



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA DE UN MACIZO
ROCOSO PARA EL DISEÑO DE LA EXCAVACIÓN DE UNA
LUMBRERA**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN GEOTECNIA

PRESENTA:

HERIBERTO PÉREZ SEGURA

DIRECTOR DE TESINA: **M.I. VALENTIN CASTELLANOS PEDROZA**

MÉXICO, D.F.

DICIEMBRE, 2020

Tabla de contenido

Resumen	1
Objetivos	2
1. Características del sitio y del proyecto.....	3
1.1. Características del sitio	3
1.2. Características del proyecto	3
2. Marco geológico del sitio de estudio.....	5
2.1. Fisiografía	5
2.2. Geología regional y local	5
2.3. Geología estructural	6
2.4. Actividad sísmica	6
3. Investigaciones de campo y laboratorio	7
3.1. Exploración geológica-estructural	7
3.1.1. Estratigrafía	7
3.1.2. Revisión geológica del túnel de comunicación	10
3.1.3. Geología estructural	12
3.1.4. Fallas	12
3.1.5. Fracturamiento	12
3.1.6. Pseudoestratificación.....	13
3.2. Exploración geofísica.....	14
3.3. Exploración geotécnica y pruebas de laboratorio	15
3.3.1. Trabajos de campo.....	15
3.3.1.1. Caracterización geomecánica del túnel de comunicación	15
3.3.1.2. Exploración directa con barrenos	15
3.3.1.3. Obtención de muestras cúbicas.....	16
3.3.1.4. Pruebas de deformabilidad <i>in situ</i>	16
3.3.1.5. Pruebas de permeabilidad	17
3.3.2. Pruebas de laboratorio.....	17
3.3.2.1. Roca intacta	17
3.3.2.2. Discontinuidades	18
4. Caracterización geotécnica del macizo rocoso.....	20
4.1. Propiedades de la roca intacta	20
4.1.1. Propiedades índice.....	20
4.1.2. Propiedades mecánicas.....	20
4.1.3. Índice de calidad de roca basado en el RQD.....	21
4.2. Propiedades de las discontinuidades	21
4.2.1. Distribución y características de las discontinuidades	21
4.2.2. Resistencia al corte de las discontinuidades.....	23
4.2.3. Criterio de Barton y Choubey	24
4.3. Propiedades del macizo.....	24
4.3.1. Resistencia y deformabilidad	24
4.3.2. Condición hidráulica	26
4.3.3. Esfuerzos <i>in situ</i>	26

4.4. Modelo geológico-geotécnico del macizo rocoso.....	27
4.4.1. Clasificación geomecánica del macizo.....	27
5. Estimación de la respuesta del terreno – mecanismo de falla	29
6. Análisis y diseño geotécnico de la excavación de la lumbrera	33
6.1. Datos de entrada.....	33
6.2. Formación de cuñas	36
6.3. Análisis de estabilidad de las cuñas	38
6.4. Análisis de resultados.....	39
7. Recomendaciones y especificaciones para construcción	40
7.1. Definición del tipo soporte.....	40
7.1.1. Método empírico	40
7.1.2. Método analítico.....	43
7.2. Proceso de excavación	48
Conclusiones	50
Bibliografía.....	53
ANEXOS.....	55

Índice de figuras

Figura 1.1 Ubicación de la central hidroeléctrica. Imagen satelital de Google Earth.	3
Figura 1.2 Trazo en planta del proyecto del túnel vertedor. Imagen satelital de Google Earth.	4
Figura 1.3 Perfil del diseño del nuevo vertedor (CFE, 2017).....	4
Figura 2.1 Provincias fisiográficas de la República Mexicana. La distribución de la Sierra Madre del Sur se indica en color verde (Tomado de INEGI, Continuo Nacional Fisiográfico 1: 1 000, 000).	5
Figura 2.2 Regionalización sísmica de México. Tomada del Manual de diseño de Obras Civiles (Diseño por sismo) de la CFE (1993).	6
Figura 3.1 Columna estratigráfica identificada en el área en estudio (CFE, 2008).....	7
Figura 3.2 Sección geológica por el eje del nuevo vertedor (CFE, 2017).....	8
Figura 3.3 Perfil geológico del portal de entrada y lumbrera.....	11
Figura 3.4 Localización del túnel de comunicación (CFE, 2017).	11
Figura 3.5 Orientación preferencial de los sistemas de discontinuidades identificadas en el área de estudio.	13
Figura 3.6 Localización de los trabajos de campo (CFE, 2017).....	15
Figura 4.1 Representación estereográfica de los principales sistemas de fracturas identificadas el portal de entrada, zona de túnel y portal de salida. Red de Schmidt, igual área.	22
Figura 4.2 Efecto de escala en la caracterización del macizo (Hoek Y Brown, 2018)	26
Figura 5.1 Mecanismos de falla en obras subterráneas (Kaiser et al., 2000)	30
Figura 5.2 Mecanismo de inestabilidad basada en la calidad de roca GSI, resistencia de la roca intacta y nivel de esfuerzos (Martin et al., 2003).	31
Figura 6.1 Datos geométricos de la lumbrera para el análisis en Unwedge.	34
Figura 6.2 Orientación y representación estereográfica de los sistemas de discontinuidades presentes en el portal de entrada para el análisis en Unwedge.	34
Figura 6.3 Parámetros de entrada del criterio de Barton y Choubey para el sistema de discontinuidad S1 _{PE}	35

Figura 6.4 Parámetros de entrada del criterio de Barton y Choubey para el sistema de discontinuidad S2 _{PE} .	35
Figura 6.5 Parámetros de entrada del criterio de Barton y Choubey para el sistema de discontinuidad S3 _{PE} .	36
Figura 6.6 Cuñas formadas alrededor de la excavación, acotadas por la persistencia de las discontinuidades.	36
Figura 6.7 Cuñas formadas alrededor de la excavación, definidas por la cuña máxima.	37
Figura 7.1 Gráfica de soporte para el tipo de sostenimiento de túneles basado en el sistema Q (NGI, 2015).	41
Figura 7.2 Determinación del tipo de sostenimiento mediante la gráfica de soporte del sistema Q.	42
Figura 7.3 Componentes de un sistema de anclaje (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004)	44
Figura 7.4 Ubicación y dimensiones en planta del contrapozo.	49
Figura 7.5 Vista en planta y perfil del brocal de la lumbrera.	49
Figura 7.6 Secuencia de excavación propuesta para garantizar la estabilidad de la lumbrera.	50

Índice de tablas

Tabla 3.1 Fallas principales y sus características registradas en el área en estudio.	12
Tabla 3.2 Caracterización de los principales sistemas de discontinuidades presentes en el macizo rocoso.	13
Tabla 3.3 Descripción de unidades geofísicas identificadas (CFE, 2016).	14
Tabla 3.4 Barrenos realizados sobre el eje del nuevo vertedor.	16
Tabla 3.5 Clasificación de calidad de roca según su RQD (Deere, 1989).	16
Tabla 3.6 Ubicación y características de las muestras cúbicas obtenidas.	16
Tabla 3.7 Cantidad y profundidad de pruebas de deformabilidad con Gato Goodman.	17
Tabla 3.8 Clasificación de permeabilidad conforme al criterio establecido por la antigua SARH	17
Tabla 3.9 Normas aplicadas a los ensayos realizados en roca intacta	18
Tabla 3.10 Clasificación de roca intacta. Deere y Miller (1966)	18
Tabla 4.1 Valores promedio de las propiedades índice de la roca intacta (CFE, 2017).	20
Tabla 4.2 Resultados promedio de las pruebas de compresión simple y clasificación de la roca intacta de acuerdo al criterio de Deere y Miller (CFE, 2017).	20
Tabla 4.3 Resultados de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante para la roca intacta a partir de pruebas triaxiales (CFE, 2017).	21
Tabla 4.4 Valores de recuperación, RQD y calidad de roca determinados a partir de los barrenos ejecutados sobre el eje del nuevo vertedor.	21
Tabla 4.5 Principales sistemas de fracturas identificadas en cada componente del nuevo vertedor. Se muestran las principales características de cada sistema (CFE, 2016).	23
Tabla 4.6 Parámetros de resistencia obtenidos mediante las pruebas de corte directo en la roca vulcano sedimentaria (CFE, 2017).	23
Tabla 4.7 Valores de los parámetros del criterio de resistencia de Barton y Choubey para cada sistema de discontinuidades.	24
Tabla 4.8 Resumen de resultados de las pruebas de gato Goodman	25
Tabla 4.9 Resultados obtenidos de las pruebas de permeabilidad tipo Lugeon	26
Tabla 4.10 Zonificación geomecánica del macizo basada en el RMR de Bieniawski (1989).	28

Tabla 4.11 Zonificación geomecánica del macizo basada en el sistema Q (1974).	29
Tabla 5.1 Estimación del mecanismo de falla basado en el criterio de Kaiser <i>et al.</i> (2000)	31
Tabla 5.2 Valores de GSI para el macizo rocoso de acuerdo a la relación establecida por Hoek et al. (2013)	32
Tabla 5.3 Estimación del mecanismo de falla basado en el criterio de Martin et al. (2003).....	32
Tabla 5.4 Métodos de análisis recomendados para cada tipo de inestabilidad posible en excavaciones subterráneas, Loring y Varona (2013).....	32
Tabla 6.1 Dimensiones de las cuñas formadas alrededor de la lumbrera en condición de cuña máxima (C.m.) y acotadas por la persistencia (P).....	37
Tabla 6.2 Resultados del análisis de estabilidad en los casos estático, transitorio y pseudoestático para la condición de cuña máxima.	39
Tabla 6.3 Resultados del análisis de estabilidad en los casos estático, transitorio y pseudoestático para la condición acotada por la persistencia de discontinuidades.	39
Tabla 7.1 Conversión del valor actual Q para ajustarlo al diseño de soporte en paredes.....	42
Tabla 7.2 Recomendaciones de sostenimiento para la lumbrera de acuerdo al sistema Q.....	43
Tabla 7.3 Características del sistema de anclaje para cada cuña formada en condición de persistencia y cuña máxima.	45
Tabla 7.4 Resultados de la resistencia de anclaje y número de anclas necesarios para estabilizar las cuñas en caso estático.....	46
Tabla 7.5 Resultados de la resistencia de anclaje y número de anclas necesarias para estabilizar las cuñas en caso transitorio drenado.....	46
Tabla 7.6 Resultados de la resistencia de anclaje y número de anclas necesarias para estabilizar las cuñas en caso pseudoestático.....	46
Tabla 7.7 Arreglo de los sistemas de anclaje para el caso estático.	47
Tabla 7.8 Arreglo de los sistemas de anclaje para el caso transitorio.	47
Tabla 7.9 Arreglo de los sistemas de anclaje para el caso pseudoestático.	47
Tabla 7.10 Tratamientos de sostenimiento propuestos para la estabilidad de la lumbrera.....	48

Índice de fotografías

Fotografía 3.1 Talud de la obra de toma, se observa la secuencia de brecha volcánica con la andesita (CFE, 2016).....	8
Fotografía 3.2 Intrusivo granodiorítico atravesando a la brecha volcánica de la Formación Tecalitlán (CFE, 2016).....	9
Fotografía 3.3 Corte de la carretera Morelia – Lázaro Cárdenas donde muestran horizontes y lentes de la roca metavolcánica (CFE, 2016).	9
Fotografía 3.4 Dique de composición intermedia (dique diorítico) emplazado en la brecha volcánica de la formación Tecalitlán (CFE, 2016).....	10
Fotografía 3.5 Afloramiento localizado cerca del portal de entrada, muestra las cuatro familias preferenciales de fracturas (CFE, 2016).....	14

Anexos

PLANO	DESCRIPCIÓN	ESCALA
1	Modelo geológico geotécnico del macizo rocoso	1: 2000
2	Plano de tratamientos de anclaje y drenes en las paredes Este y Oeste de la lumbrera	1: 300
3	Plano de tratamientos de anclaje y drenes en las paredes Norte y Sur de la lumbrera	1: 350

Resumen

En una central hidroeléctrica ubicada en el cauce del río Balsas en los límites entre el estado de Michoacán y Guerrero está proyectada la construcción de un nuevo vertedor con la finalidad de aumentar la capacidad de desfogue actual.

El diseño hidráulico propuesto por la proyectista está planeado en dos túneles rectangulares en el portal de entrada que se conectan y continúan en sección tipo portal hasta el portal de salida, a partir de aquí corresponde a un canal de descarga y cubeta deflectora cuya excavación se realizará a cielo abierto.

Sobre el portal de entrada se construirá una lumbrera que servirá de compuerta de servicio, tendrá sección rectangular de 26.00 x 12.20 m y una altura de 42.00 m medidos desde la bóveda del túnel hasta una berma horizontal en la elevación 185.00 msnm.

A partir de la información disponible en tres informes geológicos y geotécnicos realizados en el sitio en estudio se determinó el modelo geológico-geotécnico del macizo rocoso y se estimó la respuesta del terreno (mecanismo de falla) frente a la excavación, con lo cual se realizó el análisis de estabilidad del diseño propuesto de la lumbrera finalizando en recomendaciones para el tipo soporte primario y ciclo de excavación necesarios para garantizar la estabilidad de la estructura durante la excavación.

Se realizó la descripción de los trabajos de campo y laboratorio ejecutados en el área de estudio, estos comprenden la exploración geológica superficial, exploración geofísica y exploración geotécnica del sitio de estudio, así como pruebas de laboratorio. Se incluye el modelo geológico-estructural a partir del cual se determinaron las características de las unidades litológicas predominantes, y las características y distribución de los principales sistemas de discontinuidades (fallas y fracturas).

El proceso de datos continúa con la caracterización del macizo rocoso, que involucró la descripción de las propiedades físicas y mecánicas de la roca intacta, de las discontinuidades y del macizo rocoso. En roca intacta se realizaron pruebas de compresión simple y triaxiales para determinar los parámetros de resistencia y deformabilidad. Se realizó la descripción de la condición y geometría de las discontinuidades aplicando el criterio de Barton y Choubey, así como pruebas de corte directo en muestras cúbicas con discontinuidades obteniendo los valores de resistencia pico y residual de acuerdo al criterio de Mohr-Coulomb. Para definir las propiedades del macizo se ejecutaron pruebas de deformabilidad *in situ* con Gato Goodman, además, se determinó que las discontinuidades controlan la resistencia del macizo rocoso y que los criterios de Mohr-Coulomb y de Barton y Choubey son los que mejor se adecuan para analizar este parámetro, por último, la condición hidráulica se analizó con pruebas de permeabilidad tipo Lugeon y medición de piezómetros.

Los resultados de la caracterización y el modelo geológico estructural dieron lugar a la estimación de la calidad del macizo rocoso a través de clasificaciones geomecánicas, definiendo unidades geotécnicas. Finalmente, se realizó el modelo geológico-geotécnico en el que se muestra la distribución de las características geológicas y geotécnicas a lo largo del perfil del macizo rocoso por el que se construirá el nuevo vertedor.

La estimación de la respuesta del terreno se valoró a partir de un diagrama y una gráfica que relacionan la calidad del macizo con la relación de esfuerzos *in situ* para definir el comportamiento o tipo de falla del macizo frente a la excavación, de este análisis resultó que el macizo rocoso está estructuralmente controlado por lo que su estabilidad ante la excavación se puede analizar con métodos analíticos de equilibrio límite,

consecuentemente se optó por usar el software Unwedge de Rocscience, con el que se visualizaron y analizaron la cuñas formadas por sistemas de discontinuidades que intersecan las paredes de la lumbrera.

En el diseño del vertedor propuesto también se incluyen las características de los materiales para el sistema de anclaje, drenaje y revestimiento con concreto lanzado. Haciendo uso de las clasificaciones geomecánicas y del software Unwedge se recomienda el sistema de sostenimiento óptimo, arreglo y longitud de anclas y drenaje al igual que el espesor del concreto lanzado, así como un ciclo de excavación que permite la estabilidad de la estructura durante la construcción.

Objetivos

1. Definir un modelo geológico-geotécnico de un macizo rocoso en el que se pretende construir un nuevo vertedor de una central hidroeléctrica en operación.
2. A partir del modelo generado, estimar la respuesta del terreno y realizar el análisis de estabilidad para el diseño geotécnico de una lumbrera en roca que servirá como compuerta de servicio del nuevo vertedor.
3. Proponer el soporte primario necesario para excavar la lumbrera, así como definir el proceso constructivo para garantizar la estabilidad de la excavación de la lumbrera.

1. Características del sitio y del proyecto

1.1. Características del sitio

La central hidroeléctrica se localiza al noreste de la ciudad de Lázaro Cárdenas, Michoacán en la cuenca baja del río Balsas (Figura 1.1).

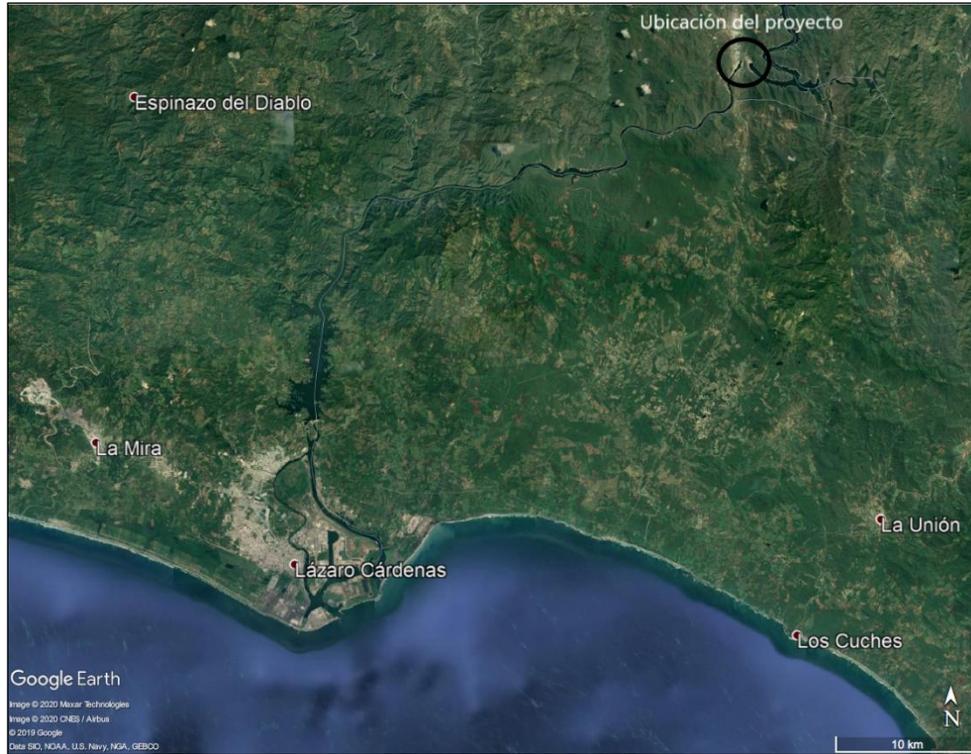


Figura 1.1 Ubicación de la central hidroeléctrica. Imagen satelital de Google Earth.

1.2. Características del proyecto

En la central hidroeléctrica se proyecta construir un vertedor principal en la margen izquierda del río Balsas (Figura 1.2) con la finalidad de aumentar la capacidad de desfogue actual formado por 3 túneles.

El diseño hidráulico del vertedor está proyectado del km 0+000 al km 0+367.97 en túnel, el cual en los primeros 61.88 m, consiste en dos túneles divididos por una pila central de concreto alojados en una excavación con ancho y altura de 24.50 y 16.00 m respectivamente; continuando la transición de sección rectangular a sección portal hasta alcanzar el km 0+102.92, donde inicia la conducción en sección portal de 16m (ancho) x18 (altura) m que concluye en el cadenamamiento km 0+367.97, prosiguiendo en canal con ancho de 30 m, hasta finalizar la estructura en el cadenamamiento km 0+694.46.

El piso del canal de llamada se localiza en la elevación 132.00 msnm, el portal entrada tendrá una altura de 89.00 m y consta de un talud que se eleva hasta los 185.00 msnm, continúa con una berma horizontal, donde se construirá una lumbrera para la instalación de las compuertas de servicio y los ductos de aireación, y posteriormente se construirán bermas cada 20.00 m. El perfil y los componentes del diseño propuesto para el nuevo vertedor se muestran la Figura 1.3.



Figura 1.2 Trazo en planta del proyecto del túnel vertedor. Imagen satelital de Google Earth.

La lumbrera tiene sección rectangular de 26.00 x 12.20 m y una altura de 42.00 m medidos desde la bóveda del túnel hasta la cota 185.00 msnm.

Con base en la ubicación de la obra del nuevo vertedor respecto al embalse, el procedimiento constructivo del túnel propuesto consiste en comenzar la excavación del túnel del portal de salida en dirección al portal de entrada.

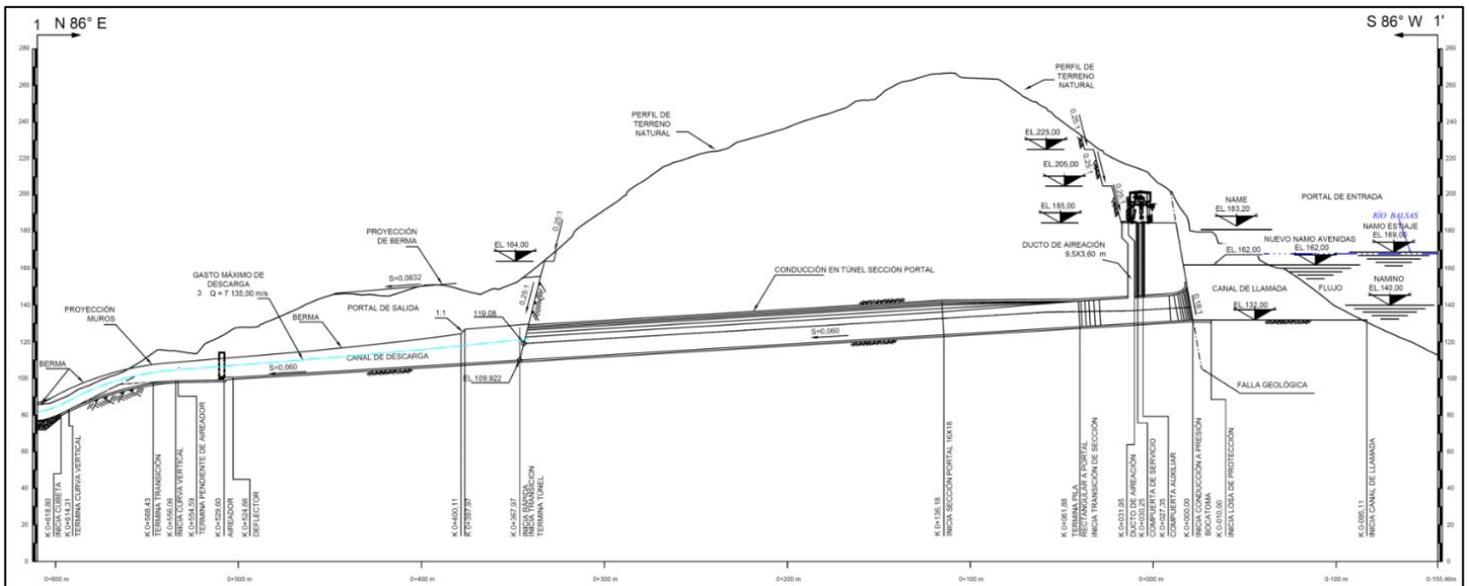


Figura 1.3 Perfil del diseño del nuevo vertedor (CFE, 2017)

2. Marco geológico del sitio de estudio

2.1. Fisiografía

El área de estudio se localiza en la provincia de la Sierra Madre del Sur, dentro de la subprovincia denominada Cordillera Costera del Sur. Limita al norte con el Eje Neovolcánico, al sur y poniente con el Océano Pacífico y al oriente con la provincia de la Llanura Costera del Golfo del Sur, la provincia de las Sierras de Chiapas y la provincia de la Llanura Costera Centroamericana del Océano Pacífico (Figura 2.1).

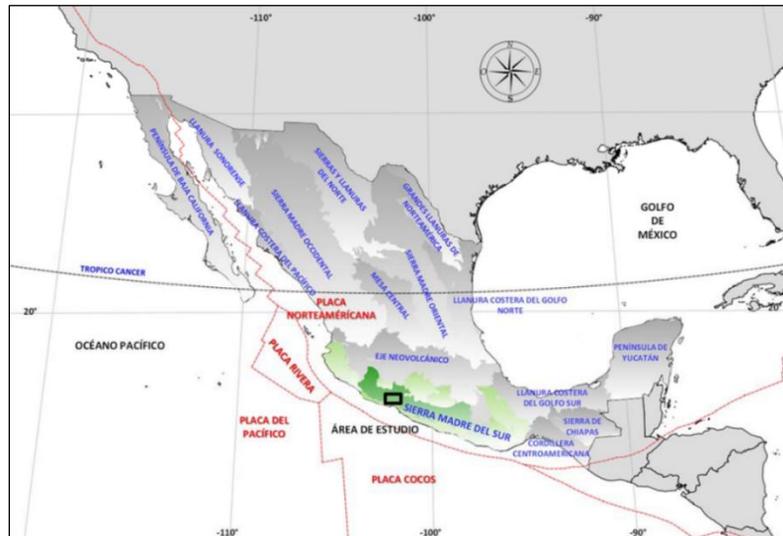


Figura 2.1 Provincias fisiográficas de la República Mexicana. La distribución de la Sierra Madre del Sur se indica en color verde (Tomado de INEGI, Continuo Nacional Fisiográfico 1: 1 000, 000).

2.2. Geología regional y local

La provincia fisiográfica Sierra Madre del Sur está dividida en terrenos tectonoestratigráficos, representados por bloques corticales delimitados por fallas y caracterizados por su evolución sedimentaria y tectónica regional durante el Paleozoico y Mesozoico (Campa-Uranga y Coney, 1983). Uno de estos bloques es el terreno Guerrero, que a su vez está dividido en cinco subterrenos (Centeno-García, Ruiz, Coney, Patchett, y Ortega-Gutierrez, 1993, Keppie, 2004) siendo el subterreno Ziguatanejo (localizada en la parte occidental del terreno Guerrero) donde se ubica la central hidroeléctrica. Su límite con el terreno Arcelia está cubierto por rocas sedimentarias y volcánicas continentales del Terciario (Centeno-García, Guerrero-Suastegui, y Talavera-Mendoza, 2008). Consiste en series de rocas de edad triásica (Keppie, 2004), con sedimentos derivados de rocas continentales silíceas y basaltos que fueron metamorfosados en el Jurásico Temprano a Medio e intrusionados por granitoides del Jurásico Medio y luego cubiertos por rocas de arco volcánico (flujos andesíticos y dacíticos) y rocas sedimentarias asociadas del Cretácico Inferior. En la región afloran rocas ígneas extrusivas, intrusivas, vulcano sedimentarias, metavolcánicas y depósitos recientes no consolidados, cuyas edades varían del Cretácico Inferior al Cuaternario; las rocas más antiguas corresponden a la Formación Tecalitlán (KiT vs) con un espesor aproximado de 350 m, las cuales están afectadas por intrusivos ácidos y diques de composición intermedia; todos ellos cubiertos parcialmente por depósitos no consolidados.

2.3. Geología estructural

En la zona de Zihuatanejo, Martini y Ferrari (2010) determinaron cinco fases de deformación en rocas. La primera de ellas no se logra apreciar en la zona de estudio, el segundo evento fue de acortamiento NE-SW en el que se formaron pliegues cilíndricos. El tercer evento fue una fase de transcurrancia derecha de extensión NE-SW, en la zona se observa como rotación en sentido horario de estructuras preexistentes y fallamiento lateral derecho con dirección NW-SE. El cuarto evento denominado transcurrancia izquierda de extensión NW-SE se percibe en numerosas fallas laterales, tanto izquierdas como derechas, que definen patrones Riedel consistentes con un sistema de cizalla principal izquierda orientada paralelamente con la costa del pacifico actual. Finalmente, el quinto evento se determinó como transtensión derecha de extensión NE-SW donde el sistema de fallamiento generado en el cuarto evento se reactivó bajo un régimen transcurrente derecho, esto se evidencia por la presencia de estrías en los planos de falla indicando movimientos opuestos.

2.4. Actividad sísmica

La República mexicana está situada dentro del área conocida como el cinturón circumpacífico que rodea al océano Pacífico y donde se concentra la mayor actividad sísmica del mundo debida a la interacción de varias placas tectónicas (SGM, 2017). La actividad sísmica del país se debe principalmente a la interacción de cinco placas tectónicas: la del Caribe, la del Pacífico, la Norteamericana, la de Rivera y la de Cocos. La placa de Rivera subduce con la placa Norteamericana en las costas de Jalisco y Colima, mientras que la placa de Cocos lo hace debajo de los estados de Michoacán, Guerrero, Oaxaca y Chiapas.

Con el fin de realizar el diseño sísmico de obras civiles, requerido en los reglamentos de construcción para fijar los requerimientos mínimos para contrarrestar los efectos producidos por sismo, la Comisión Federal de Electricidad regionalizó al país en zonas sísmicas, en el Manual de Obras Civiles en el Capítulo Diseño por Sismo (CFE, 1993) se encuentra publicado el mapa de Regionalización Sísmica de México (Figura 2.2)

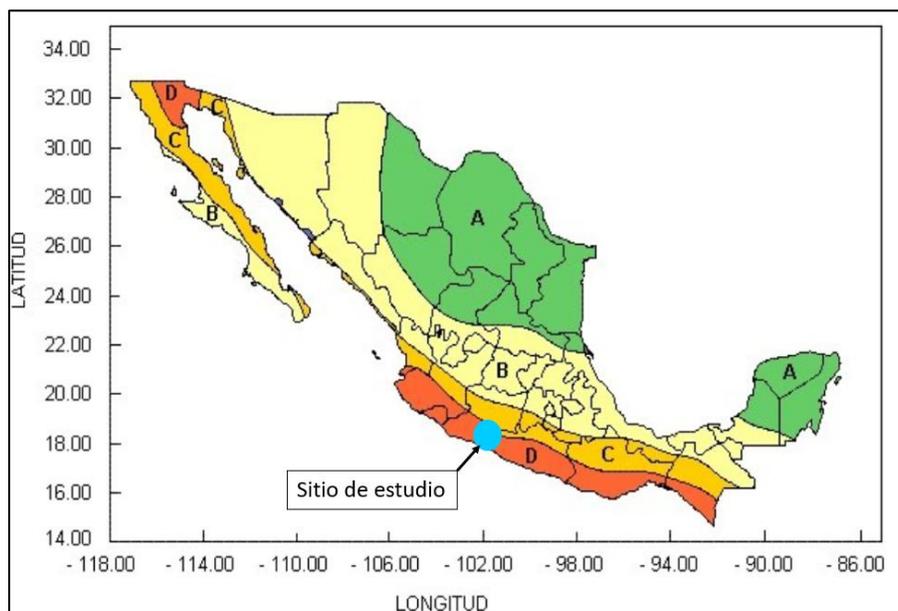


Figura 2.2 Regionalización sísmica de México. Tomada del Manual de diseño de Obras Civiles (Diseño por sismo) de la CFE (1993).

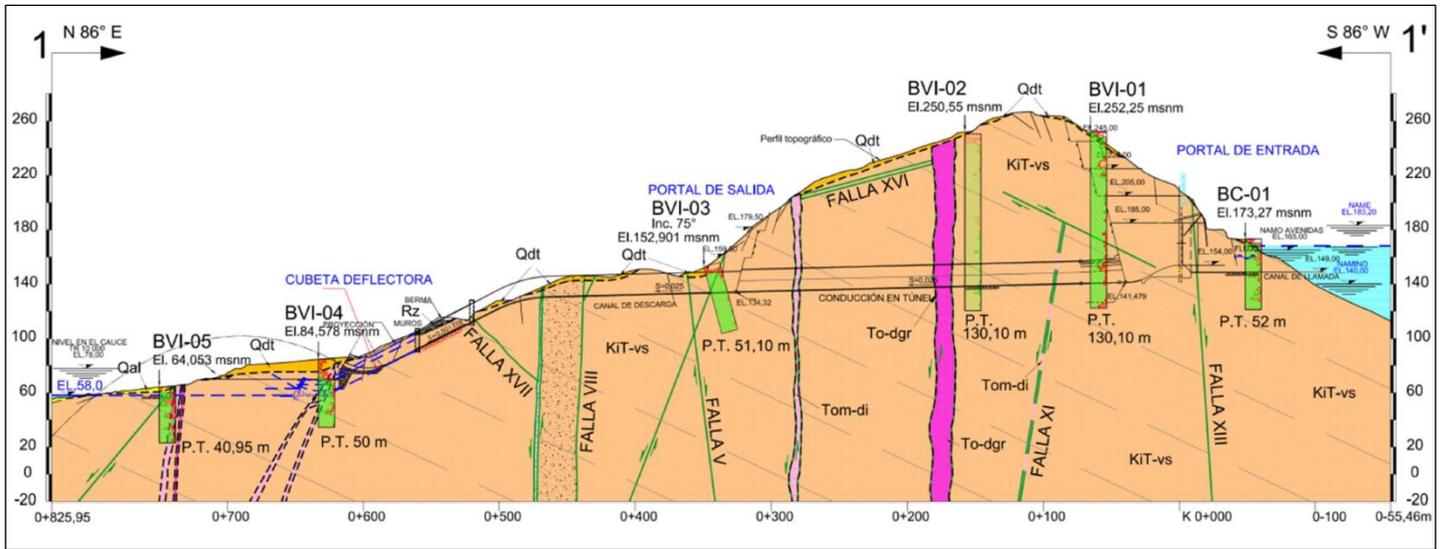


Figura 3.2 Sección geológica por el eje del nuevo vertedor (CFE, 2017).

Formación Tecalitlán (KiT-vs). Esta unidad está constituida por una secuencia de brecha volcánica, toba, areniscas de origen volcánico, y una intercalación de flujos de lava de composición andesítica y dacítica, depositada en un medio acuoso (Fotografía 3.1). La brecha volcánica presenta textura piroclástica soportado por una matriz andesítica muy fina, los fragmentos de roca van de subangulosos a subredondeados y se encuentran mal clasificados, así mismo, se encuentra alterada resultando en una mayor resistencia de la matriz rocosa, finalmente, se observa una ligera estratificación en la zona del embalse. Intercalando a la brecha se encuentran horizontes pseudoestratificados de tobas y derrames andesíticos o dacíticos con espesores menores a 5m e inclinación general de 23° al NE.



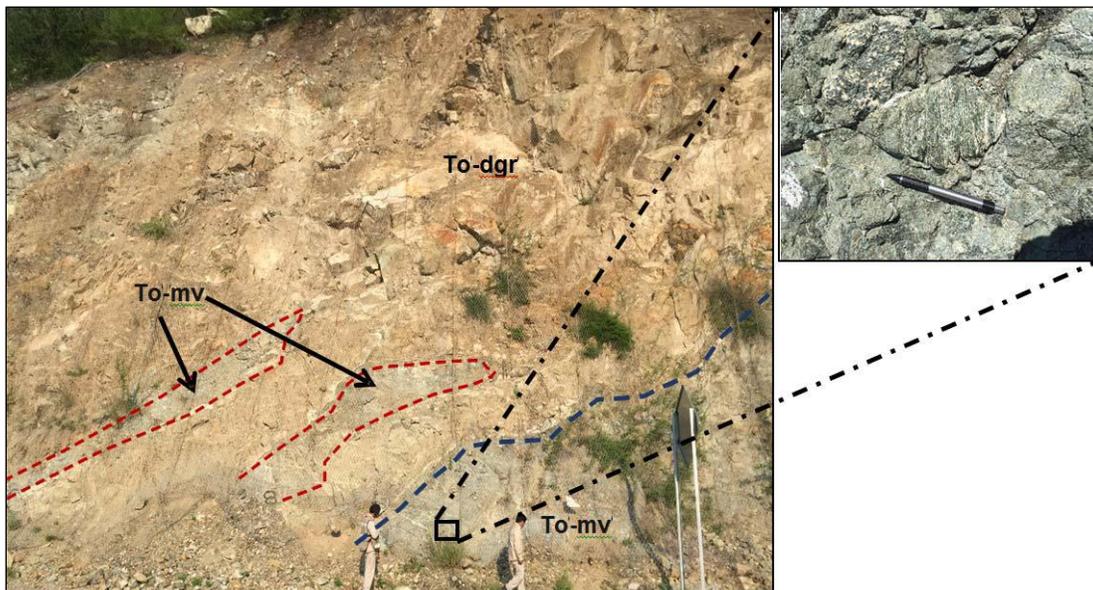
Fotografía 3.1 Talud de la obra de toma, se observa la secuencia de brecha volcánica con la andesita (CFE, 2016).

Diques granodioríticos (To-dgr). Los diques que afloran en el sitio de estudio son muy compactos y resistentes, los espesores varían entre 3.00 a más de 8.00 m y se observan tres sistemas principales que llevan a formar bloques bien definidos. Estos cuerpos intrusivos cortan a la Formación Tecalitlán y su contacto con ésta es cerrado (Fotografía 3.2).



Fotografía 3.2 Intrusivo granodiorítico atravesando a la brecha volcánica de la Formación Tecalitlán (CFE, 2016).

Rocas metavolcánicas (To-mv). Esta unidad corresponde a la zona metamorfizada de la Formación Tecalitlán originada por la presencia de cuerpos intrusivos en la zona noroeste. Se observan dispuestos en forma de lentes en los intrusivos de granito. Su resistencia varía de poco resistente a muy resistente (Fotografía 3.3).



Fotografía 3.3 Corte de la carretera Morelia – Lázaro Cárdenas donde muestran horizontes y lentes de la roca metavolcánica (CFE, 2016).

Diques de composición intermedia (Tom-di). Estos diques se identificaron superficialmente y en excavaciones subterráneas en toda la zona de estudio emplazando a la Formación Tecalitlán, se presentan con forma tabular con un espesor entre 0.40 y 8.00 m y generalmente se extienden hasta menos de 20.00 m (Fotografía 3.4).



Fotografía 3.4 Dique de composición intermedia (dique diorítico) emplazado en la brecha volcánica de la formación Tecalitlán (CFE, 2016).

Depósitos de talud (Qdt). Son depósitos conformados por fragmentos angulosos de rocas preexistentes que se encuentran cubriendo las partes medias de las laderas y las rocas más antiguas como las de la Fm. Tecalitlán. Estos depósitos poseen un espesor muy variable que va desde 0.70 hasta 6.00 m.

Depósitos aluviales. Están compuestos principalmente por cantos rodados, gravas y arenas, redondeadas a subredondeadas; son de composición heterogénea. Están distribuidos en su mayor parte en el cauce del río Balsas a 400 m aguas abajo de la cortina; así como en dos arroyos ubicados uno al NW y otro al SW del área de estudio.

Particularmente en la zona del portal de entrada donde se ubica la lumbrera (Figura 3.3) predomina la Fm. Tecalitlán. Las estructuras más importantes son la pseudoestratificación con clara salida hacia la ladera y la falla XIII cuya posición definió la geometría del talud del portal de entrada.

3.1.2. Revisión geológica del túnel de comunicación

Complementando el trabajo realizado en superficie y tomando en cuenta que parte de la obra se realizará en túnel, se efectuó una exploración geológica-estructural de un túnel de comunicación (Figura 3.4), éste se localiza en la margen izquierda del río balsas, aguas arriba de la cortina, comunica los portales de entrada del vertedor y obra de toma con los portales de salida y la casa de máquinas; tiene una longitud de 340.00 m y presenta una sección de portal de 7.00 m de alto por 8.00 m de ancho, se encuentra entre las elevaciones 190.00 y 215.00 msnm y tiene un rumbo general de NE 70° SW.

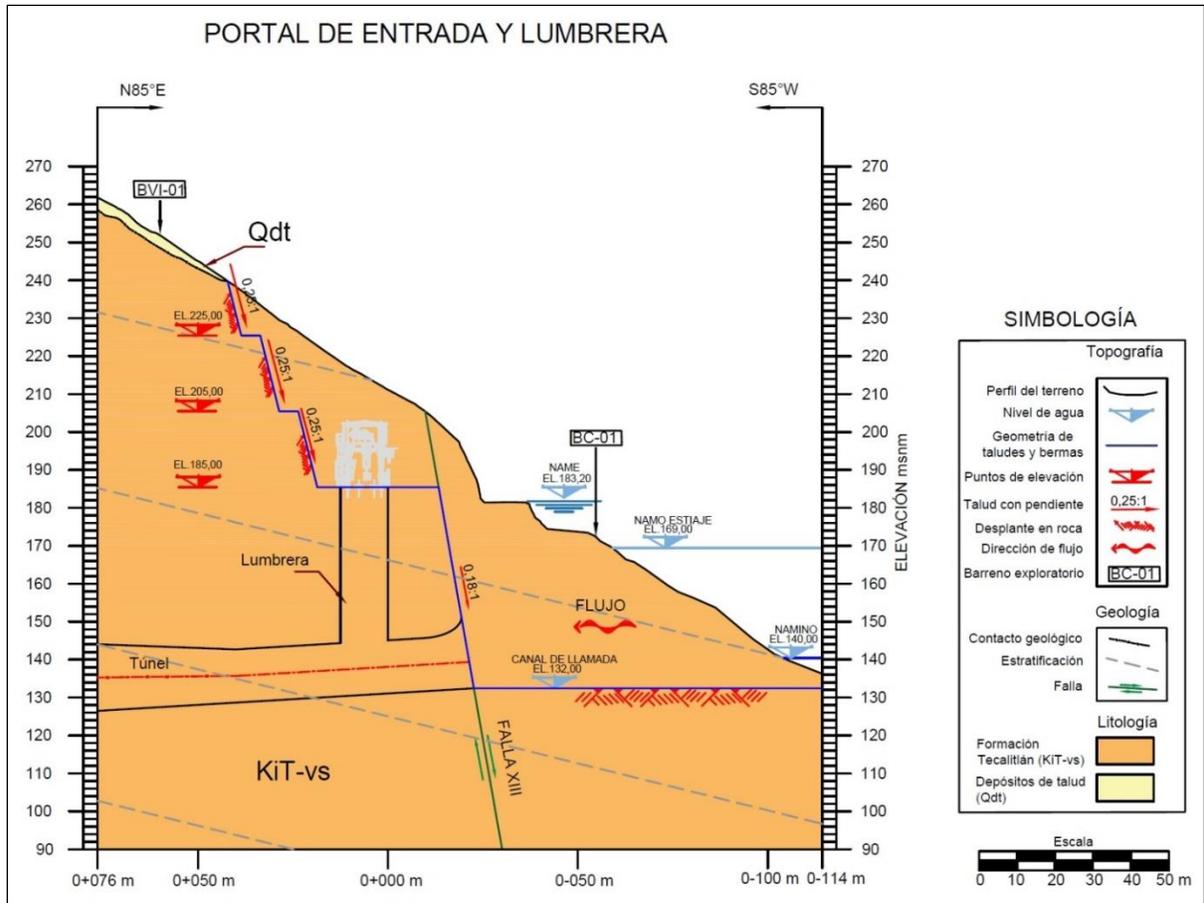


Figura 3.3 Perfil geológico del portal de entrada y lumbrera

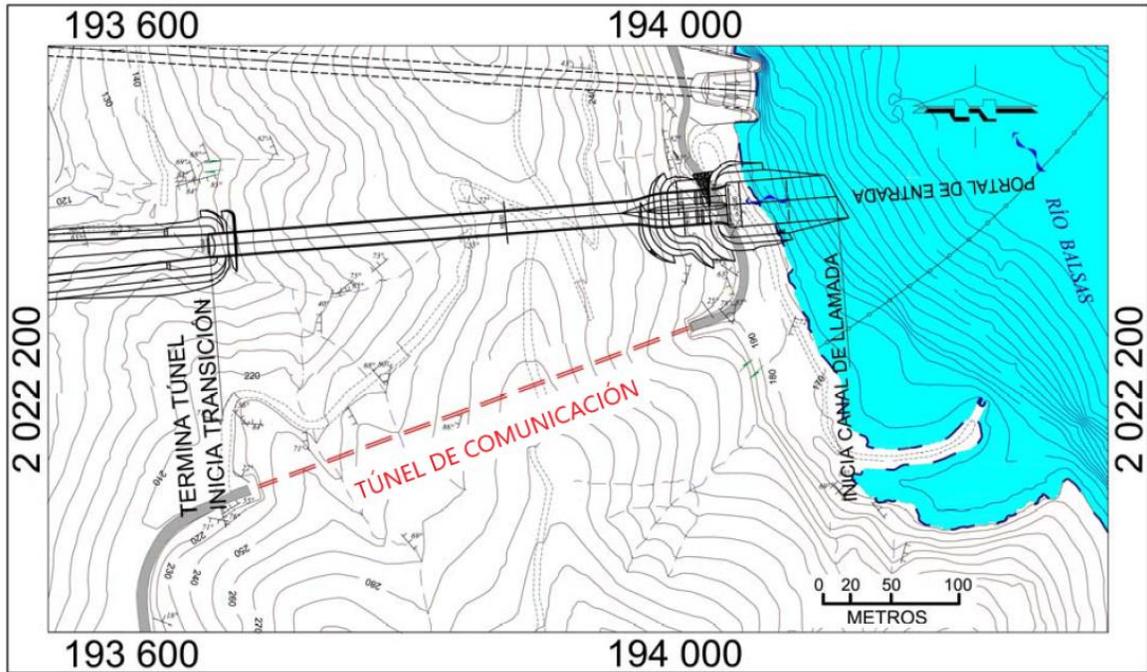


Figura 3.4 Localización del túnel de comunicación (CFE, 2017).

Durante el levantamiento geológico se establecieron 214 puntos de control y en cada uno de ellos se determinaron los contactos geológicos y estructurales (rumbo y echado) de las fallas, fracturas y la estratificación, finalmente se realizó la caracterización geomecánica del macizo rocoso a lo largo del túnel.

3.1.3. Geología estructural

En el aspecto estructural del sitio, se determinó que la segunda fase de deformación descrita por Martini y Ferrari (2010) predomina en el área de estudio. Para definir los sistemas preferenciales de discontinuidades (fallas y fracturas) se obtuvieron 399 datos estructurales en superficie y 206 en el túnel de comunicación, los cuales fueron procesados con el software Dips de Rocscience empleando el criterio de utilizar el hemisferio inferior de la red Schmidt (igual área) para el análisis estadístico y obtención de principales familias de discontinuidades.

3.1.4. Fallas

En el área de estudio se localizaron un gran número de fallas; sin embargo, por su relevancia, continuidad y su posible influencia en la construcción del nuevo vertedor, solo se consideraron 12 estructuras de importancia, en el perfil geológico de la Figura 3.2 se observa su distribución espacial.

Como se puede apreciar, se prevé que el proyecto atraviese 7 fallas principales, denominadas XIII, IV, XI, V, VIII, XVII cuyas características más importantes se describen en la Tabla 3.1.

La falla XIII es la única que atraviesa la zona del portal de entrada y por tanto podría afectar la estabilidad de talud frontal del portal de entrada y de la lumbrera entre las excavaciones 185 a 132 msnm, es por ello que se decidió realizar la excavación del talud sobre la superficie de falla.

Tabla 3.1 Fallas principales y sus características registradas en el área en estudio.

Estructura	Echado (°)	Rumbo de echado (°)	Abertura	Continuidad	Relleno
Falla XIII	83	77	<5 mm	Media	Material de brecha de 0.30 m, argilizada
Falla IV	78	145	<5 mm	Alta	Material de brecha de 0.50 m.
Falla XI	80	260	<5 mm	Media	Material de brecha de 0.03 m.
Falla VI	69	251	<5 mm	Alta	Extremo norte material de falla de 4.5 m
Falla V	75-80	210	<5 mm	Alta	Material de brecha de 0.30 m.
Falla VIII	83	259	<5 mm	Media	Arcilla de 0.30m y brecha de 1.5 m
Falla XVII	45	96	<5 mm	Media	Material de brecha de 0.20 m.

3.1.5. Fracturamiento

Al realizar el análisis estereográfico de las discontinuidades se obtuvieron 4 sistemas principales presentes en toda la zona del proyecto. La orientación preferencial y características generales de los sistemas se

describen en la Tabla 3.2, su representación estereográfica se muestra en la Figura 3.5 y se pueden observar en el afloramiento mostrado en la Fotografía 3.5.

Tabla 3.2 Caracterización de los principales sistemas de discontinuidades presentes en el macizo rocoso.

Familia	Echado (°)	Dirección de echado (°)	Contacto	Continuidad (m)	Relleno	Frecuencia (por m)	Rugosidad
S1	88	178	Cerrado	5 a 23	Sin relleno	2 a 4	plana-rugosa
S2	70	257	Cerrado	1 a 4	Sin relleno	2 a 6	plana-rugosa
S3	75	73	Cerrado	1 a 5	Sin relleno	2 a 4	plana-rugosa a ondulada rugosa
S4	80	336	Cerrado	0.5 a 3	Sin relleno	1 a 3	plana-rugosa

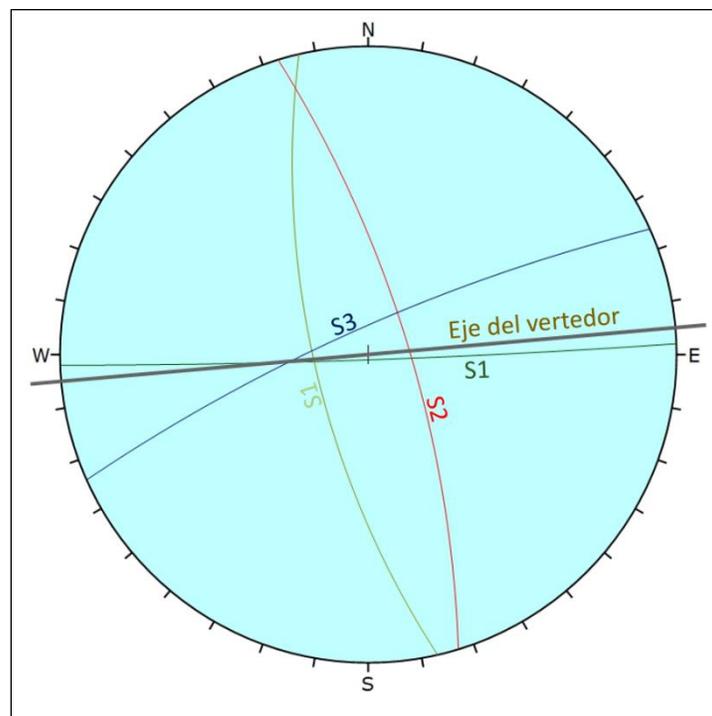
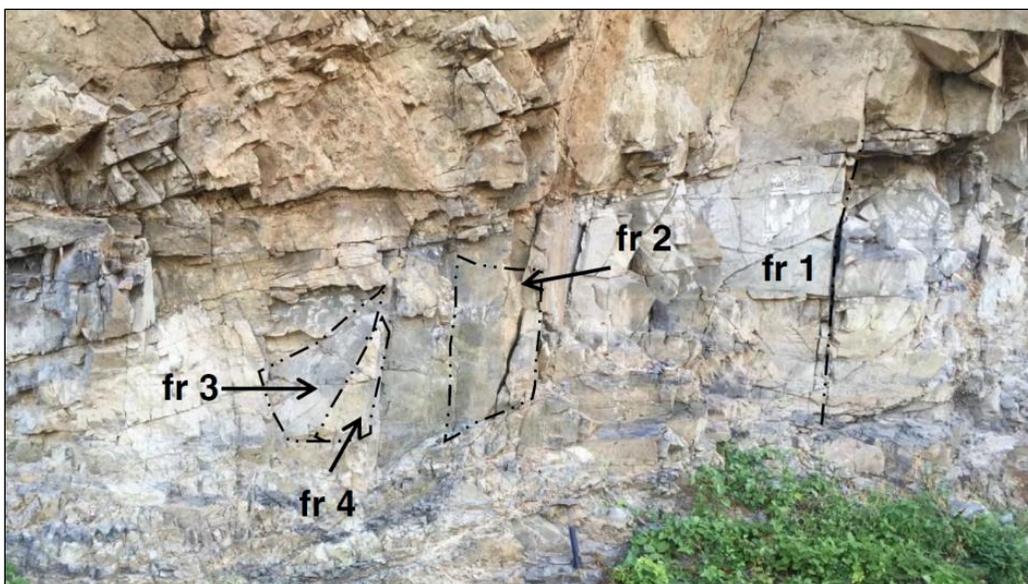


Figura 3.5 Orientación preferencial de los sistemas de discontinuidades identificadas en el área de estudio.

3.1.6. Pseudoestratificación

Se puede observar una estratificación algo burda en algunas zonas en tobas y brechas volcánicas, en el portal de entrada presenta una orientación $20^{\circ}/70^{\circ}$ y en el portal de salida y en el canal es de $20^{\circ}/55^{\circ}$ (ambas direcciones expresadas en echado/dirección de echado). El contacto entre estratos es cerrado llegando a estar prácticamente soldado.



Fotografía 3.5 Afloramiento localizado cerca del portal de entrada, muestra las cuatro familias preferenciales de fracturas (CFE, 2016).

3.2. Exploración geofísica

Se realizaron estudios geofísicos con el fin de definir la velocidad de propagación de la onda “P” y “S” en los materiales que conforman el subsuelo, así como su resistividad eléctrica hasta una profundidad que cubra el desplante de las obras civiles, para clasificar y correlacionar los materiales. Las unidades y subunidades geofísicas definidas, así como su correlación geológica se describen en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3 Descripción de unidades geofísicas identificadas (CFE, 2016).

Unidad geofísica	subunidad geofísica	Velocidad de onda "P" (km/s)	Velocidad de onda "S" (km/s)	Resistividad (Ω m)	Espesor (m)	Correlación geológica
U1	U1A	0.3 - 0.8	-	18 - 2625	1 - 15	Suelos, depósitos de talud y roca muy fracturada alterada
	U1B	0.9 - 1.8	0.4 - 0.9	35 - 2100	1 - 18	Materiales muy alterados y fracturados (roca descomprimida)
U2	U2A	1.9 - 2.8	1.0 - 1.3	114 - 520	1 - 30	Roca muy fracturada, tobas y andesitas, en menor proporción cuarzo y calcedonia
	U2B			3088	2 - 13	Roca con cuarzo y calcedonia y en menor proporción toba y andesita, con poco fracturamiento
U3	U3A	2.9 - 3.8	>1.3	96 - 744	17 - 55	Roca con moderado fracturamiento compuesta por tobas y andesitas y en menor proporción cuarzo y calcedonia
	U3B			970 - 2800	39 - 60 - ND	Roca con cuarzo y calcedonia, toba y andesita, se presenta escaso fracturamiento

3.3. Exploración geotécnica y pruebas de laboratorio

3.3.1. Trabajos de campo

La campaña de exploración geotécnica comprende los trabajos ejecutados para caracterizar el macizo rocoso. Se realizaron levantamientos geomecánicos en diferentes puntos, incluyendo la caracterización del túnel de comunicación, los barrenos realizados a lo largo del eje del túnel, además, de la extracción de núcleos para caracterizar la roca intacta, se usaron para pruebas de deformabilidad y permeabilidad *in situ*, finalmente, se obtuvieron muestras cúbicas para pruebas de corte directo. La ubicación en planta de los trabajos de campo se muestra en la Figura 3.6.

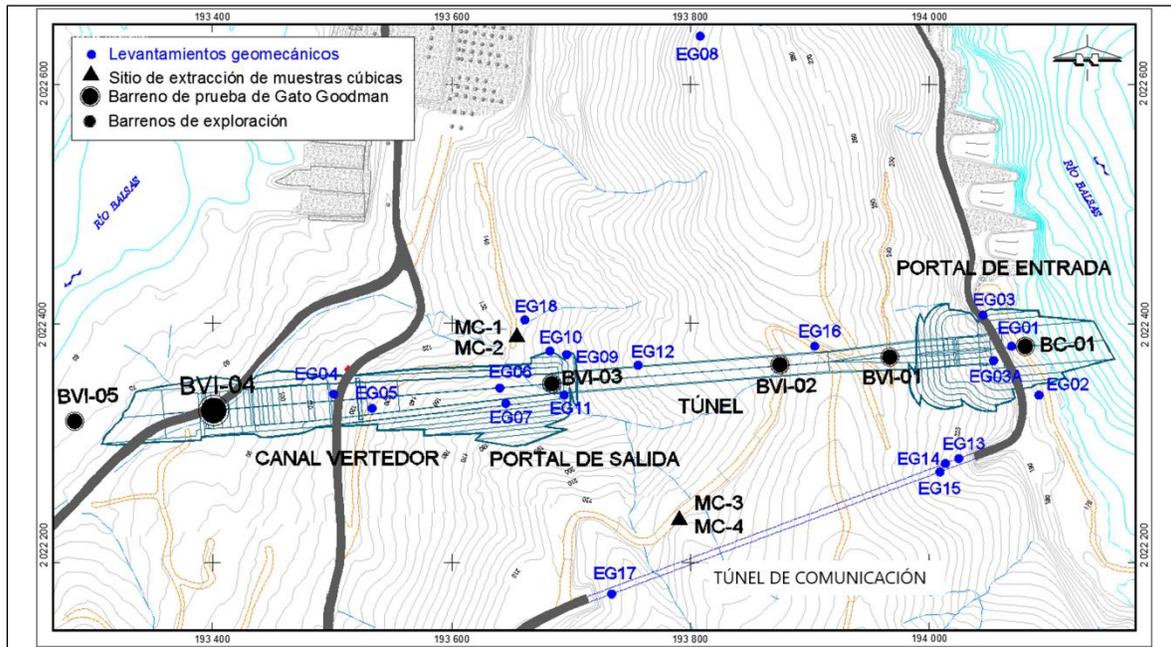


Figura 3.6 Localización de los trabajos de campo (CFE, 2017).

Las características de los trabajos de campo ejecutados se describen en los siguientes apartados.

3.3.1.1. Caracterización geomecánica del túnel de comunicación

Con el fin de comprender el comportamiento del terreno a profundidad se realizó la caracterización geomecánica del túnel de comunicación para determinar el RMR basada en la clasificación de Bieniawski (1989), resultando en calidad de la roca del tipo I (muy buena), tipo II (buena) y tipo III (regular), en un porcentaje de 12, 74 y 14 % respectivamente. Los índices de calidad de roca a lo largo del túnel se encuentran en el informe de caracterización geológico-geotécnico del sitio (CFE, 2016).

3.3.1.2. Exploración directa con barrenos

La campaña de exploración directa consistió en la ejecución de 7 barrenos distribuidos a lo largo del eje del vertedor. Las características principales de los barrenos se muestran en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4 Barrenos realizados sobre el eje del nuevo vertedor.

Barreno	Coordenadas UTM			Profundidad total (m)	Diámetro
	x	y	z		
BC-01	194080.45	2022380.78	173.27	52.00	HQ
BVI-01	193933.97	2022371.86	252.25	130.10	HQ
BVI-02	193870.00	2022372.00	250.55	130.10	HQ
BVI-03	193683.68	2022349.55	151.06	51.10	HQ
BVI-04	193401.03	2022327.22	84.57	50.00	NQ
BVI-05	193284.50	2022318.21	64.05	40.95	NQ
BVI-07	192940.88	2022198.74	85.00	40.90	HQ

En cada barreno se realizó una descripción litológica y estructural, así como el cálculo de recuperación, y porcentaje de RQD, además se determinaron la profundidad de los contactos litológicos que junto a la información geofísica y la exploración superficial permitió realizar la sección geológica-estructural del eje del vertedor.

Para la determinación de la calidad de roca, se aplicó el criterio de (Deere, 1989), este sistema clasifica al macizo rocoso en cinco categorías de acuerdo a su RQD (*Rock Quality Designation* o índice de calidad de roca), las cuales se indican en la Tabla 3.5.

Tabla 3.5 Clasificación de calidad de roca según su RQD (Deere, 1989)

RQD (%)	Calidad de roca
0-25	Muy mala
25-50	Mala
50-75	Regular
75-90	Buena
90-100	Excelente

3.3.1.3. Obtención de muestras cúbicas

Con el objetivo de determinar la resistencia al corte de discontinuidades, se extrajeron tres muestras cúbicas para ser sometidas a pruebas de corte directo en laboratorio de acuerdo a la norma ASTM D 5607-95. Las características de las muestras obtenidas están en la Tabla 3.6.

Tabla 3.6 Ubicación y características de las muestras cúbicas obtenidas.

Muestra	Ubicación	Dimensiones promedio (cm)		Descripción de la muestra	Material de relleno
		Área	Altura		
MC-1	Portal de salida	199.60	9.50	Roca vulcano sedimentaria perteneciente a la F. Tecalitlán	Sin relleno, contacto roca-roca
MC-2		139.20	10.00		
MC-3		404.70	17.40		
MC-4		374.80	16.50		

3.3.1.4. Pruebas de deformabilidad in situ

Se realizaron pruebas de deformabilidad usando el equipo de Gato Goodman, en el barreno BVI-04. En la Tabla 3.7 se muestra el número de pruebas y las profundidades donde se efectuaron las pruebas.

Tabla 3.7 Cantidad y profundidad de pruebas de deformabilidad con Gato Goodman.

Barreno	Unidad geológica	Número de pruebas	Profundidad (m)
BVI-04	Roca vulcano sedimentaria	12	48.7, 48.4, 49.1, 43.8, 35.1, 34.8, 29.4, 29.1, 22.3, 22.0, 16.55, 16.25
	Dique de composición intermedia	4	40.9, 40.6

En cada sitio de prueba se realizaron tres ciclos de carga y descarga, cuyas cargas máximas se definieron en función de la calidad y tipo de roca del sitio. Las cargas máximas de cada ciclo se fraccionaron en 10 incrementos y decrementos iguales, que al ser aplicados por el equipo provocan el desplazamiento de las placas diametrales, el cual se registra a través de transductores instalados en el gato.

En cada ciclo de la prueba se obtienen las presiones aplicadas a cada incremento o decremento, leídas en el manómetro de la bomba, y los datos de desplazamiento diametral, los cuales se traducen a milímetros de acuerdo a la curva de calibración del gato.

Los datos obtenidos de las pruebas se procesaron para obtener curvas esfuerzo-desplazamiento, con las cuales se determinaron los módulos de deformación del material, a partir de tangentes de las porciones lineales de las curvas de carga y descarga.

3.3.1.5. Pruebas de permeabilidad

Para la evaluación de la permeabilidad del macizo rocoso se realizaron 6 pruebas tipo Lugeon en los barrenos de recuperación de roca conforme avanzaba la perforación, así mismo, para el cálculo e interpretación de las pruebas se usó el criterio establecido por la antigua Secretaria de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), modificado posteriormente por CFE, respetando el criterio original de Lugeon donde una unidad Lugeon (U.L.) es igual a 1 l/min/m (Tabla 3.8).

Tabla 3.8 Clasificación de permeabilidad conforme al criterio establecido por la antigua SARH

Unidades Lugeon	Clasificación	Color
0-3	Impermeable	Blue
3-11	Poco permeable	Green
11-25	Permeable	Yellow
25-40	Muy permeable	Orange
>40	Altamente permeable	Red

3.3.2. Pruebas de laboratorio

3.3.2.1. Roca intacta

Las pruebas de laboratorio en roca intacta se realizaron en muestras representativas de la litología del sitio (Formación Tecalitlán, KiT-vs), se eligieron núcleos de roca sana, aparentemente libres de fracturas. Los tipos de ensayo y normas estandarizados aplicados a cada uno de ellos se presentan en la Tabla 3.9.

A partir de los ensayos triaxiales, compresión simple, y tensión indirecta se determinaron los parámetros de resistencia de Mohr Coulomb.

El comportamiento esfuerzo-deformación se evaluó con las pruebas de compresión simple donde se obtuvo el módulo de elasticidad, el cual es tangente de la pendiente de la curva de esfuerzo-deformación, correspondiendo al valor 50 % de la resistencia a la compresión simple, con los valores de resistencia y deformabilidad se pudo realizar una clasificación de la roca intacta usando el criterio de Deere y Miller, (1966), Tabla 3.10.

Tabla 3.9 Normas aplicadas a los ensayos realizados en roca intacta

Ensayo	Normas aplicadas (ASTM)
Preparación de probetas a partir de núcleos cilíndricos de roca en diámetro HQ, para prueba de compresión simple y triaxiales.	D4543-08
Compresión simple en núcleos de roca con determinación del módulo de deformabilidad tangente E_{t50} , en diámetro HQ.	D7012-10c-d
Compresión triaxial en núcleos de roca, en diámetro HQ.	D7012-10a-b

Tabla 3.10 Clasificación de roca intacta. Deere y Miller (1966)

	Clase	Descripción	Resistencia a la compresión uniaxial (MPa)
Basado en la resistencia	A	Resistencia muy alta	>225
	B	Resistencia alta	112.5 a 225
	C	Resistencia media	56.25 a 112.5
	D	Resistencia baja	28.125 a 56.25
	E	Resistencia muy baja	< 28.125
	Clase	Descripción	Modulo relativo
Basado en modulo relativo	H	Alto	>500
	M	Medio	200 a 500
	L	Bajo	<200

Las pruebas de resistencia a la compresión simple y triaxiales se realizaron en núcleos de roca de 63.5 mm de diámetro, saturados por 24 horas, con una relación de esbeltez (L/D) de 2 a 2.5. Las pruebas de tensión indirecta se efectuaron en muestras del mismo diámetro citado con espesor de 0.5 a 0.75 veces el diámetro.

3.3.2.2. Discontinuidades

Para analizar la resistencia al corte de las discontinuidades se realizaron pruebas de corte directo en las muestras cúbicas (ASTM D 5607-95), este ensayo permite determinar la resistencia pico y residual en las discontinuidades al aplicar esfuerzos normales conocidos al plano de discontinuidad y esfuerzos tangenciales o de corte a la muestra de roca hasta provocar un desplazamiento relativo entre las dos partes. Durante el ensayo se registran los desplazamientos de corte y normales así como las cargas normales y tangenciales, y a partir de las gráficas desplazamientos de corte - esfuerzos de corte se pueden identificar esfuerzos de corte pico y residual, que posteriormente son representados en graficas esfuerzo de corte-esfuerzo normal y se obtienen valores de cohesión, y ángulos de fricción máxima y residual.

Además de las características de las discontinuidades (fracturas y pseudoestratificación) obtenidas en la exploración superficial, la información se complementó efectuando mediciones en las familias de discontinuidades aplicando el criterio de Barton y Choubey (1977), el cual es un modelo empírico que permite estimar la resistencia en discontinuidades rugosas. Su expresión es:

$$\tau = \sigma \cdot \tan [JRC \cdot \log_{10} (JCS / \sigma + \phi_r)]$$

donde:

- τ y σ son los esfuerzos tangencial y normal actuando sobre el plano de discontinuidad.
- JRC (Joint Roughness Coefficient): este valor se obtiene de dos formas; a partir de perfiles de rugosidad normalizados propuestos por Barton y Choubey (1977), o con el ensayo Tilt test, (Barton y Bandis, 1990). El valor varía entre 0 y 20, conforme aumenta el valor mayor rugosidad de la discontinuidad.
- JCS (Joint Compressive Strength): este valor corresponde a la compresión simple de las discontinuidades o en caso de que la discontinuidad no presente alteración se toma el valor de la resistencia a la compresión simple de la roca intacta (σ_c). El JCS se obtiene mediante el ensayo con el esclerómetro o martillo Schmidt sobre la superficie de la discontinuidad mediante la expresión:

$$\log_{10} (JCS) = 0.00088 \gamma_{roca} r + 1.01 \dots \dots \dots (1)$$
 Donde r el valor del rebote del esclerómetro sobre la superficie de la discontinuidad en estado natural, húmedo o seco. JCS en MN/m² y γ_{roca} en kN/m³.
- ϕ_r es el ángulo de fricción residual cuyo valor es inferior al ángulo de fricción básico de la roca sana (ϕ_b) y para su evaluación se aplica la siguiente expresión:

$$\phi_r = (\phi_b - 20^\circ) + 20 r / R \dots \dots \dots (2)$$
 Donde R es el rebote del esclerómetro o martillo Schmidt sobre una superficie de material sano y seco
- El ángulo de fricción básico se puede obtener de bibliografía en tablas para diferentes tipos de roca o con la prueba de Tilt test, (Stimpson, 1981).

Este criterio toma en cuenta el efecto de escala para los parámetros JRC y JCS; el primero se ve afectado por la existencia de ondulaciones o irregularidades y el JCS disminuye conforme aumenta la escala, así que, para atender este aspecto, (Bandis, Lumsden, y Barton, 1981) establecieron las siguientes relaciones para obtener el JRC y JCS en discontinuidades de longitud real (L_n) para $L_0 = 10$ cm:

$$JCS_n = JCS_0 (L_n / L_0)^{-0.03 JCS_0} \dots \dots \dots (3)$$

$$JRC_n = JRC_0 (L_n / L_0)^{-0.02 JRC_0} \dots \dots \dots (4)$$

Finalmente, la expresión de resistencia al corte en discontinuidades en escala real (Barton, 1990) es:

$$\tau = \sigma \cdot \tan [JRC_n \cdot \log_{10} (JCS_n / \sigma + \phi_r + i)] \dots \dots \dots (5)$$

donde i es el ángulo de la ondulación a gran escala de las discontinuidades.

Las mediciones con el esclerómetro se realizaron en 22 estaciones en cada uno de ellos se tomaron 10 lecturas de rebote en roca sana (R) y 10 lecturas de rebote en la superficie de la discontinuidad (r). Los valores de JRC₀ se obtuvieron de juntas de 15 cm de longitud por lo que se corrigieron para juntas de longitud real (L_n) del macizo rocoso usando la expresión (3), los valores de L_n se tomaron de la Tabla 4.5. El valor de ϕ_b se obtuvo de ensayos Tilt test y el valor de ϕ_r se calculó con la expresión (2). Las superficies de las

discontinuidades presentan poca o nula alteración por lo que se decidió tomar el valor de JCS como el valor de la resistencia a la compresión simple de la roca intacta.

4. Caracterización geotécnica del macizo rocoso

El proceso de caracterización del macizo consiste en describir y cuantificar los parámetros que influyen en el comportamiento del macizo rocoso. Estas propiedades pueden expresarse como características de la roca intacta, y características, patrón y densidad de discontinuidades (Stille y Palmstrom, 2003). El resultado de la caracterización se usa para determinar la calidad del macizo rocoso de acuerdo a un sistema de clasificación geomecánica.

4.1. Propiedades de la roca intacta

4.1.1. Propiedades índice

Los valores promedio obtenidos de las pruebas índice se muestran en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1 Valores promedio de las propiedades índice de la roca intacta (CFE, 2017).

Propiedad índice	Roca vulcano sedimentaria Fm. Tecalitlán (KiT-mv)	
	Sana	Descomprimida
Contenido de agua (%)	1.4	1.5
Peso volumétrico ambiente (kN/m ³)	26.4	26.7
Peso volumétrico saturado (kN/m ³)	26.6	27.0

4.1.2. Propiedades mecánicas

El resumen de los resultados de compresión simple y clasificación de la roca intacta y promedio de resistencia al esfuerzo cortante se muestran en las Tabla 4.2 y Tabla 4.3. Del estudio geológico se estableció que la unidad predominante (Fm. Tecalitlán) está conformada por dos litologías; una vulcano sedimentaria andesítica y otra compuesta por tobas y brechas, por lo que se determinó el comportamiento mecánico para ambas unidades.

Tabla 4.2 Resultados promedio de las pruebas de compresión simple y clasificación de la roca intacta de acuerdo al criterio de Deere y Miller (CFE, 2017).

Litología	Unidad	Resistencia a la compresión y deformabilidad		
		σ_{ci} (MPa)	E_{t50} (GPa)	Clasificación de la roca intacta (Deer y Miller, 1966)
Kit-mv	Vulcano sedimentaria sana	160	72.9	BM, Roca de resistencia alta y modulo relativo medio
	Tobas y brechas	39	28.8	DH, Roca de resistencia baja y modulo relativo alto

Tabla 4.3 Resultados de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante para la roca intacta a partir de pruebas triaxiales (CFE, 2017).

Litología	Unidad	Resistencia al corte	
		Cohesión, c (MPa)	Ángulo de fricción, ϕ (°)
Kit-mv	Vulcano sedimentaria sana	30	47
	Tobas y brechas	8	43

4.1.3. Índice de calidad de roca basado en el RQD

Con el propósito de poder realizar la clasificación geomecánica del macizo, se separó la información de los barrenos de acuerdo a su ubicación, de esta manera dos barrenos se encuentran en el portal de entrada (BC-01 y BV-01), un barreno en la sección de túnel (BV-02), un barreno en el portal de salida (BVI-03), y tres en la zona de canal de descarga y cubeta deflectora (BVI-04, BVI-05 y BVI-07). Los resultados de calidad de roca para las zonas del proyecto se presentan en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4 Valores de recuperación, RQD y calidad de roca determinados a partir de los barrenos ejecutados sobre el eje del nuevo vertedor.

Ubicación	Barrenos	Roca perforada (m)	Recuperación promedio (%)	RQD promedio (%)	Calidad de roca
Portal de entrada	BC-01, BVI-01	49.75	96.64	78.35	BUENA
Túnel	BV-02	254.60	96.40	87.38	BUENA
Portal de salida	BVI-03	44.60	98.43	94.01	EXCELENTE
Canal de descarga y cubeta deflectora	BVI-04, BVI-05, BVI-07	111.55	90.67	75.29	BUENA

Para la zona de la lumbrera, ubicada sobre el portal de entrada, se determinó un RQD particular, al realizarse una vez retirada la roca descomprimida en los cortes de los taludes y bermas se espera que tenga mejor calidad de roca. La lumbrera se excavará entre las profundidades 185.00 a 142.00 msnm y correlacionando el valor promedio de RQD del barreno más próximo (BVI-01) entre las profundidades descritas se obtiene un RQD para el tramo de la lumbrera de 90.3 % (calidad excelente).

4.2. Propiedades de las discontinuidades

De acuerdo a González de Vallejo *et al.* (2002) las discontinuidades condicionan el comportamiento mecánico e hidráulico de los macizos rocosos y en macizos competentes y fracturados la resistencia al corte de las discontinuidades llega a ser el aspecto más importante para determinar la resistencia del macizo, por lo que es necesario definir las características físicas y mecánicas de los planos de discontinuidad.

4.2.1. Distribución y características de las discontinuidades

A pesar de la presencia general de los cinco sistemas descritos anteriormente, existe una variación en la concentración de fracturas a lo largo del macizo rocoso, por lo que se definieron sistemas de

discontinuidades predominantes para cada una de las componentes principales del vertedor, estos son el portal de entrada y lumbrera, portal de salida, túnel y canal (Tabla 4.5 y Figura 4.1).

Los datos del túnel se tomaron del túnel de comunicación, ya que comparte características similares al del vertedor; son casi paralelos a una distancia no mayor a 100 m y la excavación se realizará en la misma litología.

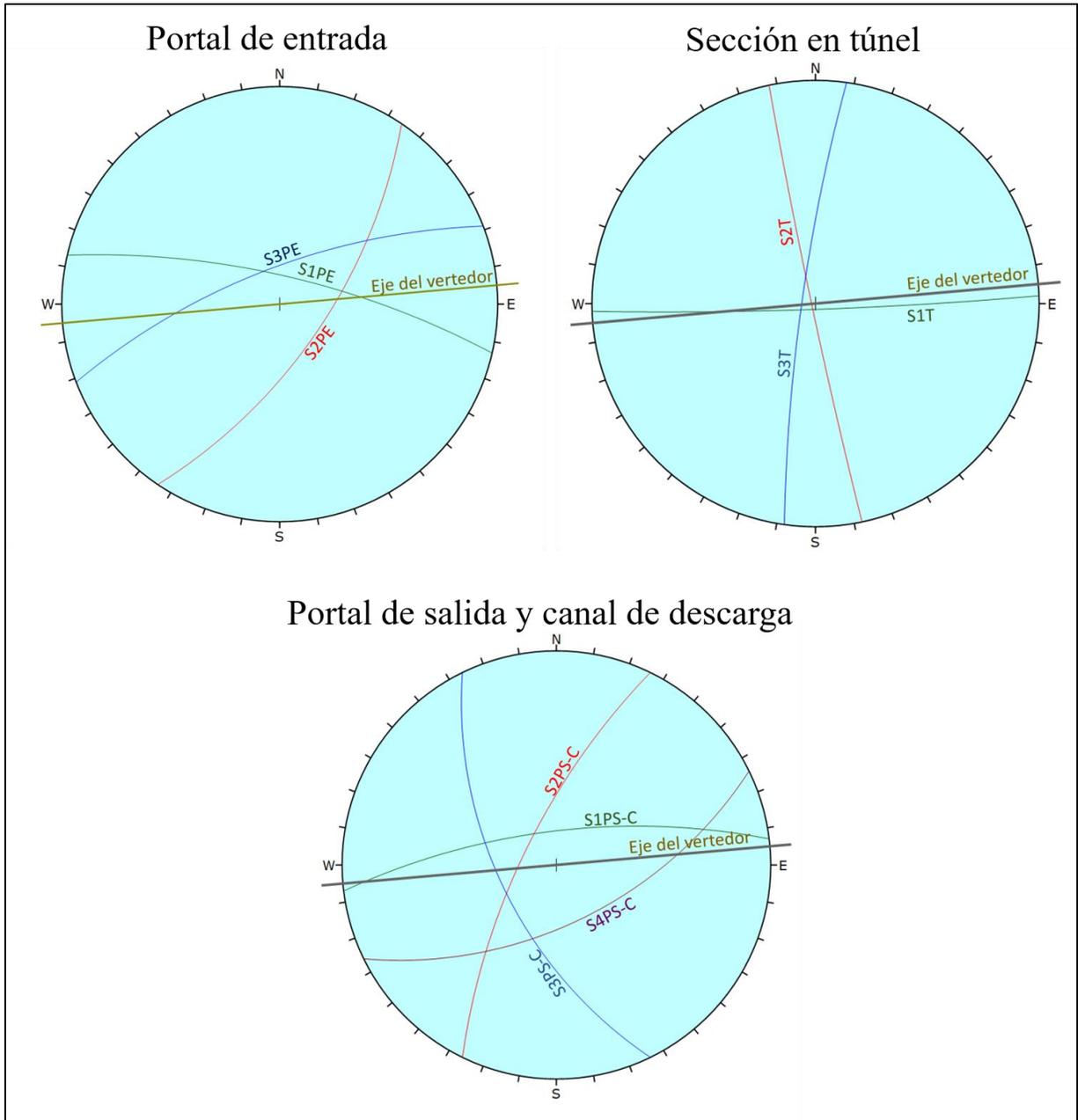


Figura 4.1 Representación estereográfica de los principales sistemas de fracturas identificadas el portal de entrada, zona de túnel y portal de salida. Red de Schmidt, igual área.

Tabla 4.5 Principales sistemas de fracturas identificadas en cada componente del nuevo vertedor. Se muestran las principales características de cada sistema (CFE, 2016).

Zona	Familia	Echado (°)	Dirección de echado (°)	Rango de espaciamiento (m)	Longitud (m)	Abertura (m)	Relleno	Rugosidad
Portal de entrada y lumbrera	S1 _{PE}	75	13	0.6 - 2.0	3 - 10	Cerrada	Ninguno	Plana-Pulida
	S2 _{PE}	66	124	0.2 - 0.6	3 - 10	Cerrada	Ninguno	Plana-Lisa
	S3 _{PE}	71	339	0.6 - 2.0	10 - 20	Cerrada	Ninguno	Plana-Lisa
Túnel	S1 _T	87	178	0.6 - 2.0	3 - 10	Cerrada	Ninguno	Plana-Lisa
	S2 _T	88	258	0.2 - 0.6	3 - 10	Cerrada	Ninguno	Plana-Lisa
	S3 _T	83	278	0.6 - 2.0	3 - 10	Cerrada	Ninguno	Plana-Lisa
Portal de salida	S1 _{PS}	72	353	0.6 - 2.0	3 - 10	Cerrada	Ninguno	Plana-Lisa
	S2 _{PS}	72	296	0.6 - 2.0	3 - 10	Cerrada	Ninguno	Plana-Lisa
	S3 _{PS}	60	244	0.2 - 0.6	3 - 10	Cerrada	Ninguno	Plana-Lisa
	S4 _{PS}	59	154	0.6 - 2.0	3 - 10	Cerrada	Ninguno	Plana-Rugosa
Canal	S1 _C	72	353	0.6 - 2.0	3 - 10	Cerrada	Ninguno	Plana-Lisa
	S2 _C	72	296	0.6 - 2.0	3 - 10	Cerrada	Ninguno	Plana-Lisa
	S3 _C	60	244	0.2 - 0.6	10 - 20	Cerrada	Ninguno	Ondulada-Pulida
	S4 _C	59	154	0.6 - 2.0	3 - 10	Cerrada	Ninguno	Ondulada-Pulida

En general las superficies entre fracturas tienen contacto cerrado, con rellenos esporádicos de calcita, clorita y arcillas. La combinación de estos sistemas genera la formación de bloques irregulares.

4.2.2. Resistencia al corte de las discontinuidades

En la Tabla 4.6 se muestran los valores de ángulo de fricción máximo y residual que se presentan, estos resultados corresponden a la litología vulcano sedimentaria.

Tabla 4.6 Parámetros de resistencia obtenidos mediante las pruebas de corte directo en la roca vulcano sedimentaria (CFE, 2017)

Muestras	Descripción de la muestra	Parámetro de resistencia, ángulo de fricción	
		Máximo ϕ_{\max}	Residual ϕ_{residual}
MC-1, MC-2, MC-3, MC-4	Roca vulcano sedimentaria con fractura cerrada	35°	32°

4.2.3. Criterio de Barton y Choubey

De las pruebas de compresión simple se adoptó el valor de $\sigma_{ci}= 160\text{MPa}$ como valor de JCS al ser la roca vulcano sedimentaria la más representativa del macizo rocoso. La aplicación del criterio de Barton y Choubey a los sistemas de discontinuidades se presenta en la Tabla 4.7.

Tabla 4.7 Valores de los parámetros del criterio de resistencia de Barton y Choubey para cada sistema de discontinuidades.

Zona	Sistema	Echado (°)	Dirección de echado (°)	Espaciamiento real (m)	R	r	JRC ₀	JRC _n	Φ_b (°)	Descripción	Φ_r (°)	Φ_{max} (°)
Portal de entrada y lumbrera	S1 _{PE}	75	13	0.9	67	56	2-4	2.5	33	Plana-Pulida	30	37
	S2 _{PE}	66	124	0.42	66	55	4-6	3.2	33	Plana-Lisa	30	38
	S3 _{PE}	71	339	0.87	65	52	2-4	2.2	33	Plana-Lisa	29	37
Túnel	S1 _T	87	178	0.71	68	57	3-5	2.4	33	Plana-Lisa	30	37
	S2 _T	88	258	0.58	67	59	2-4	2.2	33	Plana-Lisa	31	37
	S3 _T	83	278	0.88	69	55	2-4	2.2	33	Plana-Lisa	29	37
Portal de salida	S1 _{PS}	72	353	0.88	69	56	3-5	2.8	33	Plana-Lisa	29	38
	S2 _{PS}	72	296	0.61	64	54	4-6	3.0	33	Plana-Lisa	30	38
	S3 _{PS}	60	244	0.23	67	59	4-6	3.3	32	Plana-Lisa	30	39
	S4 _{PS}	59	154	0.92	68	58	5-7	3.3	33	Plana-Rugosa	30	39
Canal	S1 _C	72	353	0.88	64	54	3-5	2.8	32	Plana-Lisa	29	38
	S2 _C	72	296	0.61	69	56	4-6	3.0	34	Plana-Lisa	30	38
	S3 _C	60	244	0.42	65	57	7-9	3.4	33	Ondulada-Pulida	31	39
	S4 _C	59	154	0.63	62	56	8-10	3.5	33	Ondulada-Pulida	31	40

Respecto a la pseudoestratificación, aunque su orientación permite la formación de bloques con clara salida hacia el frente del talud en el portal de entrada al combinarse con los sistemas de fracturamiento, el contacto entre planos está prácticamente soldado por lo que se infiere que la resistencia al esfuerzo cortante sea elevada, y que esté determinada por ángulos de fricción y cohesión altos. Por lo que se prevé que los bloques formados por la pseudoestratificación sean estables.

4.3. Propiedades del macizo

Las propiedades del macizo rocoso necesarios para la estimación del comportamiento geomecánico son la resistencia, deformabilidad, condición hidráulica y estado de esfuerzos *in situ* (González de Vallejo *et al.*, 2002). Estos elementos pueden ser determinados de forma cuantitativa a partir de observaciones en campo y ser cuantificados a partir de pruebas *in situ* y de laboratorio.

4.3.1. Resistencia y deformabilidad

La resistencia de un macizo rocoso cuya matriz rocosa tiene alta resistencia está determinada por las diferentes familias de discontinuidades (González de Vallejo, Mercedes, y Carlos Oteo, 2002). Para su análisis se puede hacer uso de criterios de resistencia basados en método empíricos, estimaciones aproximadas a partir de índices de calidad obtenida de clasificaciones geomecánicas o de modelos

numéricos. Entre los criterios de resistencia más utilizados se encuentra el criterio de Hoek-Brown (1980) y el de Mohr Coulomb.

El criterio de Hoek-Brown involucra las características de resistencia y deformabilidad de la roca intacta determinadas con pruebas de laboratorio, estos parámetros son reducidos de acuerdo a las propiedades de las discontinuidades del macizo rocoso caracterizados por el Índice de Calidad Geológica (GSI). El criterio asume al macizo rocoso como isótropo y homogéneo por lo que solo funciona bien en aquellos sin discontinuidades o muy fracturados en los que los planos de discontinuidad están sin alterar y cerrados, además de que la matriz rocosa debe tener alta resistencia, finalmente, la relación de esfuerzos *in situ* debe ser alta, así que el criterio funciona bien a grandes profundidades. En la Figura 4.2 se observa el efecto de escala en el comportamiento isótropo del macizo, en roca intacta se usa el criterio para tener en cuenta el efecto de microfisuras o vetas y en condiciones con pocas familias de discontinuidades se recomienda el uso del criterio con ciertas reservas.

El criterio de Mohr Coulomb, a diferencia del criterio de Hoek y Brown, es lineal y menos complejo, al solo depender del ángulo de fricción y cohesión de las discontinuidades, por lo que es adecuado en macizos con matriz rocosa de alta resistencia y estructuralmente controlados donde los planos de discontinuidades se intersecan formando bloques o cuñas inestables por lo que la falla ocurre en algún plano o línea de intersección de las discontinuidades, y que tienen condición de esfuerzos *in situ* baja por lo que dominan los efectos gravitatorios.

En el caso del macizo rocoso en estudio y particularmente en la zona del portal de entrada donde se localizará la lumbrera, la litología predominante (Fm. Tecalitlán), de acuerdo al criterio de Deere y Miller (1966) tiene alta resistencia y RQD con una calificación de alta a excelente. Pero el número de discontinuidades es bajo, además al encontrarse en una ladera y que la excavación en la zona de lumbrera no será mayor a 50 m de profundidad se prevé que el macizo estará estructuralmente controlado por cuñas formadas por la intersección de las familias de discontinuidades.

Tomando en cuenta lo anterior, el criterio de Mohr-Coulomb se adecua más a las características del macizo, además, al solo depender de la resistencia de las discontinuidades también se puede aplicar el criterio de Barton y Choubey.

En cuanto al parámetro de deformabilidad, en la Tabla 4.8 se presenta los resultados obtenidos del módulo de deformabilidad de macizo rocoso (E_m) a partir de las pruebas con el gato Goodman.

Tabla 4.8 Resumen de resultados de las pruebas de gato Goodman

Módulo de deformabilidad en MPa	
Carga	Descarga
16000	54000

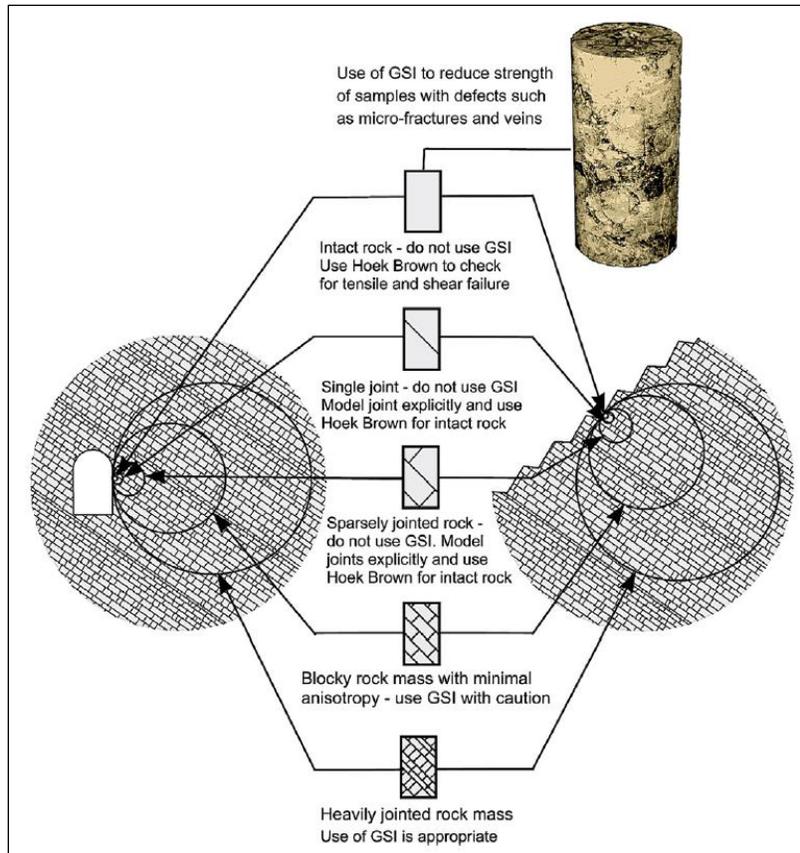


Figura 4.2 Efecto de escala en la caracterización del macizo (Hoek Y Brown, 2018)

4.3.2. Condición hidráulica

Los resultados obtenidos de las pruebas de permeabilidad tipo Lugeon se muestran en la Tabla 4.9.

Tabla 4.9 Resultados obtenidos de las pruebas de permeabilidad tipo Lugeon

Barreno	Profundidad probada (m)	Unidad Lugeon	Clasificación
BVI-01	100.50 a 105.05	0.32 l/min/m a 10.0065 MPa	Impermeable
	110.00 a 115.00	0.88 l/min/m a 10.006 MPa	Impermeable
BVI-02	116.75 a 121.75	2.20 l/min/m a 0.9982 MPa	Impermeable
BVI-03	10.05 a 15.05	0.00 l/min/m a 0.9971 MPa	Impermeable
	15.30 a 20.30	0.04 l/min/m a 0.9978 MPa	Impermeable
	20.40 a 25.40	0.00 l/min/m a 1.0018 MPa	Impermeable

Las pruebas de permeabilidad clasifican al macizo como impermeable, por otro lado, existen piezómetros instalados en el año 2002 sobre el talud de la zona de las obras de toma y vertedores, cuyos bulbos llegan a alcanzar elevaciones mínimas similares al NAME (elevación 183.20 msnm), de acuerdo a los registros no existe flujo de agua.

4.3.3. Esfuerzos *in situ*

Todo macizo rocoso está sometido a un estado de esfuerzos resultado de su historia geológica y que varía al realizar la excavación. El estado de esfuerzos es resultado de la combinación de varias fuentes o

condiciones siendo las principales, los esfuerzos de origen tectónico, los esfuerzos gravitacionales y los esfuerzos de origen no renovable (González de Vallejo *et al.*, 2002),

Para el macizo en estudio se adoptó una relación de esfuerzos bajo, debido a que la profundidad de la excavación es menor a 50 m y la topografía del lugar no permite la generación de esfuerzos horizontales importantes, de acuerdo a lo descrito por González de Vallejo *et al.* (2002), considerando un comportamiento elástico del material y las condiciones descritas anteriormente se puede tomar el valor del esfuerzo horizontal (σ_H) como un tercio del esfuerzo vertical (σ_V) resultando en un valor de K de:

$$\sigma_H = 0.33\sigma_V$$

$$K = \frac{1}{3} \approx 0.33$$

4.4. Modelo geológico-geotécnico del macizo rocoso

El modelo geológico-geotécnico del macizo rocoso se muestra en el Plano 1, se incluye la distribución espacial de las características generales del macizo; techo de roca esperado a lo largo del vertedor, litología, calidad de roca, condición de permeabilidad, riesgos geológicos y los resultados de la calidad del macizo basada en clasificaciones geomecánicas.

4.4.1. Clasificación geomecánica del macizo

Las clasificaciones geomecánicas tienen el propósito de predecir el comportamiento del macizo rocoso frente a la excavación. Entre las más utilizadas se encuentra el RMR (Rock Mass Rating) desarrollado por Bieniawski (1989) y el sistema Q desarrollado por Barton *et al.* (1974), en cuanto al GSI (Geological Strength Index) creado por Hoek *et al.* (1995) aunque fue introducido como un complemento al criterio de resistencia generalizado de Hoek-Brown, el cual estima la reducción del macizo para diferentes condiciones geológicas, la facilidad de su uso permite describir la calidad de una gran variedad de macizos.

Para la aplicación de las clasificaciones geomecánicas se divide al macizo en dominios estructurales, esto es, zonas delimitadas por discontinuidades importantes o condiciones litológicas marcadas. En este caso, el macizo presenta una litología particular en toda su extensión con algunos cuerpos intrusivos que lo cortan de forma perpendicular a la excavación del vertedor, estos presentan alta resistencia y contacto cerrado con la Fm. Tecalitlán por lo que no afectan las condiciones de estabilidad de la excavación. En cuanto a las discontinuidades, hay 7 fallas importantes que pueden afectar la estabilidad y los sistemas de fracturamiento tienen diferencias que corresponden con las componentes del proyecto, portal de entrada, túnel, portal de salida y canal de descarga. De acuerdo a lo anterior se determinó la calidad del macizo rocoso de acuerdo a las clasificaciones RMR y Q.

- Clasificación RMR (1989)

La clasificación geomecánica basada en el RMR (1989) producto del levantamiento de discontinuidades y condiciones del macizo realizado en campo se muestran en la Tabla 4.10.

Tabla 4.10 Zonificación geomecánica del macizo basada en el RMR de Bieniawski (1989).

ZONA	Portal de entrada 0+000 a 0+062 m	Túnel 0+062 a 0+300 m	Portal de salida 0+300 a 0+400 m	Canal de descarga 0+400 a 0+700 m
Resistencia de la matriz rocosa	12	12	12	12
RQD	17	17	20	17
Espaciado de discontinuidades	10 a 15	10 a 15	10 a 15	10 a 15
Longitud de las discontinuidades	1 a 2	2	2	1 a 2
Abertura	6	6	6	6
Rugosidad	1	1	1	3
Relleno	6	6	6	6
Alteración	6	6	6	6
Agua subterránea	10	15	10	10
Orientación respecto a la excavación	-12	-12	-12	-12
Puntuación	57 a 63	63 a 68	61 a 67	59 a 65
Calidad	BUENA	BUENA	BUENA	BUENA

Consideraciones de la clasificación RMR:

- El valor de la resistencia de la matriz rocosa corresponde al obtenido en las pruebas de compresión simple ($\sigma_{ci} = 160$ MPa) que pertenece a la litología más representativa del macizo.
- Los valores de RQD se tomaron de la Tabla 4.4, en el que para cada componente del vertedor se estableció un promedio de calificaciones RQD.
- Las condiciones de las discontinuidades se muestran en la Tabla 4.5, se tomaron en cuenta los valores y rangos más frecuentes de los sistemas de discontinuidades.
- Las pruebas de permeabilidad y las lecturas de piezómetros clasifican al macizo como impermeable, pese a esto, se consideró un estado ligeramente húmedo para el portal de entrada, ya que ésta es la que contiene al embalse, en la zona de portal de salida y canal también se consideró este estado ya que la excavación se realizará en superficie por lo que es probable que se encuentren ligeramente humedecidos por efectos de escorrentía.
- El procedimiento de excavación propuesto indica que la excavación iniciará por el portal de salida, y la lumbrera se construirá desde la superficie. En la zona de túnel, portal de salida y canal se encuentran discontinuidades casi paralelas al eje del vertedor y además con inclinaciones de más de 70°.

En todas las zonas del macizo rocoso se obtuvo una calidad RMR buena.

- Clasificación del sistema Q

La clasificación basada en el sistema Q producto del levantamiento de discontinuidades y condiciones del macizo realizado en campo se muestran en la Tabla 4.11.

Tabla 4.11 Zonificación geomecánica del macizo basada en el sistema Q (1974).

ZONA	Portal de entrada 0-000 a 0+062m	Túnel 0+062 a 0+300m	Portal de salida 0+300 a 0+400m	Canal de descarga 0+400 a 0+700m
RQD	78.35	87.38	94.01	75.29
Jn	9	9	12	12
Jr	1	1	1	1.5
Ja	1	1	1	1
Jw	1	1	1	1
SRF	1	1	1	1
RQD/Jn	8.71	9.71	7.83	6.27
Jr/Ja	1.00	1.00	1.00	1.50
Jw/SRF	1.00	1.00	1.00	1.00
Q	8.7	9.7	7.8	9.4
Calidad	REGULAR	REGULAR	REGULAR	REGULAR

Consideraciones de la clasificación Q:

- El parámetro RQD corresponde a los valores promedio obtenidos en la Tabla 4.4.
- Los valores de Jr corresponden con las descripciones de rugosidad obtenidas en la exploración superficial que se muestran en la Tabla 4.5
- Los valores de Ja se obtuvieron a partir de los valores de ϕ_r obtenidos de la prueba Tilt test.
- Para todo el macizo corresponde un estado de presión debida al agua baja, pudiendo encontrarse zonas secas a humedecidas.
- En la determinación del SRF se aplicaron los criterios de la categoría b) que corresponde a roca competente con problemas de estabilidad debido a grandes o bajos esfuerzos, además se consideró la relación de esfuerzo de la roca intacta ($\sigma_c = 160$ MPa) entre el esfuerzo mayor (σ_1), que para el macizo corresponde a la carga litostática en cada parte del vertedor.

En todas las zonas del macizo rocoso se obtuvo una calidad Q regular.

- Lumbraera

Para el caso de la zona de la lumbraera, aunque queda dentro de la zona del portal de entrada presenta algunas condiciones diferentes: la excavación se realizará de forma vertical descendente por lo que las geometrías de las cuñas formada se observaran de otra forma en las paredes, además, de los valores obtenidos de RQD se tiene mejor calidad de roca en lumbraera (90.3 %) que en toda la zona del portal de entrada (78.35 %) por lo que se tiene una calificación RMR de 75 y valor Q de 7.3.

5. Estimación de la respuesta del terreno – mecanismo de falla

La estimación de la respuesta del terreno tiene el fin de predecir el comportamiento o modo de falla que se producirá por la excavación. Algunos autores han creado gráficos y diagramas que relacionan los parámetros del macizo rocoso, estado de esfuerzos, grado de fracturamiento, calificación de la calidad del macizo en

función de clasificaciones geomecánicas, resistencia del macizo rocoso y matriz rocosa, entre otras, con el posible comportamiento del macizo.

Kaiser *et al.* (2000) relacionan los mecanismos de falla con la valoración RMR del macizo y la relación entre el esfuerzo principal mayor *in situ* con la resistencia a la compresión simple de la roca intacta (Figura 5.1). De acuerdo al criterio, en macizos rocosos con $RMR > 75$ se puede tratar al cuerpo como masivo y es posible estudiarlo con métodos continuos. Para valores de $RMR < 75$ y con relación de esfuerzos bajos (respecto a la resistencia de la matriz rocosa), el comportamiento del macizo está determinado por las discontinuidades, conforme a aumenta el estado de esfuerzos el mecanismo de falla involucra además deformación del medio.

Martín *et al.* (2003) propone un árbol de decisión para identificar el modo de falla basado en el GSI, resistencia de la roca intacta y esfuerzos *in situ* (Figura 5.2). Este criterio aplica generalmente a macizos rocoso fracturados.

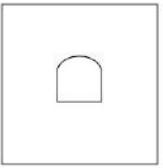
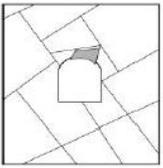
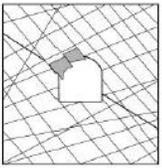
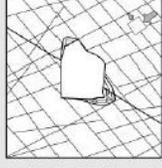
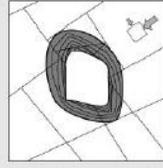
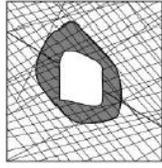
	Massive ($RMR > 75$)	Moderately Fractured ($50 > RMR < 75$)	Highly Fractured ($RMR < 50$)	
Low In-Situ Stress ($\sigma_1 / \sigma_c < 0.15$)	 Linear elastic response.	 Falling or sliding of blocks and wedges.	 Unravelling of blocks from the excavation surface.	Low Mining-Induced Stress $\sigma_{max} / \sigma_c < 0.4 \pm 0.1$
Intermediate In-Situ Stress ($0.15 > \sigma_1 / \sigma_c > 0.4$)	 Brittle failure adjacent to excavation boundary.	 Localized brittle failure of intact rock and movement of blocks.	 Localized brittle failure of intact rock and unravelling along discontinuities.	Intermediate Induced Stress $0.4 \pm 0.1 < \sigma_{max} / \sigma_c < 1.15 \pm 0.1$
High In-Situ Stress ($\sigma_1 / \sigma_c > 0.4$)	 Failure Zone Brittle failure around the excavation.	 Brittle failure of intact rock around the excavation and movement of blocks.	 Squeezing and swelling rocks. Elastic/plastic continuum.	High Mining-Induced Stress $\sigma_{max} / \sigma_c > 1.15 \pm 0.1$

Figura 5.1 Mecanismos de falla en obras subterráneas (Kaiser *et al.*, 2000)

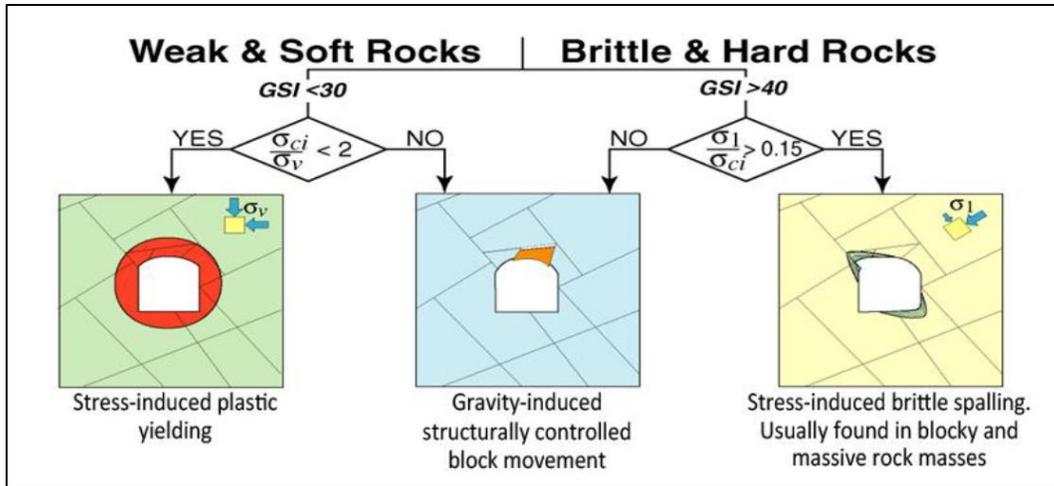


Figura 5.2 Mecanismo de inestabilidad basada en la calidad de roca GSI, resistencia de la roca intacta y nivel de esfuerzos (Martin *et al.*, 2003).

Para la aplicación del criterio de Kaiser *et al.* (2000) se observa que el valor de RMR para la zona de la lumbrera es de 74 por lo que está en el rango de 50 a 75, en el empleo del valor del esfuerzo mayor *in situ* se consideró la mayor carga litostática, esto es, la altura de la lumbrera que corresponde a 42.00 m y el peso específico de la roca en estado ambiente de 26.4 kN/m³, y la resistencia de la matriz rocosa, σ_c , que es de 160 MPa. El resultado de la aplicación del criterio de Kaiser se muestra en la tabla 5.1.

Tabla 5.1 Estimación del mecanismo de falla basado en el criterio de Kaiser *et al.* (2000)

Carga litostática	Esfuerzo mayor, σ_1	Relación σ_1/σ_c	Rango RMR	Mecanismo de falla
42m	1.1 MPa	0.007	50>RMR<75	Caída o deslizamiento de bloques y cuñas

En el caso del criterio de Martín *et al.* (2003) es necesario el valor de GSI, para ello se usó la relación establecida por Hoek *et al.* (2013):

$$GSI = 2JCond_{76} + RQD/2$$

El valor de $JCond_{76}$ corresponde a la puntuación de calidad de las juntas del sistema RMR de Bieniawski en la versión de 1979. En el mismo artículo se estima una relación del $JCond$ entre la versión de 1979 y 1989 resultando:

$$JCond_{89} = 1.3 JCond_{76}$$

De acuerdo a lo anterior, para cada zonificación geotécnica se determinó el valor de GSI (Figura 5.2).

Tabla 5.2 Valores de GSI para el macizo rocoso de acuerdo a la relación establecida por Hoek et al. (2013)

Zona	JCond ₈₉	RQD	GSI
Portal de entrada	21	78.35	71
Túnel	21	87.38	76
Portal de salida	21	94.01	79
Canal de descarga	23	75.29	73
Lumbrera	22	90.34	79

Todos los valores de GSI son mayores a 40 y la condición de esfuerzos es la misma que en la del criterio de Kaiser *et al.* (2000), así que siguiendo el árbol de decisión se estimó el mecanismo de inestabilidad para la carga litostática de 42.00 m (Tabla 5.3).

Tabla 5.3 Estimación del mecanismo de falla basado en el criterio de Martin *et al.* (2003)

Carga litostática	Esfuerzo mayor, σ_1	Relación σ_1 / σ_c	GSI	Mecanismo de falla
42.00 m	1.1 MPa	0.007	79	Movimiento de bloques estructuralmente controlados inducidos por gravedad

En ambos criterios se determina que el mecanismo de falla ocurre por la caída o deslizamiento de bloques y cuñas debido a efectos gravitatorios.

Finalmente, para la elección del método de análisis, Loring y Varona (2013) proponen los métodos descritos en la Tabla 5.4.

Tabla 5.4 Métodos de análisis recomendados para cada tipo de inestabilidad posible en excavaciones subterráneas, Loring y Varona (2013).

Método de análisis	Falla por plastificación	Falla estructuralmente controlada	Falla frágil
Empírico	Carta de plastificación de Hoek, Criterio de Chern	-	Deformación frágil de Kaiser (Kaiser <i>et al.</i> , 2000)
Analítico	Soluciones de convergencia plástica (Duncan-Fama, 1993; Carranza-Torres y Fairhurst, 1999)	Equilibrio límite (Hudson y Harrison, 2000) (ej. Unwedge)	Soluciones elásticas cerradas para deformación (Kirsch, 1898) con criterio de rotura Tresca
Modelo numérico	Métodos continuos en dos y tres dimensiones	Métodos discontinuos en dos y tres dimensiones	Métodos continuos y discontinuos en dos y tres dimensiones

De acuerdo a lo anterior el mecanismo de falla estructuralmente controlada se puede analizar con métodos analíticos y por equilibrio límite haciendo uso del software Unwedge de Rocscience.

6. Análisis y diseño geotécnico de la excavación de la lumbrera

El análisis de estabilidad de la excavación se realizó con el programa Unwedge (V. 4.028) de Rocscience, el cual realiza el análisis de falla por cuña alrededor de excavaciones subterráneas en donde las discontinuidades son persistentes y los esfuerzos *in situ* son bajos por lo que no afectan la estabilidad, además permite la visualización en 3D de excavaciones subterráneas y de las cuñas formadas por la intersección de las discontinuidades.

Algunas de las suposiciones y limitaciones de Unwedge (Rocscience, 2019) son:

- Los desplazamientos ocurren sobre la superficie de discontinuidades y las cuñas se mueven como cuerpos rígidos sin deformación interna o fracturas.
- Las cuñas se forman por la intersección de tres familias de discontinuidades, cuando se involucran más familias se debe realizar el análisis con combinaciones de éstas.
- Las discontinuidades pueden ocurrir en cualquier lugar del macizo rocoso.
- Se asume que la excavación subterránea debe tener una sección transversal constante a lo largo de su eje.
- Las cuñas están sujetas solo a efectos gravitatorios, debido a su propio peso, por lo tanto, no toma en cuenta el campo de esfuerzos del macizo rocoso. Aunque esta consideración puede llevar a alguna inexactitud en el análisis, el error es generalmente conservativo, obteniendo factores de seguridad más bajos.
- Las superficies de las discontinuidades se asumen como persistentes y se extienden a través del volumen de la excavación.

Respecto a los criterios de resistencia al corte, el programa admite el uso del criterio de Mohr-Coulomb y el de Barton-Choubey. De las pruebas de resistencia al corte en muestras cúbicas se obtuvieron los parámetros para el criterio de Mohr-Coulomb (Tabla 4.6) y de la descripción de discontinuidades, pruebas con el martillo de Schmidt y pruebas Tilt test se obtuvieron los parámetros del criterio de Barton y Choubey (Tabla 4.7).

6.1. Datos de entrada

Las características generales de la lumbrera usadas para el análisis se muestran en la Figura 6.1, de acuerdo al diseño propuesto, la lumbrera es de sección rectangular de 12.00 x 26.20 m, es vertical con una altura de 42.00 m y el valor de peso específico corresponde al obtenido de las pruebas índice en roca intacta en estado ambiente (Tabla 4.1).

La orientación y echado de las familias de discontinuidades corresponden a las del portal de entrada (Figura 6.2) y los parámetros del criterio Barton y Choubey se tomaron de la Tabla 4.7. Los datos de entrada para cada discontinuidad se muestran en las Figura 6.3, Figura 6.4 y Figura 6.5.

Unwedge admite, además del análisis estático, introducir presión debida al agua y la aplicación de una fuerza sísmica. El macizo contiene al embalse y se ubica en una zona sísmicamente activa por lo que se decidió realizar el análisis con todas las variantes.

Respecto al tamaño de discontinuidades se resolvió usar dos casos; el acotado por la persistencia de las discontinuidades y el de la cuña máxima, esto es, la situación más inestable en la que el tamaño de la cuña solo está limitado por el tamaño de la excavación.

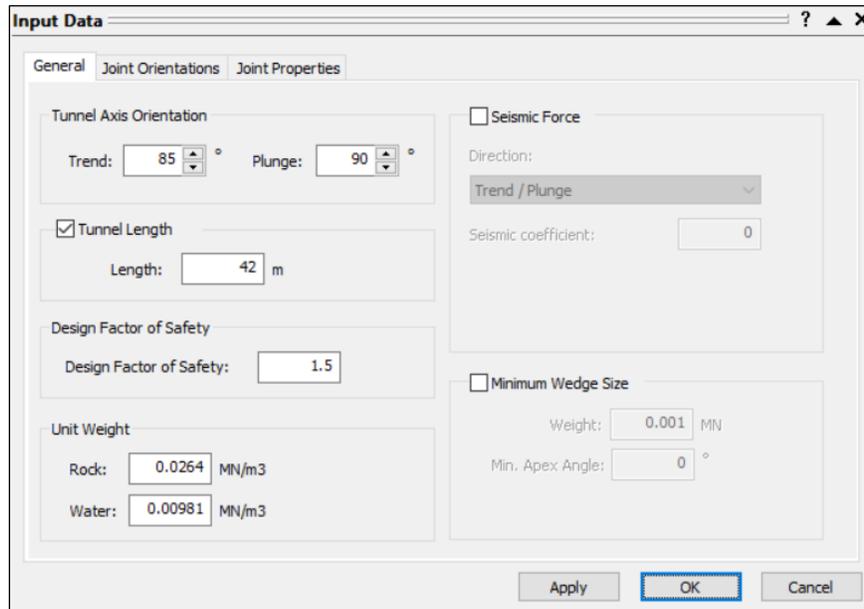


Figura 6.1 Datos geométricos de la lumbreira para el análisis en Unwedge.

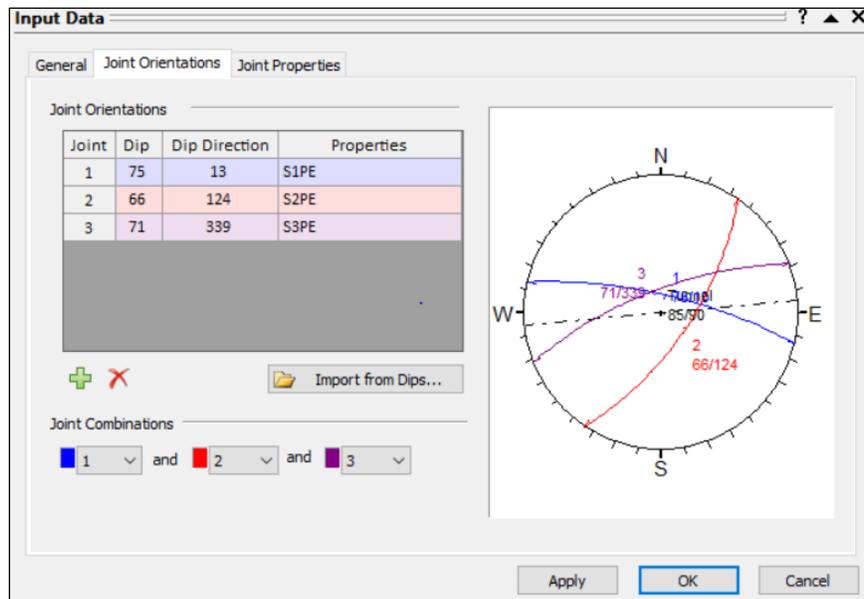


Figura 6.2 Orientación y representación estereográfica de los sistemas de discontinuidades presentes en el portal de entrada para el análisis en Unwedge.

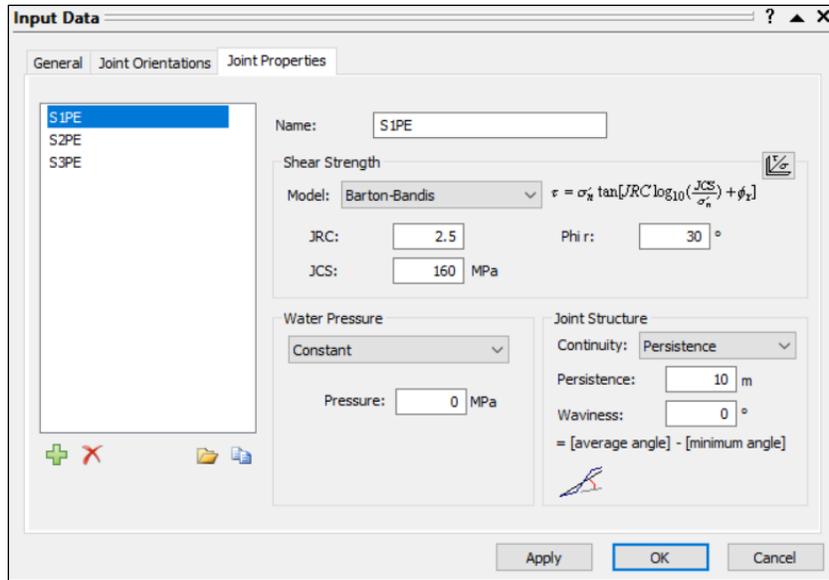


Figura 6.3 Parámetros de entrada del criterio de Barton y Choubey para el sistema de discontinuidad S1PE.

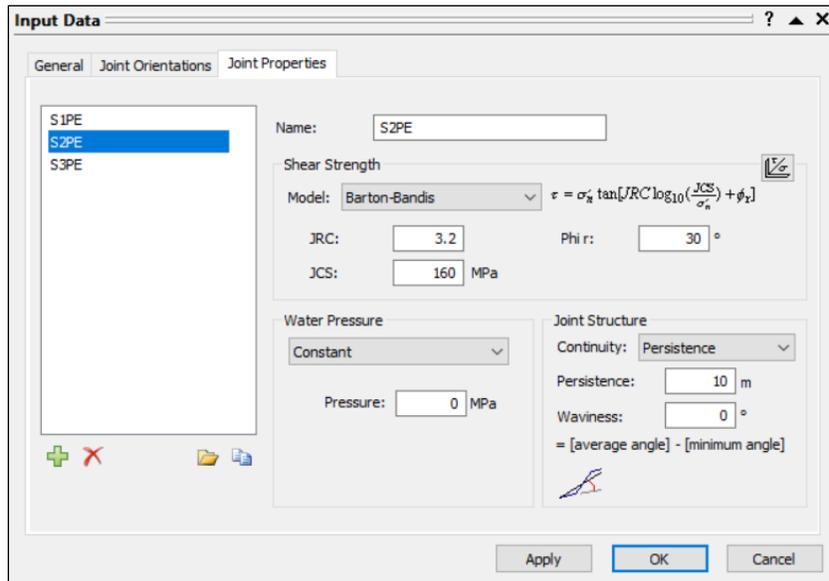


Figura 6.4 Parámetros de entrada del criterio de Barton y Choubey para el sistema de discontinuidad S2PE.

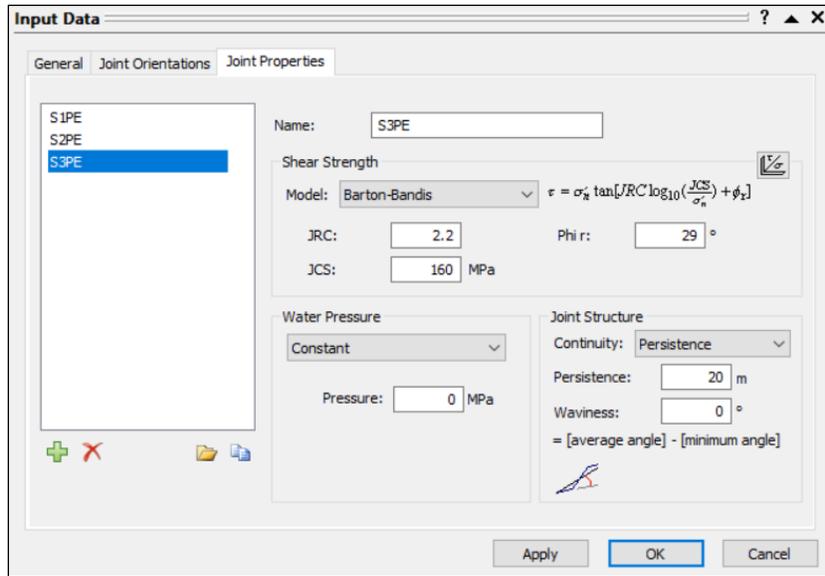


Figura 6.5 Parámetros de entrada del criterio de Barton y Choubey para el sistema de discontinuidad S_{3PE} .

6.2. Formación de cuñas

Una vez introducidas las características de la lumbra y de los sistemas de discontinuidades el programa genera las cuñas si las discontinuidades se intersecan entre sí y con alguna de las paredes de la excavación. En las Figura 6.6 y Figura 6.7 se muestran las cuñas formadas alrededor de la excavación acotadas por la persistencia y en cuña máxima respectivamente.

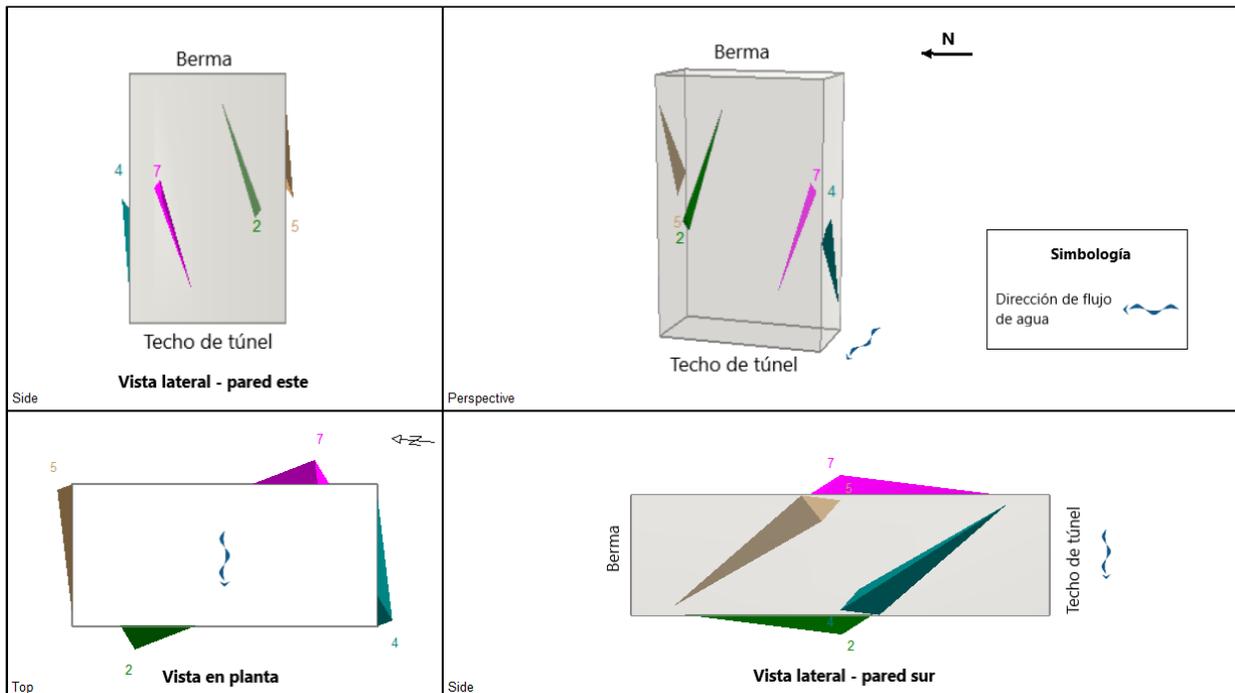


Figura 6.6 Cuñas formadas alrededor de la excavación, acotadas por la persistencia de las discontinuidades.

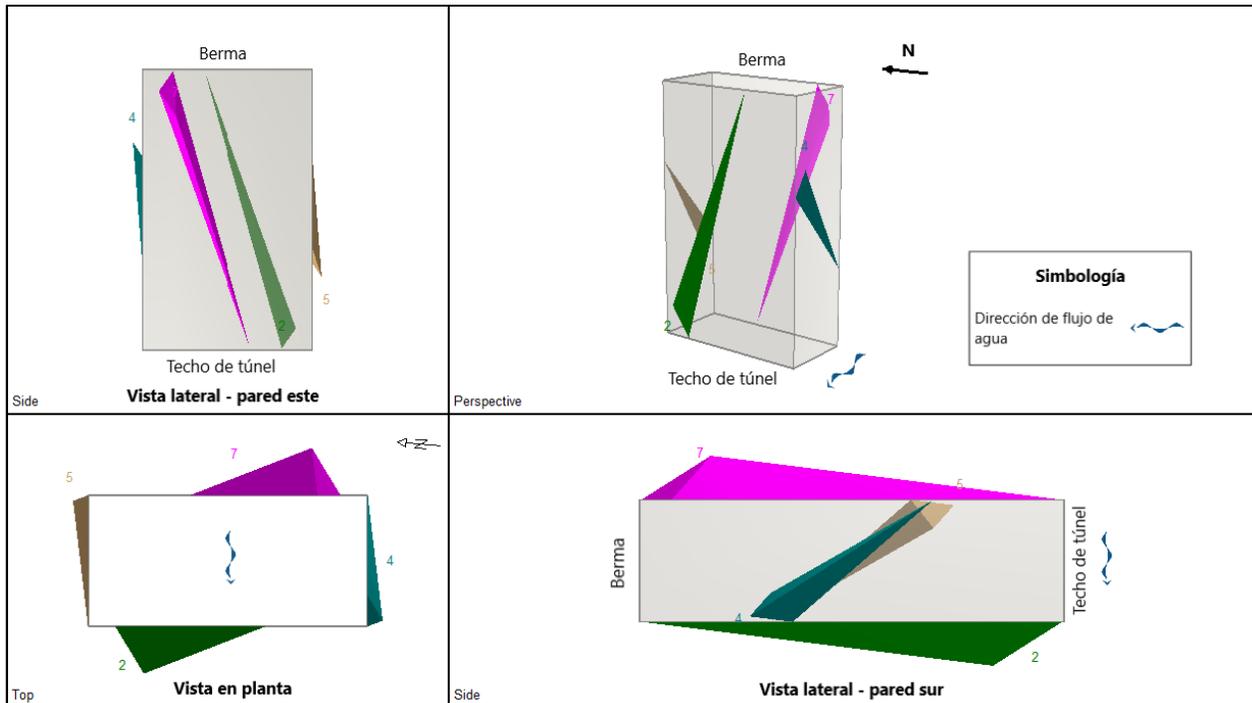


Figura 6.7 Cuñas formadas alrededor de la excavación, definidas por la cuña máxima.

Alrededor de la excavación se generan 5 cuñas, una en cada pared y una en el piso de la excavación que es estable. Las características generales de cada una de ellas en caso de persistencia y máxima cuña se muestran en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1 Dimensiones de las cuñas formadas alrededor de la lumbrera en condición de cuña máxima (C.m.) y acotadas por la persistencia de las discontinuidades (P).

Características de la cuña	Cuña noroeste [2]		Cuña sur [4]		Cuña norte [5]		Cuña sureste [7]	
	C. m.	P.	C. m.	P.	C. m.	P.	C. m.	P.
Volumen (m ³)	91.8	8.9	15.7	12.1	15.7	12.1	91.8	8.9
Peso (MN)	2.4	0.2	0.4	0.3	0.4	0.3	2.4	0.2
Longitud en z (m)	42.0	19.3	16.3	15.0	16.3	15.0	42.0	19.3
Área en la excavación (m ²)	62.7	13.3	33.8	28.5	33.8	28.5	62.7	13.3
Altura del ápice (m)	4.4	2.00	1.4	1.28	1.4	1.28	4.4	2.00
Dirección de deslizamiento (trend, plunge)	78, 57	78, 57	13, 75	13, 75	Estable	Estable	334, 71	334, 71

6.3. Análisis de estabilidad de las cuñas

Para el análisis de estabilidad pseudoestático y transitorio se tomaron las siguientes consideraciones:

- Unwedge permite realizar el análisis para el caso pseudoestático a través de la aplicación de fuerza sísmica obtenido a partir del coeficiente sísmico. La magnitud de la fuerza sísmica aplicada a las cuñas se determina con la expresión:

$$F = m \cdot a \cdot g$$

donde “m” es la masa de la cuña, “a” es el coeficiente sísmico y “g” es el valor de la aceleración debida a la gravedad ($g=9.81 \text{ m/s}^2$).

El valor de “a” se obtuvo a través del programa PRODISIS (V. 4.1), el cual permite obtener el valor de la aceleración máxima del terreno rocoso en cualquier parte del territorio mexicano. En este caso, para el sitio en estudio el valor máximo de aceleración en roca es de 317.31 cm/s^2 . Sin embargo, Marcuson (1981) y, Hynes y Franklin (1984) proponen utilizar valores entre 1/3 y 1/2 de la aceleración máxima esperada con las respectivas amplificaciones, así que considerando un factor de reducción de 0.5 el valor de “a” expresado como fracción de g resulta en $a= 0.16$.

Finalmente, también se debe considerar la dirección de aplicación de la fuerza sísmica, esperando sismos provenientes de las costas de Michoacán y Guerrero (Sur, Oeste y Noroeste) se debería aplicar la fuerza sísmica en la dirección más desfavorable (dirección de deslizamiento) de las cuñas que se encuentran en esos cuadrantes, no obstante, debido a la geometría de la lumbrera y a la aplicación de la fuerza sísmica, cuando la dirección de deslizamiento de la cuña sea contraria a la dirección de aplicación de la fuerza sísmica el software lo tratará como una fuerza que se opone al deslizamiento, es por eso que se eligió la condición en que la fuerza sísmica se aplica en la dirección de deslizamiento de todas las cuñas.

- En el análisis transitorio se consideró el caso extremo de un vaciado rápido a partir del NAME así como la implementación de un sistema de drenaje que reduce el efecto de presión de poro hasta un 20 % del total. Unwedge admite el análisis en caso transitorio definiendo la presión ejercida por el agua como una propiedad de las discontinuidades, así mismo se usó la opción de presión de agua constante (Constant) que asume una presión poro constante en todos los planos de la cuña, esta presión está definida por la altura de cada una de las cuñas (longitud en z).

El resultado del análisis de estabilidad para los casos estático, transitorio y pseudoestático se muestra en las Tabla 6.2 y Tabla 6.3.

Tabla 6.2 Resultados del análisis de estabilidad en los casos estático, transitorio y pseudoestático para la condición de cuña máxima.

Condiciones de seguridad	Caso	Factor de seguridad admisible	Cuña Noroeste [2]	Cuña Sur [4]	Cuña Norte [5]	Cuña Sureste [7]
Factor de seguridad	Estático	1.5	0.85	0.24	Estable	0.36
	Transitorio	1.1	0.00	0.11	Estable	0.14
	Transitorio drenado		0.66	0.21	Estable	0.30
	Pseudoestático	1.1	0.72	0.21	Estable	0.31
Modo de falla	Estático, pseudoestático y transitorio drenado	-	Deslizamiento sobre la línea de intersección de las juntas S1PE y S2PE	Deslizamiento sobre la dirección de la junta S1PE	Cuña estable	Deslizamiento sobre la línea de intersección de las juntas S1PE y S3PE
	Transitorio	-	Caída de cuña	Deslizamiento sobre la dirección de la junta S3PE	Cuña estable	Deslizamiento sobre la línea de intersección de las juntas S1PE y S3PE

Tabla 6.3 Resultados del análisis de estabilidad en los casos estático, transitorio y pseudoestático para la condición acotada por la persistencia de discontinuidades.

Condiciones de seguridad	Caso	Factor de seguridad admisible	Cuña Noroeste [2]	Cuña Sur [4]	Cuña Norte [5]	Cuña Sureste [7]
Factor de seguridad	Estático	1.5	0.88	0.24	Estable	0.37
	Transitorio	1.1	0.00	0.12	Estable	0.24
	Transitorio drenado		0.72	0.21	Estable	0.35
	Pseudoestático	1.1	0.74	0.21	Estable	0.32
Modo de falla	Estático, pseudoestático y transitorio drenado	-	Deslizamiento sobre la línea de intersección de las discontinuidades S1PE y S2PE	Deslizamiento sobre la dirección de la discontinuidad S1PE	Cuña estable	Deslizamiento sobre la línea de intersección de las discontinuidades S1PE y S3PE
	Transitorio	-	Caída de cuña	Deslizamiento sobre la dirección de la junta S3PE	Cuña estable	Deslizamiento sobre la línea de intersección de las juntas S1PE y S3PE

6.4. Análisis de resultados

La mayoría de las cuñas presentan factores de seguridad bajos, esto tiene sentido al revisar las líneas de intersección entre los planos de discontinuidades, todas las cuñas presentan inclinaciones en la dirección de

deslizamiento entre 57° y 75° , que en una excavación horizontal pudieran favorecer la estabilidad (si son perpendiculares a la excavación), pero en el caso de la lumbrera cuanto mayor sea la inclinación de las discontinuidades, a pesar de que el volumen y peso de las cuñas disminuya, generan mayor inestabilidad ya que aumenta el efecto gravitatorio.

En el análisis por cuña máxima, las formadas en el oeste [2] y este [7] son las más importantes debido al tamaño y peso que alcanzan, esta situación cambia en el análisis por persistencia donde las cuñas sur [4] y norte [5] son de mayor tamaño y peso.

Como es de esperarse, los casos transitorio y pseudoestático generan factores de seguridad menores que el caso estático, esto se debe a que la fuerza sísmica se definió como a favor del movimiento de las cuñas y el efecto del agua también actúa a favor del movimiento reduciendo las fuerzas resistentes en una condición de vaciado rápido.

Los valores más bajos se alcanzan en el caso transitorio, la situación más inestable se observa en la cuña oeste [2] con un factor de seguridad de cero, situación que se logra ya que la presión de poro es tal que no permite el contacto entre los planos de discontinuidades haciendo que no existan fuerzas resistentes y a pesar de reducir el efecto del hasta un 20 % del total, con la inclusión de un sistema de drenaje, el factor de seguridad sigue por debajo de los casos estático y pseudoestático.

La cuña Norte [5] se considera estable ya que la dirección de deslizamiento va hacia dentro del macizo rocoso impidiendo cualquier movimiento del mismo.

El caso pseudoestático no reduce en gran medida el factor de seguridad, el cambio más significativo se da en la cuña donde se el FS se reduce en 0.14.

Los factores de seguridad de las cuñas no varían mucho del análisis por persistencia al de cuña máxima, a pesar de que el criterio de Barton y Choubey no es lineal el campo de esfuerzos es bajo por lo que se conserva en una zona lineal de la envolvente, manteniendo la proporcionalidad de la relación entre los esfuerzos actuantes y resistentes.

7. Recomendaciones y especificaciones para construcción

Una vez definida la geometría de las cuñas, el factor de seguridad y dirección de deslizamiento, se propone un proceso de excavación y sistema de soporte primario (el sistema de soporte definitivo queda fuera de los alcances de este trabajo). El método de excavación ya se ha establecido y consiste en avance de frente completo de 3 m de profundidad con voladuras desde la superficie y hacia el techo del túnel. La lumbrera se excavará una vez construido el portal de entrada y las bermas en la parte superior, así como el túnel del vertedor.

7.1. Definición del tipo soporte

7.1.1. Método empírico

Para el establecimiento del sistema de soporte, el sistema Q permite definirlo a partir de la gráfica de soporte en roca (rock support chart) en cuyos ejes se usa el valor de Q y la dimensión equivalente, definida por el claro de la excavación y el uso de la misma. La gráfica de soporte se divide en zonas que indican espaciado y longitud para anclajes en roca, y el espesor de concreto lanzado, también muestra la energía de absorción del concreto lanzado reforzado con fibra (Figura 7.1).

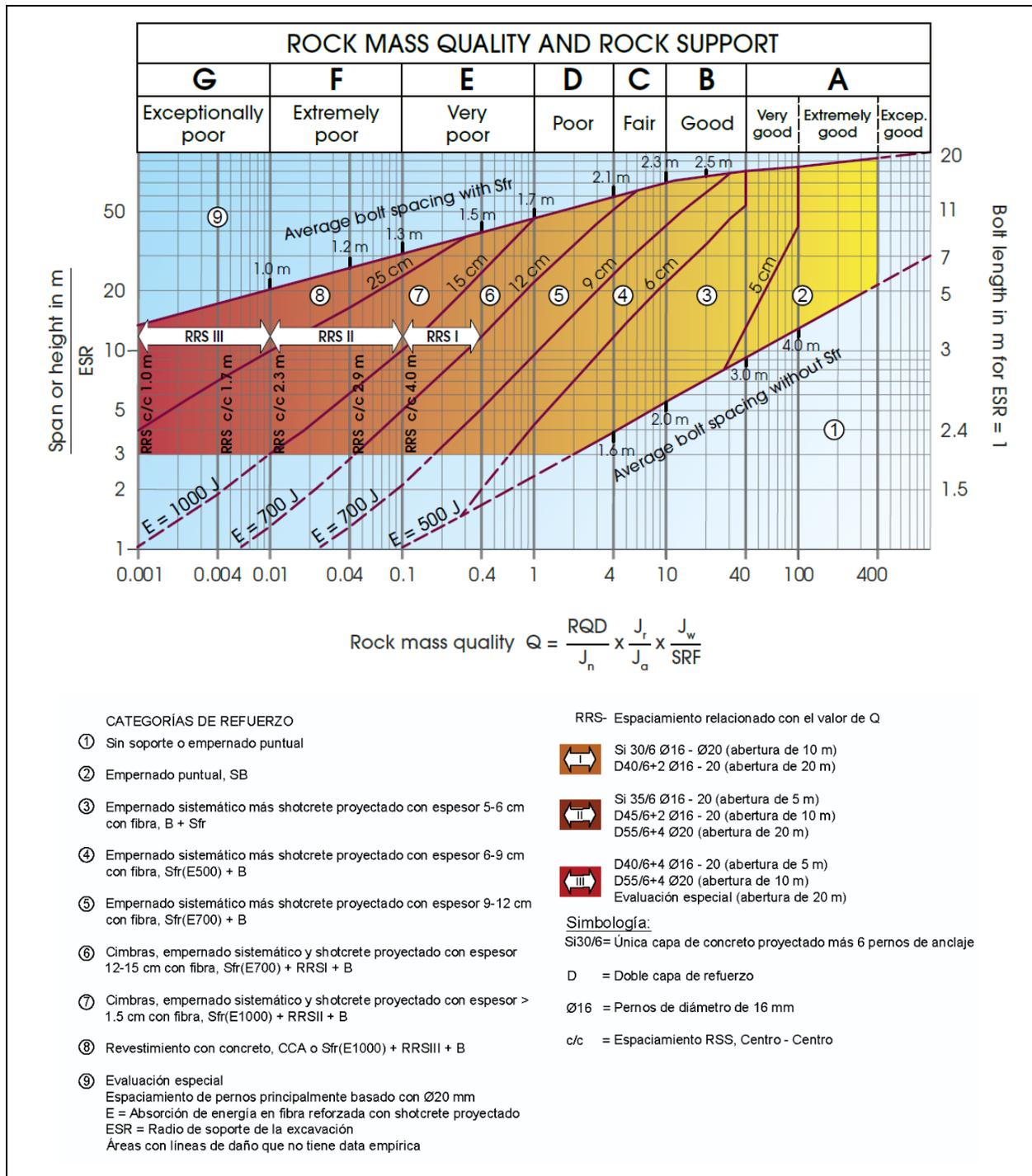


Figura 7.1 Gráfica de soporte para el tipo de sostenimiento de túneles basado en el sistema Q (NGI, 2015).

Para usar la gráfica se deben determinar ciertos valores además del valor Q:

1. Cuando se utiliza el sistema Q para el soporte de paredes, se debe usar la altura de éstas en lugar del claro, y el valor de Q se debe ajustar de acuerdo a la Tabla 7.1.

Tabla 7.1 Conversión del valor actual Q para ajustarlo al diseño de soporte en paredes.

Calidad del macizo	Valor de Q	Factor de ajuste
Buena	$Q > 10$	Multiplicar Q por 5
Intermedia	$0.1 < Q < 10$	Multiplicar Q por 2.5. En condición de altos esfuerzos, usar el valor actual
Pobre	$Q < 0.1$	Usar valor actual

El valor de Q en el portal de entrada es de 7.3, aplicando el ajuste para diseño en soporte resulta en $Q = 21.75$.

- Claro de excavación: para el caso de la lumbrera se toma como la altura de la pared, 42 m.
- Los requerimientos de seguridad dependen del uso o propósito de la excavación y para lo cual se usa un factor denominado ESR (Excavation Support Ratio). Barton clasifica los propósitos de excavación en 7 tipos de la A a la G, en el caso de esta excavación corresponde al tipo B, ii) para pozos verticales o lumbreras en sección rectangular el valor de ESR es de 2.0.
- Además de la altura de la excavación se usa la dimensión equivalente (Equivalent dimension) que está dada por la relación:

$$\frac{\text{Claro en m}}{\text{ESR}} = \text{Dimensión equivalente}$$

Para el caso de estudio:

Dimensión equivalente = 21.00m

Finalmente, con los datos de dimensión equivalente y Q ajustado se define un sistema de soporte de acuerdo a la gráfica de soporte en roca (Figura 7.2), el cual se muestra en la Tabla 7.2.

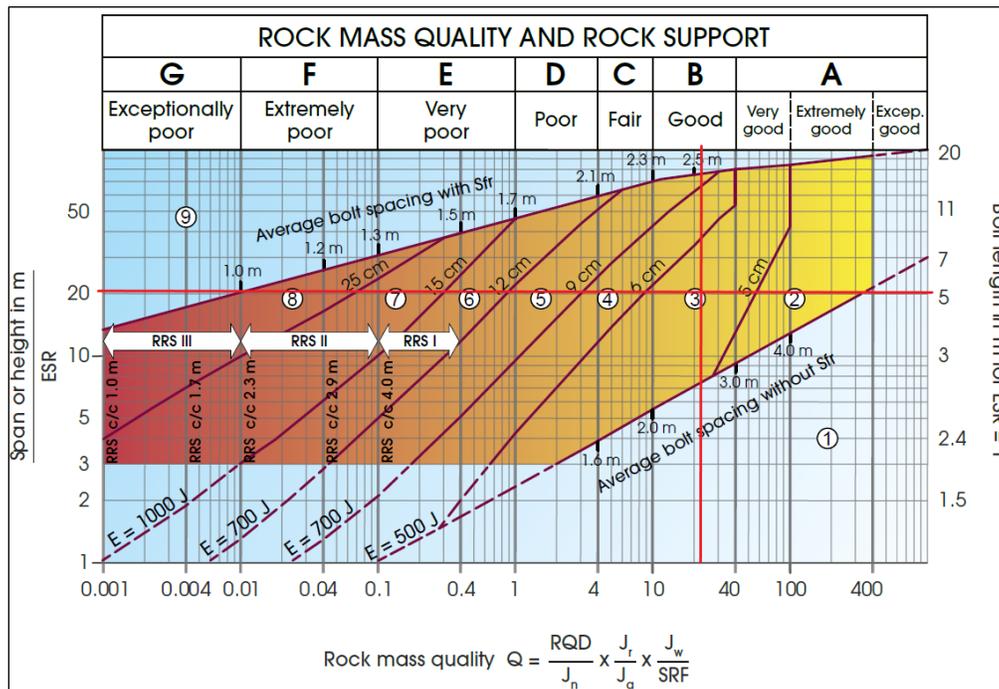


Figura 7.2 Determinación del tipo de sostenimiento mediante la gráfica de soporte del sistema Q.

Tabla 7.2 Recomendaciones de sostenimiento para la lumbrera de acuerdo al sistema Q.

Estructura	Q ajustado	Dimensión equivalente	Sostenimiento recomendado
Lumbrera	21.75	21	Anclaje sistemático con espaciado de 2.5 x 2.5 m y concreto lanzado reforzado con fibra con espesor de 5 a 6 cm.

7.1.2. Método analítico

El anclaje sistemático se puede mejorar con Unwedge ya que admite la colocación de soporte alrededor de la excavación, con la ventaja de permitir variar las características y patrones de anclaje para alcanzar un factor de seguridad en específico, además, al tener las dimensiones y geometría de las cuñas se puede optimizar la longitud de anclaje.

En el caso de la lumbrera, se definió un factor de seguridad aceptable de 1.5 en condición estática y de 1.1 en condición transitoria y pseudoestática. Para el sistema de anclaje se utilizarán varillas de acero de diámetro 25.4 mm (1 in) y fuerza de fluencia (f_y) de 4200 kg/cm², y el mortero que se usará para sellar las anclas tiene una resistencia a la compresión $f'_c=180$ kg/cm².

Antes de comenzar el análisis en Unwedge se debe definir la longitud de anclaje óptimo, esto estará en función de las características de las anclas y de la geometría de las cuñas. Los elementos de un sistema de anclaje constan principalmente de tres componentes (Ramírez Oyanguren y Alejano Monge, 2004); bulbo o zona de anclaje, zona libre y cabeza de anclaje (Figura 7.3). La zona de anclaje es el tramo fijado a las paredes de la roca perforada en este caso con mortero; la zona libre es el tramo entre la zona de anclaje y la de cabeza; la cabeza es la parte que sobresale del ancla, donde se asegura con una con una placa de reparto y un sistema de fijación.

Para su diseño es necesario definir ciertos parámetros de anclaje:

- Resistencia a tensión de las anclas

El valor de resistencia a la tensión de las varillas usadas (T) se determina con la siguiente relación:

$$T = A_s \cdot f_y \cdot k$$

Donde A_s es el área de sección y f_y es el esfuerzo de fluencia de la varilla de acero (4200 kg/cm²), y k es un factor de reducción por corrosión e intemperismo que para anclaje definitivo es de 0.6.

A su vez, el área de sección se determina a partir del diámetro de la varilla (D_v). Entonces:

$$T = \frac{\pi D_v^2}{4} \cdot f_y \cdot k = \frac{\pi \cdot 2.54^2}{4} \cdot 4200 \cdot 0.6 = 12769 \text{ kg} \approx 13000 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = 0.125 \text{ MN (13 t)}$$

- Diámetro de perforación

Portillo Rubio (2003) propone un diámetro de perforación entre 1.6 y 2.5 el diámetro de anclaje, así que la barrenación se puede realizar con diámetro NQ (50.8 mm).

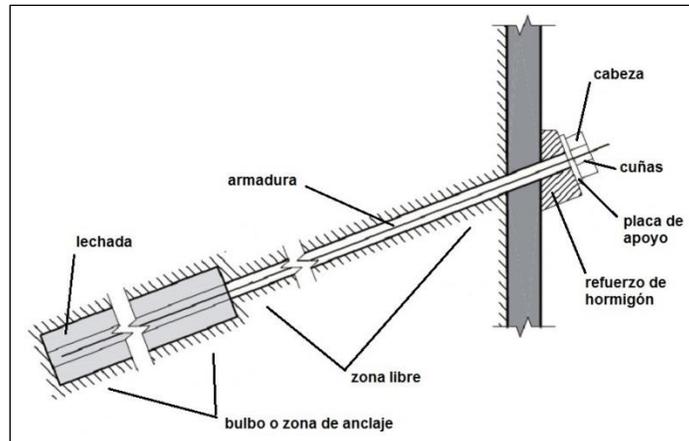


Figura 7.3 Componentes de un sistema de anclaje (Ramírez Oyanguren & Alejandro Monge, 2004)

- Longitud de anclaje o adherencia

La longitud de anclaje debe ser suficiente para impedir que la tensión impuesta al ancla produzca la separación del terreno que rodea al bulbo y, por tanto, que el ancla falle. La longitud necesaria para lograr la adherencia entre los materiales mortero-roca y mortero-varilla se determina con la relación:

$$L_b = \frac{T}{\pi D_{ba} \tau}$$

Donde, T es la resistencia a tensión de la varilla de acero (en este caso se usa el valor sin factor de reducción $T=21300 \text{ kg/cm}^2$), L_b es la longitud del bulbo o zona de anclaje, τ es la resistencia a tensión del material menos rígido, en este caso el mortero, que además para efectos prácticos corresponde al 10% de la resistencia a la compresión simple (Littlejohn y Bruce, 1977). Considerando un barreno de 50.8 mm (2 in) de diámetro (D_{ba}), una $f'_c=180 \text{ kg/cm}^2$ del mortero se obtiene lo siguiente para el contacto mortero roca:

$$L_b = \frac{21300}{\pi \cdot 5.08 \cdot 0.1 \cdot 180} = 74.14 \text{ cm}$$

$$L_b = 0.74 \text{ m}$$

En el caso del contacto mortero-varilla:

$$L_b = \frac{21300}{\pi \cdot 2.54 \cdot 0.1 \cdot 180} = 148.29 \text{ cm} \approx 150 \text{ cm}$$

$$L_b = 1.50 \text{ m}$$

La longitud necesaria para lograr adherencia entre los tres componentes, roca, mortero y ancla es de 1.50 m.

- Longitud libre

La longitud libre está determinada por la geometría de las cuñas formadas, después de introducir los datos de las discontinuidades y la geometría de la excavación, Unwedge determina la altura del ápice, que corresponde a la distancia máxima entre la pared de excavación y el máximo extremo de la cuña hacia el interior del macizo. Estos valores están reportados en la Tabla 6.1 del capítulo anterior.

En la Tabla 7.3 se muestran las medidas de anclaje para cada cuña generada. Se distingue la longitud óptima de la práctica debido a que el tipo de varilla utilizado tiene medida estándar de 12 m de longitud por lo que se puede optimizar el material.

Tabla 7.3 Características del sistema de anclaje para cada cuña formada en condición de persistencia y cuña máxima.

Características del sistema de anclaje	Cuña noroeste [2]		Cuña sur [4]		Cuña norte [5]		Cuña sureste [7]	
	C. m.	P.	C. m.	P.	C. m.	P.	C. m.	P.
Longitud de bulbo (m)	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
Longitud libre (m)	4.40	2.00	1.40	1.28	1.40	1.28	4.40	2.00
Longitud de ancla óptimo (m)	5.90	3.50	2.90	2.78	2.90	2.78	5.90	3.50
Longitud de ancla práctico (m)	6.00	4.00	3.00	3.00	3.00	3.00	6.00	4.00

También se debe tomar en cuenta el área efectiva que corresponde a la zona en que las anclas trabajarán en su totalidad evitando intemperismo, microfracturamiento y esbeltez en los límites de las cuñas, este efecto es más notorio en taludes ya que están más expuestos a efectos externos de degradación del macizo, en el caso de las cuñas, debida a la esbeltez en las aristas, esta área corresponde hasta un 80 % del área en cada cara de la cuña. Se asume además que las cuñas formadas son ubicuas por lo que algunas anclas se ubicaran en zonas fuera del área efectiva, para lo cual se debe considerar que las placas de reparto actuaran a la vez que las anclas.

Una vez definidas las longitudes y resistencia de anclas, se calcula la fuerza necesaria para estabilizar las cuñas en función del factor de seguridad de diseño. Unwedge permite establecer un factor de seguridad de diseño (FS_a) que después de formar las cuñas alrededor de la excavación genera un valor de presión de soporte (Support Pressure) que es la carga necesaria (T_t) para alcanzar el factor requerido.

De la fórmula de factor de seguridad, para un ancla activa, la resistencia ejerce como una fuerza actuante negativa. Entonces la fuerza necesaria para obtener un determinado FS es:

$$FS_a = \frac{FR}{FA - T_t} \rightarrow T_t = FA - \frac{FR}{FS_a}$$

Donde FS_a es el factor de seguridad permisible; FR es la fuerza resistente de la cuña; FA es la fuerza actuante de la cuña; y T_t es la resistencia necesaria de todo el sistema de anclaje. Con la fuerza total del sistema de anclaje determinada, se divide entre la resistencia del ancla individual ($T=0.125MN$) para obtener el número de anclas necesario para estabilizar la cuña:

$$\text{Núm. de anclas} = \frac{T_t}{T}$$

En la Tabla 7.4, Tabla 7.5 y

Tabla 7.6 se muestran los resultados de la resistencia del sistema de anclaje y numero de anclas necesario para estabilizar cada cuña, en caso estático ($FS_a = 1.5$), transitorio ($FS_a = 1.1$) y pseudoestático ($FS_a = 1.1$).

Tabla 7.4 Resultados de la resistencia de anclaje y número de anclas necesarios para estabilizar las cuñas en caso estático.

Caso estático (FS _a = 1.5)	Cuña noroeste [2]		Cuña sur [4]		Cuña norte [5]		Cuña sureste [7]	
	C. m.	P.	C. m.	P.	C. m.	P.	C. m.	P.
FS sin anclaje	0.85	0.88	0.24	0.24	Estable	Estable	0.36	0.37
Tt (MN)	0.88	0.08	0.34	0.26	-	-	1.74	0.17
N. anclas	7.06	0.65	2.69	2.08	-	-	13.94	1.34

Tabla 7.5 Resultados de la resistencia de anclaje y número de anclas necesarias para estabilizar las cuñas en caso transitorio drenado.

Caso transitorio drenado (FS _a = 1.1)	Cuña noroeste [2]		Cuña sur [4]		Cuña norte [5]		Cuña sureste [7]	
	C. m.	P.	C. m.	P.	C. m.	P.	C. m.	P.
FA sin anclaje (MN)	0.66	0.72	0.21	0.20	Estable	Estable	0.30	0.34
Tt (MN)	0.86	0.07	0.36	0.29	-	-	1.85	0.16
N. anclas	6.89	0.60	2.87	2.29	-	-	14.79	1.26

Tabla 7.6 Resultados de la resistencia de anclaje y número de anclas necesarias para estabilizar las cuñas en caso pseudoestático.

Caso pseudoestático (FS _a = 1.1)	Cuña noroeste [2]		Cuña sur [4]		Cuña norte [5]		Cuña sureste [7]	
	C. m.	P.	C. m.	P.	C. m.	P.	C. m.	P.
FS sin anclaje	0.72	0.74	0.21	0.21	Estable	Estable	0.31	0.32
Tt (MN)	0.85	0.08	0.38	0.29	0.00	0.00	1.93	0.19
N. anclas	6.79	0.62	3.03	2.34	0.00	0.00	15.45	1.48

La instalación de un sistema de drenaje reduce las condiciones de inestabilidad del caso transitorio por lo que se debe intercalar al anclaje sistemático con tal distancia que sobrepase los planos de las discontinuidades, también se debe tener en cuenta la presión de poro ejercida en el contacto concreto-roca, por lo que el drenaje consta de un sistema largo para el macizo rocoso y uno corto para el drenaje del concreto lanzado.

Los valores obtenidos de número de anclas están expresados en decimales por lo que fueron redondeados al número entero inmediato mayor y distribuidos sobre el área de la cuña expuesta en las paredes de la excavación en arreglos equidistantes, lo que dio resultado a nuevos factores de seguridad (Tabla 7.7, Tabla 7.8 y Tabla 7.9).

Tabla 7.7 Arreglo de los sistemas de anclaje para el caso estático.

Caso Estático	Cuña noroeste [2]		Cuña sur [4]		Cuña sureste [7]	
	C. m.	P.	C. m.	P.	C. m.	P.
FS sin anclaje	0.85	0.88	0.24	0.24	0.30	0.34
N. anclas	6.89	0.60	2.87	2.29	13.94	1.34
Área de la cuña en la pared de la excavación (m ²)	62.7	13.3	33.8	28.5	62.7	13.3
Arreglo (m x m)	3x3	3.5x3.5	3x3	3x3	2x2	2.5x2.5
FS con anclaje	1.52	1.88	1.79	1.86	1.62	2.03

Tabla 7.8 Arreglo de los sistemas de anclaje para el caso transitorio.

Caso transitorio	Cuña noroeste [2]		Cuña sur [4]		Cuña sureste [7]	
	C. m.	P.	C. m.	P.	C. m.	P.
FS sin anclaje	0.66	0.72	0.21	0.20	0.36	0.37
N. anclas	7.06	0.65	2.69	2.08	14.79	1.26
Área de la cuña en la pared de la excavación (m ²)	62.7	13.3	33.8	28.5	62.7	13.3
Arreglo (m x m)	3x3	3.5x3.5	3x3	3x3	2x2	2.5x2.5
FS con anclaje	1.20	1.35	1.23	1.17	1.31	1.64

Tabla 7.9 Arreglo de los sistemas de anclaje para el caso pseudoestático.

Caso Pseudoestático	Cuña noroeste [2]		Cuña sur [4]		Cuña sureste [7]	
	C. m.	P.	C. m.	P.	C. m.	P.
FS sin anclaje	0.72	0.74	0.21	0.21	0.31	0.32
N. anclas	6.79	0.62	3.03	2.34	15.45	1.48
Área de la cuña en la pared de la excavación (m ²)	62.7	13.3	33.8	28.5	62.7	13.3
Arreglo (m x m)	3x3	3.5x3.5	3x3	3x3	2x2	2.5x2.5
FS con anclaje	1.28	1.59	1.28	1.24	1.39	1.74

Al distribuir el número de anclas necesario para estabilizar las cuñas sobre su área expuesta en la pared de la excavación se obtienen arreglos para el análisis en cuña máxima de 3x3 m para las paredes oeste y sur y de 2x2 m para la pared este. Sin embargo, al revisar la geometría de las cuñas resultan muy estrechas tanto acotadas por la persistencia como en cuña máxima por lo que se eligió el arreglo de 2x2 para las paredes oeste, sur y este, en el caso de la pared norte, las cuñas formadas son estables por lo que el sostenimiento consiste en concreto lanzado reforzado con fibra. La Tabla 7.10 muestra los tratamientos de sostenimiento aplicados a cada pared de la lumbrera.

Tabla 7.10 Tratamientos de sostenimiento propuestos para la estabilidad de la lumbrera.

Lumbrera, tratamientos					
Pared	Anclaje sistemático	Concreto lanzado	Patrón de drenaje		Observaciones
			Corto	Largo	
Oeste	$\phi=1''$ (2.54 cm) Arreglo 2x2 m en tresbolillo Longitud= 6.00m	Espesor 5 cm Reforzado con fibra $f'c=19.6\text{MPa}$ a los 7 días	$\phi=3''$ (7.62 cm) 4x2 m L= 0.40m	$\phi=3''$ (7.62 cm) 4x4 m Sistemático L= 9.0m	La primera línea de anclaje se colocará 1.5m del nivel de superficie y la última línea 1.5m por arriba de la bóveda del túnel. El drenaje largo se colocará de manera sistemática con inclinación de 10° ascendente, intercalado entre las líneas de anclaje. El drenaje corto deberá colocarse intercalado con el drenaje largo, su longitud deberá ser efectiva en roca con inclinación ascendente de 10°.
Este	$\phi=1''$ (2.54 cm) Arreglo 2x2 m en tresbolillo Longitud= 6.00m	Espesor 5 cm Reforzado con fibra $f'c=19.6\text{MPa}$ a los 7 días	$\phi=3''$ (7.62 cm) 4x2 m L= 0.40m	$\phi=3''$ (7.62 cm) 4x4 m Sistemático L= 9.0m	
Sur	$\phi=1''$ (2.54 cm) Arreglo 2x2 m en tresbolillo Longitud= 6.00m	Espesor 5 cm Reforzado con fibra $f'c=19.6\text{MPa}$ a los 7 días	$\phi=3''$ (7.62 cm) 4x2 m L= 0.40m	$\phi=3''$ (7.62 cm) 4x4 m Sistemático L= 9.0m	
Norte	-	Espesor 5 cm Reforzado con fibra $f'c=19.6\text{MPa}$ a los 7 días	$\phi=3''$ (7.62 cm) 4x2 m L= 0.40m	$\phi=3''$ (7.62 cm) 4x4 m Sistemático L= 9.0m	

7.2. Proceso de excavación

De acuerdo a lo anterior se propone el siguiente proceso de excavación.

1. Excavación de un contrapozo. Perforación sin recuperación con diámetro 0.308 m (12 in) desde la superficie hasta el techo del túnel (42.0 m), seguido de una ampliación con rima de 2.40 m. Se recomienda realizar la perforación en la parte central con el fin de optimizar el retiro de rezaga (Figura 7.4).
2. Construcción de brocal. Tendrá la función de estabilizar la zona superior de la lumbrera. Consiste en excavar con métodos mecánicos una zanja alrededor de la lumbrera con 1 m de profundidad e instalar traveses de acero (Figura 7.5).
3. Se realiza el banqueo y sostenimiento de acuerdo al siguiente ciclo de excavación que se muestra en la Figura 7.6.

En la sección de anexos se presentan los Planos 2 y 3 donde se observa las características y arreglo del sistema de sostenimiento en las paredes de la lumbrera.

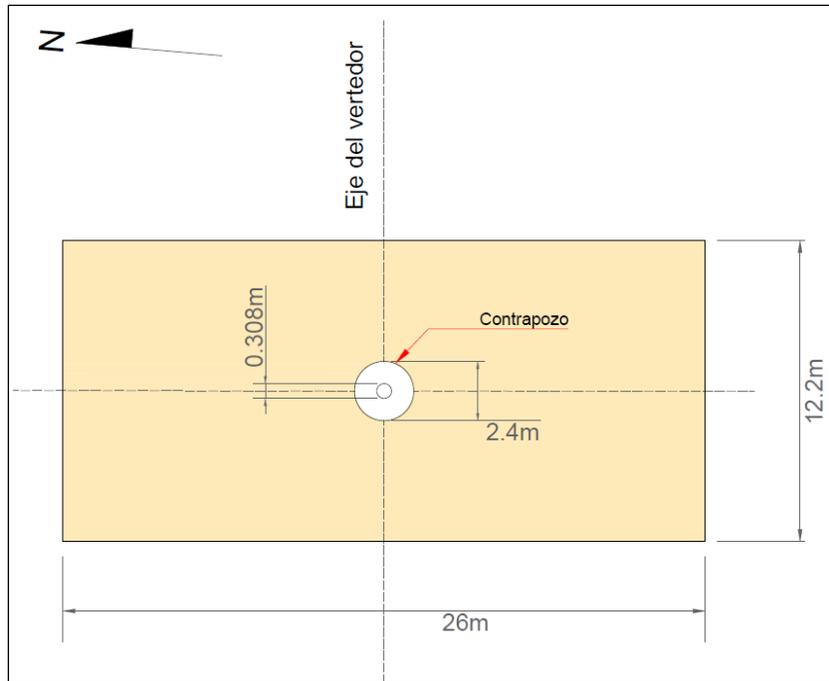


Figura 7.4 Ubicación y dimensiones en planta del contrapozo.

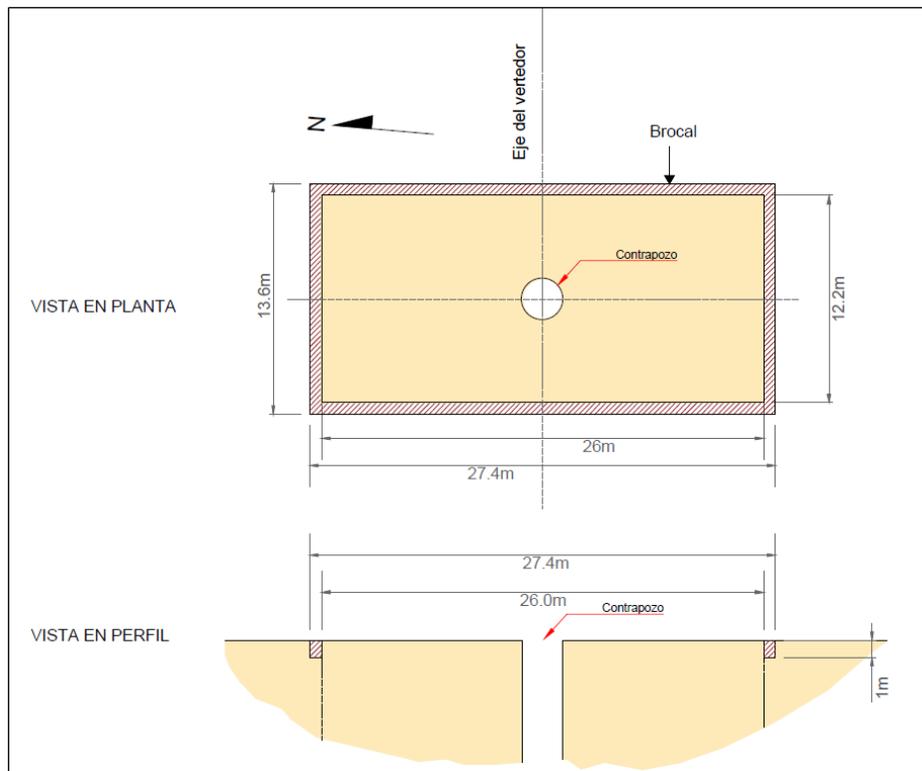


Figura 7.5 Vista en planta y perfil del brocal de la lumbrera.

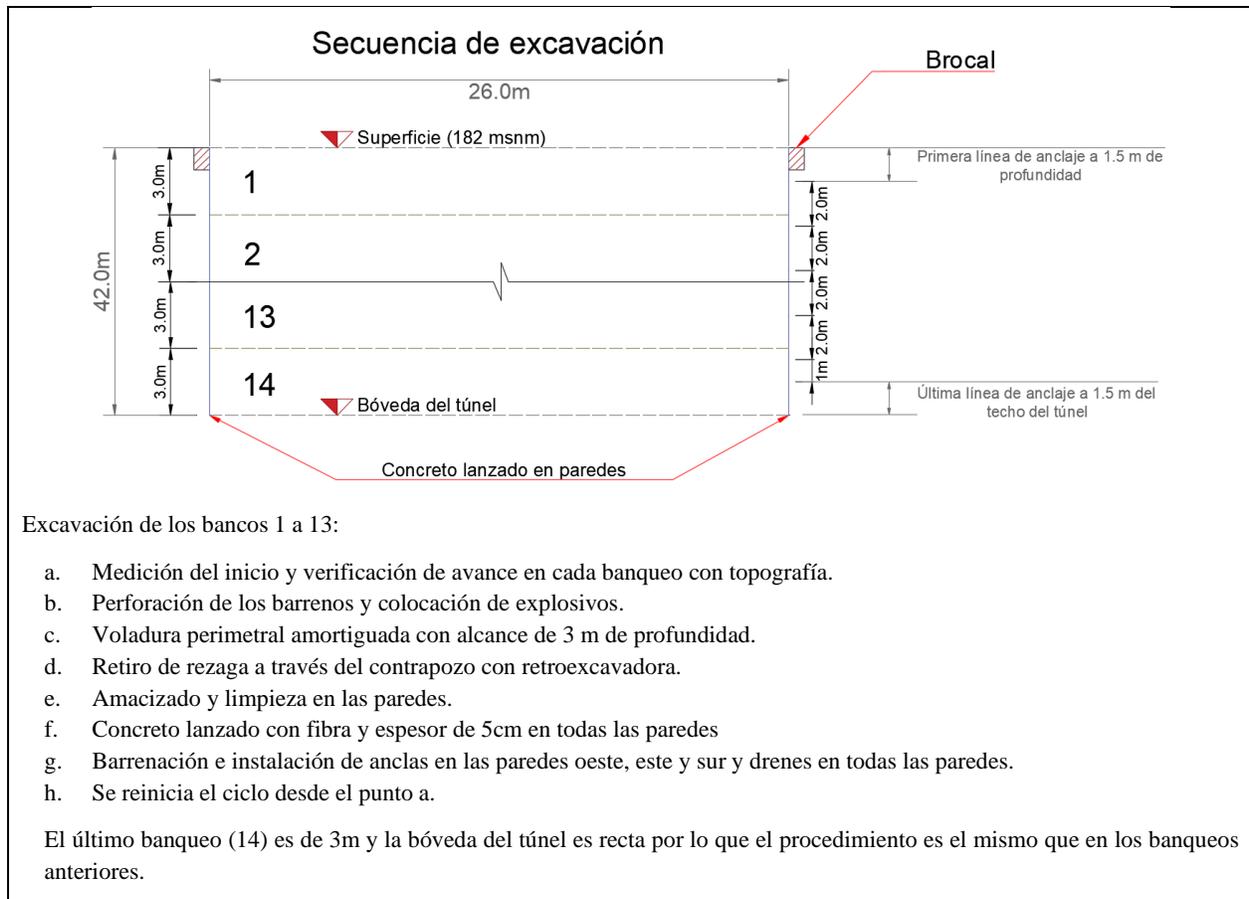


Figura 7.6 Secuencia de excavación propuesta para garantizar la estabilidad de la lumbrera.

Conclusiones

Caracterización y modelo geológico-geotécnico del macizo rocoso:

- El sitio donde se construirá el vertedor está representado litológicamente por la Formación Tecalitlán (KiT-vs) con emplazamientos de diques que cortan al eje del vertedor de forma casi perpendicular, lo cual favorece las condiciones de estabilidad de la excavación. En el aspecto estructural, se reconocieron siete fallas que cortan a la nueva obra de toma y del análisis estereográfico de las discontinuidades se identificaron diferentes sistemas de fracturas predominantes para cada una de las componentes del vertedor, portal de entrada, sección de túnel, portal de salida y canal de descarga.
- La roca intacta tiene una resistencia alta y módulo de deformabilidad medio, propio de rocas volcánicas de esta composición, de la evaluación con el criterio de RQD se obtuvieron calidades de roca de buena (75 a 87%) para el portal de entrada, sección en túnel y canal de descarga, y de excelente (94%) para el portal de salida.
- Las discontinuidades se presentan con echados pronunciados de 60 a 87°. En las zonas del túnel, portal de salida y canal de descarga se desarrolla al menos un sistema de discontinuidades con dirección casi paralela al eje del vertedor, que sumado a la alta inclinación representan un elemento importante de inestabilidad durante la excavación. En general, las superficies se muestran con

contacto cerrado y rellenos esporádicos, la rugosidad predominante es plana-lisa, el espaciamiento entre planos de fracturas varía entre 0.2 y 2.0 m y la persistencia se encuentra principalmente entre el rango de 3 a 10 m, aunque en dos sistemas se extiende hasta 20 m. La combinación de estos sistemas ocasiona la formación de cuñas significativas que pueden controlar la estabilidad de la excavación. El parámetro de resistencia al corte de las discontinuidades, evaluado con las pruebas de corte directo y usando el criterio de Mohr-Coulomb resultó en un ángulo de fricción máximo de 35° y residual de 32°, además se resolvió usar el criterio de Barton y Choubey para complementar la caracterización del comportamiento mecánico de las discontinuidades, en cuanto a la pseudoestratificación, la caracterización determinó que los contactos entre estratos están soldados por lo que se estima una cohesión y resistencia muy alta que no afectará la formación de cuñas.

- Se concluyó que las discontinuidades controlan la resistencia del macizo rocoso y que los criterios de Mohr-Coulomb y de Barton y Choubey son los que mejor se adecuan para analizar este parámetro. La condición hidráulica analizada con pruebas de permeabilidad y observación de piezómetros, en general considera al macizo como impermeable, y de la relación de esfuerzos *in situ* se estimó un valor bajo de $K = 0.3$, por lo que serán las condiciones gravitatorias las que actuarán en las cuñas.
- Los sistemas de clasificación geomecánica usados para calificar la calidad del macizo y predecir el comportamiento frente a la excavación resultaron en valores de RMR entre 59 y 68 (calidad buena) y de Q entre 7.8 y 9.4 (calidad regular) para todo el macizo.
- Se definió el modelo geológico-geotécnico en el que se muestra la distribución espacial de las características geológicas y geotécnicas a lo largo del perfil del macizo rocoso y en general describe condiciones favorables para la excavación.

Estimación de la respuesta del terreno:

- Del análisis de estimación de la respuesta del terreno se concluyó que el macizo está estructuralmente controlado y que el mecanismo falla se desarrolla por la caída o deslizamiento de cuñas inducidas por la gravedad, por lo que se resolvió realizar el análisis de estabilidad con métodos analíticos de equilibrio límite con el software Unwedge.
- A partir del modelo de la excavación para la lumbrera realizado en el programa Unwedge, se revisaron las cuñas formadas alrededor de la excavación en condición acotada por la resistencia y por cuña máxima resultando en bloques muy inclinados, estrechos e inestables pero que difícilmente se pueden formar en las paredes Este y Oeste, por su parte, en la pared Norte las cuñas no tienen salida hacia la excavación por lo que la pared es estable. El análisis se amplió al aplicar los casos transitorio y pseudoestático, además del estático; los factores de seguridad en caso estático varían entre 0.24 y 0.87, definiendo una condición inestable, en el caso con carga hidráulica se obtuvieron los valores más bajos de factor de seguridad, llegando a ser de cero en las paredes Este y Oeste, y el pseudoestático redujo muy poco el factor de seguridad respecto al estático.

Diseño de la excavación y soporte, y recomendaciones constructivas:

- La definición del avance de excavación y tipo de soporte fue resultado de la aplicación del método empírico basado en recomendaciones de los sistemas de clasificación geomecánica, y el analítico derivado de las características de las anclas y de los resultados obtenidos del análisis de cuñas con Unwedge. Con el resultado de la clasificación del sistema Q se determinó utilizar concreto lanzado reforzado con fibra con espesor de 5cm en todas las paredes y un sistema de anclaje con arreglo de

2.5 x 2.5 m. En el caso del método analítico el sistema de anclaje obtenido derivó en arreglos de anclaje de 2 x 2 m en tresbolillo y longitud de 6.0 m para las paredes y con el fin de reducir la inestabilidad creada por una carga hidráulica se propuso un sistema de drenaje corto y largo intercalado con el sistema de anclaje. Los resultados no varían mucho obteniendo un arreglo de anclaje ligeramente más conservador en el método analítico.

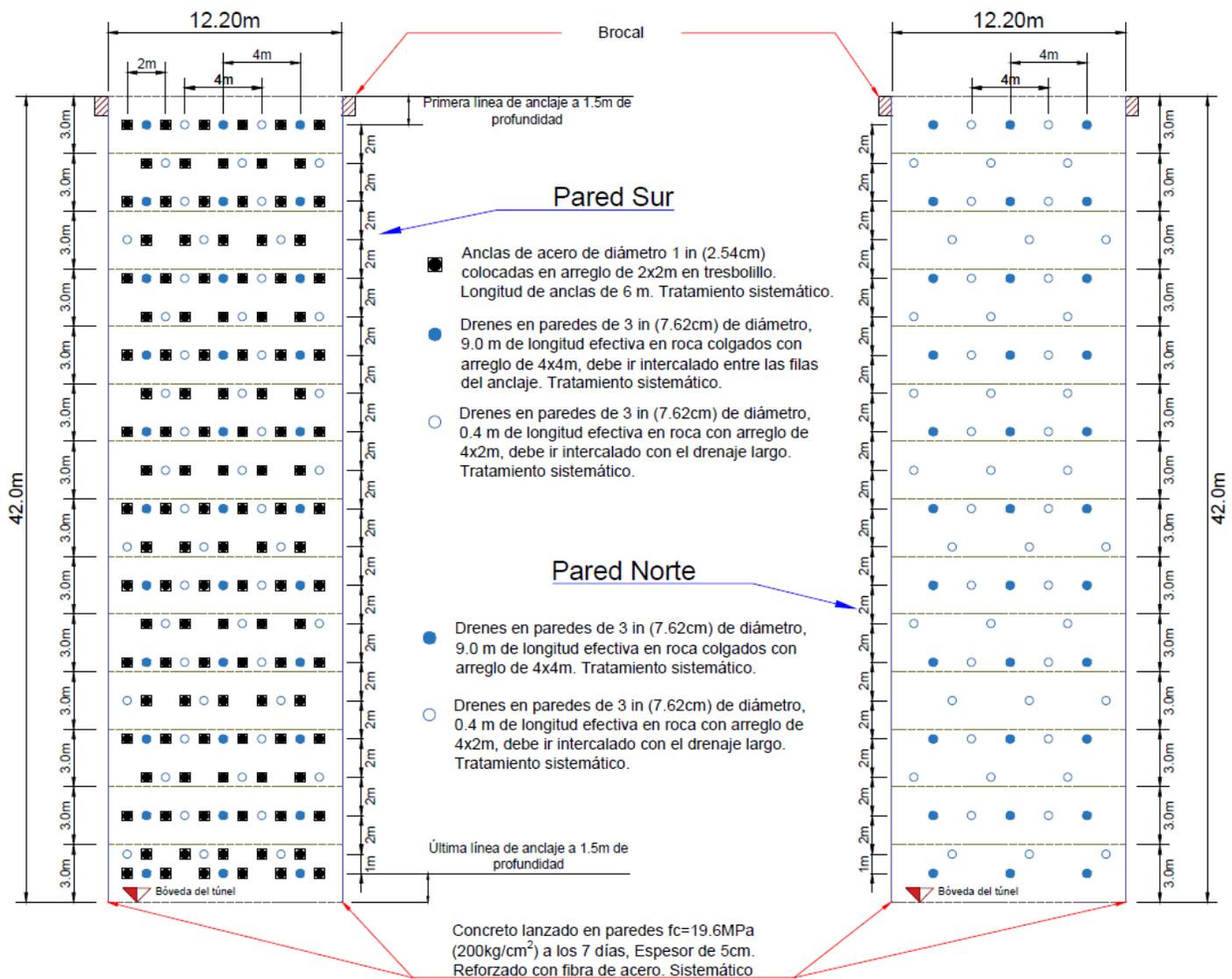
- El proceso de excavación consiste en la construcción de un brocal para estabilizar la zona superior y un contrapozo para el retiro de rezaga; el banqueo propuesto se ejecuta en avances de 3m con voladura amortiguada seguido del retiro de rezaga y amacizado de las paredes para concluir con el sistema de soporte.

Bibliografía

- ASTM International. (1995). *ASTM D5607-95: Standard Test Method for Performing Laboratory Direct Shear Strength Tests of Rock Specimens Under Constant Normal Force*. West Conshohocken: PA: American Society for Testing and Materials.
- ASTM International. (2008). *ASTM D4543-08: Standard Practices for Preparing Rock Core as Cylindrical Test Specimens and Verifying Conformance to Dimensional and Shape Tolerances*. West Conshohocken: PA: American Society for Testing and Materials.
- ASTM International. (2010). *ASTM D7012-10: Standard Test Method for Compressive Strength and Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens under Varying States of Stress and Temperatures*. West Conshohocken: PA: American Society for Testing and Materials.
- Bandis, S. C., Lumsden, A. C., & Barton, N. (1981). Experimental studies of scale effects on the shear behavior of rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, v. 18, 1-21.
- Barton, N. (1990). *Scale effects in rock masses*. Balkema: A. Pinto da Cunha .
- Barton, N. (1995). The influence of joint properties in modelling jointed rock masses. Keynote Lecture. *8th ISRM Congress, Tokyo, 3* (págs. 1023-1032). Rotterdam: Balkema.
- Barton, N., & Bandis, S. C. (1990). Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. *International Society for Rock Mechanics. Symposium on rock joints*, 603-610.
- Barton, N., & Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics Felsmechanik Mecanique des Roches*, 1-54.
- Barton, N., Lien, R., & Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the desing of tunnel support. *Rock Mechanics. Springer Verlag*. v. 6, 189-236.
- Bieniawski, Z. T. (1989). Engineering rock mass classifications. *John Wiley & Sons, Inc.*, 251.
- Campa-Uranga, M. F., & Coney, P. J. (1983). Tectono-stratigraphic terranes and mineral resource distribution in Mexico. *Canadian Journal of Earth Sciences*, v. 20, 1040-1051.
- Centeno-García, E., Guerrero-Suastegui, M., & Talavera-Mendoza, O. (2008). The Guerrero Composite Terrane of westnrm Mexico: collision and subsequent rifting in a suprasubduction zone. *Geological Society of America Spacial Paper*.
- Centeno-García, E., Ruiz, J., Coney, P. J., Patchett, P. J., & Ortega-Gutierrez, F. (1993). Guerrero Terrain in Mexico: its role in the Southern Cordillera from new geochemical data. *Geology*, v. 21, 419-422.
- CFE. (1993). *Manual de Diseño de Obras Civiles. Sección C, Tema 1, Capítulo 3: Diseño por sismo*. Ciudad de México.
- CFE. (2008). *Avance de factibilidad geológica para la ampliación de la C.H. el Infiernillo, Mich. Informe inédito*. México: GEIC.
- CFE. (2016). *Estudio de caracterización geológico-geotécnico y diseño geotécnico del nuevo túnel vertedor de la C.H. Infiernillo, Gro. México*: GEIC.
- CFE. (2017). *Informe de tratamientos de la roca para el nuevo vertedor de la C.H. Ifiernillo*. México: GEIC.
- Deere, D. U. (1989). *Rock quality designation (RQD) after 20 years*. MS: Waterways Experimental Station: U.S. Army Corps Engrs Contract Report GL-89-1.

- Deere, D. U., & Miller, R. P. (1966). *Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock, Technical Report No. AFNL-TR-116*. New Mexico: Air Weapons Laboratory.
- González de Vallejo, L. I., Mercedes, F., & Carlos Oteo, L. O. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid: Pearson Education.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1980). *Underground Excavations in Rock*. New York: CRC Press.
- Hoek, E., Carter, T. G., & Dierderichs, M. S. (2013). Quantification of the Geological Strength Index chart. *American rock mechanics association*.
- Hoek, E., Kaiser, P. K., & Bawden, W. F. (1995). *Support of underground excavations in hard rock*. Rotterdam: Balkema.
- Hynes, M. E., & Franklin, A. G. (1984). Rationalizing the seismic coefficient method. *US Army Corps of Engineers*, 1-20.
- ISMR. (2015). ISRM Suggested Method for Laboratory Determination of the Shear Strength of Rock Joints: Revised Version. *Springer*, 131-142.
- Kaiser, P. K., Diederichs, M. S., Martin, C. D., Sharp, J., & Steiner, W. (2000). Underground works in hard rock tunnelling and mining. *GeoEng2000*, 841-926.
- Keppie, D. J. (2004). Terranes of Mexico revisited: a 1.3 billion years odyssey. *International Geology Review*, v. 46, 765-794.
- Littlejohn, G. S., & Bruce, D. A. (1977). *Rock anchors, design and quality control*. Scotland: Geotechnics Research Group, University of Aberdeen.
- Loring, L., & Varona, P. (2013). Guidelines for Numerical Modelling of Rock Support for Mines. *International Symposium on Ground Support in Mining and Underground Construction*. Perth Australia: AGC.
- Marcuson, W. F. (1981). Moderator's report for session on Earth dams and stability of slope under dynamic loads. *International conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics*, (pág. 1175). St. Louis Missouri.
- Martín, C. D., Kaiser, P. K., & Christiansson, R. (2003). Stress, instability and design of under-ground excavation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol 40, 1027-1047.
- Martini, M., & Ferrari, L. (2010). Stratigraphic redefinition of the Zihuatanejo area, southwestern Mexico. *Revista Mexicana de Ciencias Geológicas*, v. 27, núm. 3, 412-430.
- Portillo Rubio, E. (2003). *Ingeniería del terreno. Ingeniería*. Madrid: U.D. Proyectos.
- Ramírez Oyanguren, P., & Alejano Monge, L. R. (2004). *Mecánica de rocas: fundamentos e ingeniería de taludes*. Madrid: Red DESIR.
- Rocscience. (2019). User manual for Unwedge v. 4.0.
- Russo, G. (2014). An update of the "Multiple Graph" approach for the preliminary assessment of the excavation behaviour rock tunneling. *unnelling and Underground Space Technology 41*, 74-81.
- SGM. (22 de Marzo de 2017). *Servicio Geológico Mexicano*. Obtenido de <https://www.sgm.gob.mx/Web/MuseoVirtual/Riesgos-geologicos/Sismologia-de-Mexico.html#>
- Stille, H., & Palmstrom, A. (2003). Classification as a tool in rock engineering. *Tunneling and Underground Space Technology*, 331-345.
- Stimpson, B. (1981). A suggested Technique for Determining the Basic Friction Angle of Rock Surfaces Using Core. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*. v. 18, 63-65.

ANEXOS



**PLANO DE TRATAMIENTOS DE ANCLAJE Y DRENES
EN LAS PAREDES NORTE Y SUR DE LA LUMBRERA**

Escala 1:350

Plano 3