiente de Poisson	0.016
Terzaghi, 1946	0.05	Terzaghi, 1946	0.02

Nota: Se aprecia que las estimaciones presentan similitud tanto para las cargas verticales y horizontales.

6.7.1 Estimación de la carga de diseño para el sostenimiento propuesto en la zona 2.

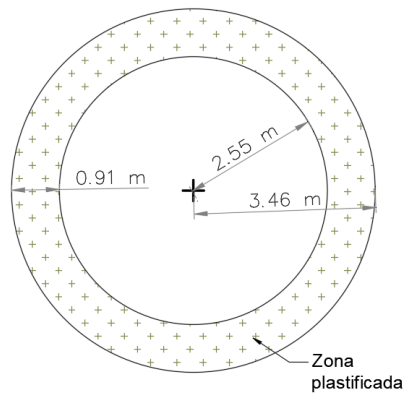
La carga de diseño es la carga máxima que se espera que una estructura o un componente estructural soporte durante su vida útil, tomando en cuenta todos los factores relevantes para garantizar la seguridad y funcionalidad. Es un concepto esencial, ya que se utiliza para asegurar que las estructuras puedan soportar las cargas esperadas sin sufrir fallos.

Para determinar la carga de diseño que podrá resistir nuestro sostenimiento durante su vida útil, se consideraron los siguientes elementos: radio del túnel de 2.55 m, peso específico de la roca de 2.1 t/m³ y el valor promedio de las cargas obtenidas mediante los métodos empíricos la cual da un valor de 4.6 t/m², este valor será la carga considerada dentro de la rama elástica.

Para la zona plástica se tomó en cuenta el radio de plastificación de 3.46 m (Figura 22), con estos datos resaltó una carga de 1.91 t/m² para la rama plástica, finalmente considerando un factor de carga de 1.3 tenemos como carga total 8.46 t/m². Para la carga horizontal se consideró el valor mayor obtenido de los métodos empíricos 2 t/m² por un factor de carga de 1.3, resultando 3.3 t/m² de carga ejercida sobre los hastiales.

Figura 22

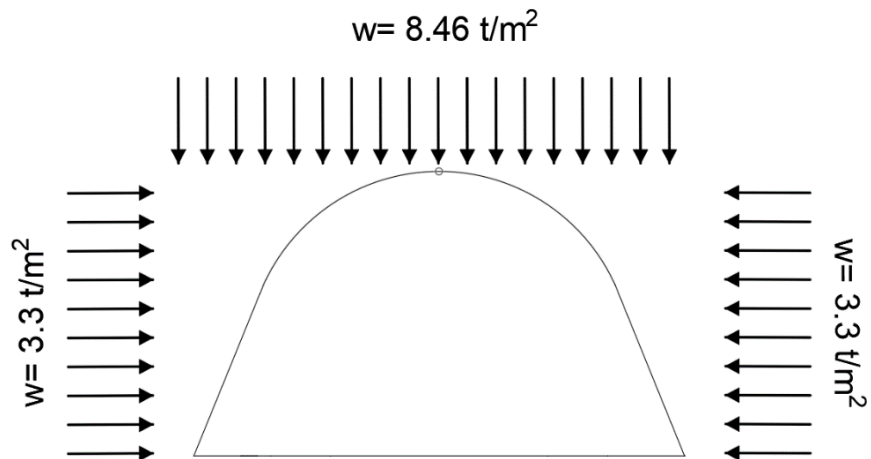
Transición entre la zona de comportamiento elástico y plástica.



Nota: Con un radio elástico de 2.55 m menos el radio plástico de 3.46 m, obtenemos una zona de 0.91 de ancho de la zona plástica.

Figura 23

Distribución de cargas sobre el revestimiento



Nota: Las cargas horizontales y verticales tienen un factor de carga de 1.3.

7 Procedimiento Constructivo

Considerando los rasgos geológicos y la metodología empírica para la estimación de cargas, las recomendaciones de sostenimiento hechas por los diferentes autores vistos en el capítulo 6 fueron:

a) Con Bieniawski se determinó una carga $P = 0.05$ MPa, una longitud de pase de 1.9 m con un tiempo de permanencia sin sostenimiento de 12 días. Para la excavación, implementar un sistema de avance y bloqueo de 1.5 a 3 m, completando el sostenimiento a 20 m del frente. Como sistemas de soporte se recomienda colocación de anclas sistemáticas de 3 a 4 m con separación de 1.5 a 2 m en calve y hastiales con malla en la clave, finalizando con una capa de concreto lanzado de 5 a 10 cm de espesor en clave y 3 cm en hastiales.

b) Con Barton se obtuvo una $P = 0.04$ MPa, un $De = 3.19$ m y un máximo vano sin sostener de 5.93 m. Las consideraciones de sostenimiento se reducen a Bulones sistemáticos cada 1.8 m con concreto lanzado que va de 4 a 10 cm de espesor.

c) Romana. Considerando un $RMR = 52$, se propone como sistema de excavación avance y destroza con un método de voladura y rozadura. Para el sostenimiento se sugiere la implementación de paraguas medios, anclas de $L = 4 / 5$ m, separadas cada 1.5 m, concreto lanzado reforzado.

d) Con Terzaghi se estimó una $P = 0.05$ MPa. Solo propone colocación de ademes ligeros con marcos de acero.

Una vez definida la estructura definitiva del túnel se procede a diseñar el procedimiento constructivo, tomando como orientativas las recomendaciones anteriores.

A continuación, se detalla el procedimiento constructivo del túnel que alojará la galería de drenaje de la zona 2 y los sistemas de soporte seleccionados atendiendo las características geológicas y mecánicas de la lutita, las cuales se pueden ver a detalle en la Figura 20

Etapa 1 (sección A-A'). La excavación se realizará a sección completa con avances de 1.00 m de longitud, implementado un sistema de perforación y voladura, se procede a realizar la perforación de los barrenos donde se colocará el explosivo, se cargan los barrenos y colocan las conexiones para llevar a cabo la detonación. Una vez realizada la voladura, se ventilará la zona y retirará el escombros. Finalmente se realizan actividades de amacice en bóveda, hastiales y en el frente de excavación. Terminado este ciclo, se podrá dar inicio con la etapa 1 detallada en este procedimiento constructivo Inmediatamente se colocará el revestimiento primario que comenzará con el colado de una zapata temporal con un ancho de 0.65 m, se continuará con el relleno del resto de sección de forma ascendente, terminando con la bóveda que llegará a un espesor de 10 cm. El concreto lanzado será de una resistencia $F'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, será reforzado con fibras de acero Dramex 65 – 35 o similar en una proporción de 30 kg/ m^3 . A la par se instalarán los marcos de acero (sección B-B') compuesto de perfiles "I" rectangulares con dimensiones de 15 cm de peralte y 4.3 mm de alma con un peso 13.6 kg/m colocados a cada 2 m.

Etapa 2: Llevado un avance de excavación de 10 m respecto al frente, comenzará la campaña de colocación de drenes transversales de longitud variable, siendo 6 m la longitud mínima considerada (sección C-C'), la instalación de drenes considera un dren primario colocado en la clave del túnel totalmente vertical seguido de dos secundarios colocados a 25° de inclinación uno de cada lado del dren primario. Serán de material de tubo PVC pesado de $\varnothing = 2"$ con pared de 2.54 mm ranurado, envuelto en geotextil o tela de mosquitero. Estos se pondrán en zonas donde no este considerado la colocación de marcos de acero.

Etapa 3 (sección D-D'). A la par de la instalación de drenes, se procederá a la construcción de las zapatas definitiva de ancho 0.77 m y 1.0 m de altura., consecutivamente se colocará el revestimiento definitivo, constituido por una capa de concreto lanzado reforzado de 30 cm de espesor con un $F'c=300 \text{ kg/cm}^2$ con una cuantía de acero de 70 Kg por m^3 . El concreto deberá respetar una relación agua cemento de 0.45, con una resistencia moderada a los sulfatos. En esta etapa se concluye la construcción de las paredes laterales y bóveda de la galería.

Etapa 4 (sección E-E'). Una vez terminada en su totalidad la excavación de la galería se procederá a la excavación, armado y colocación de la de la cubeta, la cual se construye de concreto reforzado con espesor de 20 cm. Con este último elemento se cierra el anillo que da la geometría final de galería de drenaje.

Para asegurar la estabilidad y durabilidad del revestimiento sobre el macizo rocoso, se evaluó el módulo de reacción de subgrado para la zapata.

Vesic (1970) desarrolló una ecuación para el módulo de reacción de subrasante o subgrado k a partir del módulo de elasticidad del suelo E_s y las dimensiones de la zapata.

La ecuación básica se expresa como:

$$k = \frac{E_s}{(1 - \nu^2) * B} \quad (39)$$

Donde:

k es el módulo de reacción del subrasante (en kN/m^3 o psi/in).

E_s es el módulo de elasticidad del suelo (en kPa o psi).

ν es el coeficiente de Poisson del suelo (sin unidades).

B es el ancho de la zapata (en metros o pulgadas)

Sustituyendo en la ecuación 39 los valores del suelo $E_s=0.42 \text{ GPa} = 420000 \text{ KPa}$, $\nu=0.25$ y el ancho de la zapata $B=0.65 \text{ m}$, obtenemos:

$$k = \frac{E_s}{(1 - \nu^2) * B}$$

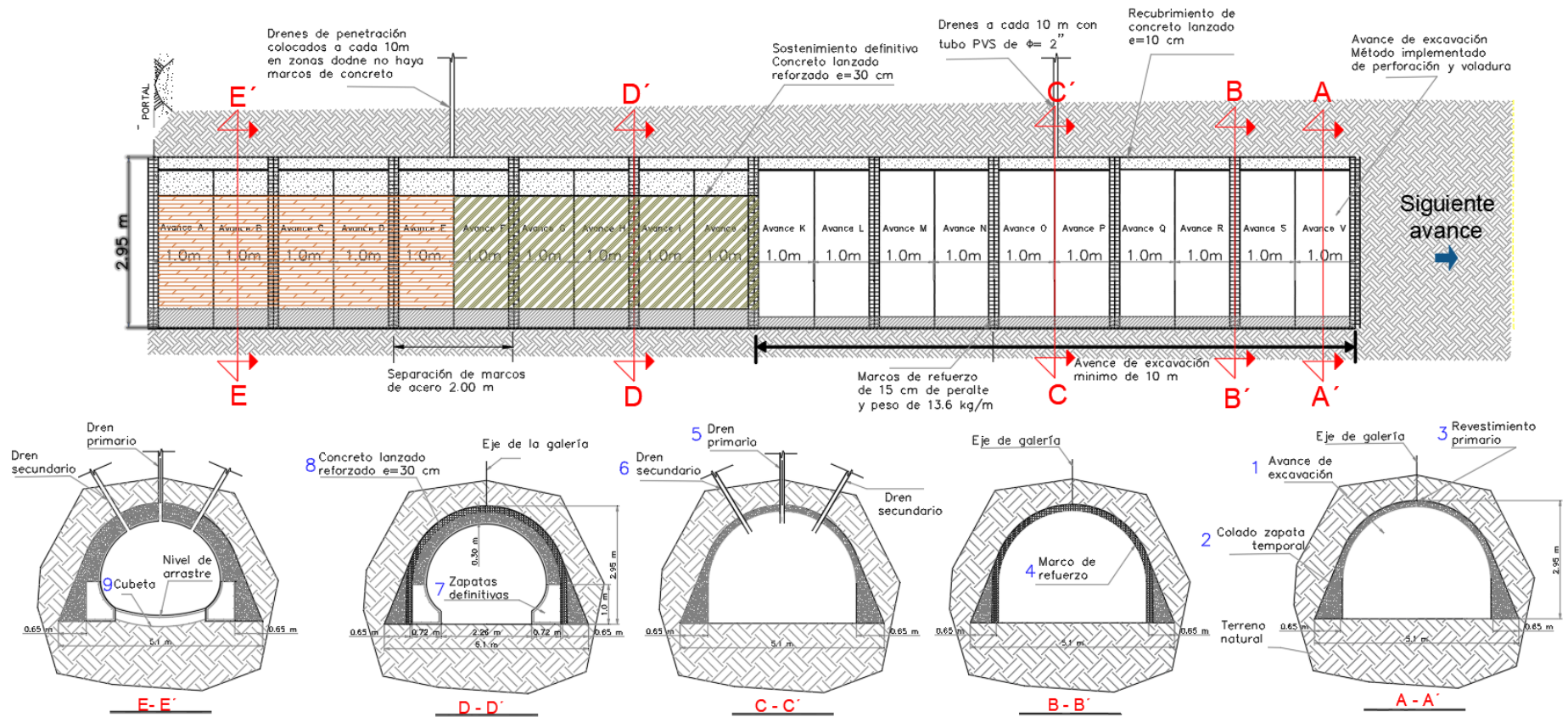
$$k = \frac{420000 \text{ KPa}}{(1 - 0.25^2) * 0.65 \text{ m}}$$

$$k = 689,230.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 70 \text{ kg/cm}^3$$

Basado en los resultados obtenidos, se interpreta que la subrasante no se deformará bajo las cargas aplicadas sobre el revestimiento primario, ya que puede soportar hasta 70 kg/cm^3

Figura 24

Sección longitudinal del ciclo de avance de excavación con sus etapas descritas en el procedimiento constructivo con vistas transversales.



Nota: El ciclo de avance de excavación y colocación de sistemas de soporte tanto primario, está considerado a cada 10 m, posteriormente se podrá realizar trabajos de colocación de revestimiento definitivo. El proceso se repetirá hasta cubrir la longitud de diseño del túnel considerada de 820 m.

8 Instrumentación

La actividad de excavación de un túnel modifica el estado original de esfuerzos del suelo y/o roca que circundan dicha excavación. Los desplazamientos generados hacia el interior de la excavación pueden ser medidos mediante un programa de instrumentación. El propósito de estas mediciones es asegurar la estabilidad de la obra, y en caso de encontrar comportamientos anómalos, tomar acciones preventivas oportunamente durante la construcción y operación de la obra.

Estas medidas de instrumentación deben ir colocándose conforme se vayan descubriendo sus puntos de aplicación y colocando el revestimiento primario.

En las obras subterráneas para determinar si el comportamiento de la excavación es el previsto en la etapa de diseño, se requerirá hacer las mediciones que validen dicha información. Es indispensable realizar un análisis del tipo de instrumentación requiere el proyecto, ya que esto siempre ayudaran a recabar información valiosa.

La instrumentación propuesta para este proyecto se compone de:

Secciones de Convergencia. Para el control de las deformaciones en un túnel, comúnmente se utiliza la medición de convergencias, las cuales consiste en puntos de control topográfico en la clave y paredes del túnel, para medir las distancias que guardan entre ellas. Con esta información se permite evaluar dichas deformaciones, para así poder constatar el comportamiento del túnel durante y después de la excavación.

En consecuencia, los desplazamientos que se pueden determinar entre estos dos puntos son relativos. Normalmente, su aplicación es para obtener los desplazamientos o deformaciones globales que se producen en el interior del túnel.

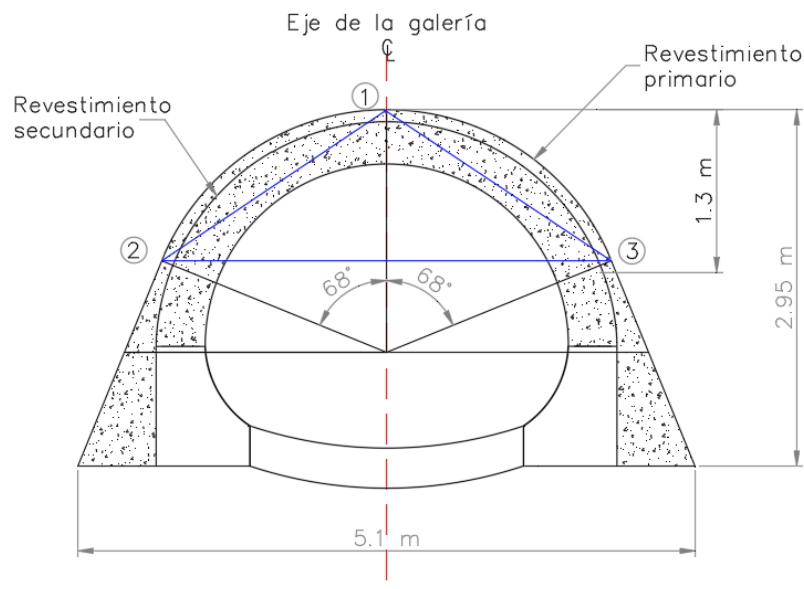
Para poder realizar dichas mediciones se utilizan comúnmente estaciones totales y cintas extensométricas mecánicas y digitales, tanto en la bóveda como en los hastiales de la galería.

El proceso básicamente consiste en registrar las deformaciones que se producen en los elementos estructurales que conforman el revestimiento primario de las excavaciones como consecuencia de los esfuerzos que genera la roca. Las mediciones se deben realizar a diario en función de los avances en el frente de excavación, con la colocación de los revestimientos primarios y mensualmente ya instalado el revestimiento definitivo, Se debe llevar una bitácora con el historial de los registros de las deformaciones, las actividades principales de obra con fechas establecidas.

Los puntos de medición se deberán restituir a partir de la colocación del revestimiento definitivo, para poder dar continuidad a la medición de las deformaciones.

Figura 25

Arreglo de líneas de convergencia del túnel



Nota: Las líneas azules muestran el arreglo considerado para la medición de las convergencias

9 Conclusiones

El presente trabajo se basó en los sondeos exploratorios llevados a cabo en la zona para desarrollar un modelo geológico-geotécnico del trazado del túnel. Se seleccionó la zona 2 para determinar su método de excavación, estimar cargas y proponer la metodología del procedimiento constructivo.

Las rocas que conforman el macizo rocoso que alberga el túnel exhiben características de resistencia muy baja a baja. Esta situación puede atribuirse a la exposición a la erosión, la cual provoca la alteración y el transporte de sus componentes en disolución o suspensión por aguas superficiales

Las características del macizo rocoso en la zona 2 no son adecuadas para permitir un diseño de túnel sin revestimientos. Esta área está compuesta principalmente por lutita, una roca estratificada de baja resistencia al corte y con zonas propensas a la fracturación. Dadas estas condiciones, se anticipan posibles desprendimientos de bloques, lo que motiva la necesidad de instalar marcos de refuerzo.

Las clasificaciones geomecánicas que hemos empleado en este documento, según las propuestas de Bieniawski (1989), Barton (1974) y Hoek y Marinos (2000), son ampliamente reconocidas y utilizadas en la actualidad. Estas clasificaciones nos han permitido evaluar la calidad del macizo rocoso y, al mismo tiempo, nos han proporcionado una guía preliminar sobre el tipo de sostenimiento que podría ser apropiado, en función de las características geomecánicas de la roca en el entorno del trazado del túnel.

Para estimar el campo de esfuerzos in situ, tomamos en cuenta la evidencia de que los estratos que componen el macizo rocoso se encuentran mayormente horizontales. Además,

observamos que el macizo está actualmente sometido a sobrecargas, lo que se evidencia por la presencia de depósitos de talud provenientes de formaciones geológicas más recientes que se extienden a lo largo de toda la zona. Esta evidencia sugiere que, a pesar de la posible erosión en el área, el estado de esfuerzos natural no ha sido significativamente modificado

La estimación de cargas mediante métodos observacionales y análisis simplificados arroja magnitudes orientativas que, al correlacionarse adecuadamente con las características geológicas del macizo, resultan representativas.

En este trabajo, se ha definido el procedimiento constructivo específico para la zona 2. Es crucial destacar que las diferencias en las características geológicas y geotécnicas entre cada zona requerirán un enfoque constructivo y una estimación de cargas adaptados a las necesidades individuales de cada una.

El procedimiento constructivo establecido para la zona 2, respeta el galibo de acuerdo con los requerimientos de gasto hidráulico necesarios.

Los elementos de diseño del túnel deben ser evaluados en colaboración con el equipo de ingeniería estructural, utilizando la información geotécnica presentada en este trabajo. El departamento de ingeniería estructural será responsable de determinar en su totalidad los componentes del revestimiento primario y definitivo.

La evaluación de la galería de drenaje realizada en este documento contribuirá a la disipación de la presión de poro en el talud, lo que ayudará a reducir la probabilidad de deslizamientos en la zona.

En el modelado por elementos finitos, se observa que los esfuerzos principales antes de la excavación se encuentran en el rango de 1.08 a 1.20 MPa para σ_1 , y entre 1.11 y 1.24 MPa para σ_3 o σ_z . Se determina que con un valor de $k=1$ y un $\sigma_v = \sigma_H=1.18$ MPa, la diferencia es de aproximadamente ± 0.1 MPa, lo que indica una concordancia entre el análisis analítico y el numérico.

El desplazamiento obtenido mediante la metodología analítica de la curva característica es de 6.06 mm, mientras que con el modelado por elementos finitos se obtiene un valor de 8.5 mm. Sin embargo, se observa una clara concordancia entre ambos valores.

Las discrepancias entre el análisis analítico y el numérico en cuanto a los desplazamientos podrían atribuirse al hecho de que el software realiza el análisis en un estado donde no se considera el avance del frente de excavación.

10 Anexo 1

10.1 Etapa 1. Zona 2 antes de la excavación

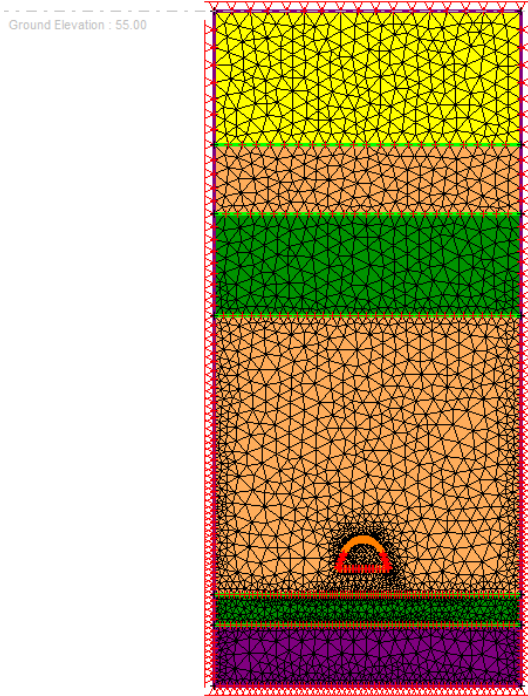


Imagen 1. Modelo de la zona 2 sin excavación. Depósito de talud (amarillo), lutita (naranja), conglomerado (verde), arenisca (morado).

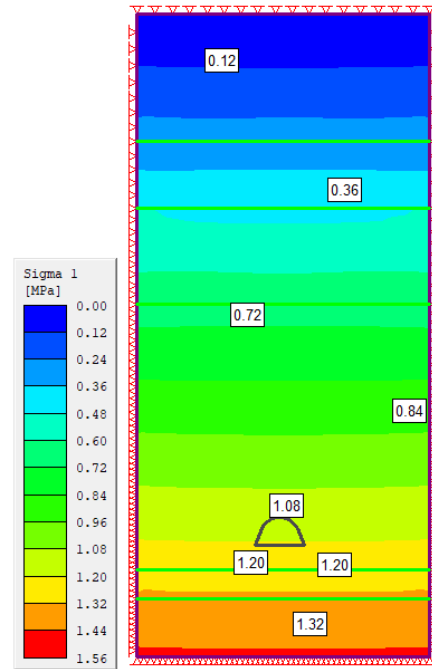


Imagen 2. El esfuerzo mayor sigma 1 se encuentra entre valores de 0.12 y 1.5 MPa.

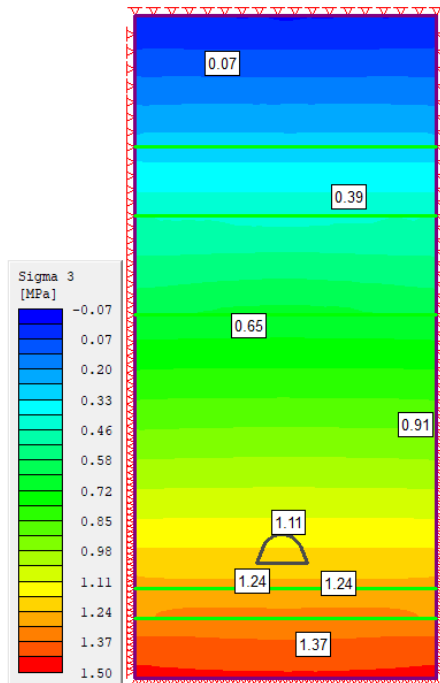


Imagen 3. El esfuerzo menor sigma 3 se encuentra entre valores de 0.07 y 1.43 MPa.

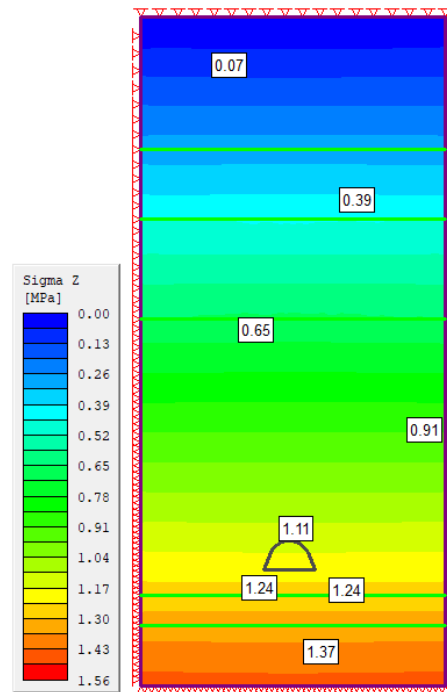


Imagen 4. Esfuerzo vertical dentro del medio material, se encuentra entre valores de 0.07 y 1.43 MPa.

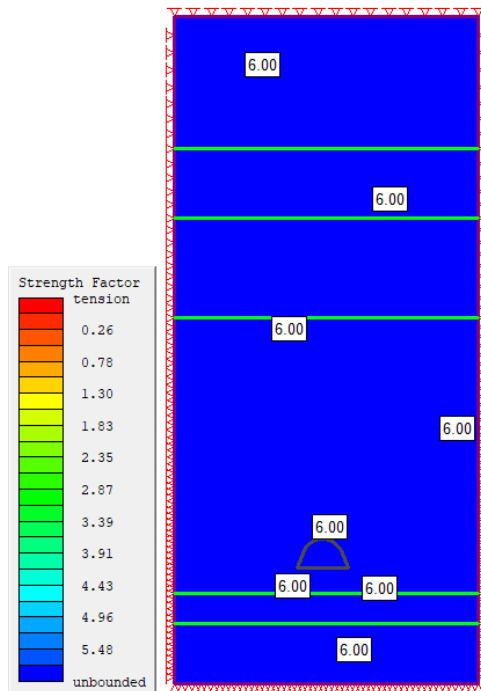


Imagen 5. El factor de resistencia a la tracción se encuentra en un valor de 6.00 constante, en toda la sección.

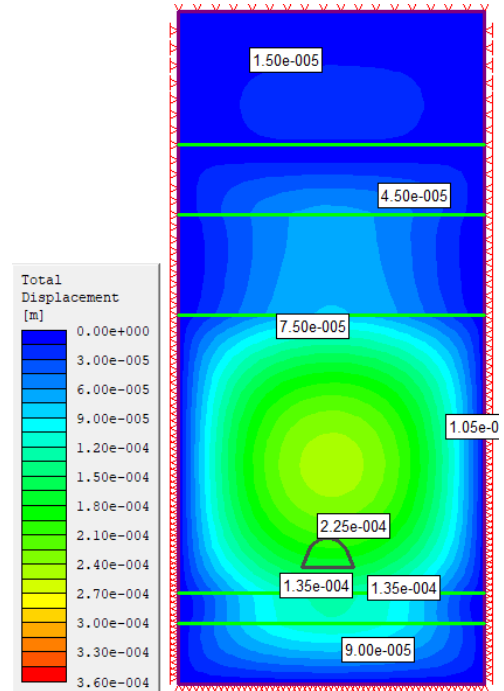


Imagen 6. Los desplazamientos totales se encuentran en el rango de 0.015 mm a 0.24 mm.

10.2 Etapa 2. Zona 2 después de la excavación

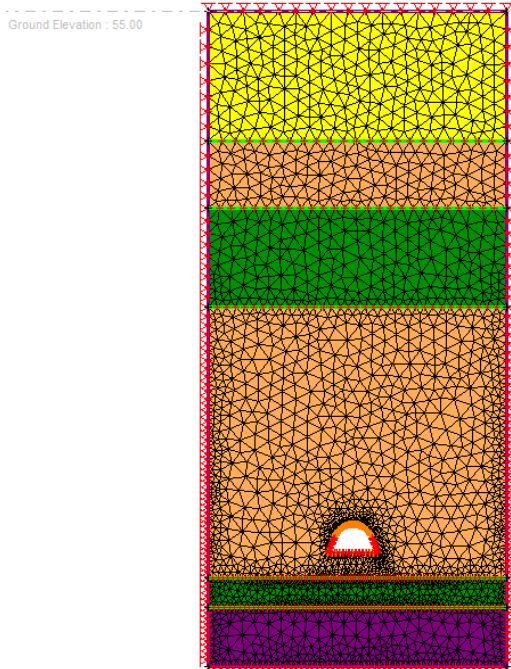


Imagen 7. Modelo de la zona 2 con excavación. Depósito de talud (amarillo), lutita (naranja), conglomerado (verde), arenisca (morado).

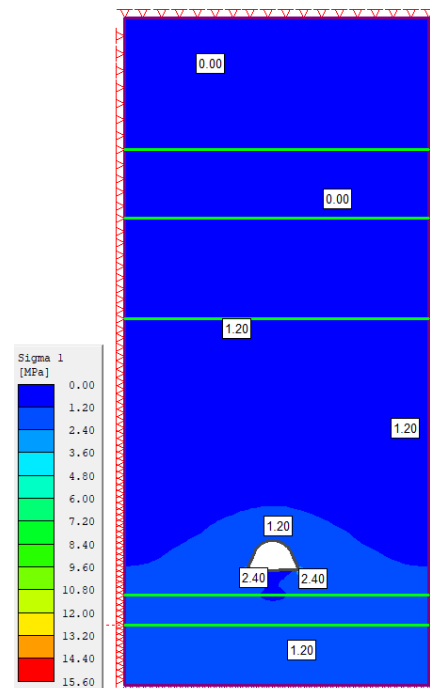


Imagen 8. El esfuerzo mayor sigma 1 se encuentra entre valores de 1.2 y 2.4 MPa, alrededor del túnel.

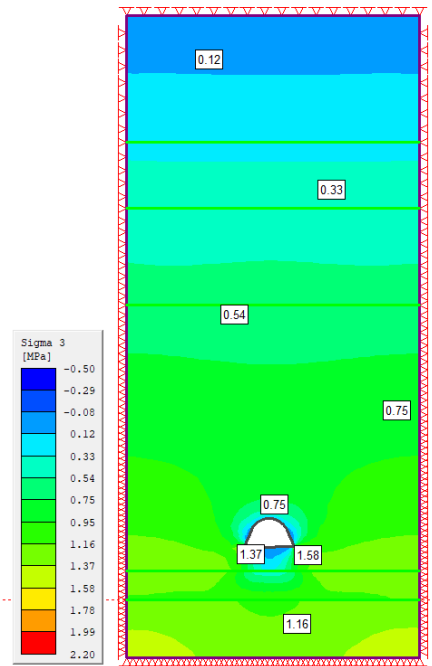


Imagen 9. El esfuerzo menor sigma 3 se encuentra entre valores de 0.75 y 1.58 MPa, alrededor de la excavación.

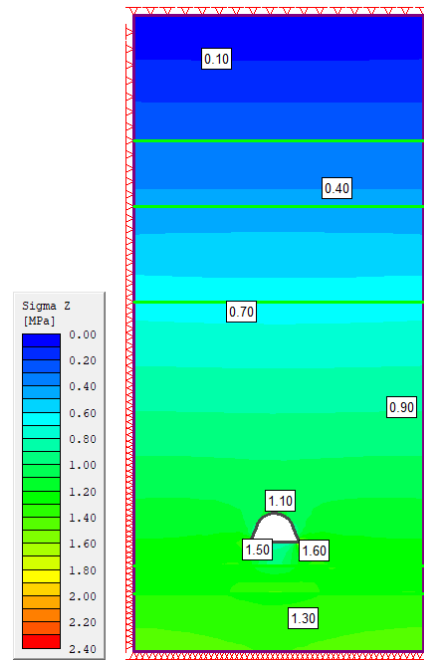


Imagen 10. El esfuerzo menor sigma 3 se encuentra entre valores de 1.10 y 1.6 MPa, alrededor de la excavación.

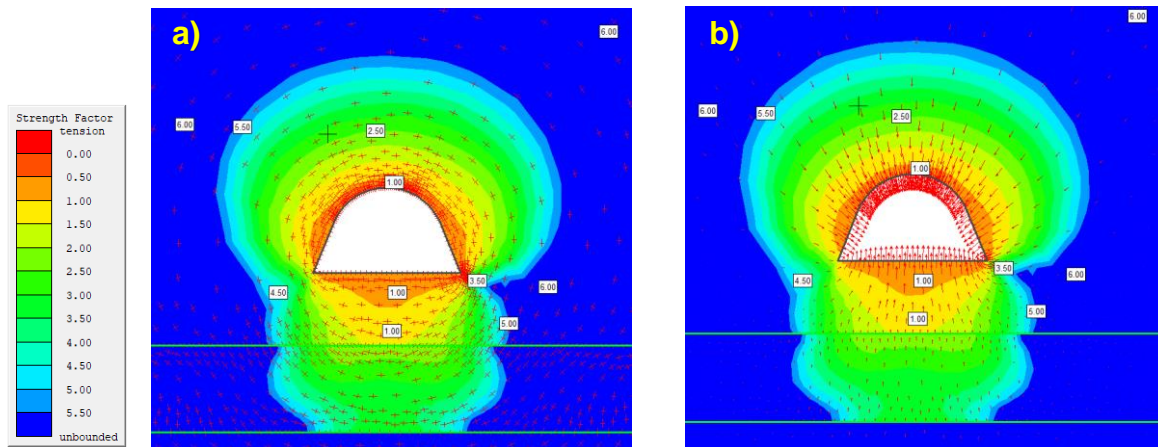


Imagen 11. El factor de resistencia a la tensión tiene un valor de 1.00 en la zona de excavación. En la imagen 11a se muestra claramente la trayectoria de los esfuerzos, mientras que en la 11b se presentan los vectores de deformación.

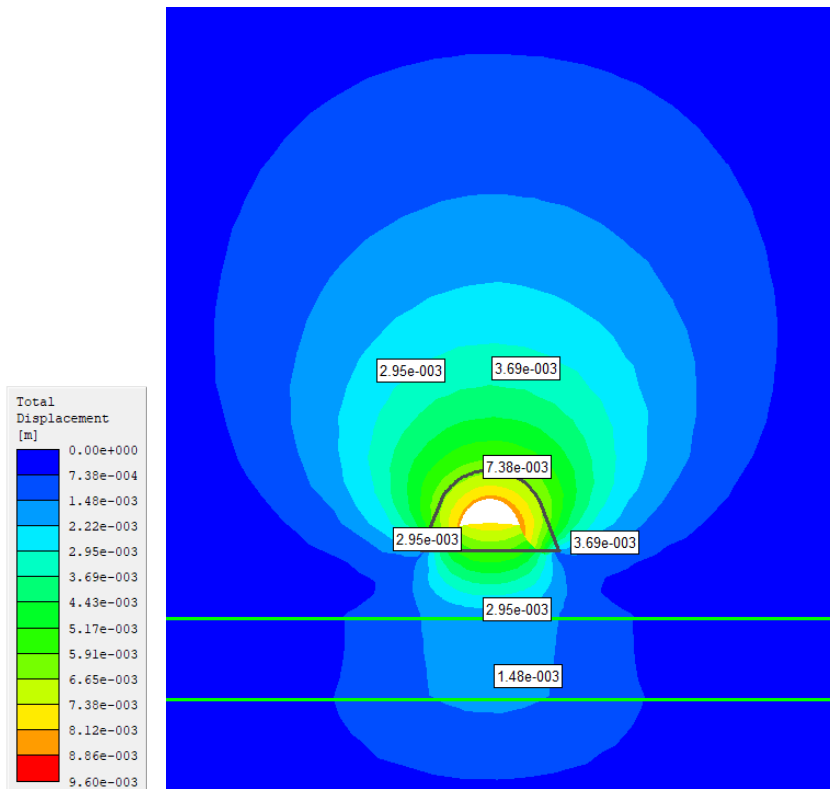


Imagen 12. Los desplazamientos totales se encuentran en el rango de 2.95 a 8.5 mm alrededor de la excavación, experimentándose el mayor desplazamiento hacia el interior de la oquedad.

11 Bibliografía

- Andrade García, P. (2016). *Análisis del deslizamiento en la carretera Tijuana-Ensenada (km93+50) a partir modelos de relieve de alta resolución espacial*. Ensenada, Baja California.: CICESE.
- Campos Rivera, J., Gómez Castro, S., & Torres Flóres, W. (2006). *Impermeabilización de rellenos sanitarios utilizando suelos naturales*. El Salvador: Universidad del Oriente.
- Coronado Cruz , Julio; Hernandez Rojas, Roberto; Ramos Piedra , Antelmo; Tapia Sanchez, Alfonso; Varela López, Beatriz. (2005). *Instrumentación para la Evaluación de Deformación en Túneles*. Ciudad de México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Cruz-Castillo, M., & Delgado-Argote, L. (2000). *Los Deslizamientos de la carretera de cuota Tijuana - Ensenada, Baja California*. Instituto Mexicano del Petróleo.
- Cruz-Castillo, Manuel. (2002). *Catálogo de fallas regionales activas en el norte de Baja California, México*. GEOS, Unión Geofísica Mexicana.
- Cruz-Catillo, M., & Delgado-Argote, L. (2002). *Descripción geológica y estructural de la zona de deslizamientos Salsipuedes-Cibola del Mar, Ensenada, Baja California*. Baja California: Depto. de Geología, División de Ciencias de la Tierra, CICESE.
- Gastil Et al. (1975). *Geología del Reconocimiento del Estado de Baja California*.
- Gómez Palacios, D. (2019). *Aplicación de la interferometría SAR satelital para la detección y monitoreo de los deslizamientos en la carretera escénica Tijuana-Ensenada, BC*. Ensenada, Baja California: CICESE.
- González de Vallejo, L. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid, España: Pearson Educación.
- Google Earth Pro. (2023). Obtenido de Google Earth Pro.
- Hardy Contreras , V. (1992). *Cruso 92. Túneles y Excavaciones Subterráneas*. México D.F.: Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, A.C.

- Hoek, E., & Brown, E. (1986). *Excavaciones Subterráneas en Roca*. Londres: McGraw-Hill.
- INEGI. (1984). *Síntesis Geográfica de Baja California*.
- Infinitia industrial Consulting* . (8 de noviembre de 2023). Obtenido de <https://www.infinitiaresearch.com/>
- Károly, S. (1966). *The Art of Tunnelling*. Budapest: Akadémiai Kiadó Budapest.
- Leire, C. G. (2016). *Análisis Comparativo de Metodología de Sostenimiento de Túneles*. Oviedo, España.: Universidad de Oviedo.
- López Jimeno, C. (2003). *Manual de Túneles y Obras Subterráneas*. Madrid: Universidad Tecnológica de Madrid.
- Morales Carranza , G. (2022). *Redes de flujo sub-superficial y riego geohidrológico en la Bahía Salsipuedes, Baja California, México*. 2022: Universidad Autónoma de Baja California .
- Olivos Velásquez, M. (2015). *Estimación del ángulo de fricción interna y cohesión no drenada a partir de correlaciones basadas en ensayos in situ para suelos del piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC*. Bogotá: Universidad Piloto de Colombia.
- Pachauri, A., & Pant, M. (1992). Landslide hazard mapping based on geological attributes. En *Engineering Geology*.
- Pedraza, I. (28 de diciembre de 2013). *Autoridades de BC se reúnen por colapso de carretera*. Obtenido de El Universal: <https://archivo.eluniversal.com.mx/estados/2013/autoridades-de-bc-se-reunen-por-colapso-de-carretera-975871.html>
- Pérez Álvarez, R. (2017). *Diseño y Ejecución de Obras Subterráneas*. Cantabria, Santander, España.
- Ramírez Oyanguren, P., & Alejano Monge, L. (1991). *Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes*. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.
- Rico, A. S. (1969). *Deslizamiento en la autopista Tijuana - Ensenada*. Contribución de la Secretaría de Obras Públicas al VII Congreso Internacional de Mecánica de suelos y Cimentaciones.

- Rico, Et al. (1976). Investigations of instability and remedial works on the Tijuana–Ensenada highway, Mexico. En *Geotechnique* (págs. 577-590).
- Sandoval Ocaña, J. (2008). *Estudio de la convergencia por fluencia de túneles circulares en medios viscoelásticos plásticos*. Madrid, España: Universidad Politecnica de Madrid .
- SCT. (04 de enero de 2014). *Problemática de la autopista Tijuana-Ensenada*. Obtenido de Secretaria de Comunicaciones y Transporte:
<https://www.gob.mx/sct/prensa/problematika-de-la-autopista-tijuana-ensenada>
- Secretaria de Comunicaciones y Transportes. (2016). *Manual de Diseño y Construcción de Túneles de Carretera*. Ciudad de México.: Dirección General de Servicios Técnicos.
- Seigel, H. O. (1959). *Mathematical Formulation and Type Cruves for Induced Polarization* . Society Exploration Geophysicsts.
- TGC, g. (2016). *Informe final sobre la inestabilidad del km 90+000 de la autopista Tijuana-Ensenada*. Baja California.
- Ubaldo Rodriguez Ruth. (2016). *Selección del Tipo de Revestimiento en úneles Carreteros* . Ciudad de México: Universidad Nacional Autonoma de México.
- Vogel González, F., Martin Reyes, R., Martínez Reyes, J. J., & Quezada Aguilera, V. M. (2023). Carcaterización del Macizo Rocosó, Parámetros Geomecánicos y dos Clasificaciones Geomecánicas Principales. *Asociación de Ingenieros de Minas, Metalurgistas y Geólogos de México. GEOMIMET*.
- Wong O, V., Legg, M., & Suarez V., F. (1987). *Sismicidad y tectónica de la margen continental del sur de California (USA) y Baja California Norte (México)*. Geofísica Internacional .