



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERÍA

**COMPARACIÓN MODELOS
NÚMERICOS 2D Y 3D PARA UNA
EXCAVACIÓN VERTICAL OVALADA
EN ROCA**

JAVIER FELIPE SOTOMAYOR MIQUELES

Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de
Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica

Profesor Supervisor:
CRISTIAN LEDEZMA

Santiago de Chile, Enero, 2024.

(A mis hijas y esposa, que me apoyaron mucho durante este tiempo)

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo no hubiera sido posible por diferentes personas que me apoyaron durante su elaboración.

Quisiera agradecer en primera instancia al profesor Cristian Ledezma por su paciencia y apoyo en tiempos de muchos cambios personales y profesionales, donde muchas veces tuve que dejar de lado este trabajo para enfocarme en otros asuntos, pero siempre manteniendo el contacto.

También agradecer especialmente a Marcelo Bacco, quien me ayudo a modelar, interpretar y corregir los modelos 3D que iba generando. Agradezco la enorme disponibilidad que ha tenido a pesar del poco tiempo disponible.

Un saludo para mis compañeros del magister Leonardo López y Michel Velásquez, los cuales juntos nos ayudamos mutuamente para poder sobrellevar los cursos a pesar del trabajo y familia.

Finalmente, y más importante a mi familia que siempre me han apoyado, con su ánimo, amor y sacrificio; y a mis padres por incentivar me siempre a dar un paso más.

INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
INDICE DE TABLAS	vii
INDICE DE FIGURAS.....	ix
RESUMEN.....	xvi
ABSTRACT	xvii
I Introducción.....	18
I.1 Excavaciones Verticales.....	18
I.2 Contexto del proyecto	23
I.3 Geometría de la excavación del gate shaft	24
II Antecedentes.....	27
II.1 Contexto Geológico.....	27
II.1.1 Caracterización del macizo rocoso.	31
II.1.2 Actualización del modelo geológico.....	33
II.2 Comportamientos esperados de la roca.....	39
II.3 Materiales disponibles en obras	44
II.3.1 Hormigón proyectado	44
II.3.2 Pernos de anclaje en roca.....	46
II.3.3 Mallas electrosoldadas.....	48
II.3.4 Vigas de acero o marcos reticulados.....	49
II.3.5 Inyecciones o grouting.....	49
II.4 Clases de soportes para el gate shaft.	50
II.5 Secuencia de construcción del shaft.....	52
II.5.1 Viga de coronamiento.....	53
II.5.2 Excavación del shaft	53
II.5.3 Excavación túneles de transición	55
III Marco teórico.....	56

III.1	Clasificación de macizo rocosos.	56
III.1.1	Según método RMR (Rock Mass Ranking) de Bieniawski (1989)	56
III.1.2	Método GSI (Geological Strength Index) (1994)	59
III.1.3	Clasificación de Barton et al. (1974).....	60
III.2	Criterios de falla para macizos rocosos:.....	63
III.2.1	Criterios de falla Mohr-Coulomb:.....	66
III.2.2	Criterios de falla Hoek y Brown:	68
III.3	Curva característica de la roca:	73
III.3.1	Determinación de pérdida de confinamiento:	82
III.4	Tensión-Deformación en excavaciones verticales	85
IV	Cálculo teórico.....	88
IV.1	Hipótesis.....	88
IV.2	Cálculos.....	88
IV.2.1	Estado tensional de la excavación.....	88
IV.2.2	Curvas de comportamiento.	92
IV.2.3	Designación de soporte utilizando el Q de Barton.....	96
V	Modelación 2D del Shaft	99
V.1	Hipótesis.....	99
V.2	Modelamiento numérico del shaft.....	100
V.2.1	Modelo 2D en planta.....	100
V.2.1.1	Resultados del modelo con cobertura 14 metros.	105
V.2.1.2	Resultados del modelo con cobertura 22 metros.	108
V.2.1.3	Resultados del modelo con cobertura 50 metros.	111
V.2.2	Estabilidad en los primeros metros de excavación.	116
V.2.2.1	Estabilidad utilizando modelo de deformaciones planas.	117
V.2.2.2	Estabilidad utilizando modelo Axisimétrico.....	125
VI	Modelación 3D gate shaft	131
VI.1	Hipotesis..... ¡Error! Marcador no definido.	
VI.2	Generación de la geometría.....	133
VI.3	Modelo geoestático 3D.....	136
VI.4	Excavación del gate shaft en el modelo numérico 3D.	142
VI.5	Resultados del modelo numérico.	143
VI.5.1	Esfuerzos principales (σ_1 y σ_3)	144

VI.5.2 Desplazamientos y Zona Plástica.....	150
VI.5.3 Soporte de hormigón proyectado.	153
VI.5.4 Pernos de anclaje.....	157
VI.5.5 Estabilidad para los primeros metros de excavación.	159
VII Comparación de resultados y conclusiones	163
VII.1 Comparación de resultados.	163
VII.2 Conclusiones y recomendaciones.	167
BIBLIOGRAFIA.....	171

INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla II-1: Condición del macizo rocoso en profundidad.....	31
Tabla II-2: Resultados de las perforaciones realizadas en el gate shaft.	36
Tabla II-3: Parámetros utilizados para el nuevo diseño del Gate Shaft.	38
Tabla II-3: Descripción de los mecanismos de fallas más relevantes.	40
Tabla II-4: Descripción de los mecanismos de fallas más relevantes.	41
Tabla II-5: Características del hormigón proyectado utilizado en la excavación del gate shaft.	45
Tabla II-6: Características de los pernos de anclajes utilizados en el gate shaft.....	47
Tabla II-7: Características de las mallas electrosoldadas utilizados en el proyecto.....	48
Tabla III-1: Clasificación del macizo rocoso de acuerdo a método RMR.	59
Tabla III-1: Tabla de clasificación del macizo rocoso según GSI (Oyanguren 2012).	60
Tabla III-2: Clasificación del macizo rocoso según el valor de Q de Barton (1974).	62
Tabla III-3: Valores de la constante m_i para distintos tipos de roca (Hoek 1997).....	69
Tabla III-4: Estimación de resistencia uniaxial para roca intacta (Hoek 1997).....	71
Tabla III-5: Estimación de grado de perturbación del macizo rocoso (Hoek 2002).....	71
Tabla IV-1: Parámetros Hoek & Brown del macizo rocoso para las profundidades analizadas.	89
Tabla IV-1: Parámetros del modelo Hoek and Brown y linealización con parámetros Mohr Coulomb.....	90
Tabla IV-1: Cálculo de tensiones máximas para clave y pared de la excavación.....	91
Tabla IV-1: Valor del parámetro ESR según Barton (1997).....	97

Tabla V-1: Parámetros Hoek&Brown utilizados en los modelos 2D.	100
Tabla V-2: Porcentaje de relajación del macizo rocoso según el avance del frente utilizando Panet.	103
Tabla V-3: Factores de seguridad obtenidos para cada etapa de excavación.....	119
Tabla V-3: Factores de seguridad obtenidos para cada etapa de excavación.....	126
Tabla VI-2: descripción de los grupos creados en el modelo 3D.....	136
Tabla VI-3: Parámetros del macizo rocoso incorporados en el modelo.	139
Tabla VI-1: Parámetros de resistencia asumidos para la lechada.	143
Tabla VI-4: Factores de seguridad obtenidos del análisis de estabilidad en el modelo 3D.	162
Tabla VII-1: Resumen de resultados para los modelos teórico, 2D y 3D.....	163
Tabla VII-2: Resumen de factores de seguridad calculados con distintos modelos.	166

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura I-1: Excavación manual de pozo vertical (https://www.socialzadagoaigular.cl/).	19
Figura I-2: Excavación mecánica de pozo vertical (https://theconstructor.org/construction/excavations-groundwater-control-methods/17909).....	20
Figura I-3: Secuencia de excavación mediante explosivos (https://miningandblasting.files.wordpress.com/2009/09/underground-blasting2.pdf)	21
Figura I-4: Método constructivo del raise boring, utilizando perforadora automática (https://www.infrastructures.com/0111/sandvik.htm).....	23
Figura I-5: Vista en planta del pique ovalado.	25
Figura I-6: Dimensiones del Gate shaft (medidas en metros).	26
Figura II-1: Litología homogénea de riodacita en KPV.....	28
Figura II-2: Sondajes cercanos al Gate Shaft.	28
Figura II-3: Vista en planta del Gate Shaft y la ubicación del sondaje más cercano.	29
Figura II-4: Muestra de roca extraídas de sondaje BH1116.....	30
Figura II-5: Meteorización y valor de GSI en profundidad a partir del sondaje BH1116. .	32
Figura II-6: Modelo geológico para el gate shaft (medidas en metros).	33
Figura II-7: Vacío superficial encontrado durante la excavación de la viga de coronamiento.	34
Figura II-8: Agua expulsada durante trabajos de perforación en el gate shaft.....	35
Figura II-9: Mapeo superficial y ubicación de sondajes sin recuperación en el gate shaft.	36
Figura II-10: Modelo geológico obtenido a partir de las nuevas investigaciones geotécnicas. Profundidad medida en metros.....	38

Figura II-10: Curvas J para la resistencia temprana del hormigón proyectado (ÖBV Austrian Concrete Society - Sprayed Concrete Guidelines).....	46
Figura II-11: Distribución de clases de soporte en profundidad (medidas en metros).	52
Figura III-1: Soporte estimado en base al Q de Barton y al valor de ESR (NGI 2013).....	63
Figura III-2: Distintos efectos que pueden alterar la razón de tensiones (k) (Ramirez 2008).	65
Figura III-3: Influencia de la tectónica en la variación de los esfuerzos principales (Ramirez 2008).....	65
Figura III-4: Criterio de rotura de Mohr-Coulomb con esfuerzos normales y tangenciales. (FJAER 2021)	67
Figura III-5: Falla Mohr-Coulomb con esfuerzos normales y tangenciales y esfuerzos principales.	68
Figura III-6: Ajuste lineal Mohr-Coulomb para un modelo Hoek y Brown (Hoek 2002)..	72
Figura III-7: Teoría de convergencia para un túnel circular en un medio isotrópico (Rocscience user guide 2004).	74
Figura III-8: Análisis de un elemento del macizo rocoso bajo la influencia de un túnel....	76
Figura III-9: GRC para diferentes suposiciones de comportamiento de plasticidad (Cao 2015).....	78
Figura III-10: Concepto de soporte para una curva característica a) comportamiento elástico, b) comportamiento elasto-plástico perfecto. (Bobet 2023).....	79
Figura III-11: Comportamiento de distintos soporte de túneles (sin escala): a) Acero, b) Acero con bloques de madera, c) concreto, d) Soporte temporal de shotcrete y soporte final de concreto, e) Pernos de anclaje. (Bobet 2023).....	80

Figura III-12: GRC para diferentes suposiciones de comportamiento de plasticidad a) comportamiento elástico, b) comportamiento plástico. (Bobet 2023)	81
Figura III-13: Diferentes comportamientos del soporte y su punto de equilibrio a) para soportes con distintas rigideces, b) Para soportes con desfase en su instalación. (Bobet 2023)	82
Figura III-14: Plasticidad alrededor del túnel a) Situación en que Panet es válida, b) situación en que Panet no es válido. (Hoek 2008).....	84
Figura III-15: Factores de formas para túneles (Hoek 1980).....	86
Figura III-16: rotación de esfuerzos principales por una excavación vertical.	87
Figura IV-1: Curva de comportamiento para un avance con cobertura de 14m. Puntos 1, 2 y 3 muestran el equilibrio para lining con espesor 10, 15 y 20 cm respectivamente.	94
Figura IV-1: Curva de comportamiento para un avance con cobertura de 22m. Puntos 1, 2, 3 y 4 muestran el equilibrio para lining con espesor 5, 10 y 15 y 20 cm respectivamente.	95
Figura IV-1: Curva de comportamiento para un avance con cobertura de 50m. Puntos 1 muestran el equilibrio para lining con espesor 5 cm.	96
Figura IV-1: Curva de calidad de la roca y su soporte correspondiente. Para los primeros tramos se considera un espesor de 12cm shotcrete, mientras que, para los tramos de roca competente, se considera autosostenible.....	98
Figura V-1: Modelo de deformaciones planas implementado en Phase2. Vista en planta en el plano X-Y. Eje longitudinal del shaft se encuentra en el eje Z del modelo.	101
Figura V-2: Configuración del mallado y discretización utilizada en los modelos 2D. ...	102
Figura V-3: Resultados para una profundidad de 14m: a) Sigma 1 y b) Sigma 3.	105

Figura V-4: Resultados para una profundidad de 14m: a) desplazamiento total y b) zona plástica.....	106
Figura V-5: Resultados para una profundidad de 14m: Esfuerzos internos del soporte, a) esfuerzo axial, b) Momento flector, c) esfuerzo de corte, d) carga axial en pernos de anclaje	107
Figura V-6: Resultados para una profundidad de 22m: a) Sigma 1 y b) Sigma 3.	108
Figura V-7: Superposición de Sigma 1 y zona plástica para una profundidad de 22m. ...	109
Figura V-8: Resultados para una profundidad de 22m: a) desplazamiento total y b) zona plástica.....	110
Figura V-9: Resultados para una profundidad de 22m: Esfuerzos internos del soporte, a) esfuerzo axial, b) Momento flector, c) esfuerzo de corte, d) carga axial en pernos de anclaje	111
Figura V-10: Resultados para una profundidad de 50m: a) Sigma 1 y b) Sigma 3.	112
Figura V-11: Resultados para una profundidad de 50m: a) desplazamiento total y b) zona plástica.....	113
Figura V-12: Resultados para una profundidad de 50m: Esfuerzos internos del soporte, a) esfuerzo axial, b) Momento flector, c) esfuerzo de corte, d) carga axial en pernos de anclaje	113
Figura V-13: Diagramas del soporte para 14m: a) diagrama de corte, b) diagrama de momento.....	114
Figura V-14: Diagramas del soporte para 22m: a) diagrama de corte, b) diagrama de momento.....	114

Figura V-15: Diagramas del soporte para 50m: a) diagrama de corte, b) diagrama de momento.....	115
Figura V-16: Modelo de deformaciones planas para la estabilidad en los primeros 10 metros de excavación.	118
Figura V-17: Resultado de SRF para los primeros 10 metros de excavación.	119
Figura V-18: Influencia de la sobrecarga de la grúa en el campo tensional antes del inicio de la excavación.	120
Figura V-19: Resultados para talud vertical infinito: a) Sigma 1 y b) Sigma 3.	121
Figura V-20: Resultados para talud vertical infinito: a) desplazamiento total y b) zona plástica.....	122
Figura V-21: Resultados talud vertical infinito: Esfuerzos internos del soporte, a) esfuerzo axial, b) Momento flector, c) esfuerzo de corte, d) carga axial en pernos de anclaje	123
Figura V-22: Diagramas del soporte para talud infinito: a) diagrama de corte, b) diagrama de momento.	124
Figura V-17: Resultado de SRF para los primeros 10 metros de excavación – modelo axisimétrico.	126
Figura V-19: Resultados para talud axisimétrico: a) Sigma 1 y b) Sigma 3.	127
Figura V-20: Resultados para shaft circular: a) desplazamiento total y b) zona plástica .	128
Figura V-21: Resultados talud vertical infinito: Esfuerzos internos del soporte, a) esfuerzo axial en el arco, b) Momento flector en el arco, c) esfuerzo de corte.	129
Figura V-22: Diagramas del soporte para shaft circular simétrico: a) diagrama de corte, b) diagrama de momento.	130

Figura VI-1: Vista en planta del gate shaft dibujada utilizando el programa gráfico Rhino7.	134
Figura VI-2: Definición de la estratigrafía en el modelo gráfico Rhino7.	134
Figura VI-3: Modelo gráfico obtenido del Rhino7.	136
Figura VI-5: Modelo Flac3D importado a partir del modelo gráfico de Rhino7.	137
Figura VI-6: Grupos designados en el modelo numérico. Grupos 4 y 5 corresponden a la ubicación de la grúa móvil.	138
Figura VI-7: Deformación de la malla amplificada por 1000 producto de la sobrecarga en superficie.	140
Figura VI-8: Distribución de fuerzas en los elementos de los grupos 4 y 5 producto de una sobrecarga uniforme de 120 kPa.	141
Figura VI-9: Esfuerzo principal para el caso geo-estático sin excavación.	142
Figura VI-4: Secuencia de excavación programada en el modelo numérico 3D.	142
Figura VI-10: Tensión principal Sigma 1 del modelo 3D.	145
Figura VI-11: Tensión principal Sigma 3 del modelo 3D.	146
Figura VI-12: Distribución de tensiones sigma 1 y sigma 3 en cortes transversales a una profundidad de 14m. La escala de colores es modificada para observar los cambios de tensiones.	147
Figura VI-13: Distribución de tensiones sigma 1 y sigma 3 en cortes transversales a una profundidad de 22m. La escala de colores es modificada para observar los cambios de tensiones.	148

Figura VI-14: Distribución de tensiones sigma 1 y sigma 3 en cortes transversales a una profundidad de 50m. La escala de colores es modificada para observar los cambios de tensiones.....	149
Figura VI-15: Vista en elevación del desplazamiento total del shaft.....	151
Figura VI-16: Vista en elevación de la zona plástica del shaft.	151
Figura VI-17: Zona plástica máxima en el contacto entre estrato superior y estrato medio.	152
Figura VI-18: Esfuerzos internos del hormigón proyectado en el modelo 3D.	154
Figura VI-19: Diagramas de interacción del soporte para los primeros 14m de excavación.	155
Figura VI-20: Diagramas de interacción del soporte para una profundidad de 22m de excavación.....	156
Figura VI-21: Diagramas de interacción del soporte para 50m de excavación.	157
Figura VI-22: Fuerza axial de los pernos de anclaje instalados.....	158
Figura VI-23: Sección utilizada para los análisis de estabilidad en FLAC3D.....	160
Figura VI-24: Factor de seguridad y deformación por corte para un avance de 10m de excavación.....	161
Figura VI-25: Factor de seguridad y deformación por corte para un avance de 14m de excavación.....	162
Figura VII-1: Comparación de los esfuerzos del soporte a los 14m para los distintos modelos realizados.....	165

RESUMEN

En muchas obras subterráneas, se realizan excavaciones verticales, conocidas como “shaft”, con diversos propósitos, como el acceso y la ventilación. Aunque la geometría de estas excavaciones suele ser circular, en ocasiones, debido a limitaciones de espacio o por optimización, la forma puede ser ovalada.

Este trabajo presenta una comparación de los modelos numéricos de un shaft ovalado de 50 metros de profundidad, que presentó una geología diferente a la estimada en el diseño original. Se presentan los antecedentes del proyecto, se resume el marco teórico de la teoría de estabilidad de túneles en roca y se realiza una evaluación del comportamiento del macizo rocoso como del sostenimiento utilizando tres métodos: teórico, modelado 2D y modelado 3D. Además, se incluye un análisis de estabilidad para determinar el factor de seguridad de la excavación en los primeros metros, cuando el efecto de arco no es aplicable.

La conclusión es que el diseño del sostenimiento es muy similar para los tres métodos analizados. Sin embargo, el análisis de estabilidad varía considerablemente al asumir deformaciones planas (más conservador), un shaft circular perfectamente axisimétrico, o un análisis 3D con la ubicación precisa de las cargas y la geometría (menos conservador). Se concluye que un análisis axisimétrico es una excelente aproximación, incluso cuando el shaft presenta una geometría no circular.

ABSTRACT

In underground works, vertical excavations, known as “shafts”, are included for various purposes, such as access and ventilation. Although the geometry of these excavations is usually circular, sometimes, due to space limitations or for optimization, the shape can be oval.

This work presents a comparison of the numerical models of an oval shaft of 50 meters deep, which presented a geology different from the one estimated in the original design. The background of the project is presented, the theoretical framework of the stability of tunnels in rock is summarized, and an evaluation of the behaviour of the rock mass and the support is included using three methods: theoretical, 2D modelling, and 3D modelling. In addition, a stability analysis is included to determine the safety factor of the excavation in the first meters, when the arch effect is not applicable.

In conclusion, the design of the support is similar for the three methods analysed. However, the stability analysis showed considerably differences between plane strain analysis, (more conservative), a perfectly axisymmetric analysis (circular shaft), or a 3D analysis with the precise location of the loads and the geometry (less conservative). It is concluded that an axisymmetric analysis is an excellent approximation, even if the shaft geometry is a non-circular.

I INTRODUCCIÓN

La mayoría de las obras civiles subterráneas requieren de excavaciones verticales, ya sea como piques de acceso para excavaciones de túneles, conexión entre niveles para explotación minera o chimeneas de equilibrio en hidroeléctrica, entre otras estructuras. Para las obras antes mencionadas las excavaciones verticales o piques requieren de grandes profundidades y de diámetros que implican un gran desafío ingenieril.

Para la excavación de estos piques se utilizan diferentes técnicas que permitan controlar la remoción de material y el refuerzo de sus paredes para evitar el colapso. La elección del tipo de técnica constructiva dependerá de la forma, geometría y profundidad del pique, junto con el perfil geológico y/o geotécnico predominante del lugar lo cual permite decidir el tipo de comportamiento esperado y así reforzar las zonas probables de falla. Un análisis geológico / geotécnico es requerido con el fin de representar lo más fielmente posible la realidad del problema durante su etapa de construcción y en operación.

I.1 Excavaciones Verticales

Generalmente en obras subterráneas se debe considerar algún tipo de excavación vertical, ya sea para conectar distintos niveles del proyecto como también para el acceso desde la superficie hacia las obras subterráneas. La forma de excavar estos piques dependerá del tamaño de la obra, tipo de suelo o roca del terreno y geometría del pique, pero generalmente todas consideran una etapa de excavación, otra de retiro del material y luego fortificación. A continuación, se presentan los métodos más utilizados:

Excavación manual: La excavación manual consiste en utilizar personas para realizar las labores de excavación usando palas, picos y cualquier otra herramienta que permita remover el suelo. Este tipo de método es utilizado en suelos blandos para fundaciones pequeñas donde el espacio útil no permite el uso de maquinaria pesada como pueden ser las pilas o fundaciones superficiales. Aunque es menos eficiente que la maquinaria en términos de tiempo y esfuerzo, la excavación manual puede ser una opción viable y menos costosa. En la Figura I-1 se observa el reducido tamaño donde este tipo de métodos puede ser aplicado.



Figura I-1: Excavación manual de pozo vertical (<https://www.socalzadoaguilar.cl/>).

Excavación mecánica: La excavación mecánica es ampliamente utilizada cuando se requiere grandes volúmenes de excavación y para ello se emplean distintas maquinarias pesadas para realizar la excavación del pique. Generalmente se usa una excavadora o retroexcavadora la cual puede estar equipada con diferentes accesorios dependiendo de la dureza del material (Figura I-2). La excavación mecánica se utiliza para todo tipo de suelo y roca de mediana a baja calidad, pudiendo ser equipada con martillo hidráulico. Existen casos de equipos diseñados especialmente para la excavación vertical. Estos equipos consisten en vigas que atraviesa el pique en superficie y sostienen un equipo de excavación, el cual es controlada mediante una grúa. Este equipo baja hasta la cota de la frente para iniciar la excavación.



Figura I-2: Excavación mecánica de pozo vertical (<https://theconstructor.org/construction/excavations-groundwater-control-methods/17909>)

Excavación mediante explosivos: El uso de explosivos es comúnmente utilizado cuando se requiere excavar grandes volúmenes de roca y los equipos convencionales presentan dificultades para continuar con la excavación. El método consiste en perforar el frente de avance e instalar cargas explosivas controladas para demoler un cierto rango de avance. Una vez detonada las cargas se debe ventilar el pique y luego se procede al retiro e instalación del soporte para el contorno. Este tipo de excavación es muy utilizado en minería y excavaciones de túneles en roca debido a su rapidez, pero requiere de gente experimentada para su ejecución (Figura I-3).

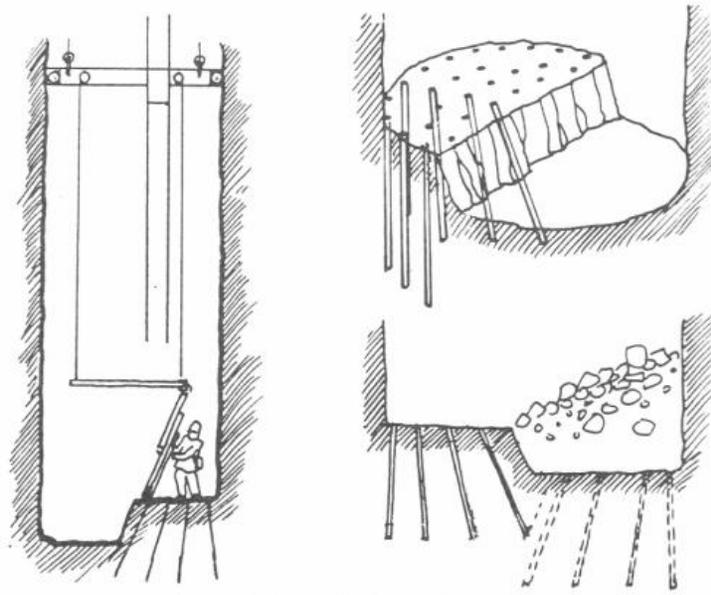


Figura I-3: Secuencia de excavación mediante explosivos

(<https://miningandblasting.files.wordpress.com/2009/09/underground-blasting2.pdf>)

Raise Boring: La técnica *raise boring* solo puede ser utilizada si se tiene previamente excavado dos niveles diferentes y que requieran una conexión vertical, tal como se observa en la Figura I-4. Para ello se hace una perforación tipo sondaje con una cabeza de perforación desde un nivel en dirección al siguiente nivel. Una vez realizada la perforación se puede proceder de dos maneras:

1) A través de excavación convencional mecánica de arriba hacia abajo y desechando el material excavado a través de la perforación del sondaje y para así ser retirado desde un piso inferior.

2) Se procede a ensanchar el diámetro mediante una cabeza más grande y se excava nuevamente el pozo como un sondaje. Este método se aplica para pozos de diámetros pequeños.

Para aplicar *raise boring* se requiere que la roca sea autosustentable y de un equipo especializado que permita ejercer la presión adecuada para poder excavar la roca.

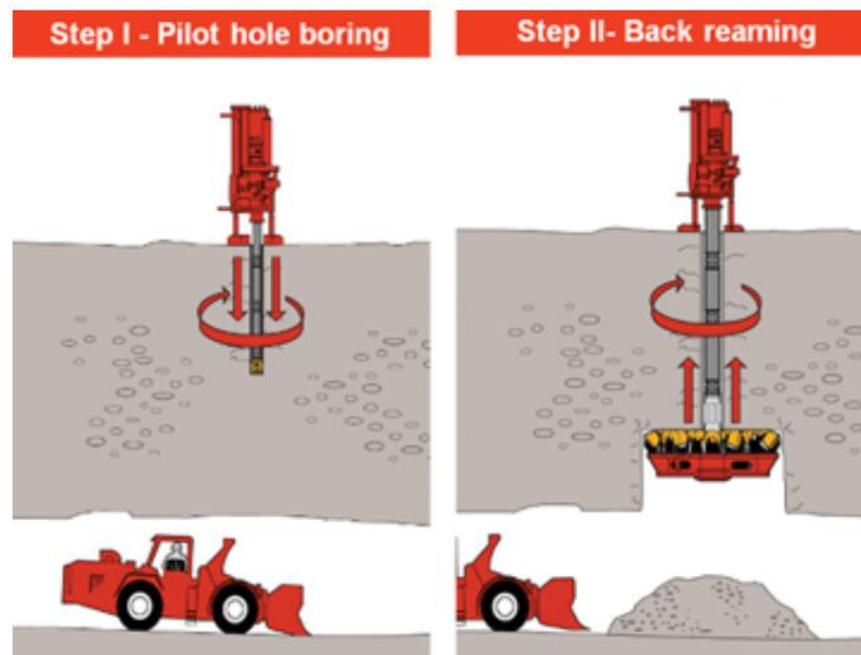


Figura I-4: Método constructivo del raise boring, utilizando perforadora automática

(<https://www.infrastructures.com/0111/sandvik.htm>)

I.2 Contexto del proyecto

Debido a que el proyecto actualmente se encuentra en ejecución y no se tiene autorización para revelar el nombre ni el lugar donde se desarrolla, cualquier referencia será omitida con tal de mantener su reserva..

El proyecto en que se enmarca el estudio de esta tesis consiste en una central hidroeléctrica reversible ubicada en un sector montañoso con dos lagos separados entre sí por varios kilómetros y con dos cotas diferentes.

Una central hidroeléctrica reversible se diferencia de las convencionales por la posibilidad de devolver el agua al reservorio de mayor elevación. En otras palabras, una hidroeléctrica común transforma energía potencial de una fuente hídrica en eléctrica solo en la dirección donde fluye el agua, en cambio una reversible permite devolver el agua ubicada en el reservorio de menor cota al reservorio de mayor cota durante periodos de baja demanda y bajo costo de electricidad. De esta forma, la central hidroeléctrica actúa como una especie de batería que acumula energía en los tiempos de menor demanda y produce electricidad en periodos de mayor demanda.

Este tipo de obras tienen asociado una serie de estructuras y canalizaciones, tanto superficiales como subterránea. De las obras superficiales podemos mencionar toda la estabilidad de taludes para los caminos, entradas de los túneles, bocatomas, edificaciones, etc., mientras que las obras subterráneas considera varios kilómetros de túneles, grandes cavernas donde serán instaladas las bombas y los equipos vitales para el funcionamiento de la central (sala de máquinas), chimeneas de equilibrio para

regular las diferencias de presión durante su operación y zonas de captación del agua en los reservorios, instalación de compuertas, entre otros.

En esta memoria se hará hincapié en la modelación del pique de puerta o también llamado “*gate shaft*”,

I.3 Geometría de la excavación del gate shaft

En cada una de las zonas de captación de agua del proyecto y cercano a los reservorios existen compuertas que permiten cortar el flujo de agua y cerrar el sistema, permitiendo el vaciado para futuras mantenciones. En este proyecto, la compuerta aguas arriba se encuentra dentro de un pique vertical de geometría ovalada de dimensiones aproximadas de 20 m largo y ancho 14 m. Este pique tiene una profundidad de 50 m y llega de forma perpendicular al túnel principal de recolección de agua. La forma ovalada del túnel es resultado de una optimización en la excavación, de forma que las compuertas de ancho 12 m puedan entrar en el pique y a su vez mantener los espacios útiles para su futura reposición y mantención.

A continuación, se presenta la ubicación y geometría del pique ovalado:

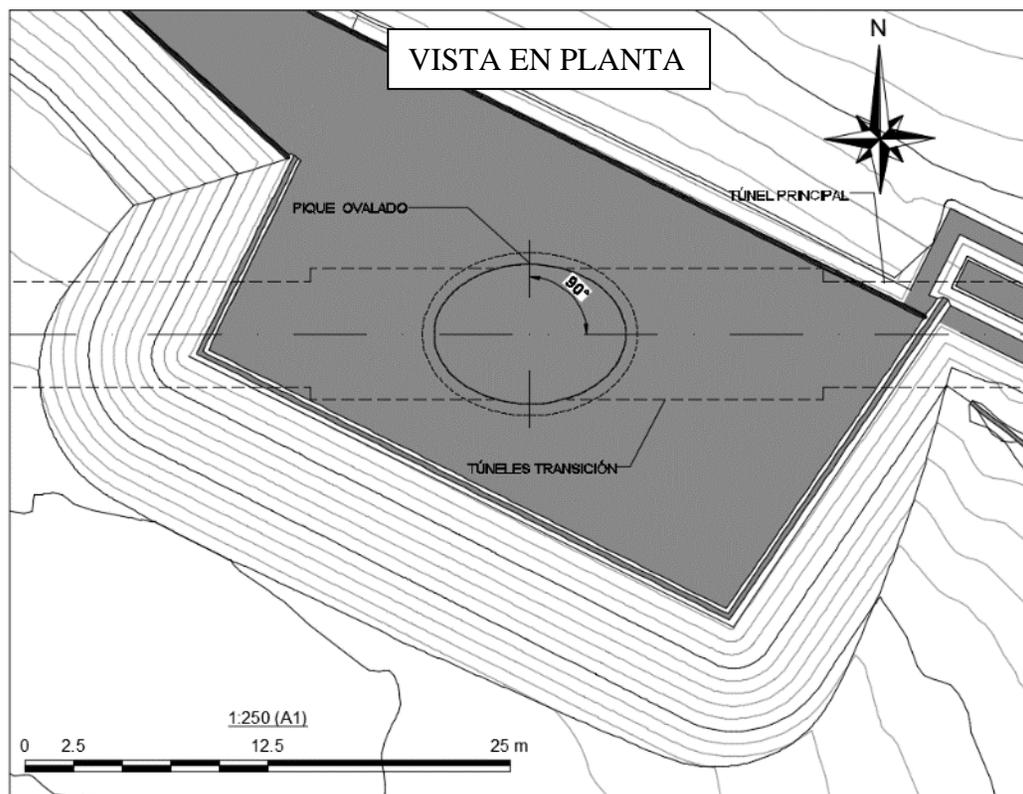


Figura I-5: Vista en planta del pique ovalado.

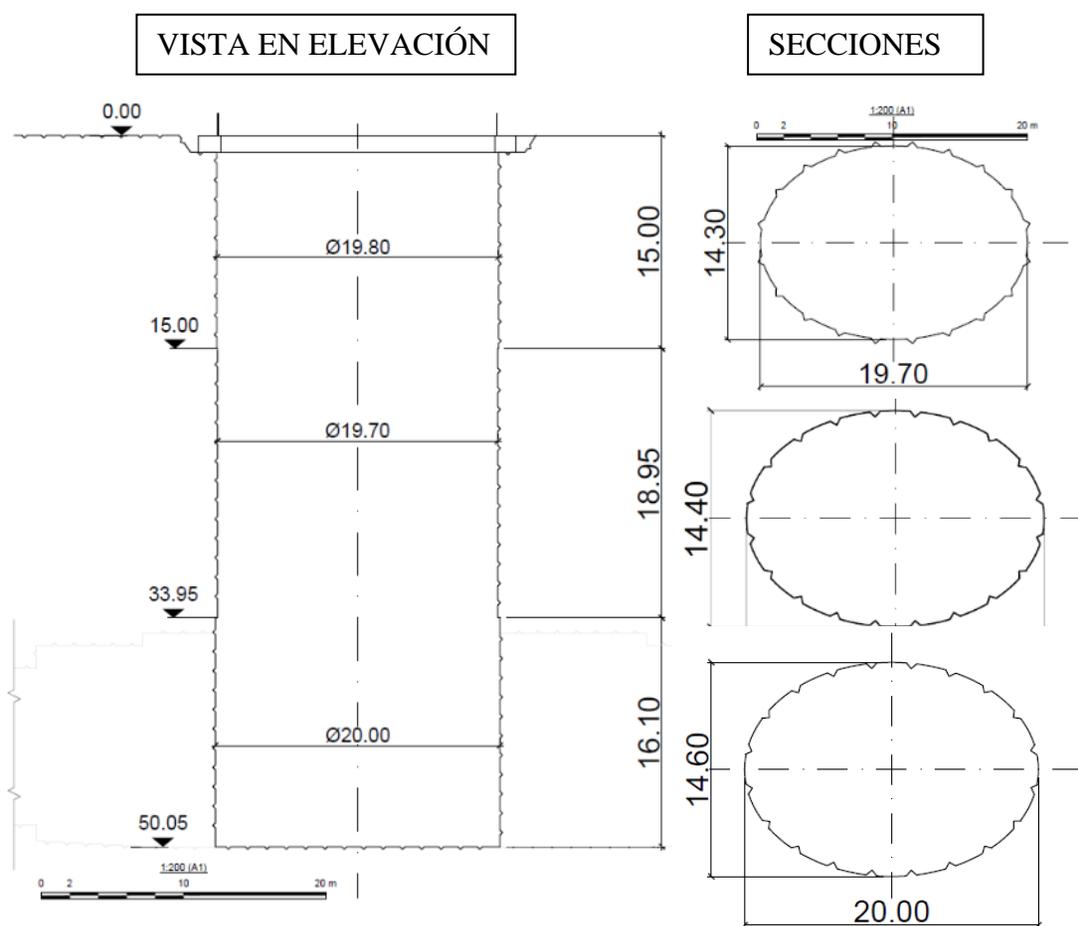


Figura I-6: Dimensiones del Gate shaft (medidas en metros).

II ANTECEDENTES

Los antecedentes del proyecto son presentados en el presente capítulo, donde se entregan las informaciones básicas para el desarrollo del diseño del gate shaft. Este capítulo se divide en cuatro subcapítulos donde se incluye (1) un resumen de la geología en base a las exploraciones geológicas y mapeos del sector, además de (2) analizar los posibles comportamientos esperados de colapso que se pueden enfrentar durante la etapa de excavación del shaft ovalado. También se describen brevemente (3) los materiales que comúnmente se utilizan para este tipo de excavaciones y en particular para el sostenimiento del shaft y finalmente (4) se describe la secuencia constructiva que es empleada para su excavación.

II.1 Contexto Geológico

El proyecto se encuentra ubicado en el interior de un parque nacional. Debido a la gran extensión del proyecto, diferentes litologías fueron descritas durante la exploración geológica, dividiendo las áreas en zonas geológicas que tienen en común similares características geológicas. En particular, el gate shaft se encuentra en un sector denominado KPV, donde predomina rocas como ignimbrita dacítica, ignimbrita riódacítica, toba, aglomerado y riolita. Sin embargo, los sondeos muestran principalmente una única litología homogénea, la riódacita: una roca volcánica con una matriz fina con fenocristales individuales de plagioclasa blanca de mayor tamaño.

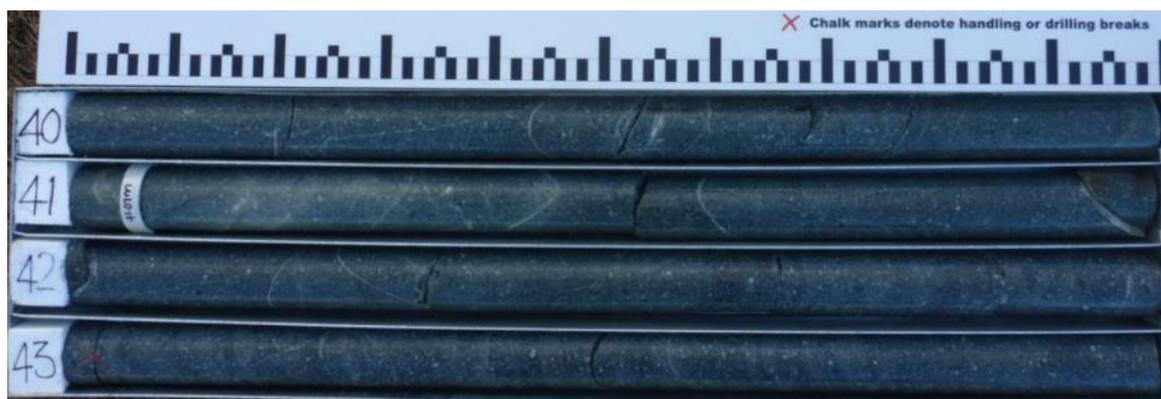


Figura II-1: Litología homogénea de riodacita en KPV.

Los sondajes disponibles se muestran en la Figura II-2, donde se observa que el sondaje más representativo corresponde a BH1116 (Figura II-3).

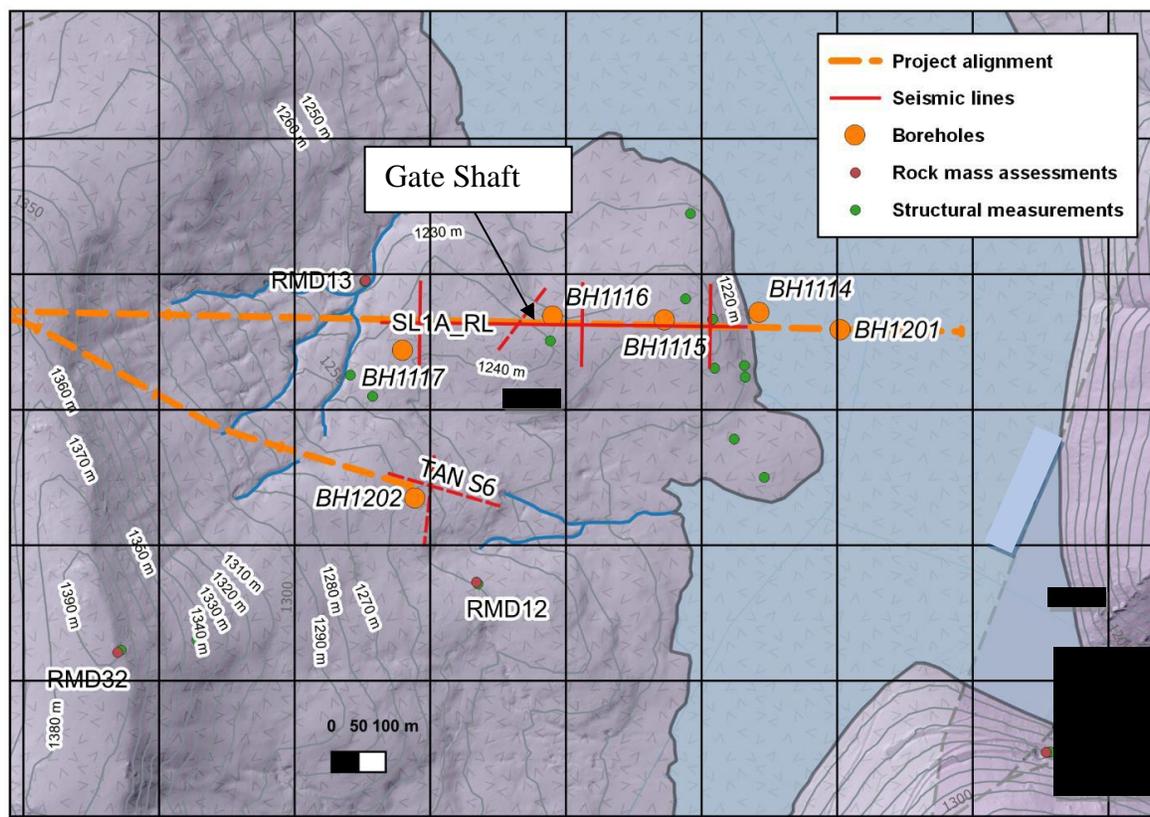


Figura II-2: Sondajes cercanos al Gate Shaft.

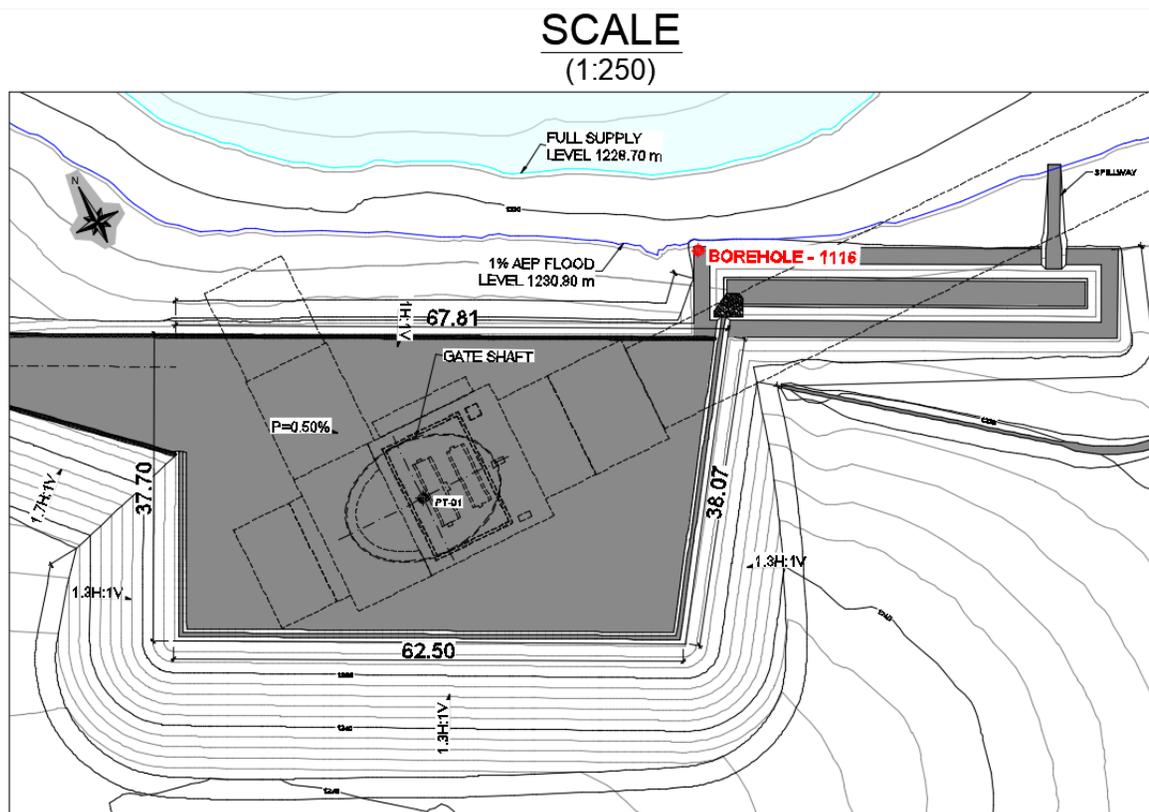


Figura II-3: Vista en planta del Gate Shaft y la ubicación del sondaje más cercano.

Los primeros metros del sondaje BH1116 muestra suelo y roca altamente meteorizada, la cual será retirada durante la excavación de la plataforma de trabajo. Para la zona del pozo, se espera encontrar roca levemente meteorizada a fresca. Debido a la cercanía con el reservorio de agua, se espera que algunos tramos del pozo se encuentren fracturados y meteorizados debido a posibles flujos preferentes de agua que provocan erosión en la roca. A continuación, se presenta algunas fotografías de las muestras obtenidas en el sondaje BH1116.

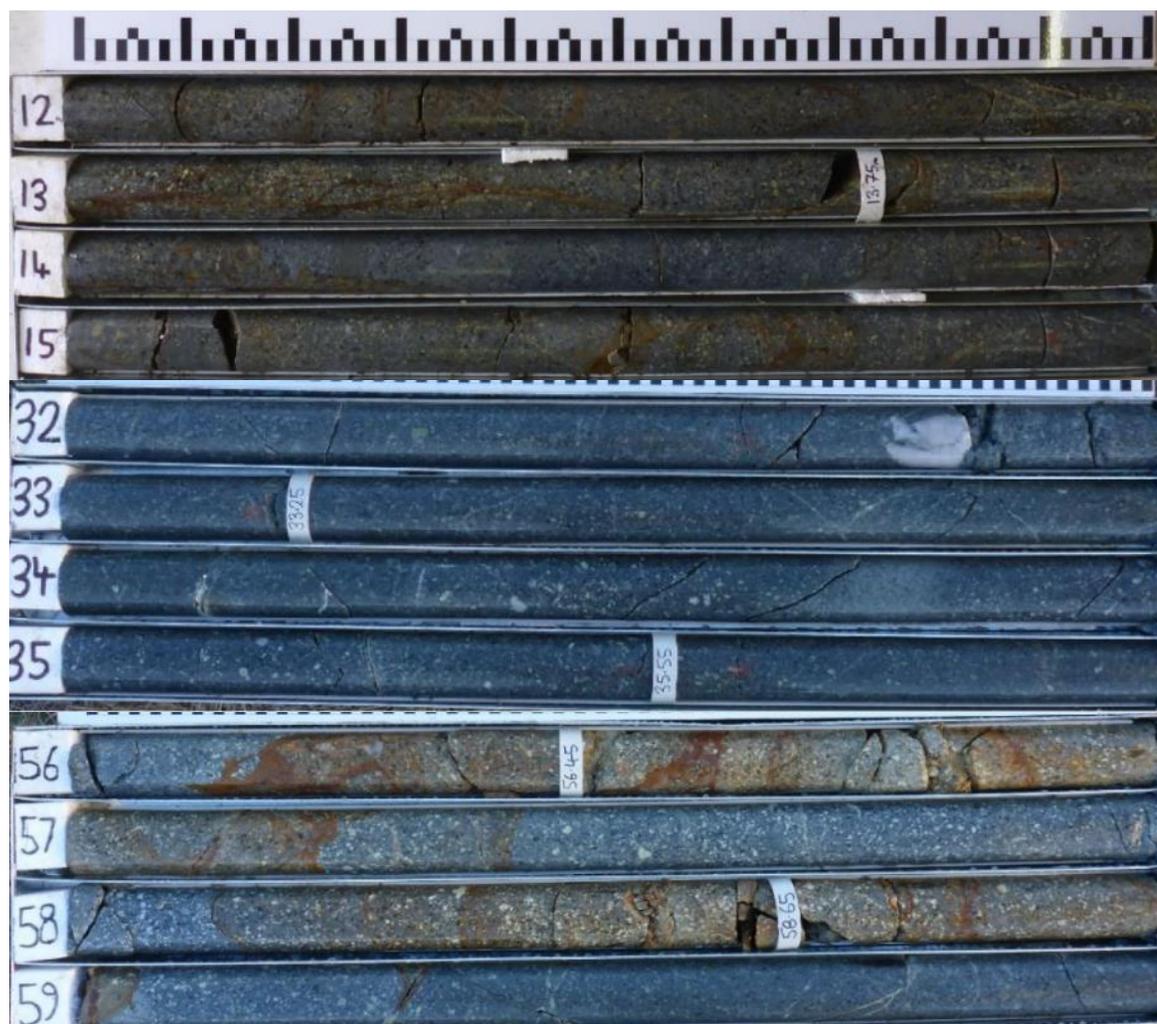


Figura II-4: Muestra de roca extraídas de sondaje BH1116.

En un inicio, basándose en la información disponible en ese momento correspondiente al sondaje BH1116, se espera la siguiente distribución de roca mostrada en la Tabla II-1.

Tabla II-1: Condición del macizo rocoso en profundidad.

Tramo	Profundidad [m]	Diámetro excavación [m]	Condición del macizo rocoso
1	0-15	19.8	Macizo rocoso meteorizado
2	15-39	19.7	Macizo rocoso levemente meteorizado a sana
3	43-50	20.0	Macizo rocoso meteorizado

II.1.1 Caracterización del macizo rocoso.

Para poder cuantificar la calidad del macizo rocoso se utilizan diferentes parámetros que permiten dar un valor numérico a las características de la roca. Estos parámetros son:

- GSI (Índice de Resistencia Geológica, Marinos & Hoek (2000)**): Es un sistema de medición geológica que permite obtener una clasificación numérica de la roca respetando las condiciones geológicas que se dan en la naturaleza. El rango de valores va desde 0 a 100, donde 0 corresponde a un suelo y 100 a una roca intacta sin discontinuidades.
- UCS (Esfuerzo de compresión uniaxial): Se define como la capacidad que tiene la roca de soportar una fuerza uniaxial de compresión sin estar confinada. Generalmente este valor se obtiene a través de ensayos de laboratorio, pero puede ser estimado utilizando el martillo geológico.

Los valores de GSI del sondaje BH1116 se muestran en la Figura II-5:

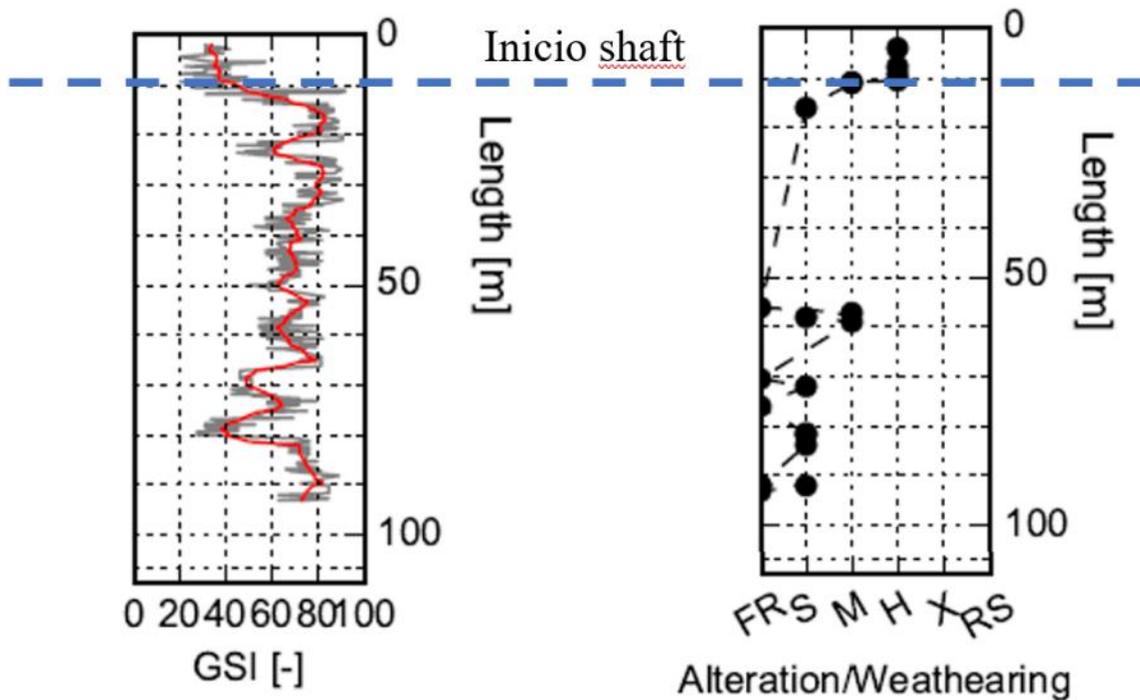


Figura II-5: Meteorización y valor de GSI en profundidad a partir del sondaje BH1116.

Como se puede observar en la Fig. II-5, entre los 12 m y 65 m se observa una roca con un GSI entre 60 y 80, a partir de los 65 m el GSI disminuye a valores entre 40 y 60 y finalmente, bajo los 80 metros, vuelve a un GSI entre 60 y 80.

Considerando la información fotográfica y el GSI calculado se puede estimar que la roca se encuentra en buenas condiciones, variando entre una roca sana y levemente meteorizada con un tramo medianamente meteorizado.

A continuación, se presenta el modelo geológico utilizado para el diseño del gate shaft.

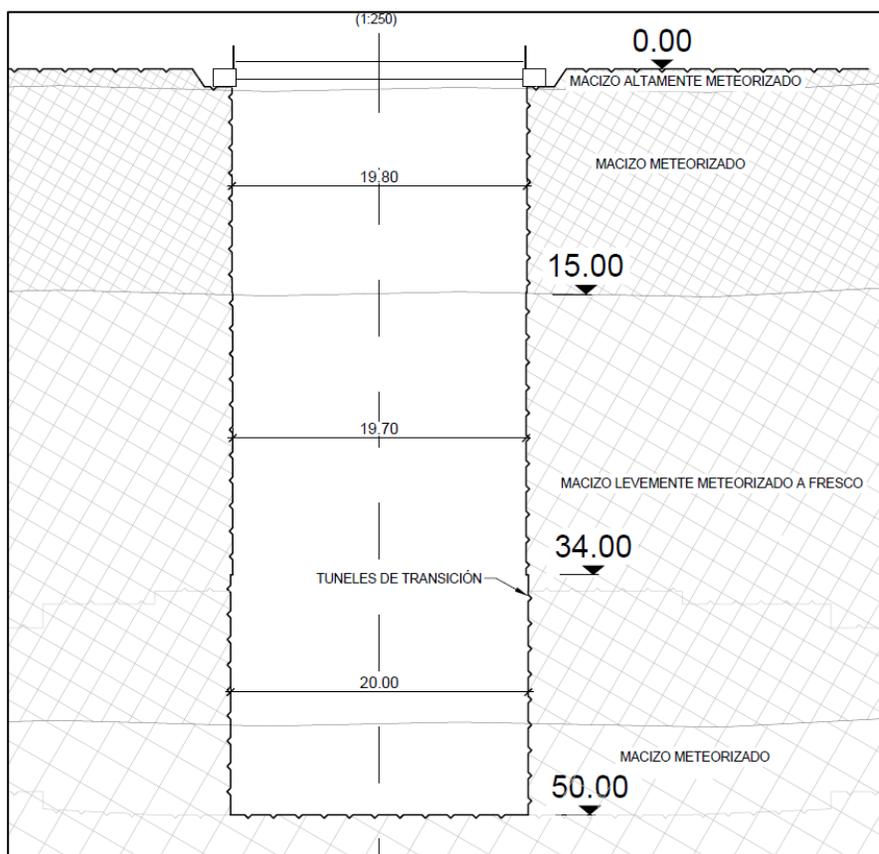


Figura II-6: Modelo geológico para el gate shaft (medidas en metros).

II.1.2 Actualización del modelo geológico.

Durante los trabajos de la viga de coronamiento se pudo observar un vacío de aproximadamente 3 metros de profundidad a 1 metro bajo la superficie de la plataforma de trabajo. La Figura II-7 muestra como la oquedad se encuentra llena de agua producto de los trabajos en superficie.



Figura II-7: Vacío superficial encontrado durante la excavación de la viga de coronamiento.

La oquedad encontrada presentó un nuevo peligro geológico no considerado en el diseño original. Para verificar que este vacío encontrado es puntual, o no, se realizaron varias perforaciones sin recuperación con el fin de verificar la resistencia de la roca bajo la zona de excavación. Los resultados de las perforaciones mostraron que el vacío encontrado no era un elemento aislado y que este riesgo está presente en varios sectores del gate shaft. En la Figura II-8 se observa como durante la perforación e inyección de

agua, un chorro sale por otro orificio colindante, lo que demuestra que estas cavidades están interconectadas.



Figura II-8: Agua expulsada durante trabajos de perforación en el gate shaft.

Debido a este riesgo no previsto, se realizó un nuevo análisis geológico en el gate shaft utilizando perforaciones sin recuperación más profundas que los iniciales y tres nuevos sondajes con recuperación de muestra. En la Figura II-9 se presenta la ubicación de los sondajes junto con una caracterización general de la roca producto del mapeo geológico en superficie.

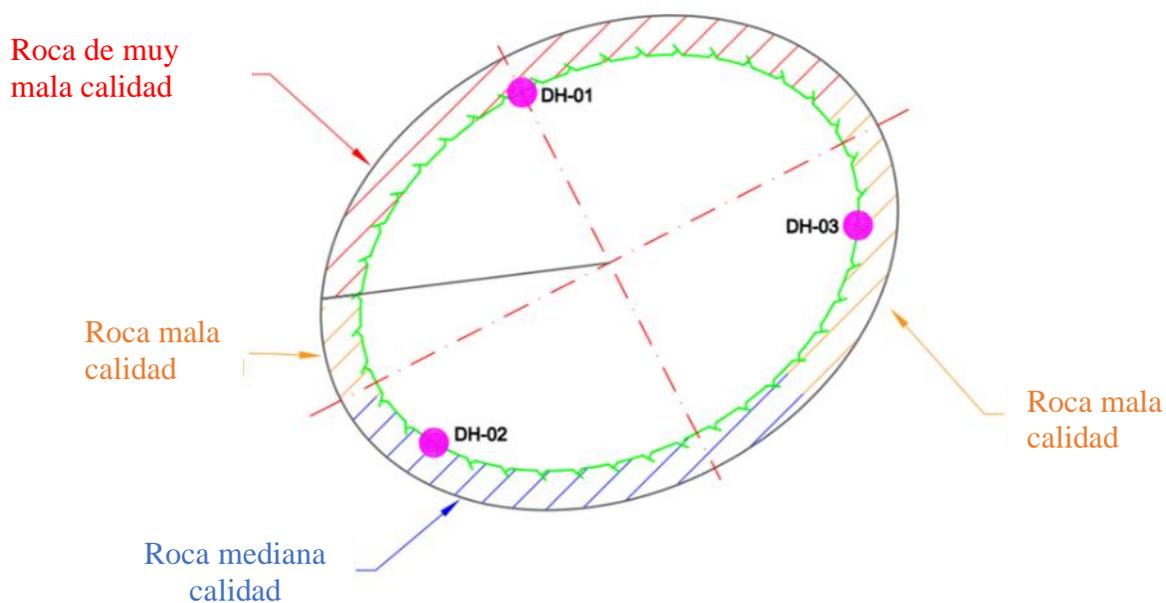


Figura II-9: Mapeo superficial y ubicación de sondajes sin recuperación en el gate shaft.

Los resultados de los sondajes mostrados en la Tabla II-2 presentaron varios pasajes con suelo sin recuperación, es decir, tramos vacíos o con un material blando como suelo a lo largo de los primeros 20 metros. Sin embargo, bajo los 20 metros iniciales la calidad de la roca iba mejorando conforme se avanzaba en profundidad. A continuación, se presentan los resultados para los sondajes antes mencionados:

Tabla II-2: Resultados de las perforaciones realizadas en el gate shaft.

Inicio	Término	Avance DH1 [m/min]	Avance DH2 [m/min]	Avance DH3 [m/min]
0	1	1,52	1,76	1,29
1	2	1,42	1,33	Material Suelto
2	3	1,06	1,39	1,81
3	4	Material Suelto	1,23	1,45
4	5	Material Suelto	0,94	Material Suelto
5	6	0,65	1,50	Material Suelto
6	7	0,65	Material Suelto	1,51
7	8	0,61	1,45	1,87
8	9	0,55	1,42	3,10
9	10	0,69	1,30	3,06
10	11	0,55	1,35	3,58
11	12	0,74	1,69	3,10
12	13	0,45	1,71	3,26
13	14	1,34	Material Suelto	Material Suelto
14	15	1,38	Material Suelto	0,41
15	16	0,94	Material Suelto	0,65
16	17	1,48	Material Suelto	1,27
17	18	2,32	0,48	0,62
18	19	Material Suelto	0,58	0,79
19	20	Material Suelto	0,55	0,69
20	21	Material Suelto	0,58	0,58
21	22	1,34	0,87	0,65
22	23	0,61	0,55	0,76
23	24	0,86	0,65	0,58

Sondajes adicionales, que no son incluidos en este trabajo, han mostrado que bajo los 22 metros la roca es similar a lo observado en el sondaje BH1116.

El nuevo modelo geológico consideró la existencia de un estrato de riodacita colapsada debido a la degradación de la caliza subyacente lo que generó oquedades en los primeros 14 metros. El modelo geológico final se observa en la Figura II-10 y es la geología final que se utilizó para el diseño del soporte.

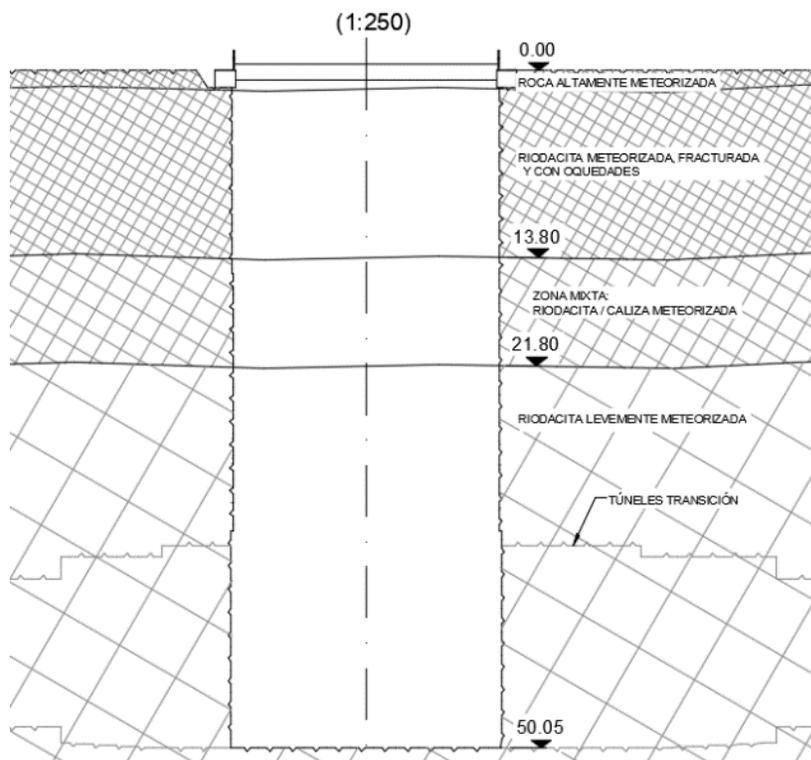


Figura II-10: Modelo geológico obtenido a partir de las nuevas investigaciones geotécnicas. Profundidad medida en metros.

Finalmente, para el nuevo diseño del Gate shaft se optó por la siguiente distribución de parámetros:

Tabla II-3: Parámetros utilizados para el nuevo diseño del Gate Shaft.

Grado Meteorización	Estrato [m]	R [m]	γ [kN/m ³]	K_0 [-]	UCS [MPa]	GSI [-]
Altamente meteorizada	0.0 - 14.0	10	27.0	1.0	10	20
Medianamente meteorizada	14.0 - 22.0	10	27.0	1.0	30	30
Levemente meteorizada	22.0 - 50.0	10	27.0	1.0	40	40

Para cubrir las posibles oquedades y disminuir la alta permeabilidad de la roca, se ejecutó un programa de inyecciones en todo el contorno del shaft para evitar flujos preferentes de agua y rellenar los vacíos encontrados durante las investigaciones geotécnicas. El trabajo y diseño de las inyecciones están fuera del alcance del presente trabajo.

II.2 Comportamientos esperados de la roca

Los mecanismos de falla en roca son sucesos complejos que tienen una importante componente 3D, donde diferentes tipos de roca pueden tener múltiples fallas que ocurren de forma simultánea en diferentes planos de la roca y con distintas magnitudes. A pesar de contar con información sobre el tipo de roca y sus características geomecánicas siempre existe una incerteza sobre el estado de la roca durante la excavación del shaft. Es por este motivo que se debe analizar y clasificar el tipo de roca de acuerdo con su mecanismo de falla esperado durante la excavación.

Para determinar los mecanismos de falla se debe contar con la siguiente información:

- Tipo de roca.
- Tensión del terreno (profundidad).
- Forma y tipo de estructura subterránea
- Metodología de construcción
- Napa subterránea, presión freática y carga hidráulica.
- Tiempo asociado al comportamiento (corto, mediano y largo plazo)

Para simplificar el análisis se considera solo un tipo de comportamiento, el cual puede ser su comportamiento principal o secundario, pero siempre teniendo presente que diferentes mecanismos pueden ocurrir.

La descripción de las fallas esperadas más importantes que se pueden observar durante la excavación del shaft se presentan en la Tabla II-4.

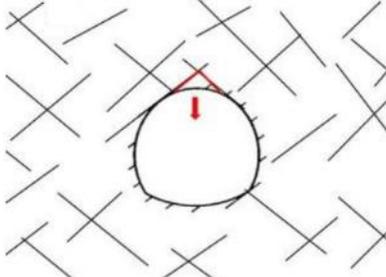
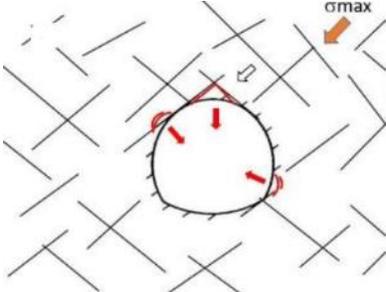
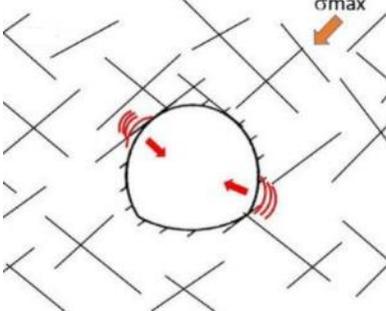
Tabla II-4: Descripción de los mecanismos de fallas más relevantes.

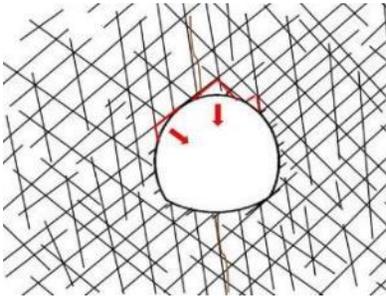
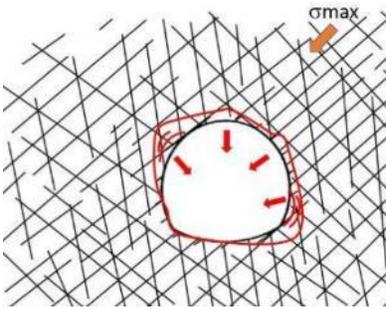
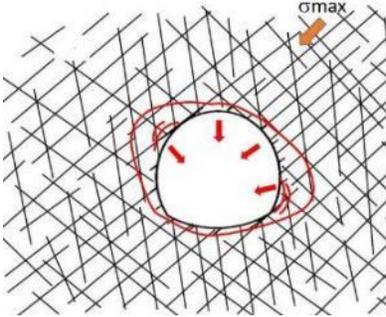
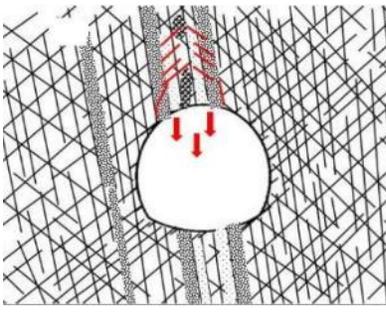
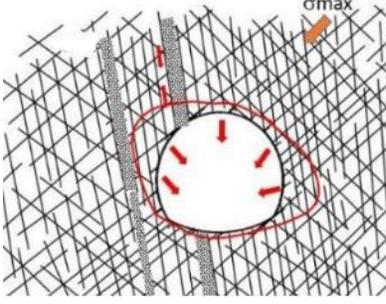
Principal mecanismo de falla	Descripción
Por discontinuidades y gravedad	La falla está controlada por las discontinuidades del macizo rocoso lo que puede generar caídas de cuñas o bloques inestables, terreno desgranable con inestabilidades locales y fallas del tipo chimeneas (fallas que pueden alcanzar la superficie. Para este tipo de fallas, la tensión del terreno no es relevante ya que tienen un bajo confinamiento y la roca se deforma dentro de un rango elástico.
Por bloques o disgregada	El macizo rocoso falla principalmente por la tensión del terreno. La redistribución de tensiones durante la excavación de la roca puede generar fallas de corte y fallas frágiles en el macizo rocoso, las cuales pueden expandirse a los alrededores de la excavación. La principal diferencia entre una falla de corte y falla frágil se encuentra en la dureza de la roca, pudiendo una roca con mayor dureza acumular un elevado nivel de tensión lo que produce una liberación repentina de energía y una fractura frágil en la roca. La acumulación de tensión puede ser tal que trozos de roca pueden salir expulsados a grandes velocidades en lo que se conoce como estallido de roca. Por otro lado, una falla por corte se encuentra más asociado a suelos, rocas meteorizadas y/o muy fracturadas o a zonas con fallas geológicas.
Napa freática	Se puede generar inestabilidades durante la excavación por a un flujo constante de agua, que va produciendo con el pasar del tiempo erosión y fracturas en la roca. El constante deterioro y el alto flujo de agua puede provocar un lavado de finos, deslizamiento del material por la presión del agua e hinchamiento ciertas rocas.
Condiciones geológicas variadas	Se puede encontrar durante la excavación que las condiciones antes mencionadas se encuentren mezcladas, siendo una roca altamente heterogénea, muy variada y con un comportamiento mixto.

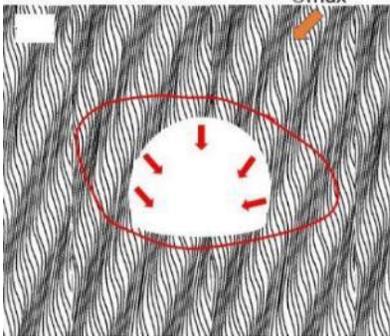
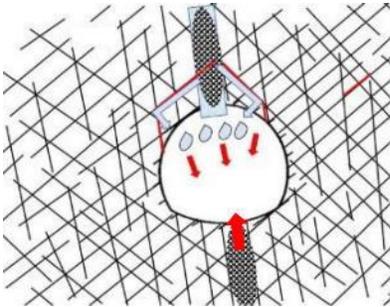
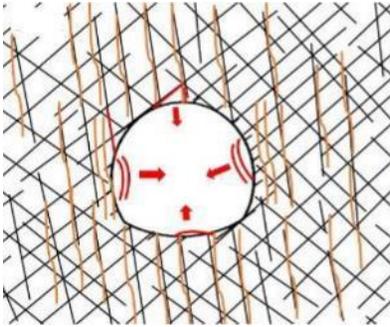
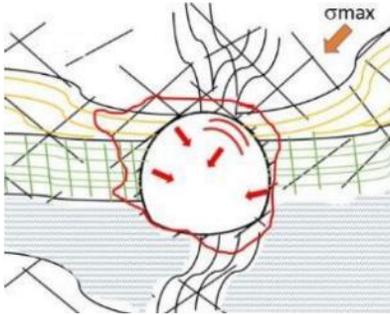
Los mecanismos de fallas antes mencionados pueden subdividirse de acuerdo con el estado del macizo rocoso. A continuación, se presenta en la Tabla II-5 un breve

resumen de los principales comportamientos del terreno esperados según las condiciones en que son encontradas:

Tabla II-5: Descripción de los mecanismos de fallas más relevantes.

Principal mecanismo de falla	Descripción	Esquema
Por discontinuidades y gravedad	<p>Roca Estable:</p> <p>Roca de buena calidad, sana y con pocas discontinuidades.</p> <p>Roca autosustentable y no requiere mayor soporte.</p>	
	<p>Falla frágil superficial:</p> <p>Falla dominada por la roca intacta. Es superficial y generada por el desconfinamiento de la excavación</p>	
	<p>Falla frágil:</p> <p>Roca intacta sometida a altos niveles de tensión que puede generar una violenta ruptura de la roca y estallidos de roca.</p> <p>Se requiere monitoreo sísmico.</p>	

Por bloques o disgregada	<p>Falla de bloques:</p> <p>La falla del macizo rocoso es debido principalmente a bloques inestables y cuñas.</p>	
	<p>Falla híbrida superficial:</p> <p>Se observan inestabilidades locales por bloques y fallas de corte en el contorno de la excavación.</p>	
	<p>Falla híbrida:</p> <p>Falla dual en que se observa una falla por corte más profunda junto con una alta tensión en el contorno de la excavación.</p>	
Altamente discontinua y disgregada	<p>Falla por desprendimiento y/o chimenea</p> <p>Este tipo de falla se produce cuando el túnel se encuentra en baja tensión efectiva, con una roca alterada y fracturada, llevando a desprendimientos que pueden alcanzar la superficie.</p>	
	<p>Falla por Corte</p> <p>Se produce cuando existe roca alterada bajo una tensión in-situ alta, generando grandes deformaciones y plastificación en el contorno de la excavación.</p>	

	<p>Falla por Corte profundo</p> <p>El mismo efecto que la falla de corte, pero en alta profundidad y con roca altamente alterada y fracturada. Como consecuencia, se producen fallas de inestabilidad en el frente del túnel generando grandes desplazamientos y plastificación masiva de la roca.</p>	
Condiciones especiales	<p>Bajo nivel freático:</p> <p>Alto ingreso de agua al interior del túnel debido a un flujo preferente de agua. Esta condición puede generar inestabilidades en la frente como también peligro de inundación por caudal ingresado.</p>	
	<p>Dilatación o hinchamiento de la roca.</p> <p>Se pueden generar inestabilidades en la roca cuando parte de su composición contiene algún mineral reactivo con el agua, particularmente cuando la roca se encuentra estratificada y con arcillas expansivas.</p>	
	<p>Altamente heterogéneo.</p> <p>El avance de excavación es altamente heterogéneo y varios tipos de fallas pueden generarse simultáneamente.</p>	

Es posible encontrar en el frente de excavación dos tipos distintos de fallas que requieren ser evaluadas. Al momento de seleccionar el tipo de soporte se considera el tipo de falla más desfavorable.

II.3 Materiales disponibles en obras

Diferentes materiales componen el soporte del shaft, pero todos tienen como base el hormigón proyectado. Dependiendo del mecanismo de falla, se pueden agregar diferentes elementos en el soporte de forma que los avances de excavación sean seguros y permitan cumplir con las cargas de diseño. Además de variar el espesor del hormigón proyectado en el soporte, se pueden instalar pernos de anclajes para sujetar cualquier cuña inestable, mallas electrosoldadas para complementar el diseño del hormigón proyectado o agregar un elemento rígido como perfiles de acero o marcos reticulados, en caso de tener altas deformaciones o sobreexcavaciones. A continuación, se describirá brevemente cada uno de estos materiales.

II.3.1 Hormigón proyectado

El hormigón proyectado consiste en hormigón lanzado a altas velocidades contra una superficie que se desea reforzar. Esta superficie puede ser roca, suelo o algún material que requiera un recubrimiento. Se utiliza comúnmente en obras subterráneas debido a la rapidez de fabricación y en su versatilidad, ya que no requiere ningún tipo de moldaje o elementos que lo sostengan dada su alto nivel de adherencia.

Además, el hormigón proyectado puede ser mezclado con diferentes aditivos que le permiten adquirir propiedades adicionales, como fibras de acero para aumentar su resistencia a la flexión, disminución de la permeabilidad, mayor viscosidad o fraguado rápido para alcanzar su máxima resistencia en menos tiempo, entre otros. Cada uno de

estos aditivos mejoran el hormigón de cierta forma, pero también disminuyen otras, por lo que se debe tener siempre en consideración las necesidades en terreno para su elaboración.

También el mercado actual tiene una amplia gama de elementos y equipos para los diferentes proyectos, como proyección remota, diferentes técnicas de proyección y elementos especiales para mejorar la seguridad de las personas y la terminación final. En el presente trabajo se utiliza hormigón proyectado con fibras de acero con las características mostradas en la Tabla II-6:

Tabla II-6: Características del hormigón proyectado utilizado en la excavación del gate shaft.

Tipo de hormigón proyectado	SFR40
Resistencia a la compresión	40 MPa en 28 días
Contenido de fibras de acero	35 kg/m ³
Tensión de la fibra de acero	800 MPa
Relación de forma fibra de acero	60
Resistencia temprana a la compresión	≥ 15 MPa en 48 horas
Resistencia temprana al corte	≥ 0.77 MPa en 48 horas
Adherencia	≥ 0.5 MPa

Considerando que el hormigón proyectado cuenta con fibras de acero que aumentan su capacidad a la flexión y tracción, se asume de manera general que su resistencia a la tracción corresponderá al 10% de la resistencia a la compresión.

La evolución de la resistencia a la compresión debe seguir la curva J2, de acuerdo con lo indicado por el instituto Austriaco de hormigón proyectado (**), Figura II-11

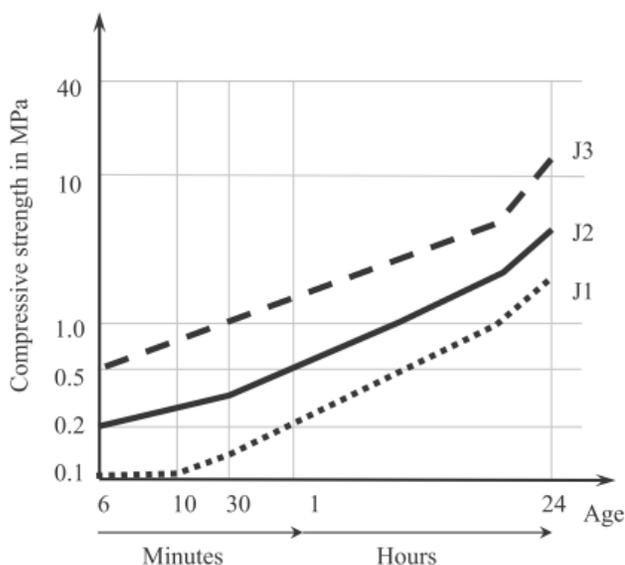


Figura II-11: Curvas J para la resistencia temprana del hormigón proyectado (ÖBV Austrian Concrete Society - Sprayed Concrete Guidelines).

II.3.2 Pernos de anclaje en roca.

Generalmente, junto con el sostenimiento del soporte, se agregan pernos de anclaje los que son perforados a través del macizo rocoso y finalmente anclados al soporte. Agregar pernos de anclaje en el sostenimiento permite estabilizar posibles cuñas que se forman debido a discontinuidades propias del macizo rocoso, las cuales no pueden ser resistidas por el hormigón proyectado. Además, permite rigidizar el soporte y fijar mallas durante la instalación del soporte.

Al igual que el hormigón proyectado, existen una amplia gama de pernos de anclajes dependiendo de las necesidades en terreno, pudiendo haber pernos de sacrificio que son pernos utilizados para sostenimientos temporales o pernos permanentes, los cuales

deben cumplir con ciertas condiciones de deformación, durabilidad y resistencia a la corrosión.

También la forma en que son instalados los pernos de roca varía dependiendo del diseño y secuencia de excavación, pudiendo necesitar en primera instancia pernos cuya cabeza se ancle en la roca para luego, en una etapa posterior, inyectarlos con lechada de cemento para completar su resistencia final.

Es muy importante durante el diseño del perno tener en consideración los distintos tipos de falla. Para ello es imprescindible conocer la curva de resistencia del perno que dependerá del tipo de acero, el tipo de lechada de cemento, la resistencia de adherencia entre interfaces perno-lechada y lechada-macizo rocoso, resistencia de anclaje de la cabeza y resistencia del sistema de anclaje en el soporte. Generalmente, las resistencias dependientes del perno son entregadas por el proveedor y validadas por ensayos de laboratorio, pero resistencias que involucran las condiciones en terreno como la calidad del macizo rocoso, agua o algún sulfuro corrosivo requieren de ensayos in-situ, ya sea para determinar resistencias de adherencia, comportamiento del perno en el macizo, o para ajustar técnicas de instalación.

En la excavación del gate shaft se utiliza los pernos mostrados en la Tabla II-7:

Tabla II-7: Características de los pernos de anclajes utilizados en el gate shaft.

Diámetro de perno	25 mm
Diámetro de perforación	51 mm
Largo perno	4 m
Resistencia de fluencia mínima	$T_{yk} \geq 245 \text{ kN}$

II.3.3 Mallas electrosoldadas.

Las mallas electrosoldadas son muy utilizadas en las obras subterráneas debido a su fácil instalación y a que permiten reforzar el hormigón proyectado del sostenimiento para aumentar su resistencia a la flexión y tracción. También son utilizadas para mejorar la adhesión del hormigón proyectado cuando se tiene que rellenar grandes espacios con hormigón proyectado.

Consiste en un mallado de barras de acero de cierto diámetro, soldadas entre sí para generar un refuerzo en dos direcciones. Generalmente los diámetros de barras utilizados son menores a 10 cm para facilitar el doblado y acomodarla según la forma de la excavación.

El proveedor generalmente entrega paños de tamaños determinados según su catálogo donde puede variar el tipo de acero, el diámetro de la barra, espaciamiento entre ellas, tipo de soldadura, algún refuerzo en particular, etc.

En la excavación del gate shaft, no se utiliza la malla electrosoldada, pero en otros sectores del proyecto se ha utilizado la malla que se describe en la Tabla II-8:

Tabla II-8: Características de las mallas electrosoldadas utilizados en el proyecto.

Tipo de malla	SL81
Esfuerzo de fluencia	500 MPa
Diámetro de barra	7.6 mm
Espaciamiento	100 x 100 mm

II.3.4 Vigas de acero o marcos reticulados

Las vigas de acero o marcos reticulados son soportes pasivos utilizados cuando se presentan grandes deformaciones en el macizo rocoso, ya sea por alto confinamiento del material o por un empuje de una roca altamente meteorizada o del tipo suelo. Para contener la presión, se instalan elementos rígidos en sectores donde alta deformación es observada. Estos elementos son embebidos con hormigón proyectado para trabajar en conjunto e instalados discretamente con un espaciamiento entre ellos, definidos por diseño. Este tipo de elementos también ayudan a mantener la forma de túneles en sectores donde hay desprendimiento de material o sobre-excavación.

La diferencia entre una viga de acero y un marco reticulado es principalmente que la viga de acero consiste en un perfil de acero, generalmente doble T, mientras que el marco reticulado es un conjunto de 3 barras soldadas entre si a través de atiesadores.

Al igual que las mallas electrosoldadas, las vigas de acero o marcos reticulados son armados en fábricas y entregados listos para ser instalados en faena.

Para la excavación del gate shaft no se tiene considerado vigas de acero o marcos reticulados.

II.3.5 Inyecciones o grouting

A pesar de todos los elementos de soporte mencionados anteriormente, muchas veces es necesario realizar inyecciones en el terreno para mejorar alguna propiedad en particular del macizo rocoso. Las inyecciones o grouting permite mejorar las propiedades geomecánicas de la roca y/o disminuir su permeabilidad permitiendo un paso de excavación más seguro y/o la instalación de un soporte menos robusto lo que mejora la productividad de excavación.

Dependiendo de la situación en terreno dependerá del tipo de grouting que se inyectará en la roca. El diseño del grouting define su composición, rango de presiones, sectores a inyectar, diámetro de perforación y rango de aplicabilidad para el uso de inyecciones. Las inyecciones pueden ser realizadas en superficie o desde el interior de la excavación: en avance, para mejorar el macizo rocoso para futuros avances (pre-grouting) o durante la presente excavación para mejorar algún sector potencialmente inestable debido a una mala calidad de la roca o un alto flujo de agua (post-grouting). Generalmente el grouting es realizado con cemento Portland, pero también se puede utilizar micro-cemento, coloide sílica, grouting químico (poliuretano), etc., dependiendo si se busca rellenar oquedades, disminuir la permeabilidad o mejorar la estabilidad del terreno.

En primera instancia se creó una cortina de grouting alrededor del shaft, pero para la excavación del gate shaft, no se considera trabajos de inyecciones.

II.4 Clases de soportes para el gate shaft.

Tres diferentes soportes han sido diseñados en primera instancia para el gate shaft, los que son utilizados en tramos acotados y para cierta roca ya definida. Se presentan a continuación las tres clases de soporte:

Soporte A – Tramo 0 a 15m: El primer tramo esta diseñada para soportar el shaft para una roca meteorizada y con influencia de cargas superficiales. En este caso, el soporte consiste en hormigón proyectado de 10 cm de espesor con una malla electrosoldada en el medio del soporte. Además, pernos de anclaje deben ser instalados con un patrón de 2x2 m.

Soporte B – Tramo 15 a 34m: Para el segundo tramo se espera una roca sana, con pocas discontinuidades y autosoportante, por lo que el soporte utilizado esta diseñado para contener mecanismos de fallas por discontinuidades. En este caso, el soporte consiste en hormigón proyectado de 5 cm de espesor y pernos de anclaje instalados con un patrón de 2x2 m.

Soporte C – Tramo 34 a 50m: Para el tercer y último tramo se continua con una roca sana en gran parte del tramo, pero en este caso se espera en futuras etapas conectar los túneles de transición al shaft. Los túneles de transición tienen casi el ancho del diámetro menor del óvalo lo que genera una gran apertura y una pared vertical de 14 metros de altura y casi 20 metros de largo. Debido a esto, el soporte tiene que resistir el desconfinamiento de la roca producto de la apertura. El soporte C consiste en un hormigón proyectado de espesor 20 cm, con una malla electrosoldada en el medio y pernos de anclaje instalados con un patrón de 2x2 m. En la Figura II-12 se muestra la distribución de soportes en profundidad.

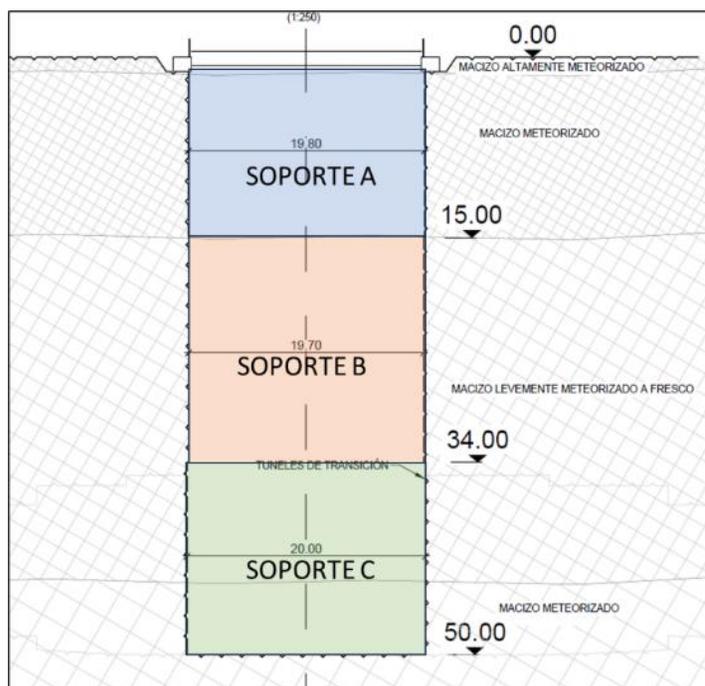


Figura II-12: Distribución de clases de soporte en profundidad (medidas en metros).

Los soportes fueron modificados debido a la actualización del modelo geológico, llegando a dos espesores de 10 cm los primeros 14 metros y 5 cm hasta el fondo de la excavación.

II.5 Secuencia de construcción del shaft.

La secuencia de construcción para un túnel vertical es semejante a la secuencia de excavación de un túnel horizontal, solo que en este último no se tiene techo y el espacio útil en la excavación siempre es acotado, independiente de la longitud ya excavada.

Como primera instancia, se debe en un principio demarcar la zona donde se va a iniciar la excavación el shaft, definiendo la ubicación de los equipos en superficies y

estableciendo los parámetros de seguridad para iniciar la obra. Antes de iniciar la obra se construye una viga de coronamiento.

II.5.1 Viga de coronamiento

La viga de coronamiento es una estructura compuesta generalmente de hormigón armado que se construye en el primer metro de excavación y tiene la finalidad de estabilizar los primeros metros de excavación, donde el material tiene un grado de confinamiento menor y es sensible a las cargas superficiales. Además, la viga de coronamiento ayuda a sostener otros elementos auxiliares necesarios para excavar el shaft como escalera de acceso, ventilación, herramientas, puntos de monitoreo, etc. La excavación y armado de la viga de coronamiento es el primer paso para la excavación del shaft y siempre se recomienda construir una independiente del tipo de roca que se está excavando. Las dimensiones de la viga y su refuerzo dependerán del tipo de roca y cargas anexados a ella que pudiera afectarla.

II.5.2 Excavación del shaft

Una vez que la viga de coronamiento alcanza una resistencia de diseño, se puede proceder a la excavación del primer banco del shaft. El largo de excavación está definido por diseño, pero se recomienda avances menores a 3.00 metros en los primeros metros de excavación para evitar activar planos de fallar desconfinados. Dado que se tiene un macizo rocoso como material a excavar, se puede excavar con la frente completa. En ocasiones, cuando se tiene un material de baja cohesión o de alta plasticidad como un suelo, se debe acotar las áreas de excavación en tramos cortos, para no generar un problema de estabilidad global en la excavación.

En el caso del gate shaft, se puede utilizar excavación mecánica mediante un martillo hidráulico y en caso de tener roca de alta resistencia, se puede utilizar explosivos respetando las distancias máximas de excavación permitidas por diseño.

A continuación, se presenta las secuencias de excavación de las clases originales del diseño donde se tienen tres clases de soporte:

Soporte A – Tramo 0 a 15m:

- 1- Excavación mecánica con un largo máximo de 2.5 m, retirando posibles cuñas inestables de las paredes del shaft. Mapeo geológico en el contorno de la excavación.
- 2- Aplicación de 7.5 cm de hormigón proyectado en el contorno de la excavación.
- 3- Instalación de malla electrosoldada.
- 4- Instalación sistemática de pernos en el contorno de la excavación con un patrón de 2x2 m y largo 4 m. Se debe instalar drenaje en el contorno de la excavación.
- 5- Aplicación de 7.5 cm de hormigón proyectado en el contorno de la excavación.

Soporte B – Tramo 15 a 30 m:

- 1- Excavación mecánica o por explosivo con un largo máximo de 3.2 m, retirando posibles cuñas inestables de las paredes del shaft. Mapeo geológico en el contorno de la excavación.
- 2- Aplicación de 5 cm de hormigón proyectado en el contorno de la excavación.
- 3- Instalación sistemática de pernos en el contorno de la excavación con un patrón de 2x2 m y largo 4 m. Se debe instalar drenaje en el contorno de la excavación.

Soporte C – Tramo 30 a 50 m:

- 1- Excavación mecánica o con explosivo con un largo máximo de 2.0 m, retirando posibles cuñas inestables de las paredes del shaft. Mapeo geológico en el contorno de la excavación.
- 2- Aplicación de 10 cm de hormigón proyectado en el contorno de la excavación.
- 3- Instalación de malla electrosoldada.
- 4- Instalación sistemática de pernos en el contorno de la excavación con un patrón de 2x2 m y largo 4 m. Se debe instalar drenaje en el contorno de la excavación.
- 5- Aplicación de 10 cm de hormigón proyectado en el contorno de la excavación.

II.5.3 Excavación túneles de transición

Los túneles de transición son la última etapa de excavación y consiste en la apertura gradual de los túneles laterales para conectarlos con el túnel principal. En esta etapa se realiza un túnel piloto de ancho 5 metros en la bóveda hasta alcanzar el fondo, luego se abre lateralmente para ensanchar el túnel y excavar en dirección al shaft, de esta forma se controla las deformaciones de la zona de unión. Esta secuencia en ambos túneles de transición. Una vez excavado la bóveda, se procede a excavar el banco a sección completa. El diseño, secuencia de excavación de los túneles de transición no es incluida en el presente trabajo, el cual se enfoca a la excavación del shaft.

III MARCO TEÓRICO

Estimar la resistencia de un macizo rocoso, como también los distintos mecanismos de fallas que pueden presentar la roca durante todo el proceso de excavación, es crucial como dato de entrada para el diseño de un soporte. Para obtener la información necesaria, la ingeniería geomecánica debe analizar y clasificar el tipo de macizo rocoso de forma cualitativa para luego, en base a esta información, cuantificar su resistencia en su totalidad. Teniendo ya caracterizado el macizo rocoso y estimado su resistencia como datos de ingreso, se puede iniciar el proceso de modelamiento del comportamiento.

En el presente capítulo se presentarán dos diferentes formas de abordar la clasificación del macizo rocoso: sistema RMR de Bieniawski (1989) y sistema del Q de Barton (1974). Junto con la caracterización, se presentarán dos criterios de fallas más comúnmente utilizados en la geomecánica para estimar la resistencia del macizo rocoso. Finalmente se presentará una introducción al comportamiento tensión – deformación del macizo rocoso durante excavaciones verticales como también la teoría de desconfinamiento de túneles, aplicado en este caso a shafts.

III.1 Clasificación de macizo rocosos.

Se presentan a continuación los métodos más utilizados en la mecánica de rocas:

III.1.1 Según método RMR (Rock Mass Ranking) de Bieniawski (1989)

El método RMR permite la clasificar los macizos rocos a partir de índices de calidad los cuales reciben una puntuación, que varía de 0 a 100. Es así como la calidad del macizo rocoso se clasifica según las siguientes características:

- a) Resistencia a la compresión de la roca intacta (UCS): Corresponde a la resistencia uniaxial de la roca en zonas entre discontinuidades. Estos valores dependen del tipo de roca que se está excavando y generalmente son determinadas mediante ensayos de compresión simple sobre probetas cilíndricas en laboratorios. Se puede estimar con ensayos de carga puntual o con el martillo Schmidt. Existen índices de campo que permiten estimar un valor inicial durante el mapeo de la roca utilizando las manos o el martillo geológico, dependiendo de la dureza de la roca. Este valor se entrega en mega Pascales y el rango de puntuación va desde 15 para rocas sobre los 250 MPa a 0 para rocas menores a 1 MPa de resistencia.
- b) Grado de fracturación (RQD): El parámetro RQD fue introducido por Deere (1967) y corresponde al porcentaje de trozos mayores a 10 cm recuperados en un testigo de sondeo y permite estimar el grado de fracturación del macizo rocoso, aunque debe ser calculado por personal calificado ya que existen otros factores externos como la técnica del sondeo, que puede generar alteración en el valor RQD. Los puntajes por RQD varían desde 20 para RDQ entre 100 a 90% hasta 3 para RQD < 25%.
- c) Espaciado de las discontinuidades: Cuando se habla de discontinuidades en un macizo rocoso, se refiere a cualquier fractura, falla, estratificación o dioclusa que pueda afectar la continuidad de la roca intacta. El espaciamiento es un valor medio en que estas familias de discontinuidades se van repitiendo a medida que se avanza con el mapeo geológico y tiene impacto en como el material se comporta durante la excavación. En general se espera que para un macizo meteorizado, de baja

resistencia a la compresión y alto nivel de fracturamiento, exista un menor espaciamiento entre discontinuidades.

- d) Condición de las discontinuidades: Al igual que el espaciamiento entre discontinuidades, la condición en la que éstas se encuentran influye en la resistencia final del macizo rocoso. Los datos como apertura, dirección (rumbo y buzamiento), rugosidad, resistencia al corte y tipo de relleno entregan una estimación para la puntuación final.
- e) Presencia de agua en el macizo rocoso: La cantidad de agua que fluye hacia la excavación puede tener una gran influencia en el comportamiento del macizo rocoso. Por este motivo se describe el macizo como: seco, húmedo, agua con baja presión y agua con alta presión.
- f) Orientación de las discontinuidades con respecto a la excavación: Es de suma importancia establecer la orientación de las discontinuidades con respecto a la excavación para establecer los mecanismos de falla más probables y diseñar el sostenimiento necesario para estabilizarlas.

Un puntaje es asignado a cada una de estas características el cual, sumado genera una puntuación final la que permite clasificar el macizo rocoso desde clase I (muy buena roca, estable) hasta clase V (roca de baja calidad, meteorizada e inestable).

Tabla III-1: Clasificación del macizo rocoso de acuerdo a método RMR.

Clase	Excavación	Soporte		
		Pernos (20 mm, enlechado completo)	Hormigón Proyectado	Arcos de Acero
Muy buena I RMR: 81-100	Frente completa, 3 m de avance	Generalmente no requiere soporte excepto para apemados ocasionales		
Buena II RMR: 61-80	Frente completa, 1-1.5 m de avance, soporte completo a 20 m de la frente	Local, pernos en corona 3 m de largo, espaciados 2.5 m con mallas ocasionales	50 mm en corona donde se requiera	Ninguno
Regular III RMR: 41-60	Cabeceras y bancos 1.5-3 m de avance en cabeceras, comenzar soporte después de cada tronadura, soporte completo a 10 m de la frente	Sistemático, largo 4 m, espaciado 1.5-2 m en corona y murallas con malla en corona	50-100 mm en corona y 30 mm en lados	Ninguno
Pobre IV RMR: 21-40	Cabeceras y bancos 1-1.5 m de avance en cabeceras. Instalar soporte frecuentemente con excavación a 10 m de la frente	Sistemático, largo 4-5 m, espaciado 1-1.5 m en corona y muralla con malla	100-150 mm en corona y 100 mm en lados	Liviano a medio, espaciados 1.5 m donde se requiera
Muy pobre V RMR: < 21	Múltiples galerías 0.5-1.5 m de avance en la cabecera, instalar soporte frecuentemente con excavación. Hormigón proyectado tan pronto como se realice tronadura.	Sistemático, largo 5-6 m, espaciado 1-1.5 m en corona y murallas con mallas. Pernos invertidos	150-200 mm en corona, 150 mm en lados y 50 mm en frente	Medio a pesado, espaciado 0.75 m con revestimiento y tubos de acero si es requerido. Cierre invertido

III.1.2 Método GSI (Geological Strength Index) (1994)

Comúnmente en geomecánica se trabaja con el índice GSI (Geological Strength Index) introducido por Hoek en el año 1994. Este índice consiste en una simplificación del RMR de Bieniawski para estimar los valores m_i , s y a del criterio de falla Hoek y Brown. El método GSI considera solo los parámetros que más impactan en el cálculo de la resistencia del macizo, los cuales son su estructura y la calidad de las juntas.

Tabla III-2: Tabla de clasificación del macizo rocoso según GSI (Oyanguren, 2012).

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

⇩ ENCAJE DECRECIENTE ENTRE LOS TROZOS DE ROCA

III.1.3 Clasificación de Barton et al. (1974)

La clasificación de Barton, o también llamada clasificación Q, permite clasificar el macizo rocoso a partir de 6 parámetros, los cuales entregan características geotécnicas

del macizo, junto con estimar un sostenimientos para túneles y cavernas subterráneas.

El índice esta basado en la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF} \quad (3.1)$$

Donde:

RQD: Grado de fracturación del macizo introducido por Deere (1967)

J_n: Índice de diaclasado que indica el grado de facturación del macizo rocoso.

J_r: Índice de rugosidad de las discontinuidades o juntas.

J_a: Índice que indica la alteración de las discontinuidades.

J_w: Coeficiente reductor por la presencia de agua.

SRF: Coeficiente que tiene en cuenta la influencia del estado tensional del macizo rocoso.

Cada uno de estos parámetros recibe una valoración dependiendo de las características del macizo rocoso y del mapeo realizado por el geólogo en el frente. La ecuación (3.1) es presentada mediante tres factores:

$\frac{RQD}{J_n}$: Tamaño de los bloques.

$\frac{J_r}{J_a}$: Resistencia al corte entre los bloques.

$\frac{J_w}{SRF}$: Influencia del estado tensional.

Finalmente, el índice Q clasifica el macizo rocoso en una escala que va desde 0.001 hasta 1000.

Tabla III-3: Clasificación del macizo rocoso según el valor de Q de Barton (1974).

Valor Q Barton	Característica macizo rocoso
0.001 – 0.01	Excepcionalmente mala
0.01 – 0.1	Extremadamente mala
0.1 – 1	Muy mala
1 – 4	Mala
4 – 10	Media
10 – 40	Buena
40 – 100	Muy Buena
100 – 400	Extremadamente buena
400 – 1000	Excepcionalmente buena

El Q de Barton es ampliamente utilizada en túneles debido a la facilidad de obtener los parámetros desde el frente de excavación y porque el método permite también establecer el tipo de soporte necesario para un Q calculado.

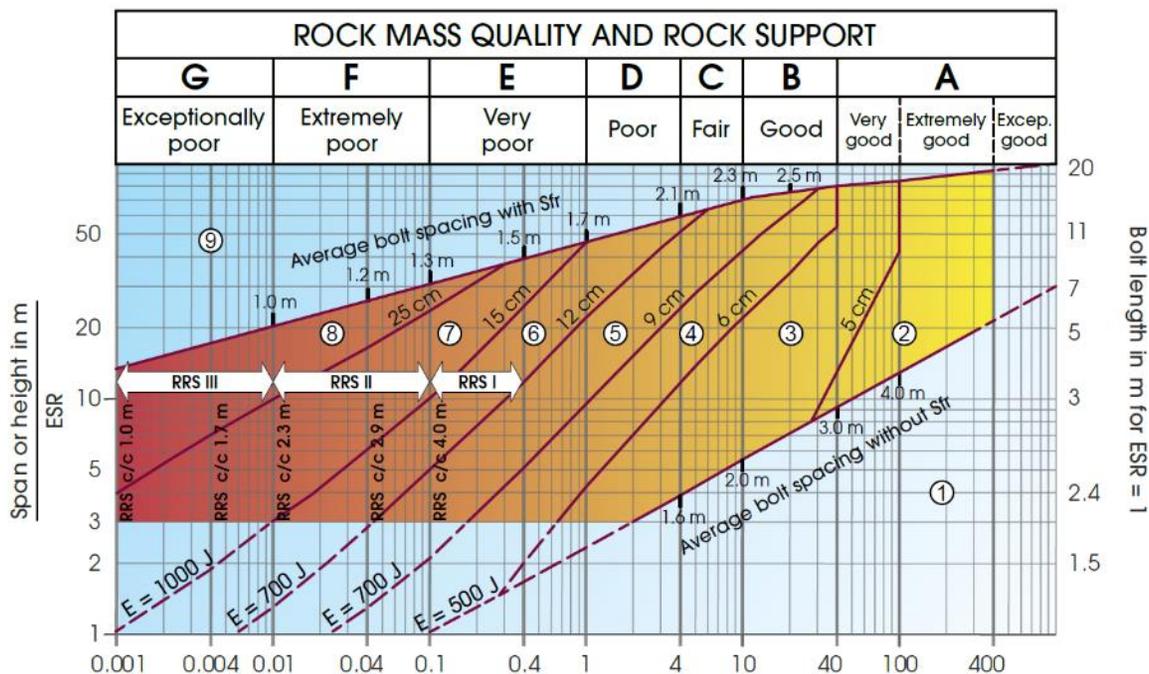


Figura III-1: Soporte estimado en base al Q de Barton y al valor de ESR (NGI 2013).

III.2 Criterios de falla para macizos rocosos:

El macizo rocoso siempre se encuentra bajo una carga tensional natural antes de la apertura de cualquier excavación y es de esperar una redistribución de tensiones alrededor de la excavación. Generalmente se ha observado que las tensiones verticales corresponden a una de las tensiones principales a la que esta sometida el macizo rocoso, la que está asociado al peso propio del material, por lo que podemos escribir el estado tensional como:

$$\sigma_v = \rho \cdot g \cdot h = \gamma \cdot h \quad (3.2)$$

Donde:

σ_v : Componente vertical del tensor de tensiones.

ρ : Densidad media del medio.

g : Aceleración de gravedad.

h : Profundidad.

γ : Peso específico del medio.

Empleando la teoría de la elasticidad, se debe cumplir la compatibilidad de deformaciones:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0 = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] \quad (3.3)$$

Sustituyendo por las tensiones principales vertical y horizontales σ_v , σ_H , σ_h se tendrá:

$$\sigma_H = \sigma_h = \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \sigma_v \quad \text{ó} \quad k = \frac{(\sigma_H)_{media}}{\sigma_v} = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (3.4)$$

Donde:

σ_H , σ_h : Componentes horizontales del tensor de tensiones.

ν : Coeficiente de Poisson del macizo rocoso.

k : Razón de tensiones principales entre horizontal media y vertical.

La razón de tensiones (k) es un valor muy importante en la mecánica de rocas ya que cercano a la superficie, donde existe material muy meteorizado o del tipo suelo, este valor es generalmente menor que 1 y asociado a empujes activos / pasivos del suelo, mientras que para materiales más resistentes, este valor puede ser mayor que 1 e influenciado por diferentes factores como la topografía, erosión, inclusiones o diques, efecto de discontinuidades activas o grandes fallas (Figura III-2), tensiones residuales y efectos tectónicos (Figura III-3).

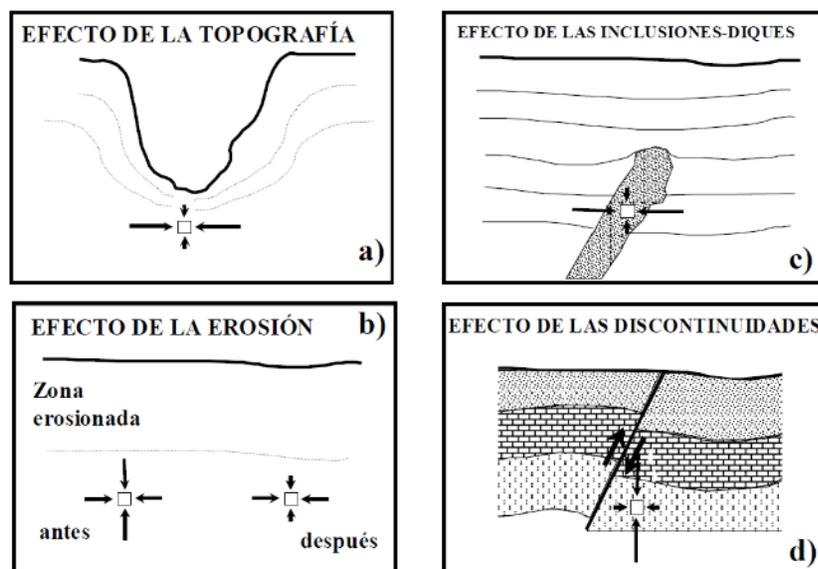


Figura III-2: Distintos efectos que pueden alterar la razón de tensiones (k) (Ramírez, 2008).

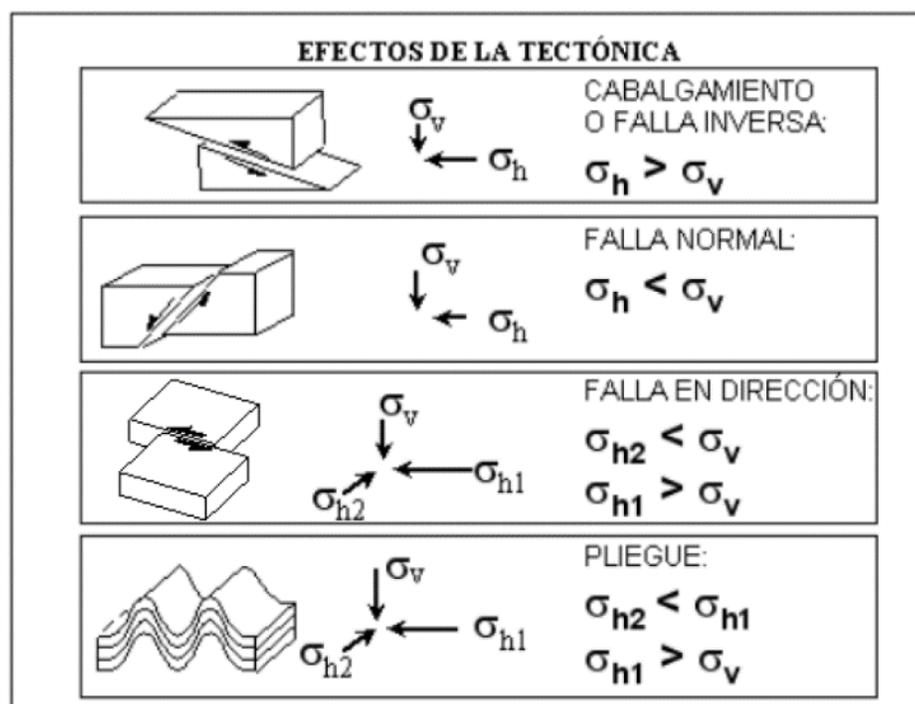


Figura III-3: Influencia de la tectónica en la variación de los esfuerzos principales (Ramírez 2008).

Una vez definido las posibles tensiones naturales, es necesario establecer los criterios de falla que se pueden generar por una redistribución de tensiones producto de una excavación. Un criterio de falla permite predecir combinaciones de tensiones donde el macizo puede fallar debido a un nuevo estado tensional que sobrepasa su capacidad de resistencia.

A continuación, se revisarán dos de los criterios de falla más utilizados en la geomecánica: Criterio de Mohr-Coulomb y Criterio de Hoek-Brown (1980 – 2002).

III.2.1 Criterios de falla Mohr-Coulomb:

El método Mohr-Coulomb es uno de los criterios más utilizados en la geotecnia y geomecánica. Consiste en estimar la capacidad al corte de un plano conociendo el estado tensional al momento de la rotura. Se representa mediante la siguiente ecuación:

$$\tau = c + \sigma_n \tan (\phi) \quad (3.5)$$

Donde:

τ, σ_n : Tensiones tangencial y normal sobre el plano de rotura.

c, ϕ : Cohesión y ángulo de fricción interna del macizo rocoso.

A partir de las tensiones efectivas principales se puede obtener las tensiones normal y tangencial en el plano de rotura utilizando las siguientes formulas:

$$\sigma'_n = \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) - \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) \cos 2\beta \quad (3.6)$$

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) \sin 2\beta \quad (3.7)$$

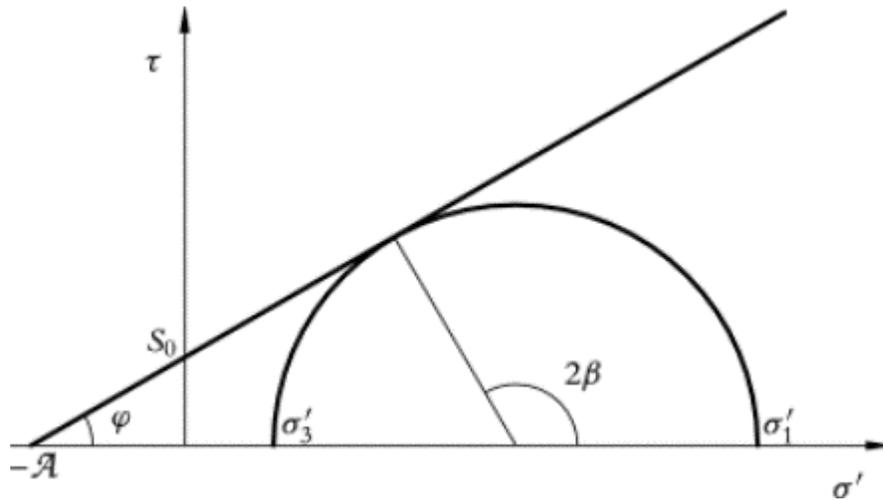


Figura III-4: Criterio de rotura de Mohr-Coulomb con esfuerzos normales y tangenciales. (FJAER 2021)

De la figura se puede obtener

$$\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \quad (3.8)$$

Juntando las ecuaciones (3.6), (3.7) y (3.8) con (3.5) se obtiene el criterio de rotura de Mohr-Coulomb:

$$\sigma'_1 = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} + \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \sigma'_3 \quad (3.9)$$

Si se asume $\sigma'_3 = 0$ se obtiene la compresión simple del macizo rocoso

$$\sigma'_c = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (3.10)$$

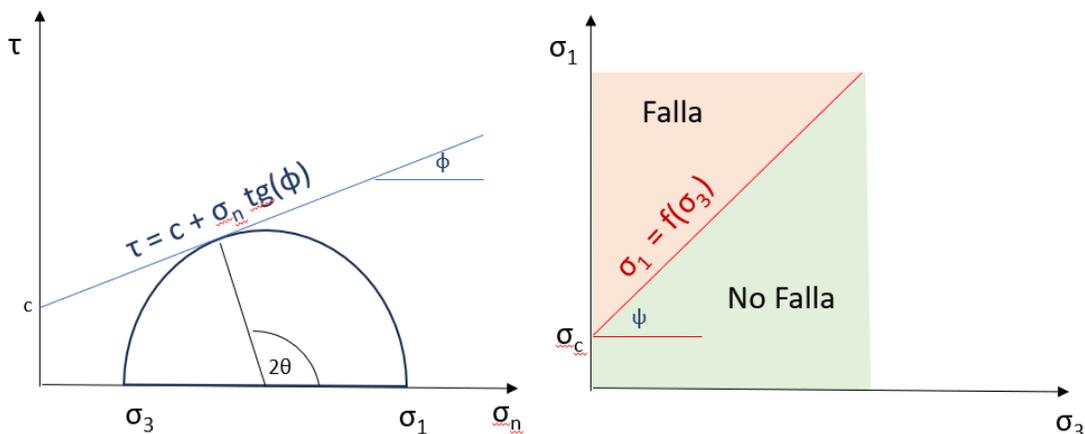


Figura III-5: Falla Mohr-Coulomb con esfuerzos normales y tangenciales y esfuerzos principales.

El método es ampliamente utilizado debido a la facilidad de encontrar la línea de estado último, que divide las tensiones admisibles que no producirán falla en el macizo rocoso como las combinaciones tensionales si lo harán. A pesar de ser ampliamente utilizado, para la geomecánica presenta varios inconvenientes, dado que la resistencia de la roca no es lineal y se ha demostrado con diversos ensayos de laboratorio. Además, dada la heterogeneidad de un macizo rocoso, puede presentar fallas antes del valor estimado por el método de Mohr-Coulomb, en especial si presenta planos débiles como discontinuidades y fractura. También se ha observado que el criterio sobrevalora la resistencia a la tracción.

III.2.2 Criterios de falla Hoek y Brown:

El criterio de falla de Hoek y Brown fue propuesto en el año 1980 y ha tenido varias actualizaciones a lo largo de los años siendo la más utilizada el criterio Hoek y Brown generalizado del año 2002. El método se basa en un análisis empírico realizado a varios triaxiales de diferentes tipos de roca, el cual propone una envolvente de falla no lineal, más cercano a la realidad. Las fórmulas utilizadas se presentan a continuación:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (3.11)$$

Con m_b un valor dependiente de una constante del macizo rocoso (m_i):

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad (3.12)$$

Los valores s y a son parámetros que permiten ajustar la curva de falla de Hoek y Brown de acuerdo con:

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \quad (3.13)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (3.14)$$

Los parámetros de la roca que se utilizan para poder calcular la envolvente de falla son los siguientes:

GSI: Índice adimensional que representa la calidad del macizo rocoso.

σ_{ci} : Compresión uniaxial de la roca intacta.

m_i : Constante del macizo rocoso dependiente de la litología del macizo rocoso (Hoek y Marinos, 2005).

D: Factor de perturbación del macizo rocoso causado por la metodología de excavación (rango de 0 a 1).

A continuación, se presentan valores sugeridos por Hoek para los distintos parámetros del criterio Hoek y Brown:

Tabla III-4: Valores de la constante m_i para distintos tipos de roca (Hoek 1997)

Tipo de Roca	Clase	Grupo	Textura			
			Gruesa	Media	Fina	Muy Fina
SEDIMENTARIAS	Clásticas		Conglomerado (22)	Arenisca 19	Limolita 9	Arcillolita 4
			←----- Grauwaca -----→ (18)			
	No Clásticas	Orgánicas	←----- Creta -----→ 7			
			←----- Carbón -----→ (8 - 21)			
Carbonatos		Brechas (20)	Caliza Esparítica (10)	Caliza Micrítica 8		
	Químicas		Yeso 16	Anhidrita 13		
METAMORFICAS	No Foliadas		Mármol 9	Rocas Córneas (19)	Cuarcita 24	
	Levemente Foliadas		Migmatita (30)	Anfibolita 25 - 31	Milonitas (6)	
	Foliadas		Gneiss 33	Esquistos 4 - 8	Filitas (10)	Pizarras 9
IGNEAS	Intrusivas	Claras	Granito 33		Riolita (16)	Obsidiana (19)
		Oscuras	Granodiorita (30)		Dacita (17)	
			Diorita (28)		Andesita 19	
			Gabbro 27	Dolerita (19)	Basalto (17)	
			Norita 22			
	Extrusivas Piroclásticas		Aglomerados (20)	Brechas (18)	Tobas (15)	

Tabla III-5: Estimación de resistencia uniaxial para roca intacta (Hoek 1997)

Clase (a)	Calificación de la roca según su resistencia	Resistencia uniaxial (MPa)	Indice de carga puntual (MPa)	Estimación en terreno de la resistencia	Ejemplos
R6	Extremadamente Resistente	> 250	> 10	Golpes de martillo geológico sólo causan descostramientos superficiales en la roca.	Basalto fresco, chert, diabasa, gneiss, granito, cuarcita.
R5	Muy Resistente	100 – 250	4 – 10	Un trozo de roca requiere varios golpes de martillo geológico para fracturarse.	Anfibolita, arenisca, basalto, gabro, gneiss, granodiorita, caliza, mármol, riolita, toba.
R4	Resistente	50 – 100	2 – 4	Un trozo de roca requiere más de un golpe con el martillo geológico para fracturarse.	Caliza, mármol, filitas, arenisca, esquistos, pizarras.
R3	Moderadamente Resistente	25 – 50	1 – 2	Un trozo de roca puede fracturarse con un único golpe del martillo geológico, pero no es posible descostrar la roca con un cortaplumas.	Arcillolita, carbón, concreto, esquistos, pizarras, limolitas.
R2	Débil	5 – 25	(b)	Un golpe con la punta del martillo geológico deja una indentación superficial. La roca puede ser descostrada con un cortaplumas pero con dificultad.	Creta, sal mineral, potasio.
R1	Muy Débil	1 – 5		La roca se disgrega al ser golpeada con la punta del martillo geológico. La roca puede ser descostrada con un cortaplumas.	Roca muy alterada o muy meteorizada.
R0	Extremadamente Débil	0,25 – 1		La roca puede ser indentada con la uña del pulgar.	Salbanda arcillosa dura.

Tabla III-6: Estimación de grado de perturbación del macizo rocoso (Hoek 2002)

EXCAVACIÓN	Descripción del macizo rocoso	Valor de D (sugerido)
TÚNELES Y EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS	Voladura con excelente control o excavación mecánica con TBM con una perturbación mínima del macizo rocoso que rodea al túnel.	D = 0
	Excavación mecánica o manual en macizos de mala calidad con una perturbación mínima del macizo rocoso que rodea al túnel.	D = 0
	Problemas de “squeezing” o flujo de roca que den lugar a la elevación de la solera. Si se coloca un sostenimiento temporal de la misma, se utiliza el D del caso anterior.	D = 0.5
	Voladuras poco cuidadosas en macizos rocosos duros, que den lugar a daños en el macizo que se extienden entre 2 y 3 metros hacia su interior	D = 0.8
TALUDES EN INGENIERÍA CIVIL Y MINERA	Voladuras con excelente control en pequeños taludes (sobre todo si se utiliza precorte o recorte). La relajación de tensiones produce perturbación.	D = 0.7
	Voladuras poco cuidadosas en pequeños taludes en el ámbito de la ingeniería civil.	D = 1.0
	En cortas y grandes explotaciones mineras a cielo abierto se produce mucha perturbación por las grandes voladuras de producción y por la relajación de tensiones asociada a la retirada de material.	D = 1.0
	Excavación por arranque mecánico o “ripado” en rocas blandas.	D = 0.7

Es posible ajustar un modelo lineal Mohr-Coulomb con un modelo Hoek y Brown, pero se debe tener en cuenta que este ajuste es limitado a un rango de tensiones y ya fuera de este rango la diferencia entre ambos criterios puede ser mayor.

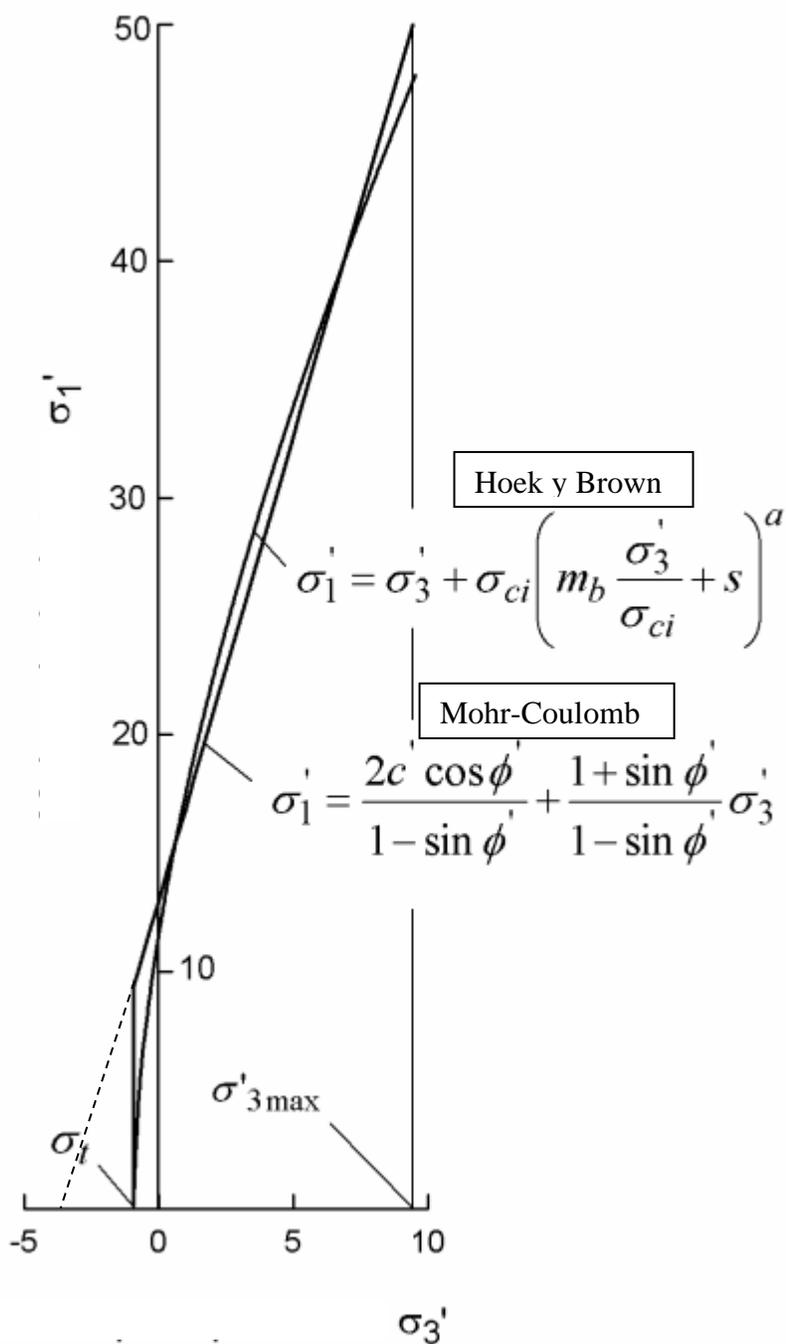


Figura III-6: Ajuste lineal Mohr-Coulomb para un modelo Hoek y Brown (Hoek 2002).

El modelo Hoek y Brown no es aplicable para cualquier tipo de macizo rocoso y esto es recalcado en Hoek y Brown (2018) donde aclara las siguientes limitaciones:

- El modelo no es aplicable a fallas dúctiles del macizo rocoso.
- Puede que el modelo subestime resistencias para roca dura frágil en altos confinamientos.
- Cuando existe una familia de discontinuidades predominantes en el macizo rocoso y que controla la resistencia del macizo rocoso.
- Alta heterogeneidad en la roca.

Hoek recomienda para estos casos ajustar los valores del modelo basado en una amplia gama de ensayos de laboratorio para poder aplicar el método.

III.3 Curva característica de la roca:

Antes de la excavación, el macizo rocoso se encuentra en un estado de equilibrio natural provocado por el historial geológico que lo llevó a formarse. Cuando se realiza una excavación producto de un túnel, el estado tensional del macizo se reorienta y provoca concentraciones o disminuciones de tensiones lo que también impacta en su deformación. A medida que se va perturbando el equilibrio del macizo durante los avances de excavación, la deformación ocurre de forma progresiva hasta que la roca que se encuentra en el frente de avance ya presenta un cierto grado de deformación, pues el equilibrio ya ha sido perturbado en forma avanzada.

Tal como su nombre lo indica, la curva característica del macizo rocoso o curva de convergencia o GRC (Ground Reaction Curve en inglés) describe el comportamiento en dos dimensiones que tendrá el macizo rocoso por el paso de un túnel, el cual pasará por un comportamiento elástico y luego un comportamiento plástico, cuando llega a la rotura.

Para entender el concepto de la GRC suponemos un túnel sin soporte que avanza de forma estable. Antes de cualquier influencia se puede decir que existe una sección proyectada del túnel con una presión interna p_0 en su contorno igual al estado tensional de la roca, la cual se encuentra en equilibrio. A medida que el túnel avanza hacia esta sección, la presión interna del túnel p_i empieza a disminuir. Finalmente, cuando el frente pasa y se va alejando de la sección analizada, el macizo se va deformando hasta alcanzar un equilibrio, con la presión interna p_i en 0.

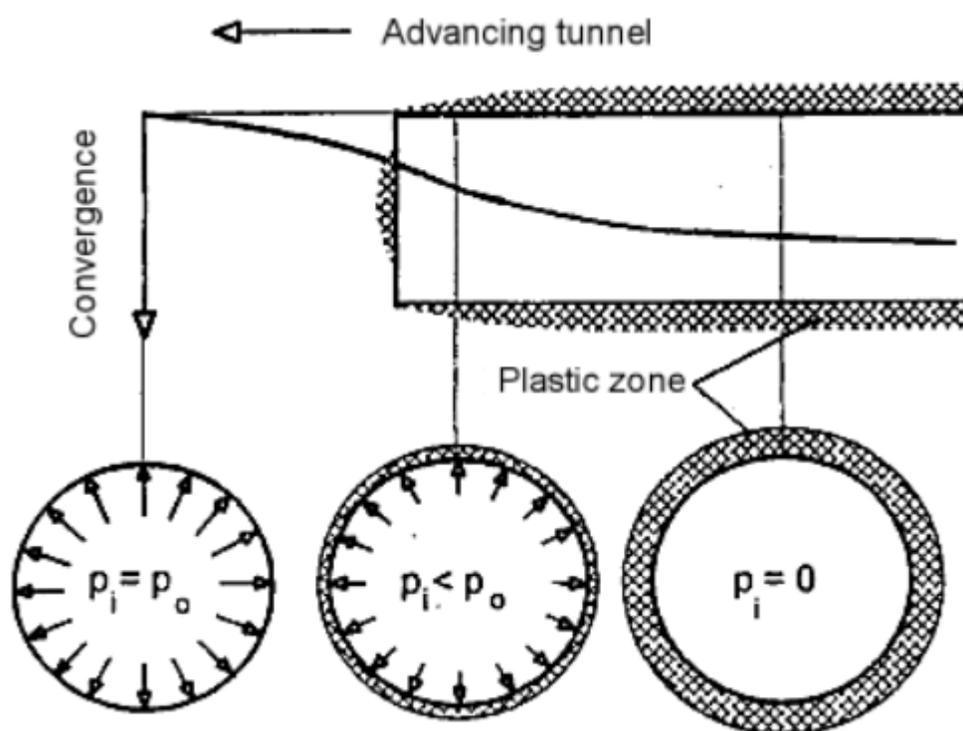


Figura III-7: Teoría de convergencia para un túnel circular en un medio isotrópico (Rocscience user guide 2004).

En la práctica, si la roca no es de buena calidad el radio plástico será mucho mayor que el diámetro del túnel y la deformación sería tal que el túnel no es estable, por lo que se requiere controlar las deformaciones del macizo antes que pueda sufrir algún colapso. Las

convergencias que se miden en el interior de los túneles corresponden a este fenómeno, en que el macizo rocoso continúa deformándose para alcanzar un estado de equilibrio. La primera aproximación a este problema corresponde a las ecuaciones de Kirsch (1898) el cual utilizando teoría elástica calculó la máxima tensión para una excavación circular en coordenadas polares, en un medio isotrópico, homogéneo y continuo.

$$\sigma_{rr} = \frac{\sigma_v}{2} \left[(1 + K) \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) - (1 - K) \left(1 - 4 \frac{a^2}{r^2} + 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right] \quad (3.15)$$

$$\sigma_{\theta\theta} = \frac{\sigma_v}{2} \left[(1 + K) \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) + (1 - K) \left(1 + 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right] \quad (3.16)$$

$$\sigma_{r\theta} = \frac{\sigma_v}{2} \left[(1 - K) \left(1 + 2 \frac{a^2}{r^2} - 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \sin 2\theta \right] \quad (3.17)$$

$$u_r = -\frac{\sigma_v a^2}{4 G r} \left[(1 + K) - (1 - K) \left\{ 4(1 - \nu) - \frac{a^2}{r^2} \right\} \cos 2\theta \right] \quad (3.18)$$

$$u_\theta = -\frac{\sigma_v a^2}{4 G r} \left[(1 - K) \left\{ 2(1 - 2\nu) + \frac{a^2}{r^2} \right\} \sin 2\theta \right] \quad (3.19)$$

Donde:

σ_{rr} : Esfuerzo radial en el punto (r, θ)

$\sigma_{\theta\theta}$: Esfuerzo tangencial en el punto (r, θ)

P : Presión vertical en el estado in situ.

K : Cociente entre el esfuerzo vertical y horizontal.

a : Radio del túnel.

ν : Coeficiente de Poisson de la roca.

G : Módulo de elasticidad de la roca

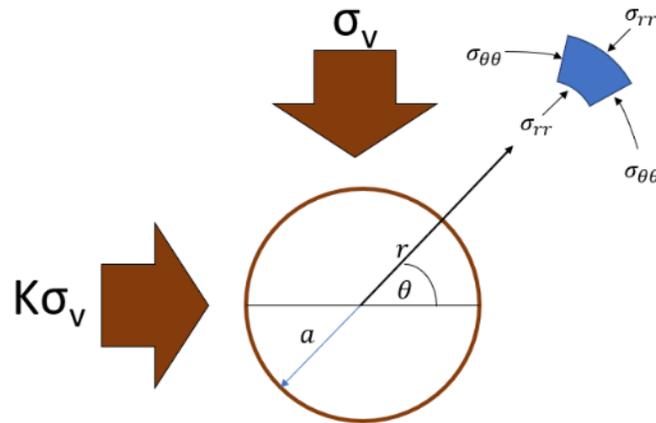


Figura III-8: Análisis de un elemento del macizo rocoso bajo la influencia de un túnel.

Se define como radio plástico a la distancia medida desde el centro de túnel hasta el borde de la fluencia del macizo rocoso, es decir, donde ha alcanzado el peak de resistencia y se encuentra en un estado plástico. De acuerdo con Salencon, el radio plástico R_{pl} puede definirse como:

$$R_{pl} = a \left[\frac{2}{K_p + 1} \frac{P_0 + \frac{q}{K_p - 1}}{P_i + \frac{q}{K_p - 1}} \right]^{\frac{1}{K_p - 1}} \quad (3.20)$$

Donde:

$$K_p = \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)}$$

$$q = 2c \tan(45 + \phi/2)$$

P_i : Presión interna=0 cuando se alcanza el equilibrio.

La tensión radial en la interfase elasto-plástico está definida como:

$$\sigma_{re} = \frac{1}{K_p + 1} (2P_0 - q) \quad (3.21)$$

El desplazamiento radial y tensión en coordenadas polares para la zona elástica se define como:

$$\sigma_r = P_0 - (P_0 - \sigma_{re}) \left(\frac{R_{pl}}{r} \right)^2 \quad (3.22)$$

$$\sigma_\theta = P_0 + (P_0 - \sigma_{re}) \left(\frac{R_{pl}}{r} \right)^2 \quad (3.23)$$

$$u_r = \frac{R_0^2}{2G} \left(P_0 - \frac{2P_0 - q}{K_p + 1} \right) \frac{1}{r} \quad (3.24)$$

Para una deformación plástica, diferentes autores (Daemen and Fairhurst, 1972; Lombardi, 1973; Peck, 1969b) han encontrado relaciones para determinar el comportamiento elasto-plástico del material, pero el gran inconveniente es su alta no-linealidad (Satici 2000):.

Generalmente lo que más se ha usado para modelar el macizo rocoso corresponde a un comportamiento elasto-plástico perfecto. La solución analítica utilizando un modelo de falla Mohr-coulomb se describe a continuación a través del radio plástico normalizado R^* :

$$R_{EPP-MC}^* = \frac{R_{pl}}{R_t} = \left[\frac{\tilde{\sigma}_0 - 1 - \frac{\tilde{q}u}{1-K_p}}{\tilde{p}_i - \frac{\tilde{q}u}{1-K_p}} \right]^{1/(K_p-1)} \quad (3.25)$$

Los términos normalizados $\tilde{\sigma}$, \tilde{q} y \tilde{p} se definen como:

$$\tilde{\sigma} = \frac{\sigma}{\sigma_0 - p_i^*}, \quad p_i^* = \frac{2\sigma_0 - q_u}{K_p + 1}$$

Parámetros q y K_p se encuentran definidos en la ecuación (3.21).

La solución analítica utilizando un modelo de falla Hoek y Brown se describe a continuación a través del radio plástico normalizado R^* :

$$R_{EPP-HB}^* = \frac{R_{pl}}{R_t} = \exp \left(2 \left(\sqrt{P_i^{cr}} - \sqrt{P_i} \right) \right) \quad (3.26)$$

$$P_i = \frac{p_i}{m \sigma_{ci}} + \frac{s}{m^2} \quad P_i^{cr} = \left[\frac{1 - \sqrt{1 + 16 S_0}}{4} \right]^2 \quad S_0 = \frac{\sigma_0}{m \sigma_{ci}} + \frac{s}{m^2}$$

La GRC permite incorporar el soporte y su interacción con el macizo rocoso, es así como

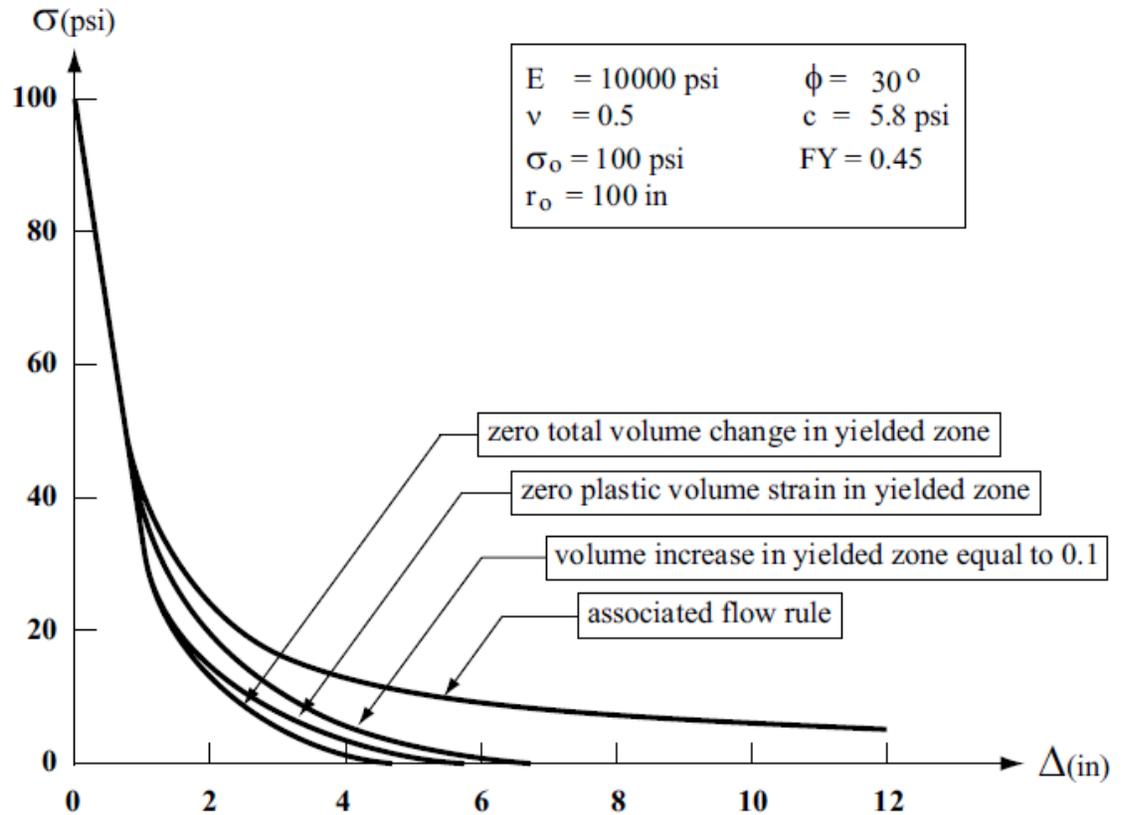


Figura III-9: GRC para diferentes suposiciones de comportamiento de plasticidad (Cao 2015).

Cualquier tipo de comportamiento puede ser agregado en el GRC, como el efecto del creep, expansión, dilatación, variación en el tiempo, etc.

Analógicamente, se puede incluir el comportamiento constitutivo de los soportes en un plano de tensión – deformación, donde se puede observar el comportamiento del material a medida que es sometido a esfuerzos:

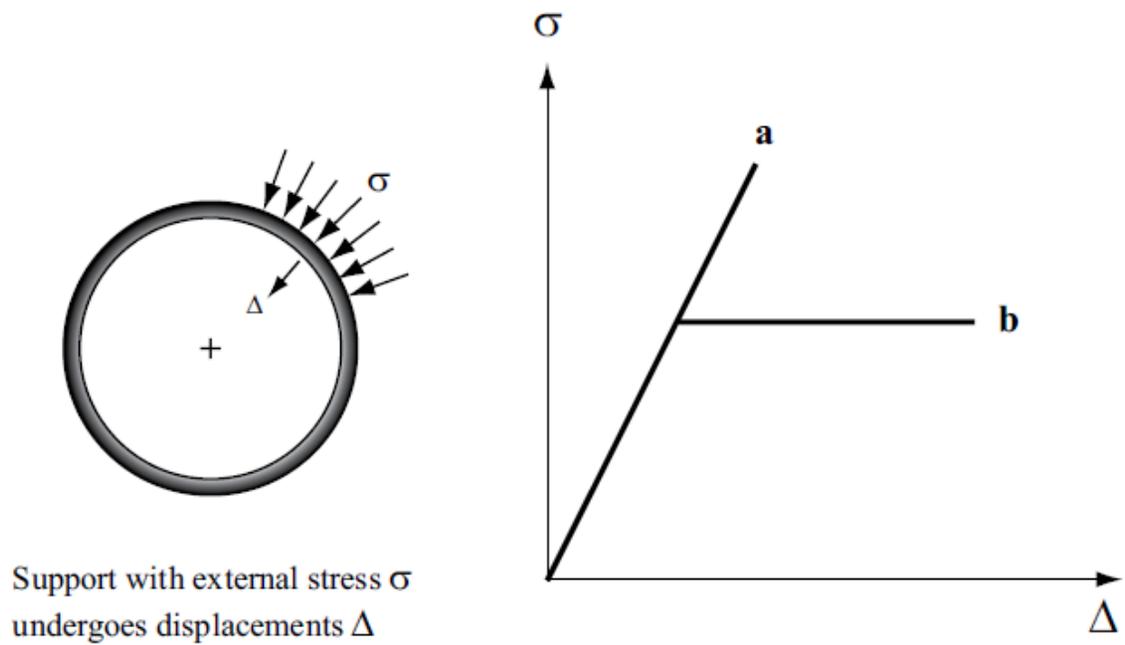


Figura III-10: Concepto de soporte para una curva característica a) comportamiento elástico, b) comportamiento elasto-plástico perfecto. (Bobet 2023).

Diferentes tipos de soporte tendrán diferentes curvas. A continuación se presenta soportes típicos utilizados en túneles y su modelo constitutivo, dependiendo el material con que están conformados.

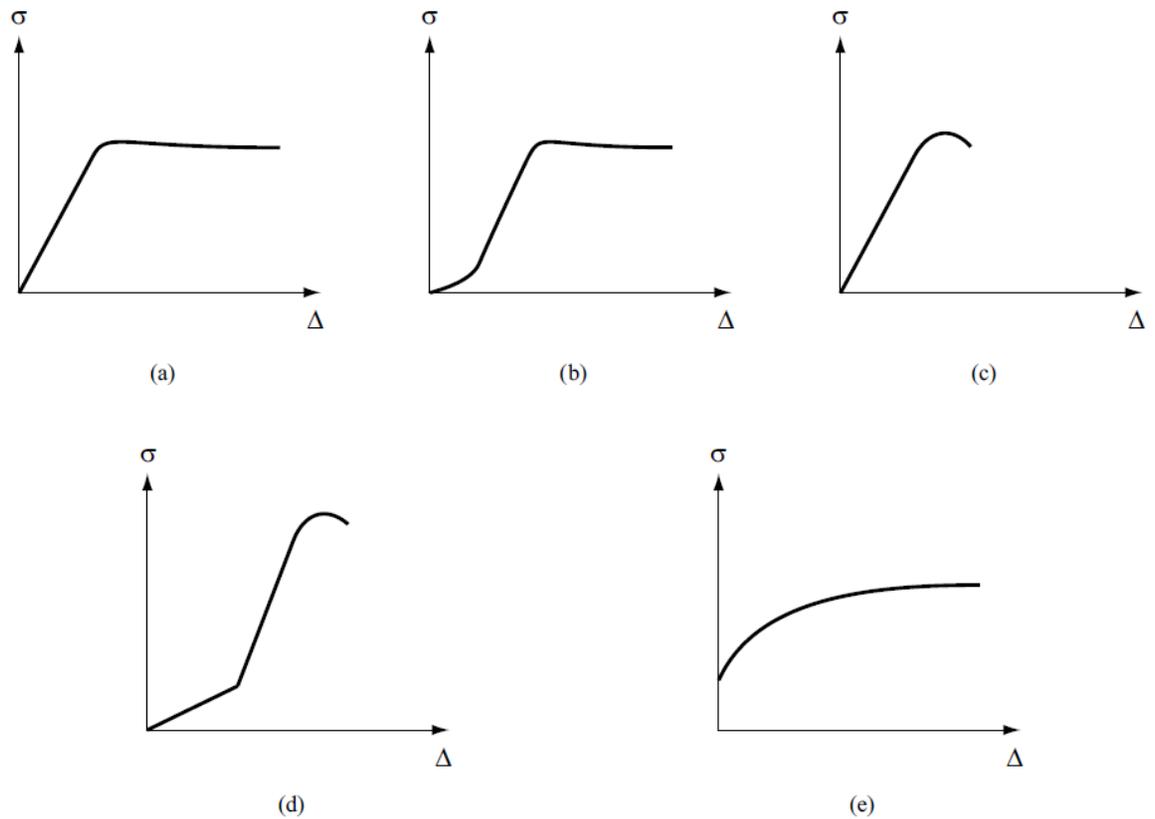


Figura III-11: Comportamiento de distintos soporte de túneles (sin escala): a) Acero, b) Acero con bloques de madera, c) concreto, d) Soporte temporal de shotcrete y soporte final de concreto, e) Pernos de anclaje. (Bobet 2023)

Finalmente, ambas curvas (GRC y modelo constitutivo del soporte) pueden superponer en el mismo gráfico para mostrar la interacción entre ambos. Es así como el punto de intersección corresponde al equilibrio del túnel con el soporte, pudiendo encontrarse en la zona elástica o plástica del túnel.

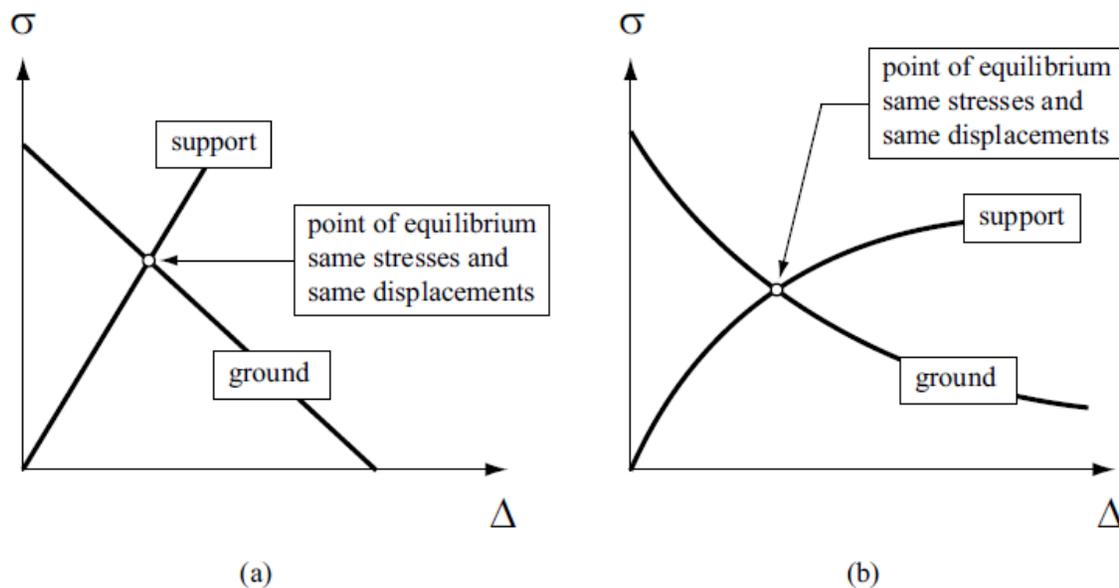


Figura III-12: GRC para diferentes suposiciones de comportamiento de plasticidad a) comportamiento elástico, b) comportamiento plástico. (Bobet 2023)

De esta forma es posible estimar de forma gráfica el comportamiento que tendrá el macizo rocoso y el soporte. Dependiendo de las necesidades y tolerancias del túnel es posible tener soportes más rígidos que permiten evitar aumentar la convergencia del túnel, como también elementos más flexibles cuando mayores desplazamientos sean admisibles. Del mismo modo, es posible retrasar la instalación del soporte para evitar un incremento en la tensión del soporte y así utilizar diseños más eficientes.

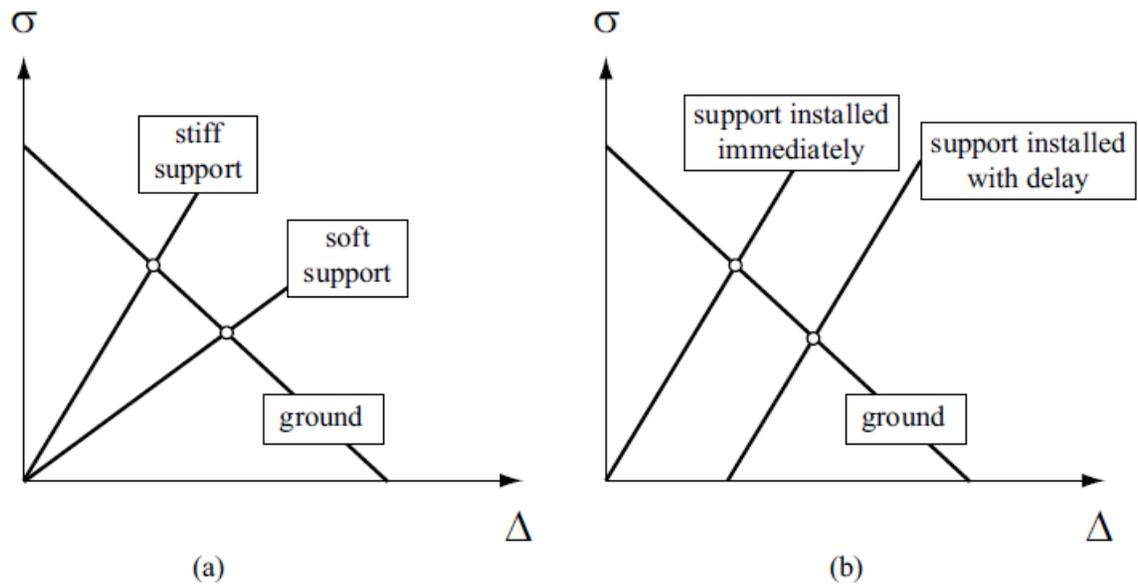


Figura III-13: Diferentes comportamientos del soporte y su punto de equilibrio a) para soportes con distintas rigideces, b) Para soportes con desfase en su instalación. (Bobet 2023)

III.3.1 Determinación de pérdida de confinamiento:

Para determinar la pérdida de confinamiento se considera la presión actuando dentro del túnel como sigue:

$$\sigma = (1 - \lambda) \sigma_0 \quad (3.27)$$

Donde σ_0 es la tensión natural del terreno y λ es la pérdida de confinamiento, un valor que va desde 1 a 0. Es así como para una distancia d del frente de excavación se tiene una función tal que se cumple:

$$f[(1 - \lambda_d) \sigma_0, u_d] = 0 \quad (3.28)$$

El valor que se adopte de λ_d influye directamente el valor del desplazamiento u_d de las paredes del túnel. Este parámetro además de depender del largo del tramo de túnel sin

soporte, también dependerá del modelo constitutivo del material y del tipo de soporte que se instalará hasta alcanzar el equilibrio.

El desplazamiento radial puede ser descrito de la siguiente manera:

$$u_d = u_0 + a_d (u_\infty - u_0) \quad (3.29)$$

Donde u_0 corresponde al desplazamiento en el frente de excavación y u_∞ al valor del desplazamiento una vez alcanzado el equilibrio. El valor de a_d puede ser descrito aproximadamente como:

$$a_d = 1 - \left[\frac{mR}{mR + \xi d} \right] \quad (3.30)$$

Los valores de m y ξ dependerán del modelo constitutivo del suelo.

Asumiendo un comportamiento lineal elástico para un túnel sin soporte, se tiene los siguientes datos:

$$u_\infty = \frac{\sigma_0 R}{2G} \quad (3.31)$$

$$u_0 = a_0 u_\infty \quad (3.32)$$

Donde R es el radio equivalente del túnel, G el módulo de corte del material. Del punto de vista elástico se pueden asumir los siguientes valores de $a_0 = 0.25$; $m = 0.75$; $\xi = 1$ lo que finalmente se llega al siguiente desconfiamiento de Panet (1995):

$$\lambda_d = 1 - 0.75 \left[\frac{0.75R}{0.75R + d} \right]^2 \quad (3.33)$$

Para el cálculo del desplazamiento a una distancia d del túnel en un medio elasto-plástico es el siguiente:

$$u_d = u_\infty \left(1 - 0.75 \left[\frac{0.75R}{0.75R + \xi d} \right]^2 \right) \quad (3.34)$$

Con la expresión (3.33) se asume un desconfinamiento de 25% en el frente de avance (Panet 1995).

Hoek (2008) realizó algunas observaciones sobre el cálculo de desplazamiento longitudinal de Panet (1995), indicando que el análisis es válido cuando el radio plástico longitudinal no exceda dos veces el diámetro del túnel y que la zona de plastificación del frente de avance no interactúe con la plastificación de las paredes del túnel.

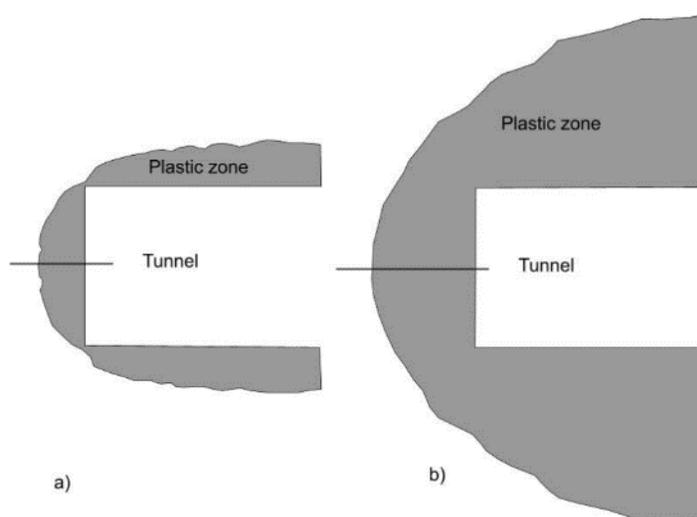


Figura III-14: Plasticidad alrededor del túnel a) Situación en que Panet es válida, b) situación en que Panet no es válido. (Hoek 2008)

Actualmente otros autores como Pilgerstorfer (2009) han realizado calibraciones para el desconfinamiento y desplazamiento del frente de acuerdo con modelos numéricos con FLAC3D llegando a establecer la presión equivalente a una distancia x de la frente:

$$\lambda_d = \lambda_0 \xi^{1.2} \left[\frac{1-d}{d+\xi} \right]^{1.2} \quad (3.35)$$

Donde:

λ_0 : Coeficiente de presión equivalente en el frente de excavación ($d=0$).

ξ : parámetro de ajuste.

d : distancia a la frente.

También se puede estimar el también la pre-relajación del macizo rocoso a partir de

$$\lambda_0 = A \cos(B \eta + C) + D \eta + E \quad (3.36)$$

Con:

$$A=0.1314 \tan(\varphi) + 0.0129$$

$$B=-0.0259 \tan(\varphi) + 2.6227$$

$$C=0.011 \tan(\varphi) - 0.6439$$

$$D=-0.1854 \tan(\varphi) - 0.1593$$

$$E=-0.1396 \tan(\varphi) + 0.8092$$

El parámetro de ajuste se puede estimar de la siguiente manera:

$$\xi = \bar{A} \cos(\bar{B} \sqrt{\eta} - \eta + \bar{C}) + \bar{D} + \bar{E} \eta \quad (3.37)$$

Con:

$$\bar{A}=0.023625$$

$$\bar{B}=0.4604 \tan^2(\varphi) + 0.3749 \tan(\varphi) + 5.5276$$

$$\bar{C}=-0.0397 \tan^2(\varphi) + 0.015 \tan(\varphi) - 1.0327$$

$$\bar{D}=-0.047395$$

$$\bar{E}=-0.0247 \tan^2(\varphi) - 0.006 \tan(\varphi) + 0.0039$$

Y finalmente η se define como la razón entre la profundidad de la falla y el radio del túnel:

$$\eta = \frac{d_{falla}}{R} \quad (3.38)$$

III.4 Tensión-Deformación en excavaciones verticales

Tal como se ha mencionado anteriormente, la excavación del túnel genera una redistribución de tensiones en los contornos generando tensiones tangenciales y radiales máximas,

dependiendo del estado tensional natural de la roca. El calculo de la resistencia del macizo roco puede ser calculado mediante la siguiente relación, basado en la compresión uniaxial de la roca intacta (UCS):

$$\sigma_{cm} = UCS \cdot s^a \quad (3.39)$$

Donde σ_{cm} es la resistencia a la compresión del macizo rocoso y s, a parámetros del criterio Hoek and Brown.

Las ecuaciones para calcular las tensiones tangenciales máximas de la clave del túnel como de los muros es propuesta por Hoek y Brown para túneles (1980).

$$\sigma_{clave\ max} = (A \times k - 1) \times \sigma_v \quad (3.40)$$

$$\sigma_{muro\ max} = (B - k) \times \sigma_v \quad (3.41)$$

Donde:

σ_v : Tensión vertical

k : relación entre la tension vertical y horizontal en el macizo rocoso

A y B : Coeficientes que dependen de la geometría de excavación.

Tunnel factor	Tunnel shape				
					
A	4.0	3.2	3.1	3.0	1.9
B	1.5	2.3	2.7	3.0	1.9

Figura III-15: Factores de formas para túneles (Hoek 1980).

Las relaciones antes mencionadas corresponden a túneles horizontales. Para excavaciones verticales se aplica el mismo concepto, solo teniendo la precaución que la relación de tensiones será entre las dos tensiones horizontales.

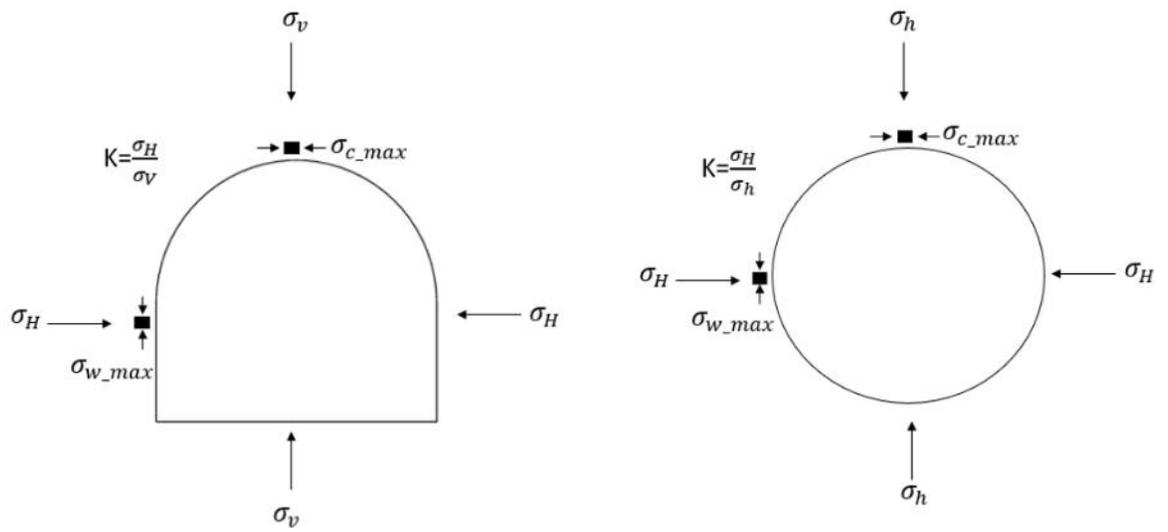


Figura III-16: rotación de esfuerzos principales por una excavación vertical.

IV CÁLULO TEÓRICO

En el presente capítulo se presentan diferentes parámetros explicados en el Capítulo 3 que definen el comportamiento de los shafts durante su excavación. Para ellos se procede a presentar las hipótesis.

IV.1 Hipótesis

Para el análisis teórico de la excavación se procede a asumir ciertas hipótesis que permitan simplificar el problema y aplicar las ecuaciones antes mencionadas en el Capítulo III.

- 1) Se asume una excavación circular, utilizando el radio mayor de la elipse, es decir 10 metros.
- 2) Para los parámetros del modelo Hoek and Brown se asumen los siguientes valores correspondientes a la roca entregados por Hoek (2008): $m_i=5.1$ y $D=0$.
- 3) Se asume un material homogéneo alrededor de la excavación.

IV.2 Cálculos

IV.2.1 Estado tensional de la excavación.

Dado que se han estimado cuatro profundidades de estudio (el final de cada uno de los estratos) se realizan los análisis para cada profundidad siendo la condición más desfavorable.

Primero se calculó la tensión vertical, considerando que la densidad de todos los estratos es de 27 kN/m³.

Los parámetros de Hoek and Brown se calculan de acuerdo con las ecuaciones presentados en el Capítulo III.

Tabla IV-1: Parámetros Hoek & Brown del macizo rocoso para las profundidades analizadas.

H [m]	R [m]	γ [kN/m ³]	K_0 [-]	σ_0 [kPa]	UCS [MPa]	m_i [-]	D [-]	E_i [MPa]	GSI [-]	ν [-]	m_b [-]	s [-]	a [-]
14.0	10.00	27.0	1.0	491	10.0	5.2	0.0	5000	20	0.22	0.299	0.000138	0.544
22.0	10.00	27.0	1.0	772	30.0	5.2	0.0	40000	30	0.22	0.427	0.000419	0.522
50.0	10.00	27.0	1.0	1755	40.0	5.2	0.0	40000	40	0.22	0.610	0.001273	0.511

Donde:

H: Profundidad de análisis.

R: Radio de excavación.

γ : Densidad de la Roca.

K_0 : Relación entre tensión horizontal mayor y tensión horizontal menor.

σ_0 : Tensión vertical.

UCS: Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta.

m_i : parámetro intrínseco de la roca.

D: Factor de perturbación pr método de excavación.

E_i : Módulo de elasticidad intacto de la roca (valor de laboratorio).

GSI: parámetro de Hoek para la calidad del macizo rocoso.

ν : Módulo de Poisson.

m_b , s, a: Parámetros del modelo Hoek and Brown.

Calculado los parámetros del modelo Hoek and Brown se procede a calcular el módulo de elasticidad del macizo rocoso. Para ello se utiliza el valor estimado por Hoek e Diederichs (2006) a partir del módulo elástico de la roca intacta (E_i):

$$E_{rm} = E_i \left(0.02 + \frac{1-D/2}{1+e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right) \quad (4.01)$$

Se calcula el radio plástico utilizando la ecuación (3.20).

El modelo Hoek& Brown puede aproximarse como una recta en un tramo acotado, obteniendo parámetros de Mohr-Coulomb. Generalmente las aproximaciones se realizan en los primeros puntos de la curva y el ajuste también dependerá del rango de valores a considerar. A continuación, se presentan los parámetros de Mohr-Coulomb para las distintas profundidades de análisis:

Tabla IV-2: Parámetros del modelo Hoek and Brown y linealización con parámetros Mohr Coulomb.

Profundidad	UCS	m_i	D	GSI	m_b	s	a	c	ϕ
[m]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[MPa]	[°]
14.0	10.0	5.2	0.0	20	0.299	0.000138	0.544	0.039	34.9
22.0	30.0	5.2	0.0	30	0.427	0.000419	0.522	0.112	45.7
50.0	40.0	5.2	0.0	40	0.610	0.001273	0.511	0.248	47.5

Para el cálculo de las tensiones tangenciales máximas se utilizan las ecuaciones de Hoek& Brown propuestas en 1980 (3.40) y (3.41). A pesar de que estas ecuaciones fueron creadas para túneles horizontales, se considera el shaft como un túnel vertical en que las tensiones principales rotan y se tendrá en lugar de una tensión vertical y

horizontal, dos tensiones horizontales. Para los factores de forma se considera la geometría más cercana a una elipse.

Finalmente se obtienen los siguientes resultados:

Tabla IV-3: Cálculo de tensiones máximas para clave y pared de la excavación.

H [m]	σ_0 [kPa]	UCS [MPa]	D [-]	E_i [MPa]	GSI [-]	E_{rm} [MPa]	Rpl [m]	A [-]	B [-]	$\sigma_{max,crown}$ [MPa]	$\sigma_{max,walls}$ [MPa]
14.0	491	10.0	0.0	5000	20	228	17.10	3.2	2.3	0.8	0.5
22.0	772	30.0	0.0	40000	30	3255	11.79	3.2	2.3	1.3	0.8
50.0	1755	40.0	0.0	40000	40	6386	11.59	3.2	2.3	3.0	1.8

Donde:

H: Profundidad de análisis.

σ_0 : Tensión vertical.

UCS: Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta.

D: Factor de perturbación pr método de excavación.

E_i : Módulo de elasticidad intacto de la roca (valor de laboratorio).

GSI: parámetro de Hoek para la calidad del macizo rocoso.

E_{rm} : Módulo de elasticidad para el macizo rocoso.

A, B: Factores de forma de Hoek (1980)

$\sigma_{max,clave}$, $\sigma_{max,pared}$: Tensiones máximas esperadas para el stress horizontal mayor y menor.

De los valores anteriores se puede desprender que el radio plástico para los primeros 14 metros es mayor que para los tramos más profundos. Esto se debe principalmente a que los primeros 14 metros de material son de baja calidad, por lo que son susceptibles a grandes deformaciones. Por otro lado, la roca de mejor calidad tiene un radio plástico cercano a la excavación debido a su mayor rigidez.

Para las tensiones de la clave se observa que siempre son mayores que las tensiones verticales σ_0 , pero la tensión del muro (lado menor) es muy similar a la tensión vertical in situ.

IV.2.2 Curvas de comportamiento.

Se calculan las curvas de comportamiento para tres de las profundidades analizadas en la Tabla IV-1.

Las ecuaciones presentadas en el Capítulo 3 permiten calcular las curvas de comportamiento de la roca. El gráfico resultante se divide en dos secciones: una sección distante de la excavación, representada en rojo, y una curva verde que está influenciada por el frente de avance.

La curva amarilla corresponde a la curva característica del revestimiento, que consiste en hormigón proyectado de diversos espesores. Se estima que el módulo de elasticidad del shotcrete es de 19 GPa, un valor intermedio entre un shotcrete joven y uno que ha alcanzado su resistencia máxima a los 28 días.

Se asumió de manera conservadora que el soporte se instala inmediatamente después de la excavación, sin permitir que la roca se relaje. Sin embargo, esta hipótesis no es

correcta, ya que siempre ocurre un desconfinamiento del macizo rocoso en el tiempo transcurrido entre la excavación y la instalación del soporte. A pesar de esto, la hipótesis es conservadora, ya que no existe una restricción a los desplazamientos radiales para el gate shaft. Además, esta suposición es especialmente útil cuando se desconoce el desfase entre la excavación del macizo rocoso y la instalación del soporte maximizando la presión del soporte.

Como se mencionó anteriormente, se consideraron diferentes espesores de soporte para verificar los puntos de equilibrio. Se observa en todos los gráficos que los puntos de equilibrio son alcanzados en secciones cercanas al tramo elástico lineal del modelo, lo que implica que las deformaciones son bajas y no requieren de sostenimientos pesados (de alta resistencia). También, el bajo confinamiento influye en que los distintos puntos de equilibrio se encuentren cerca entre sí para los diferentes espesores del lining.

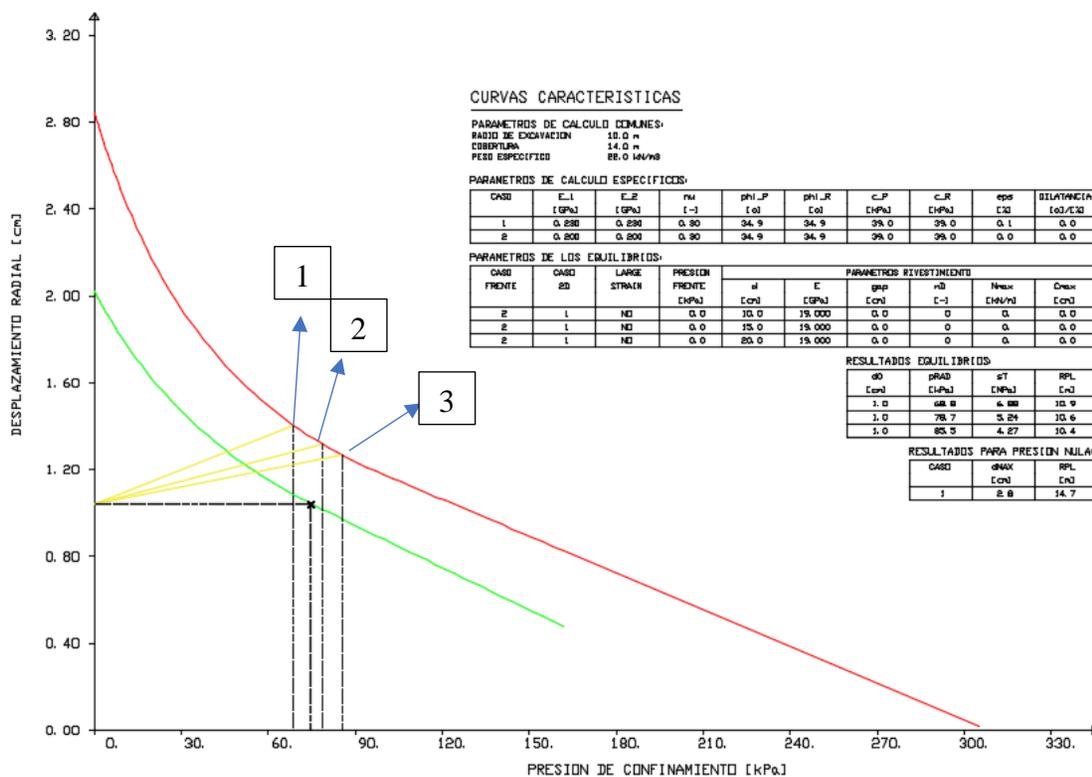


Figura IV-1: Curva de comportamiento para un avance con cobertura de 14m. Puntos 1, 2 y 3 muestran el equilibrio para lining con espesor 10, 15 y 20 cm respectivamente.

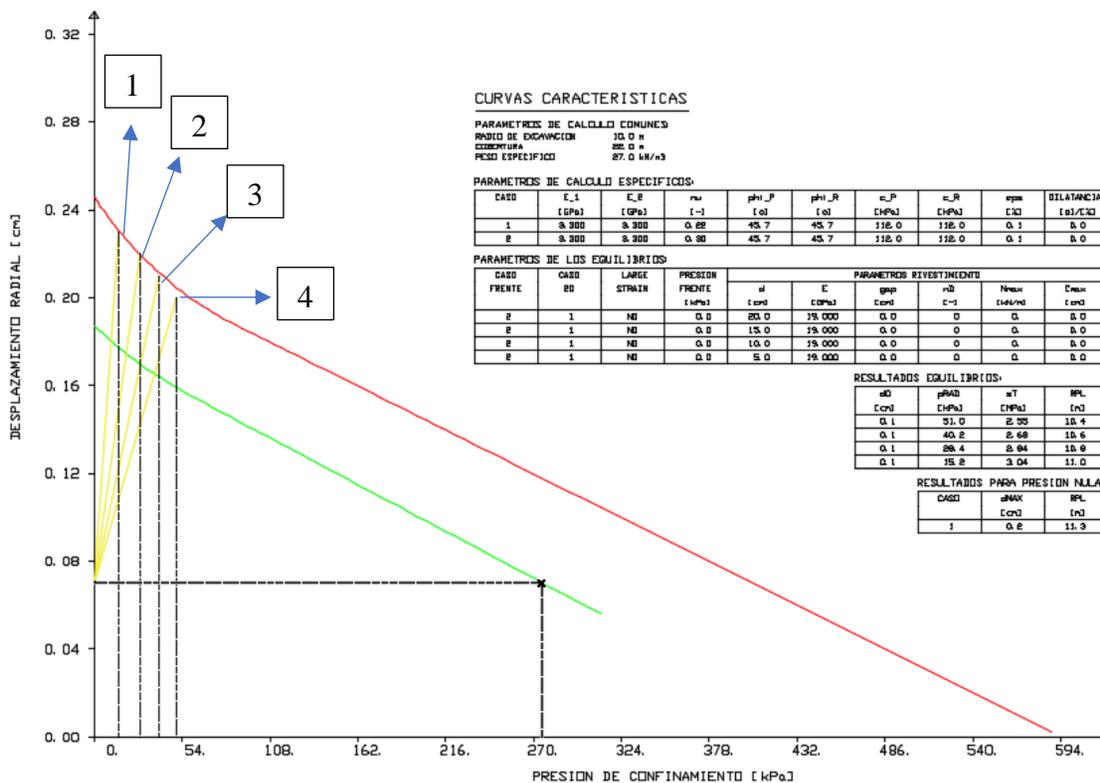


Figura IV-2: Curva de comportamiento para un avance con cobertura de 22m. Puntos 1, 2, 3 y 4 muestran el equilibrio para lining con espesor 5, 10 y 15 y 20 cm respectivamente.

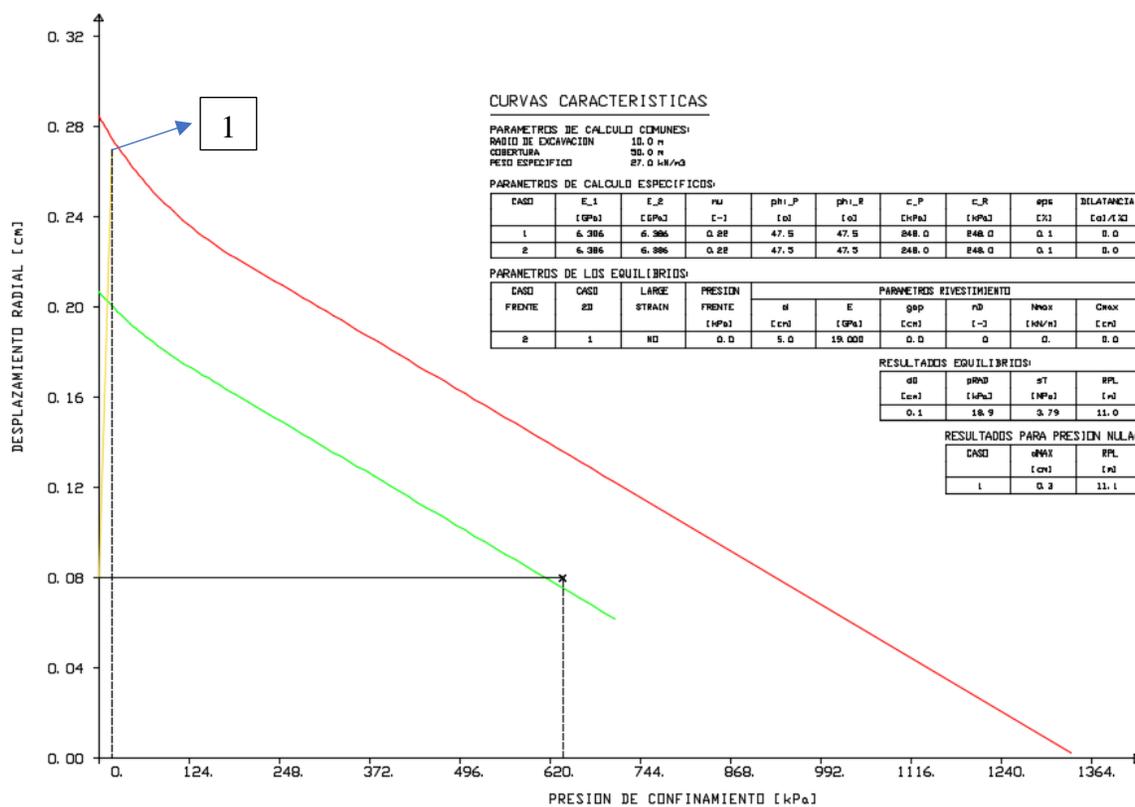


Figura IV-3: Curva de comportamiento para un avance con cobertura de 50m. Puntos 1 muestran el equilibrio para lining con espesor 5 cm.

IV.2.3 Designación de soporte utilizando el Q de Barton.

Barton entrega una primera aproximación sobre el tipo de soporte que corresponde dependiendo del tipo de roca que se está excavando. Para ello, se debe calcular el valor de ESR, el cual se busca en una tabla entregada por el autor para determinar el tipo de excavación.

Tabla IV-4: Valor del parámetro ESR según Barton (1997).

7 Type of excavation		ESR
A	Temporary mine openings, etc.	ca. 3-5
B	Vertical shafts*: i) circular sections ii) rectangular/square section * Dependant of purpose. May be lower than given values.	ca. 2.5 ca. 2.0
C	Permanent mine openings, water tunnels for hydro power (exclude high pressure penstocks), water supply tunnels, pilot tunnels, drifts and headings for large openings.	1.6
D	Minor road and railway tunnels, surge chambers, access tunnels, sewage tunnels, etc.	1.3
E	Power houses, storage rooms, water treatment plants, major road and railway tunnels, civil defence chambers, portals, intersections, etc.	1.0
F	Underground nuclear power stations, railways stations, sports and public facilities, factories, etc.	0.8
G	Very important caverns and underground openings with a long lifetime, \approx 100 years, or without access for maintenance.	0.5

En este caso como es un shaft vertical semejante a un círculo se toma el valor de 2.5.

El avance de excavación se toma como 2.5, lo que da un valor de 1.

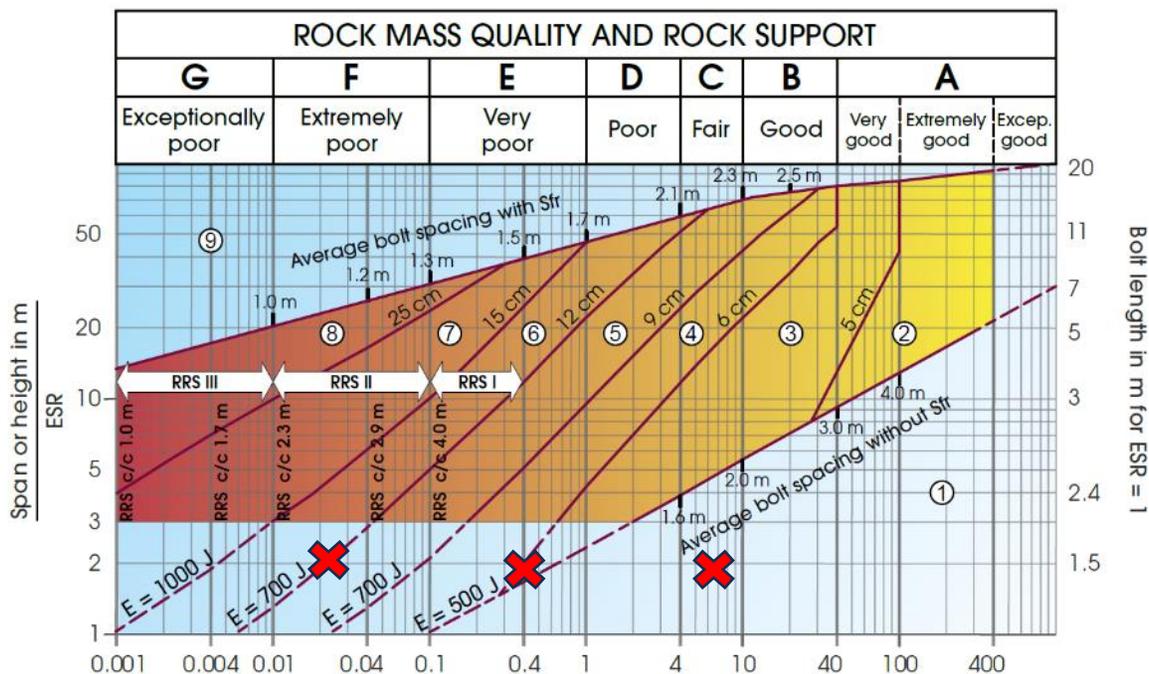


Figura IV-4: Curva de calidad de la roca y su soporte correspondiente. Para los primeros tramos se considera un espesor de 12cm shotcrete, mientras que, para los tramos de roca competente, se considera autosostenible.

En los primeros 14 metros se tiene un material que cae en la categoría como extremadamente pobre, muy pobre, pobre y mediano, lo que indica que no requiere un soporte pesado. Se asignan espesores de 12 cm para los primeros 22 m. Para los tramos con mejor calidad de roca se deja “sin espesor”, es decir, autosostenible.

V MODELACIÓN 2D DEL SHAFT

La elaboración de modelos que permitan simular excavación de túneles y otras estructuras subterráneas es una tarea compleja que requiere una comprensión detallada de las condiciones geológicas y las propiedades del material que se está excavando (Capítulo 02). En este contexto, los modelos numéricos se han convertido en una herramienta esencial para predecir el comportamiento de la masa rocosa durante la excavación y para diseñar medidas de soporte adecuadas.

En el presente capítulo se presentan los modelos numéricos de la excavación del shaft utilizando el software PHASE2 de Rocscience. Este software, basado en el método de elementos finitos, es ampliamente utilizado en la industria y la academia para modelar problemas geotécnicos complejos, especialmente enfocado en roca. Además, se presentarán los resultados del revestimiento para las profundidades de interés mencionadas en el Capítulo II.

V.1 Hipótesis

Las hipótesis que se presentan se basan en los antecedentes entregados en el capítulo II, especialmente en la geología y propiedades geomecánicas para así poder simplificar problemas complejos. Sin embargo, es importante entender las limitaciones de estas hipótesis, el modelo y su impacto en los resultados que se presentarán en el presente.

Para los modelos 2D se utilizaron las siguientes hipótesis:

- 4) Se asume un comportamiento elasto-plástico perfecto del macizo rocoso.
- 5) Cada estrato será homogéneo e isotrópico alrededor de la excavación.
- 6) Para los parámetros del modelo Hoek and Brown se asumen los siguientes valores correspondientes a la roca entregados por Hoek (2008): $m_i=5.1$ y $D=0$

- 7) Se utiliza como relación de tensión $K=1$.
- 8) Para estimar el desconfinamiento del macizo rocoso se utiliza el método de Panet (1995) durante el proceso de excavación.
- 9) Se considera el shaft como drenado en todo momento.

V.2 Modelamiento numérico del shaft.

Se realizan cuatro modelos para las siguientes alturas y utilizando los parámetros del macizo rocoso señalado en el capítulo IV.

Tabla V-1: Parámetros Hoek&Brown utilizados en los modelos 2D.

Modelo	H [m]	γ [kN/m ³]	σ_0 [kPa]	UCS [MPa]	GSI [-]	E_i [MPa]	E_{rm} [MPa]	m_b [-]	s [-]	a [-]
1	14.0	27.0	491	10.0	20	5000	228	0.299	0.000138	0.544
2	22.0	27.0	772	30.0	30	40000	3255	0.427	0.000419	0.522
3	50.0	27.0	1755	40.0	40	40000	6386	0.610	0.001273	0.511

A continuación, se presenta el proceso que fue realizado para cada uno de los modelos realizados.

V.2.1 Modelo 2D en planta.

Dado que el shaft es una excavación de tipo vertical, el objetivo del modelo es analizar el comportamiento del macizo rocoso desde una perspectiva en planta de la excavación. Los modelos poseen dimensiones de 340m por 300m, lo cual excede en 5 veces el diámetro de la excavación por cada lado, garantizando de esta manera que las condiciones de borde no afecten el resultado del modelo. Las condiciones de borde del modelo se dejaron fijas dado que el todo el contorno del shaft está confinado. El modelo se ilustra en la Figura V-1.

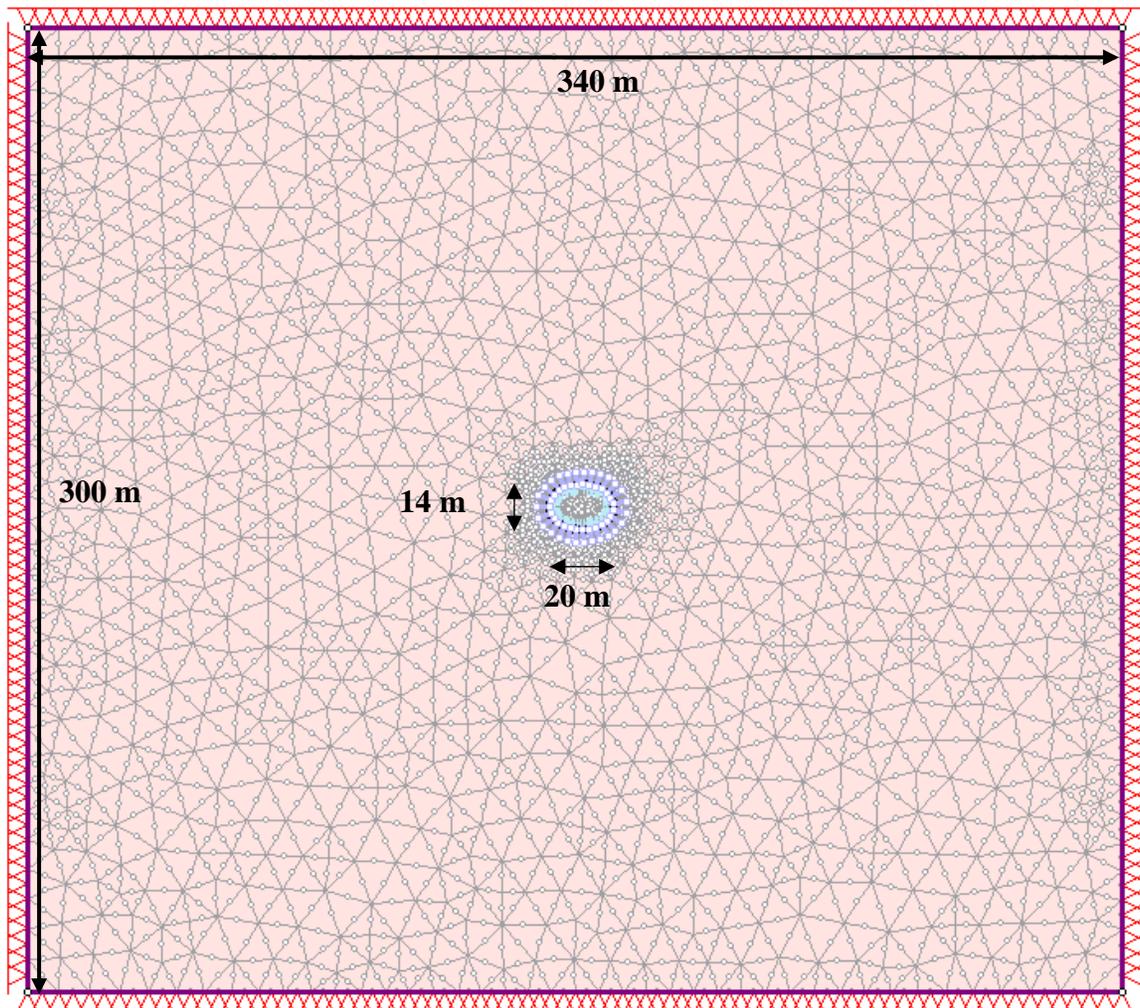


Figura V-1: Modelo de deformaciones planas implementado en Phase2. Vista en planta en el plano X-Y. Eje longitudinal del shaft se encuentra en el eje Z del modelo.

Luego de tener definida las condiciones de borde, se procede con el mallado de los modelos. Para el análisis se utilizaron elementos finitos de 6 nodos para no generar un excesivo mallado en las zonas de interés y tener una mejor extrapolación en los cálculos. Se utilizó además un mallado especial para la zona cercana a la excavación del shaft. De esta forma los elementos son más pequeños a medida que están más cerca

del borde de la excavación. En la Figura V-2 se presenta la configuración usada para generar el mallado en Phase2.

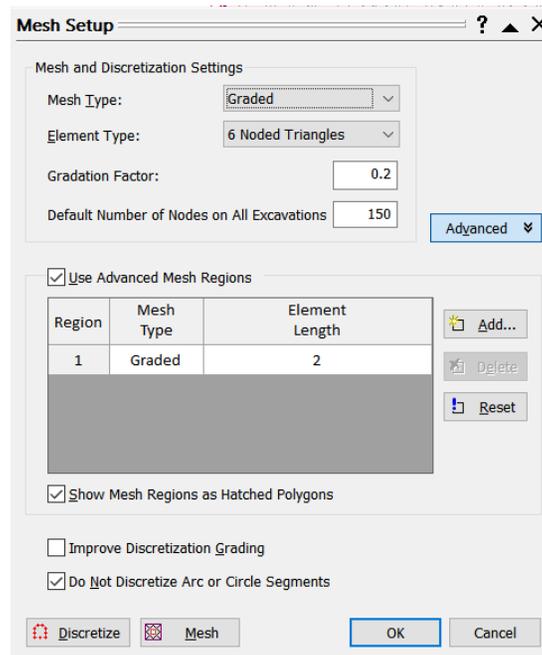


Figura V-2: Configuración del mallado y discretización utilizada en los modelos 2D.

A continuación, se describe las etapas de excavación introducidas en el software para simular el proceso de excavación del shaft.

- Etapa 1: Configuración de los parámetros de la roca y la tensión in situ (antes de la excavación).
- Etapa 2: Excavación del frente y relajación del macizo rocoso sin la instalación del soporte (avance de 2 m).
- Etapa 3: Instalación del soporte con un hormigón proyectado joven de resistencia a la compresión de 13 MPa y un módulo de Young de 5 GPa (estos valores corresponden a la tercera parte de los parámetros resistentes del shotcrete).

- Etapa 4: Nuevo avance de 2 m y relajación del macizo rocoso. La sección analizada se encuentra a 4 m del frente.
- Etapa 5: Incremento de la rigidez del soporte hasta alcanzar los valores de diseño (40 MPa de resistencia a la compresión y una rigidez de 15 GPa)
- Etapa 6: Nuevo avance de 2 m de excavación y relajación total del macizo rocoso.

Las propiedades del macizo rocoso para las profundidades de 14m, 22m y 50m son presentadas en la Tabla V-1 y las características de los materiales que componen el soporte como los pernos de anclaje y el hormigón proyectado están presentados en el capítulo 2, sección II.3.1

Para estimar la relajación del macizo rocoso durante la excavación se utiliza el método de Panet (1995), el cual considera que el macizo rocoso se relaja en el frente de excavación un 25%. En la Tabla V-2 se presenta el porcentaje de relajación calculadas en avances de 2 m.

Tabla V-2: Porcentaje de relajación del macizo rocoso según el avance del frente utilizando Panet.

Avance [m]	Radio [m]	Relajación [%]
0	10	25.0
2	10	53.3
4	10	68.1
6	10	76.9
8	10	82.4
10	10	86.2

Para el modelo se considera solo la relajación de los avances 2m y 4m. Luego se asume una relajación del 100%.

Para introducir ese efecto de relajación del macizo rocoso en el modelo numérico se establece una presión interna en el shaft utilizando la opción de carga de acuerdo con el estado tensional in situ y agregando los porcentajes de relajación por etapas de excavación.

Después de establecer todo lo mencionado anteriormente, se procede a ajustar el estado de tensión que se desea examinar. Aunque se tiene un valor de $K=1$, donde las tensiones horizontales son iguales a la tensión vertical, es crucial destacar que el eje Z del modelo corresponde al eje longitudinal del shaft, lo que requiere un ajuste del estado de tensión para ambos ejes horizontales. Para este análisis, se deben descartar las fuerzas del cuerpo, ya que por defecto se asume que la gravedad actúa en la dirección -Y, lo que podría alterar los resultados potenciales. Además, en este análisis de deformaciones planas, las tensiones verticales no tienen una gran influencia en el modelo, ya que solo las tensiones horizontales mayor y menor están actuando en los planos X e Y del modelo.

Una vez introducidas las secuencias de excavación, la relajación del macizo rocoso, las propiedades geomecánicas, propiedades del soporte, estado tensional y mallado del modelo, se procede a calcular.

Una vez que el programa termina de calcular y haya alcanzado una solución para el problema se procede a extraer la siguiente información de los resultados para la última etapa del modelo:

- Esfuerzos principales (σ_1 y σ_3)
- Desplazamiento total.
- Zona plástica (Radio plástico)

- Esfuerzos internos del soporte (axial, corte y momento)
- Esfuerzo axial de los pernos de anclajes

A continuación, se presentan los resultados obtenidos para los tres modelos con deformaciones planas una vez finalizada la última etapa de excavación y cuando el macizo rocoso se encuentra 100% desconfinado.

V.2.1.1 Resultados del modelo con cobertura 14 metros.

Para el primer modelo se tiene una roca de baja calidad con un estado tensional inicial de 490 kPa. Debido a esta baja cobertura es de esperar una baja concentración de tensiones en el modelo.

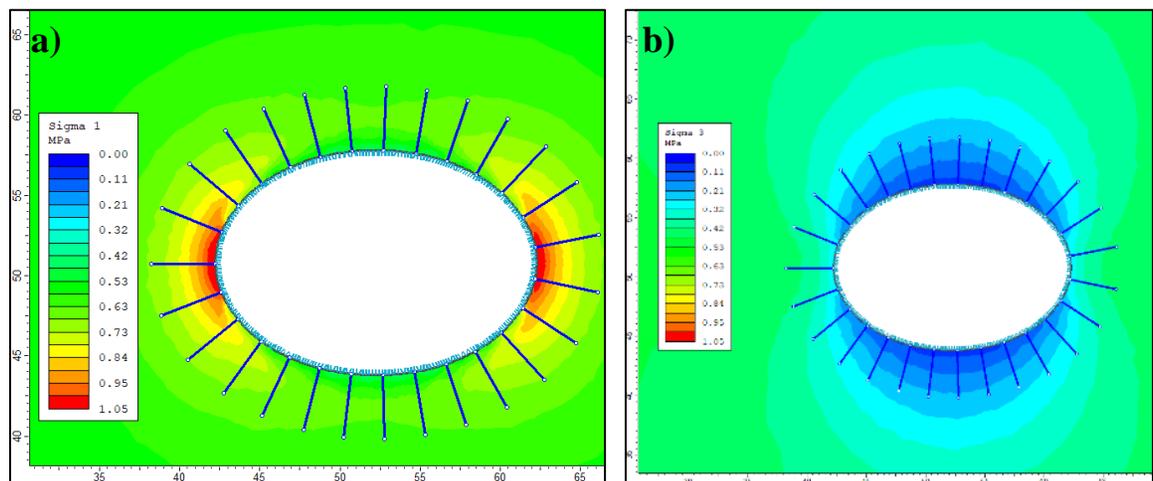


Figura V-3: Resultados para una profundidad de 14m: a) Sigma 1 y b) Sigma 3.

De la Figura V-3 se puede desprender que el esfuerzo mayor se encuentra principalmente en los costados de la elipse, donde alcanza una tensión máxima de 1.0

MPa, el doble de la tensión in situ. Por otro lado, el esfuerzo menor llega a ser cero en las caras planas de la elipse, debido al desconfinamiento producto de la excavación.

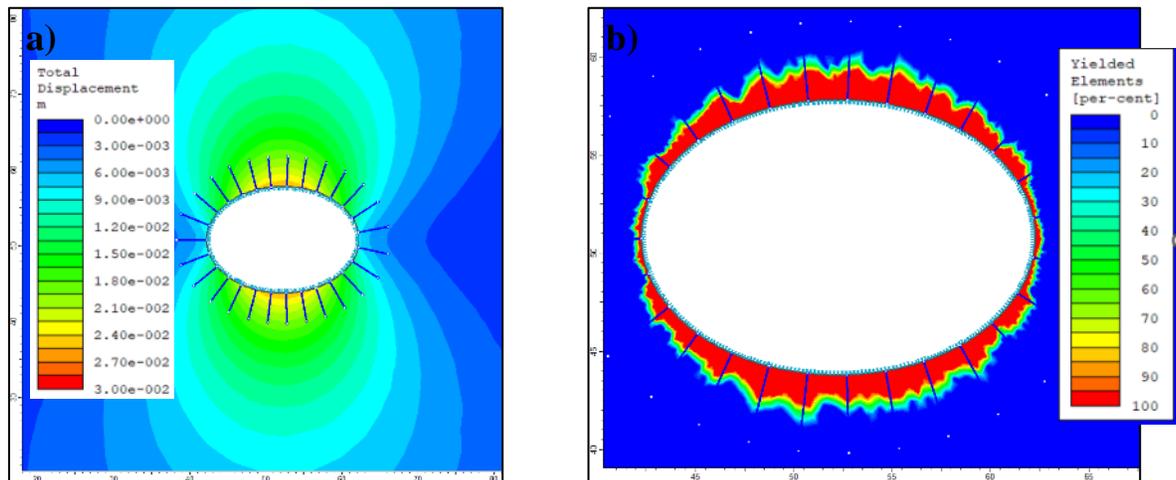


Figura V-4: Resultados para una profundidad de 14m: a) desplazamiento total y b) zona plástica.

Como era de esperar, los desplazamientos más significativos de la roca mostrados en la Figura V-4 a) ocurren en la cara plana, alcanzando un desplazamiento máximo de 2.7 cm. Por el contrario, en la cara más cerrada, el desplazamiento no supera el centímetro. Además, la zona plástica mostrada en la Figura V-4 b) no es muy alta profunda debido al bajo confinamiento del modelo con un ancho promedio de 1.5 m en la zona plana y solo 18 cm en la zona curva.

A partir de los datos observados, se puede inferir inmediatamente la influencia de la geometría en los resultados. La cara plana presenta una menor rigidez, lo que resulta en menores esfuerzos y mayores desplazamientos. Por otro lado, en la zona cerrada se produce un efecto de arco más pronunciado, lo que conlleva a una mayor rigidez de la roca. A continuación, se presenta los esfuerzos internos del shotcrete y de los pernos de anclajes.

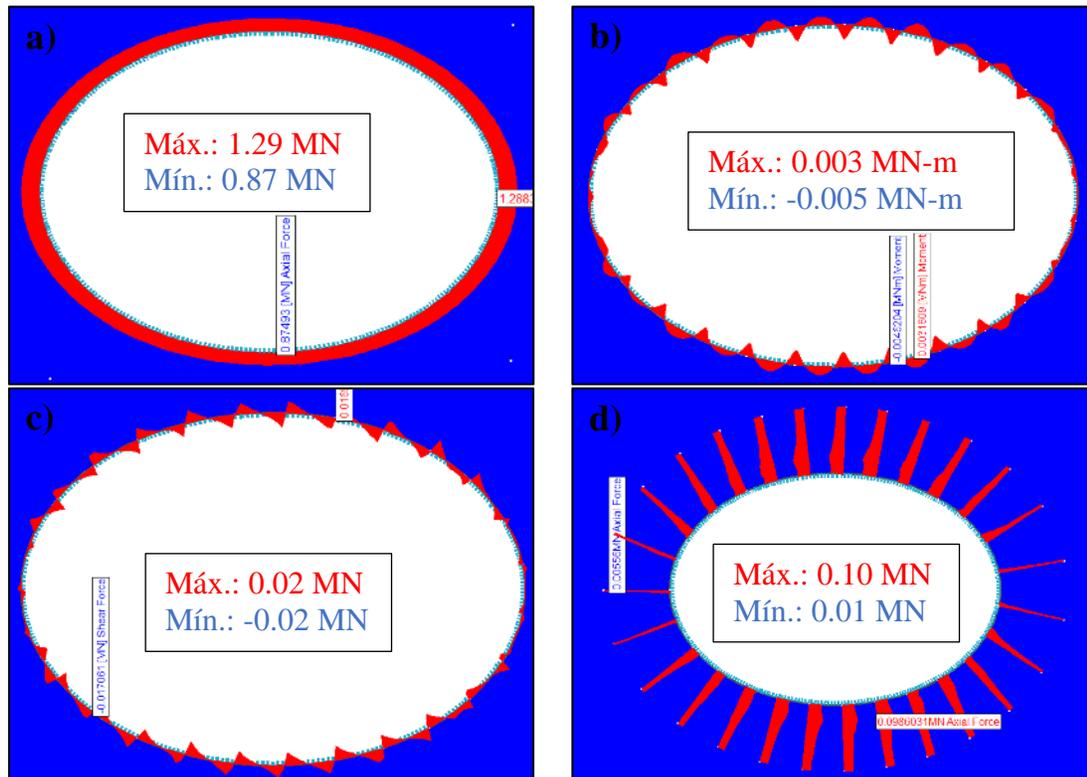


Figura V-5: Resultados para una profundidad de 14m: Esfuerzos internos del soporte, a) esfuerzo axial, b) Momento flector, c) esfuerzo de corte, d) carga axial en pernos de anclaje

Es esfuerzo axial del soporte se mantiene relativamente constante a lo largo de la excavación, con un valor que varía de 0.9 MPa a 1.3 MPa principalmente debido a la hipótesis de considerar un medio isotrópico y homogéneo. Los valores de momento y corte en el soporte son bajos, oscilan entre -5 y 3 kN*m y entre -17 y 16 kN, respectivamente. Es evidente que el comportamiento del soporte es mayoritariamente a compresión. Los pernos de anclaje no presentan mayores esfuerzos axiales en la roca, con una fuerza axial que alcanza los 100 kN, es decir, la mitad de su capacidad.

V.2.1.2 Resultados del modelo con cobertura 22 metros.

Al utilizar mejores parámetros de resistencia de la roca se produce un cambio en las sollicitaciones del soporte, pero se observa concentraciones de tensiones en la roca debido al aumento de la profundidad del análisis. La tensión inicial in situ alcanza un valor de 0.78 MPa.

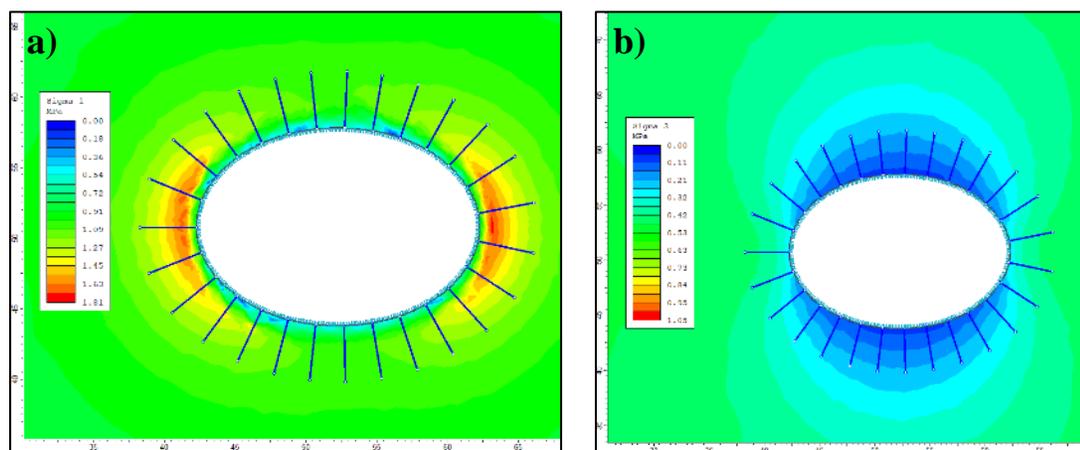


Figura V-6: Resultados para una profundidad de 22m: a) Sigma 1 y b) Sigma 3.

La Figura V-6 muestra una distribución de tensiones similar al análisis con 14 m, con la diferencia que la tensión máxima alcanza un valor de 1.7 MPa aproximadamente, mientras que el sigma 3 alcanza un valor de 0.3 MPa. Es importante notar que las tensiones máximas para sigma 1 se encuentran alejadas de la superficie de excavación. La Figura V-7 superpone los elementos que han alcanzado la falla y la tensión principal del modelo.

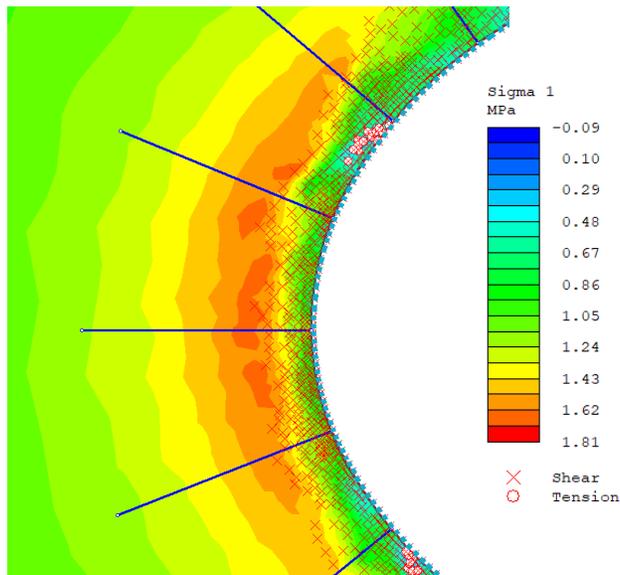


Figura V-7: Superposición de Sigma 1 y zona plástica para una profundidad de 22m.

De la Figura V-7 se desprende que las tensiones máximas se encuentran fuera de las zonas plásticas, debido principalmente a que los elementos han fallado principalmente en corte por el desconfinamiento.

La Figura V-8 a) presenta el desplazamiento total de los elementos alrededor de la excavación, alcanzando un valor máximo de 4 mm. Esto es debido a que el GSI del macizo rocoso es mayor y, por tanto, el módulo de Young también aumentó considerablemente. La Figura V-8 b) muestra que la zona plástica ha aumentado de espesor en los costados de la elipse, dando una franja más uniforme, alcanzando casi 1m en los costados y 1.5m en la cara plana.

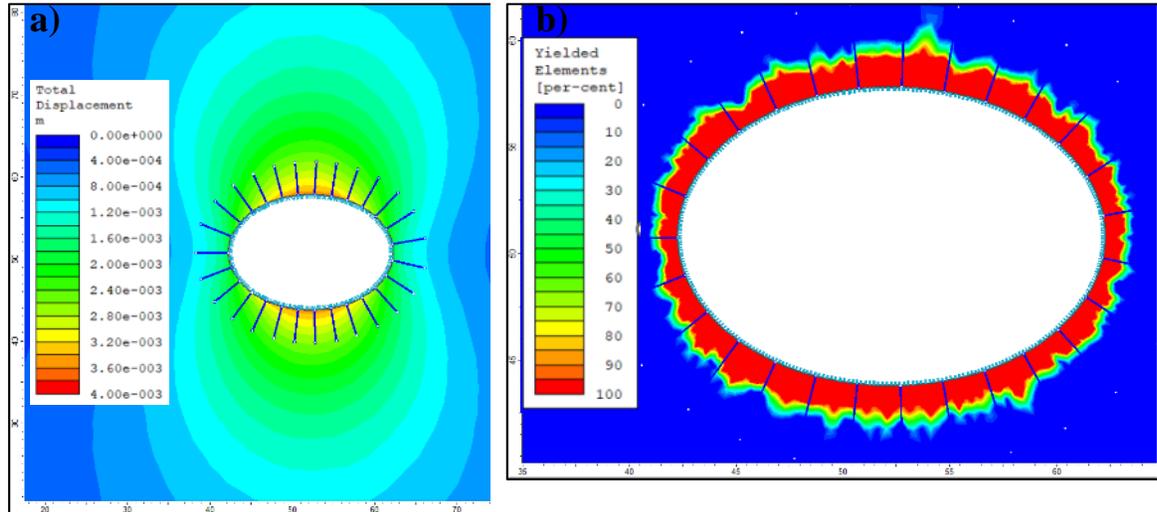


Figura V-8: Resultados para una profundidad de 22m: a) desplazamiento total y b) zona plástica.

Por ultimo, los esfuerzos en el soporte han disminuido notoriamente en comparación con el caso anterior. El esfuerzo axial se observa menos uniforme y con una concentración de tensiones en los costados, donde el hormigón es más rígido debido a la curvatura de la elipse, mientras que en la cara plana hay menores esfuerzos axiales. El valor del momento es muy bajo, casi inexistente, mientras que el corte se estima en 2.5 kN.

Los esfuerzos en los pernos también se ven reducidos, alcanzando 40 kN, muy por debajo de su capacidad última.

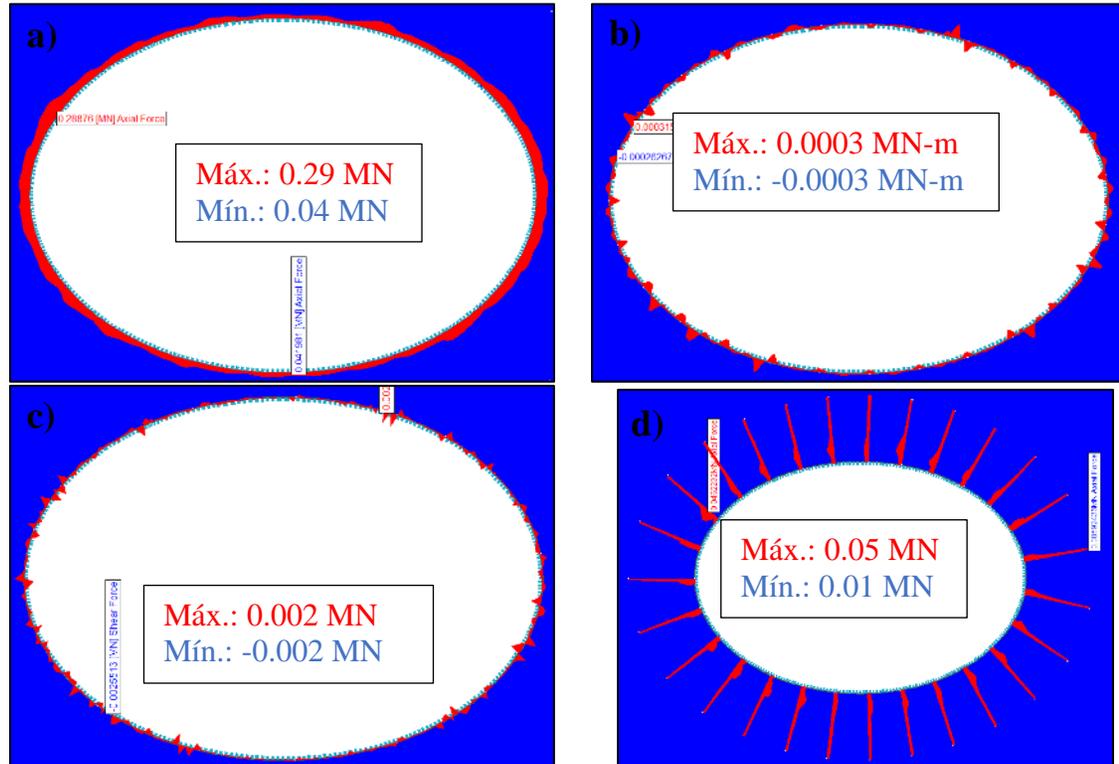


Figura V-9: Resultados para una profundidad de 22m: Esfuerzos internos del soporte, a) esfuerzo axial, b) Momento flector, c) esfuerzo de corte, d) carga axial en pernos de anclaje

V.2.1.3 Resultados del modelo con cobertura 50 metros.

Al igual que los casos anteriores, se presenta los resultados del modelo para una profundidad de 50 m. En este caso, el análisis es realizado a la máxima profundidad del pozo con una roca de buena calidad geomecánica.

Al igual que los dos casos anteriores, la distribución de las tensiones es la misma dada la forma en que el shaft es excavado, con la salvedad que el estado tensional in situ es mayor, de 1.76 MPa, lo que genera como consecuencia un aumento en las tensiones en los costados de la elipse, alcanzando un máximo de 4 MPa. A través de sigma 3 se puede observar la influencia del desconfinamiento en el macizo rocoso, donde los esfuerzos han disminuido a medida que se acercan al borde de la excavación.

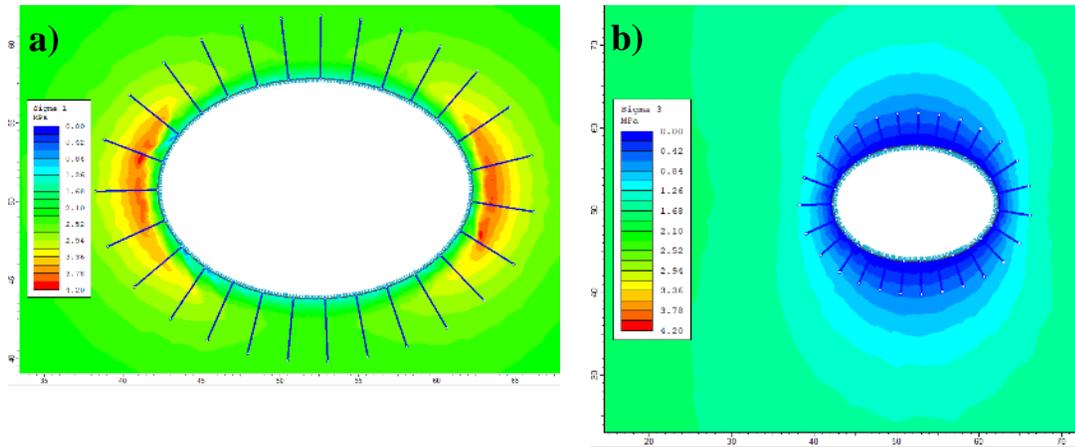


Figura V-10: Resultados para una profundidad de 50m: a) Sigma 1 y b) Sigma 3.

A pesar de tener una buena roca, el desplazamiento total es muy similar al caso 2, llegando a un valor máximo menor que 5 mm. La influencia de la presión in situ ha generado un aumento de las convergencias en el shaft, sin embargo, 5 mm es un valor marginal para este tipo de excavación. Por otro lado, la zona plástica es similar al caso 2, con un anillo de espesor uniforme de 1.5 m aproximadamente, que se debe principalmente al desconfinamiento del macizo rocoso.

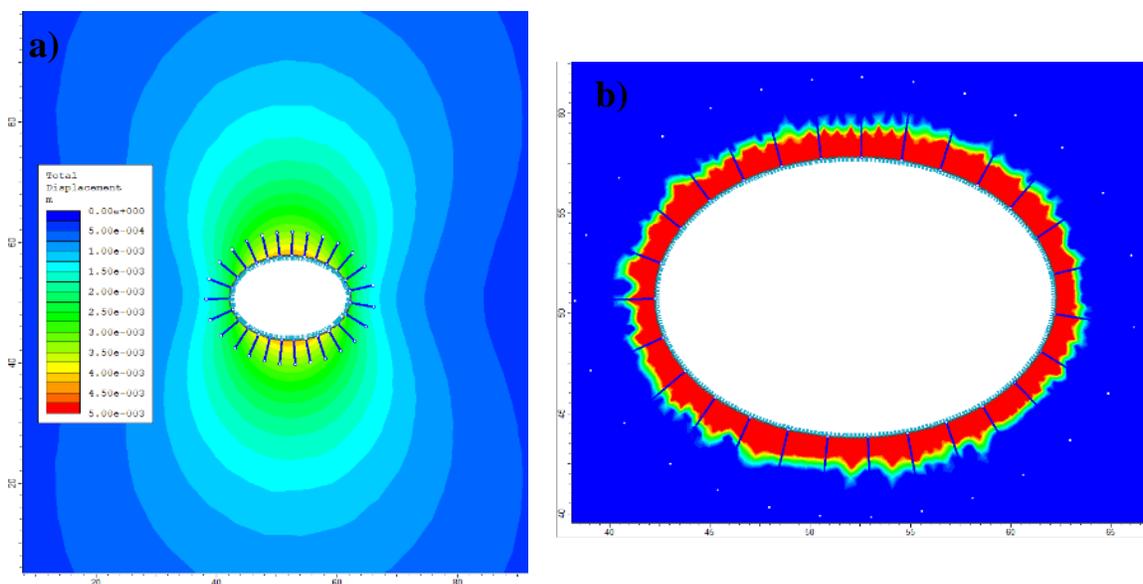


Figura V-11: Resultados para una profundidad de 50m: a) desplazamiento total y b) zona plástica.

Los esfuerzos del soporte presentados en la Figura V-12 son levemente superiores a los esfuerzos obtenidos en el caso anterior, principalmente por el aumento de esfuerzo in-situ de la roca. El esfuerzo axial continúa concentrándose en los costados de la elipse, mientras que sus caras planas presentan un esfuerzo axial menor. Los valores de momento y corte llegan a magnitudes negligentes. Los pernos de anclaje alcanzan también valores bajos, llegando a un máximo puntual de 57 kN, un cuarto de su capacidad máxima.

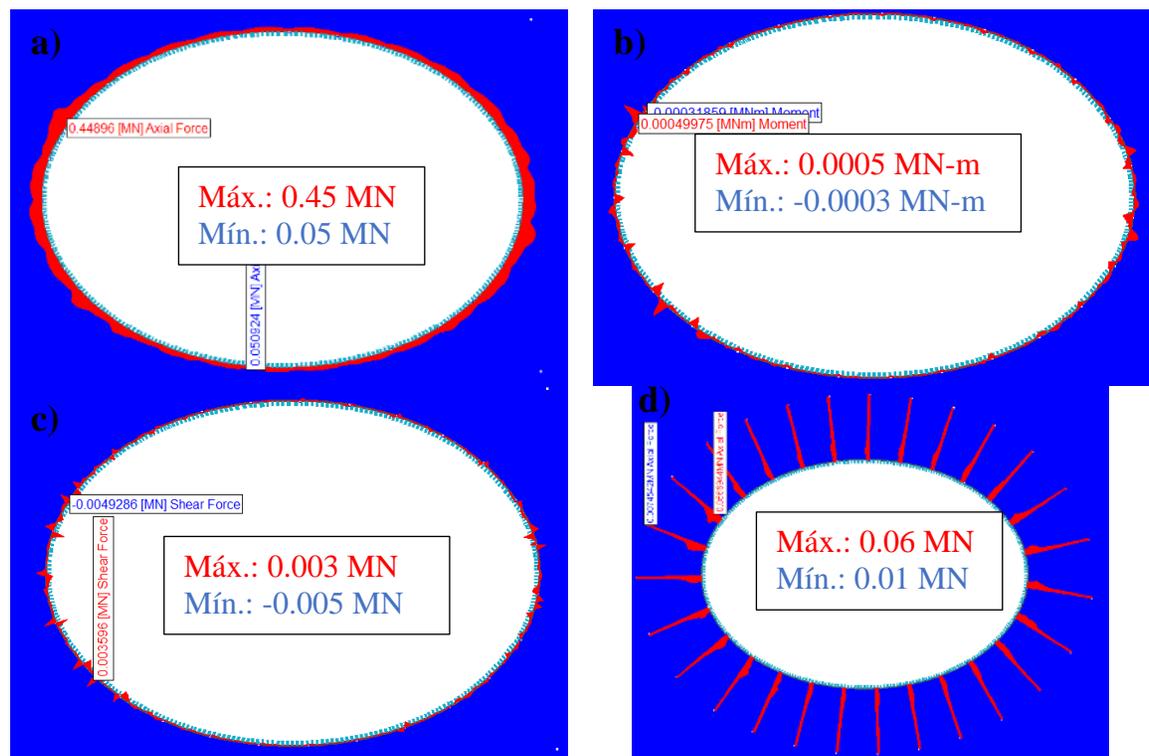


Figura V-12: Resultados para una profundidad de 50m: Esfuerzos internos del soporte, a) esfuerzo axial, b) Momento flector, c) esfuerzo de corte, d) carga axial en pernos de anclaje

Phase2 tiene la posibilidad de graficar los esfuerzos internos del soporte con su envolvente de falla del shotcrete. Es importante destacar que Phase2 utiliza una

simplificación de la envolvente del hormigón propuesta por Hoek (2008) para el análisis de túneles. En las Figura V-13 Figura V-14 y Figura V-15 se presentan las solicitaciones obtenidas en cada uno de los modelos descritos anteriormente junto con las envolventes de momento y corte del soporte para la fase final de excavación.

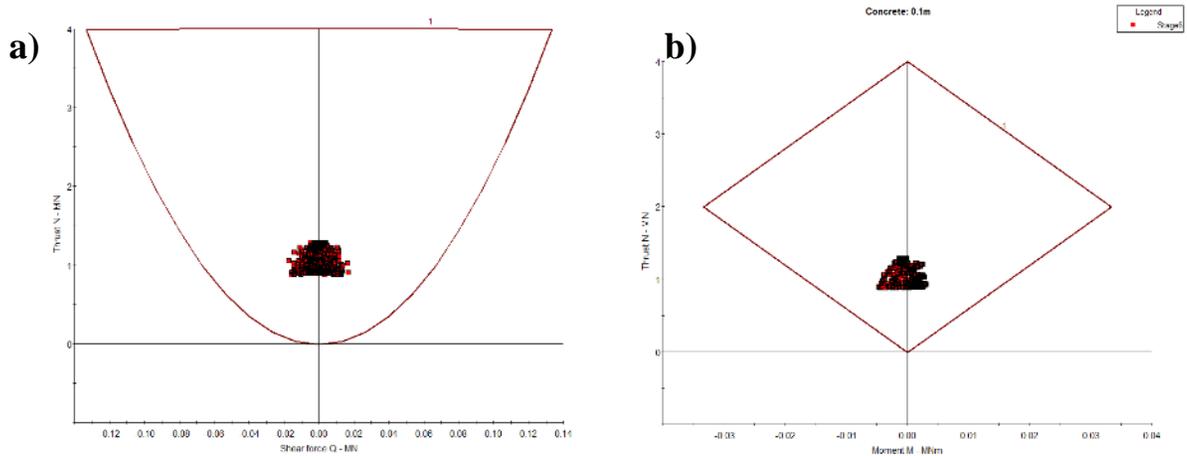


Figura V-13: Diagramas del soporte para 14m: a) diagrama de corte, b) diagrama de momento.

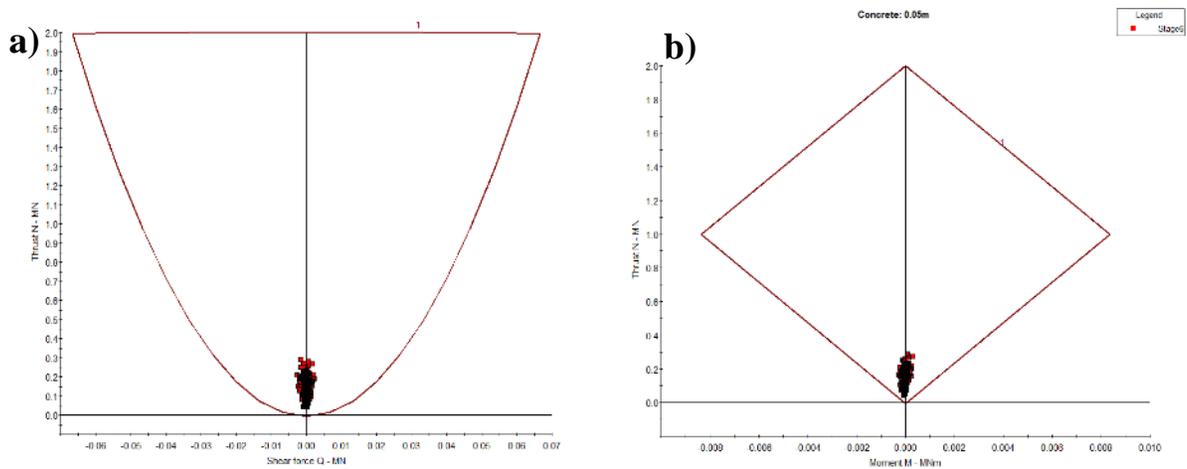


Figura V-14: Diagramas del soporte para 22m: a) diagrama de corte, b) diagrama de momento.

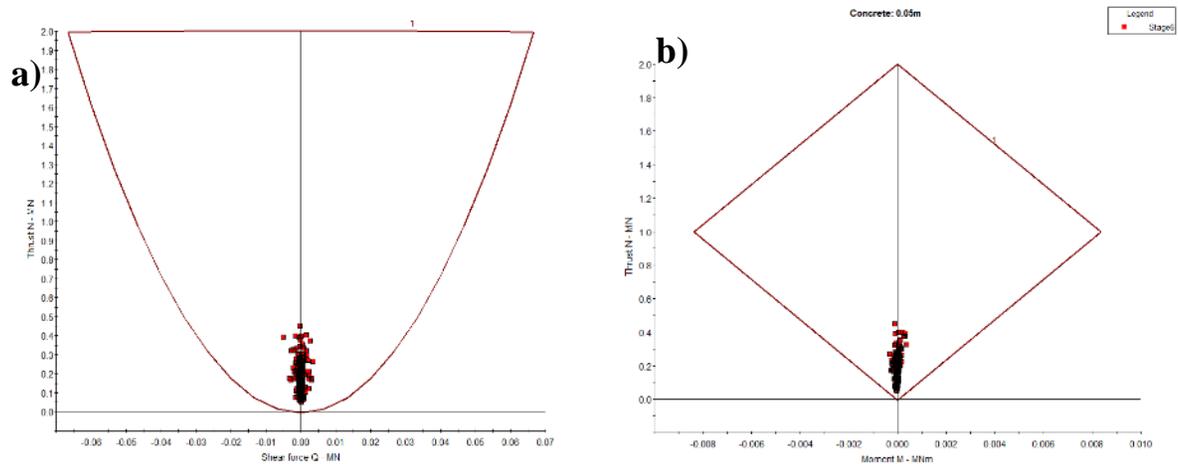


Figura V-15: Diagramas del soporte para 50m: a) diagrama de corte, b) diagrama de momento.

De las envolventes presentadas se desprende que, a pesar de no ser simétrica, el soporte trabaja casi en su totalidad a compresión pura. En la Figura V-13 se observa una mayor dispersión de valores debido a la roca altamente meteorizada con un módulo de elasticidad bajo, es decir, genera más deformación y presión sobre el soporte. Por este motivo los momentos y los cortes empiezan a tomar mayor relevancia para el modelo más superficial y un aumento de espesor es considerada. Una excavación ovoidal también aporta para el aumento de los momentos y cortes debido al contraste de rigidez entre las zonas planas y curvas de la elipse. Se recalca que la compresión axial se encuentra distribuida de manera casi homogénea por todo el soporte.

Es importante destacar que el análisis mostrado no considera normativa y posibles factores de seguridad pueden aplicar a las envolventes como también factores de

mayoración de las cargas. Por lo anterior, es posible aumentar el espesor de hormigón y agregar nuevos sostenimientos para cumplir con los estándares.

V.2.2 Estabilidad en los primeros metros de excavación.

Además de un análisis plano en distintas profundidades, es necesario asegurar la estabilidad de la frente durante la excavación de los primeros metros de avance, donde existe un confinamiento muy bajo y un alto riesgo de inestabilidades globales durante la excavación, especialmente cuando se trabaja con grúas cerca del borde de la excavación. Para ello se procede a realizar dos análisis que permiten determinar la estabilidad de la frente: análisis con deformaciones planas y un análisis axisimétrico. Además, se verificará el comportamiento del soporte durante estos avances.

Para determinar hasta qué profundidad se debe considerar el análisis de estabilidad se debe tener en cuenta que durante los primeros metros de excavación el efecto arco de la roca (fuerzas adicionales que dan estabilidad a las excavaciones verticales) no influyen mayormente en la estabilidad, entonces, se considera como una excavación plana en elevación, con una profundidad de excavación de 10m y un radio de 10m.

Por otro lado, un modelo axisimétrico permite incorporar una simetría axial en el modelo, entonces por simetría, el estado de deformación y de tensión de una sección plana cualquiera perpendicular al eje de simetría del cuerpo viene definido por las componentes de desplazamiento radiales. En este tipo de análisis, no se consideran pernos de anclajes o interfaces de estructuras ya que representan puntos asimétricos dentro del eje de rotación y no son contemplados en el análisis.

Al igual que los modelos anteriores, se utilizan los mismos parámetros de macizo rocoso, soporte, coeficiente de tensión $K=1$ para el modelo de estabilidad.

Se contempla excavaciones de 2 metros, donde la estabilidad es evaluada en cada paso de avance sin considerar el soporte en el último avance. Para el soporte ubicado a 2 metros de la frente de avance se toma las propiedades de un hormigón joven y el soporte ubicado más de 4 metros del frente de excavación se considera la resistencia total a los 28 días.

Las condiciones de borde se consideraron como fijas en el fondo y restringido solo en el eje Y para los costados, de esta forma la condición de borde no influye en los asentamientos del modelo.

V.2.2.1 Estabilidad utilizando modelo de deformaciones planas.

Para el modelo de deformaciones planas se consideró un aumento en la longitud de los pernos de anclaje para las primeras 5 rondas de pernos de anclaje alcanzando un largo de 9 metros.

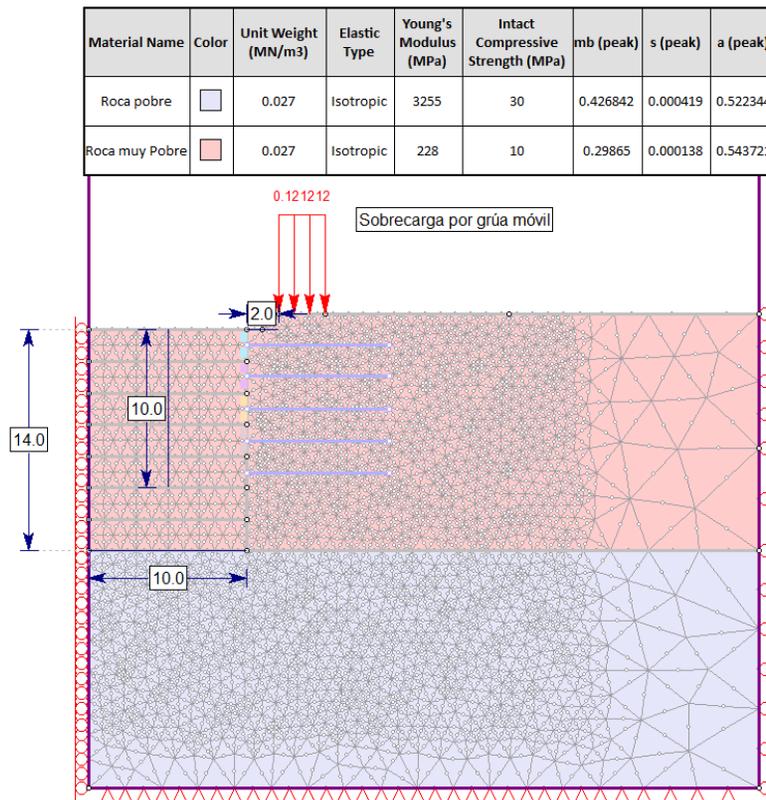


Figura V-16: Modelo de deformaciones planas para la estabilidad en los primeros 10 metros de excavación.

La Figura V-17 muestran que la excavación tiene un factor de seguridad cercano a 1 en los primeros 10 metros de excavación considerando un soporte de 10 cm shotcrete y pernos distribuidos 2.0 x 2.0m y de largo 9 metros. Las primeras filas de pernos fueron extendidas en comparación con el diseño original solo para alcanzar el factor de seguridad de 1. Se puede observar como la deformación por corte señala la trayectoria de falla del talud.

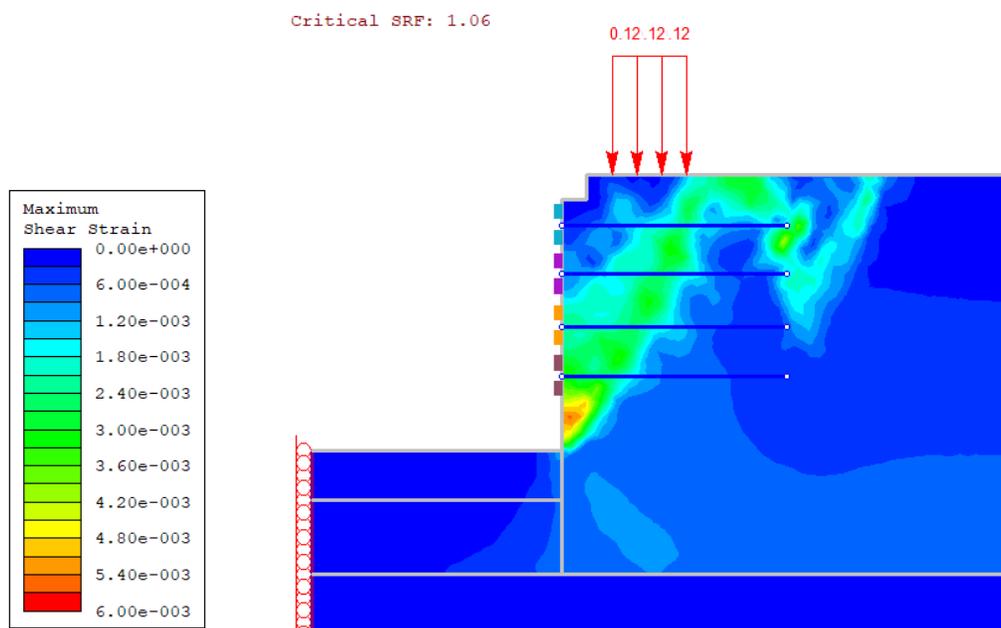


Figura V-17: Resultado de SRF para los primeros 10 metros de excavación.

Tabla V-3 presenta los distintos factores de seguridad obtenidos del modelo numérico.

Tabla V-3: Factores de seguridad obtenidos para cada etapa de excavación.

Profundidad [m]	FS Crítico
2	1.51
4	1.57
6	1.36
8	1.21
10	1.06

La Tabla V-3 muestra los factores de seguridad obtenidos utilizando el modelo de deformaciones planas para cada una de las etapas de excavación modeladas.

La Figura V-18 presenta la influencia de la sobrecarga de la grúa en las tensiones in situ del terreno, con una presión actuando en superficie de 120 kPa, ubicada a 2 metros del borde de la excavación y de largo 3 metros.

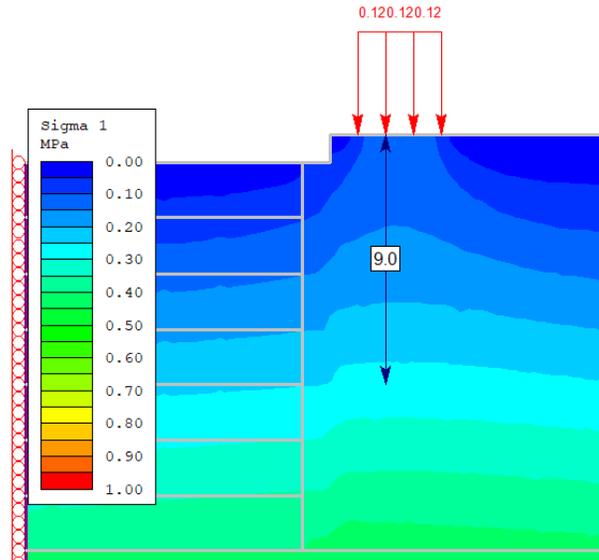


Figura V-18: Influencia de la sobrecarga de la grúa en el campo tensional antes del inicio de la excavación.

Se puede observar de la Figura V-18 la influencia en profundidad de la sobrecarga de la grúa, la cual alcanza una profundidad de 9 metros, dando una idea sobre como las cargas superficiales influyen en el estado in situ de la roca y también en la distribución de tensiones durante los primeros avances.

Al incorporar todos los datos en el modelo y completar todas las etapas de excavación hasta una profundidad de 10 metros de excavación se obtienen los siguientes resultados:

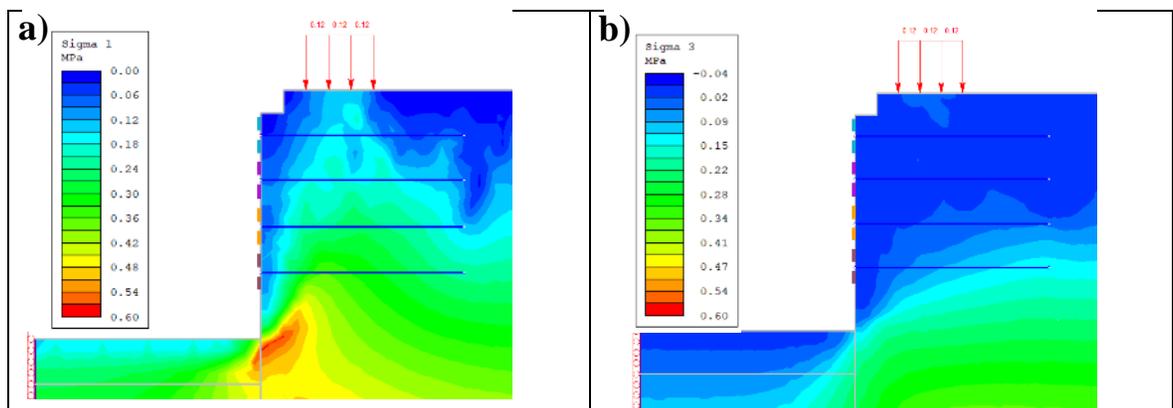


Figura V-19: Resultados para talud vertical infinito: a) Sigma 1 y b) Sigma 3.

A partir de la Figura V-19 se puede desprender como el efecto de la sobrecarga influye en la distribución de tensiones en los primeros metros de excavación, ya que justo bajo su influencia hay un leve aumento de sigma 1. Por otro lado, sigma 3 no presenta mayores variaciones y solo se puede observar la influencia del desconfinamiento a los 10 primeros metros de excavación, bajando el nivel de tensión.

Al analizar los desplazamientos con la Figura V-20 se puede observar que estos alcanzan un desplazamiento máximo de 2 cm en el coronamiento de la excavación. A medida que la pared se va acercando al fondo de la excavación la deformación va disminuyendo. La deformación también impacta en el asentamiento en superficie, donde se puede observar el desplazamiento de la misma cuña obtenida durante el análisis del SRF. Lo mismo sucede con la zona plástica, con la salvedad que se extiende en superficie debido a las tracciones que genera el desplazamiento de la pared del soporte. La zona plástica justo bajo la sobrecarga presenta elementos con fallas por corte, a diferencia de los otros sectores donde se presentan por tracción. Esto se debe principalmente a que esta sobrecarga mantiene una constante compresión en la zona, evitando la falla por tracción.

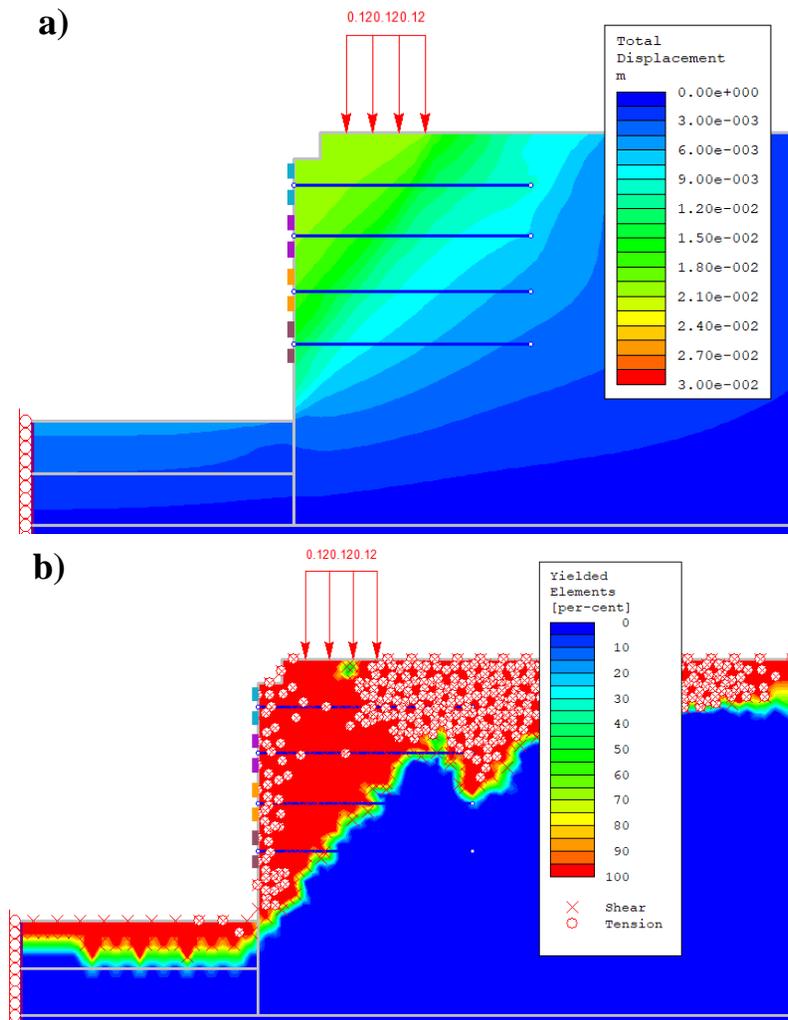


Figura V-20: Resultados para talud vertical infinito: a) desplazamiento total y b) zona plástica

Al observar los esfuerzos internos del soporte para los 10 primeros metros de excavación, presentados en la Figura V-21 se pueden apreciar los rangos de valores en comparación con las deformaciones planas a los 14m de excavación. La diferencia se debe principalmente a que el modelo de deformaciones planas en planta muestra el esfuerzo de compresión del anillo, mientras que este modelo numérico muestra el comportamiento del soporte como un muro vertical infinito. En este caso, los esfuerzos axiales presentados en la figura tienen un sentido vertical. Los mismo sucede con el momento y el corte, calculado. Por otro lado, el esfuerzo axial de los pernos muestra

el esfuerzo axial en que están sometidos los pernos de anclajes bajo la grúa. En este caso el esfuerzo alcanza un valor máximo de 170 kN, cercano a su capacidad de carga de 200 kN, siendo los pernos esenciales en mantener la estabilidad de la excavación.

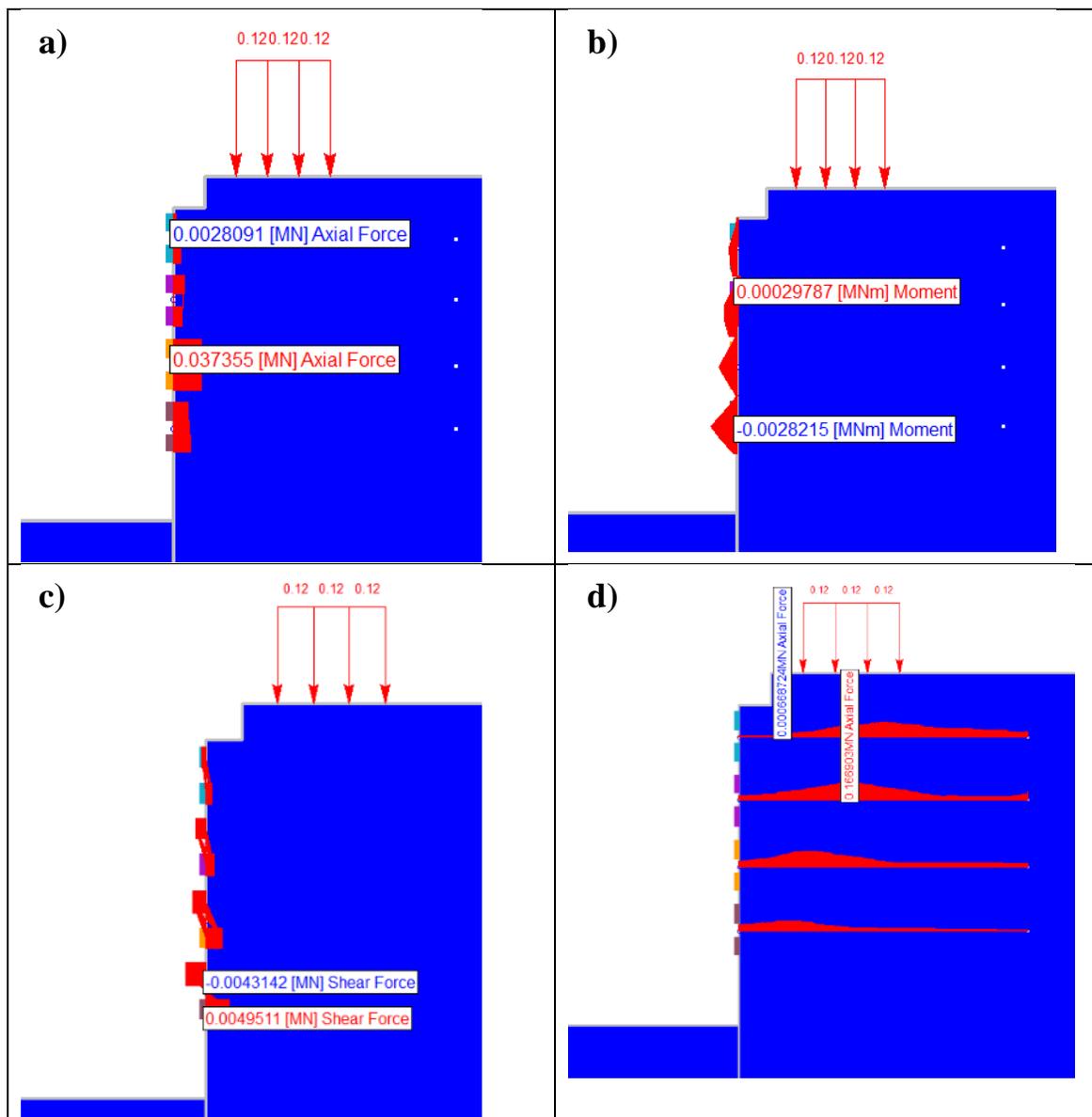


Figura V-21: Resultados talud vertical infinito: Esfuerzos internos del soporte, a) esfuerzo axial, b) Momento flector, c) esfuerzo de corte, d) carga axial en pernos de anclaje

Finalmente, las tensiones internas del sostenimiento son muy bajas en los diagramas momento y de corte para un sostenimiento de 10 cm se obtienen los gráficos

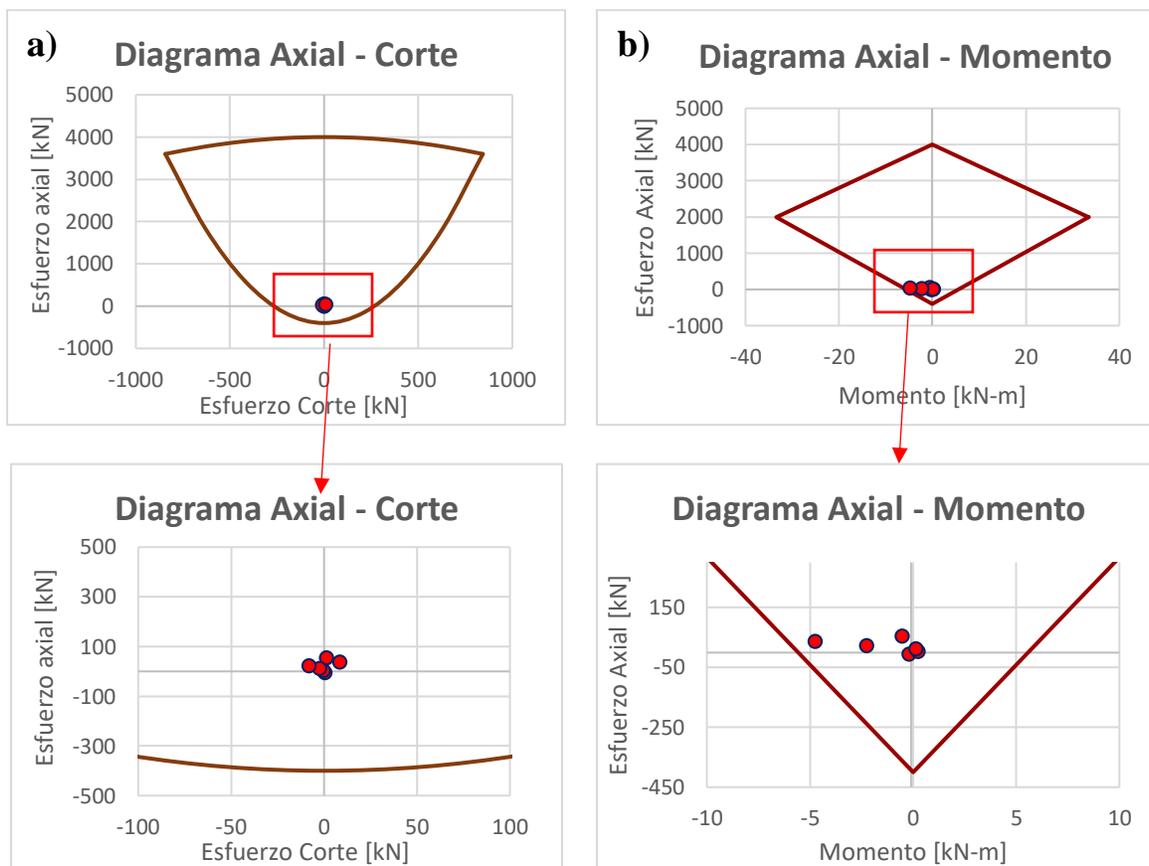


Figura V-22: Diagramas del soporte para talud infinito: a) diagrama de corte, b) diagrama de momento.

A pesar de que los momentos y esfuerzos axiales son bajos, algunos puntos de las combinaciones salen de los límites de la capacidad del soporte. A medida que se aumenta la profundidad, mayores momentos serán solicitados por el soporte, por lo que siempre se recomienda utilizar malla de acero soldadas para aumentar la capacidad a la flexión y al corte de la sección. Sin embargo, es importante tener en consideración que el aumento de la profundidad aumenta el efecto arco en la excavación lo que va

volviendo más estable la excavación, aumentando la compresión del soporte y, por lo tanto, también su capacidad a la flexión.

Encontrar el límite para que el modelo de excavación vertical de deformaciones plana sea válido no es trivial y no puede ser analizado en este modelo 2D ya que tiene una clara componente 3D. Por esta razón limitar el análisis a un radio de excavación permite establecer un límite conservador sobre los alcances de cada uno de los modelos. En el siguiente capítulo se presentará un análisis 3D con la geometría completa, donde se validará la hipótesis sobre cuál es la profundidad en que el efecto arco está actuando sobre el soporte.

V.2.2.2 Estabilidad utilizando modelo Axisimétrico.

Al utilizar un modelo axisimétrico, se asume que la excavación tiene una geometría circular, lo cual no es correcto ya que el gate shaft tiene una forma ovalada. Sin embargo, se presenta los resultados de los análisis con el fin de comparar ambos modelos.

A continuación, se presenta el resultado del análisis de estabilidad para una excavación de 10m de profundidad:

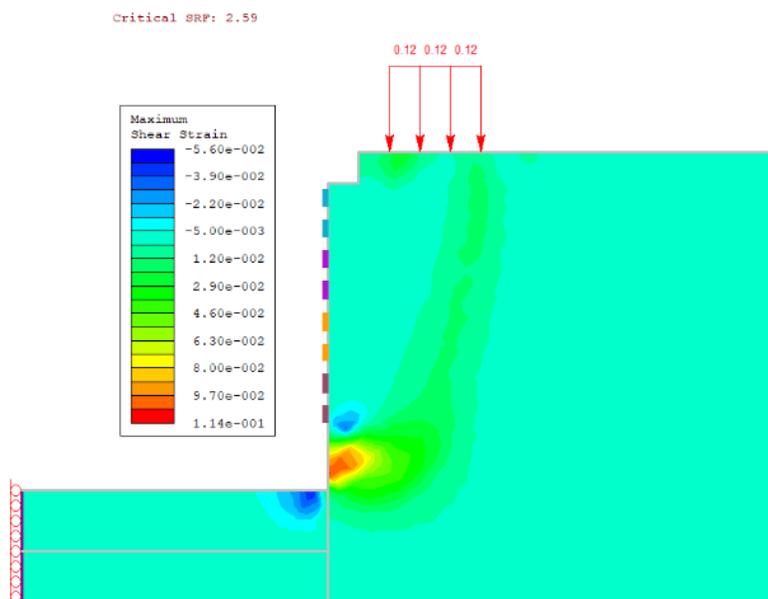


Figura V-23: Resultado de SRF para los primeros 10 metros de excavación – modelo axisimétrico.

A continuación, se presenta los resultados para cada una de las etapas calculadas usando el modelo axisimétrico.

Tabla V-4: Factores de seguridad obtenidos para cada etapa de excavación.

Profundidad [m]	FS Crítico
2	1.71
4	2.57
6	2.58
8	2.7
10	2.59

Se observa a partir de la Figura V-23 y Tabla V-4 que los factores de seguridad obtenidos son superiores a los calculados en el modelo de deformaciones planas debido a que la simetría angular asumida en el modelo tiene una relevancia mayor para estimar la estabilidad de la excavación.

En la Figura V-24 se presenta la distribución de tensiones luego de la excavación de los 10 primeros metros del shaft.

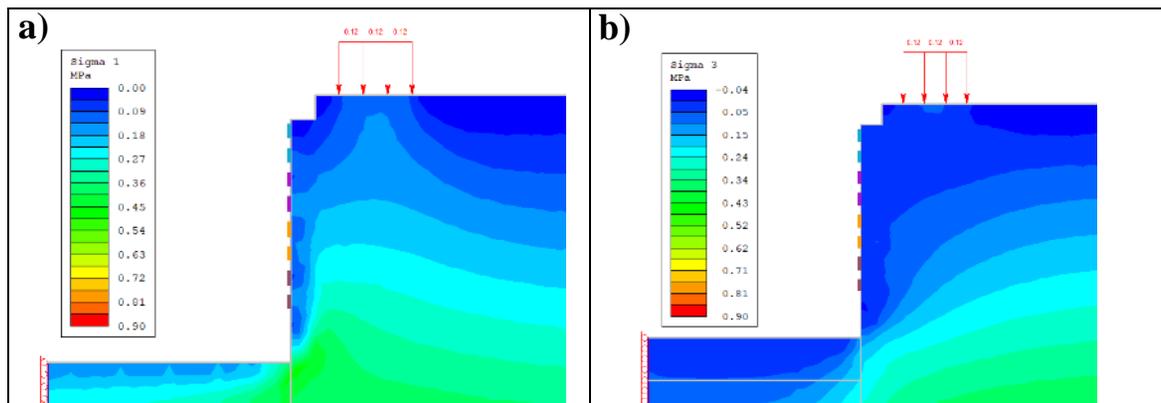
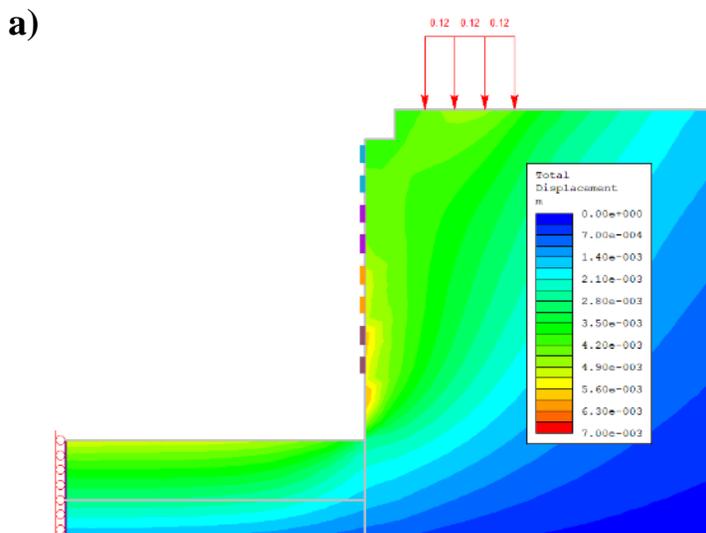


Figura V-24: Resultados para talud axisimétrico: a) Sigma 1 y b) Sigma 3.

Las tensiones principales sigma 1 y sigma 3 son muy similares a las obtenidas por el modelo de deformaciones planas, en particular sigma 3. Se aprecia al comparar ambos resultados que la distribución de la tensión sigma 1 resulta más aleatoria en las deformaciones planas, pero esto puede tener su origen en los pernos de anclaje instalados en el primer modelo, pero descartados en el modelo axisimétrico.



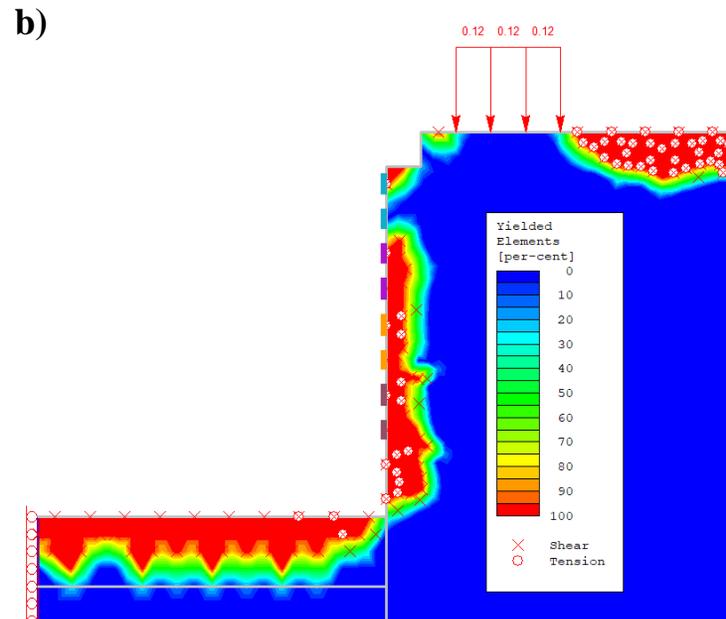


Figura V-25: Resultados para shaft circular: a) desplazamiento total y b) zona plástica

Como es de esperar, los desplazamientos totales del talud son mayores en las deformaciones planas, por un orden de magnitud, dado que en el primer caso se considera una pared vertical infinita, mientras que el caso axisimétrico, la geometría de la excavación permite reducir su deformación. Lo mismo ocurre para la zona plástica, donde se observa una fluencia masiva del macizo rocoso en el modelo plano comparado con el modelo axisimétrico, donde las deformaciones tienden a distribuirse de forma distinta por el contorno circular de la excavación.

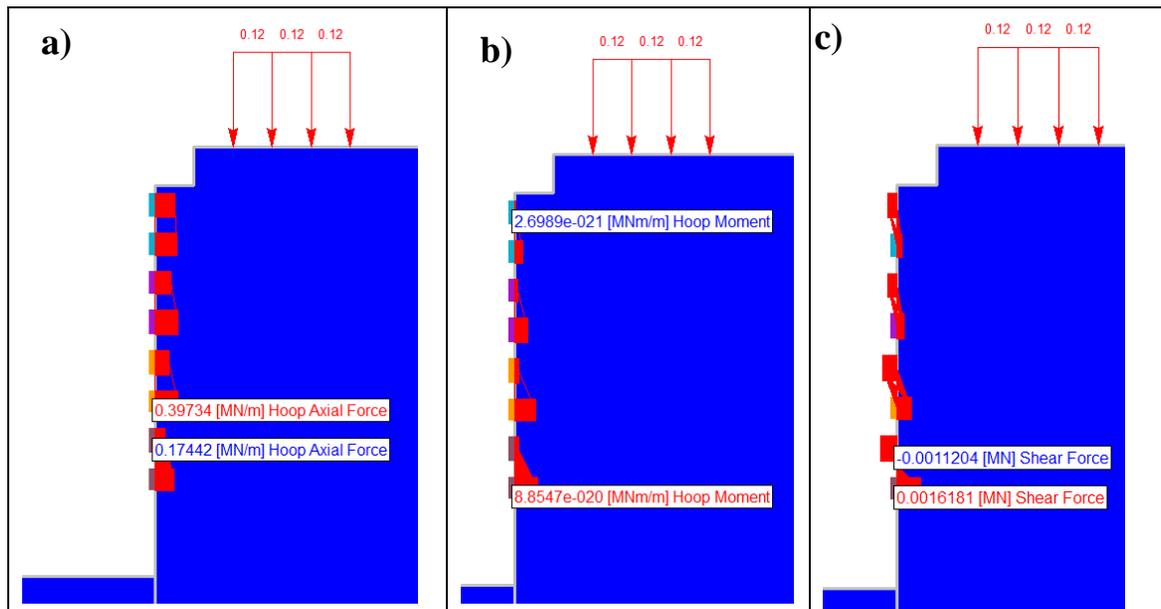


Figura V-26: Resultados talud vertical infinito: Esfuerzos internos del soporte, a) esfuerzo axial en el arco, b) Momento flector en el arco, c) esfuerzo de corte.

Finalmente, para el modelo axisimétrico, las tensiones de compresión corresponden a la compresión del anillo en el contorno de la excavación representan de forma más cercana a la realidad como se debería comportar el shaft, ya que en el modelo plano se observan tracciones en el hormigón proyectado considerando una pared plana infinita. En este caso, el efecto circular y simétrico del modelo permite que el momento en el anillo sea cero y con solo compresión pura. La tensión de corte de la Figura V-27 c) corresponde al corte en el eje vertical del soporte y en el anillo se asume un corte igual a cero.

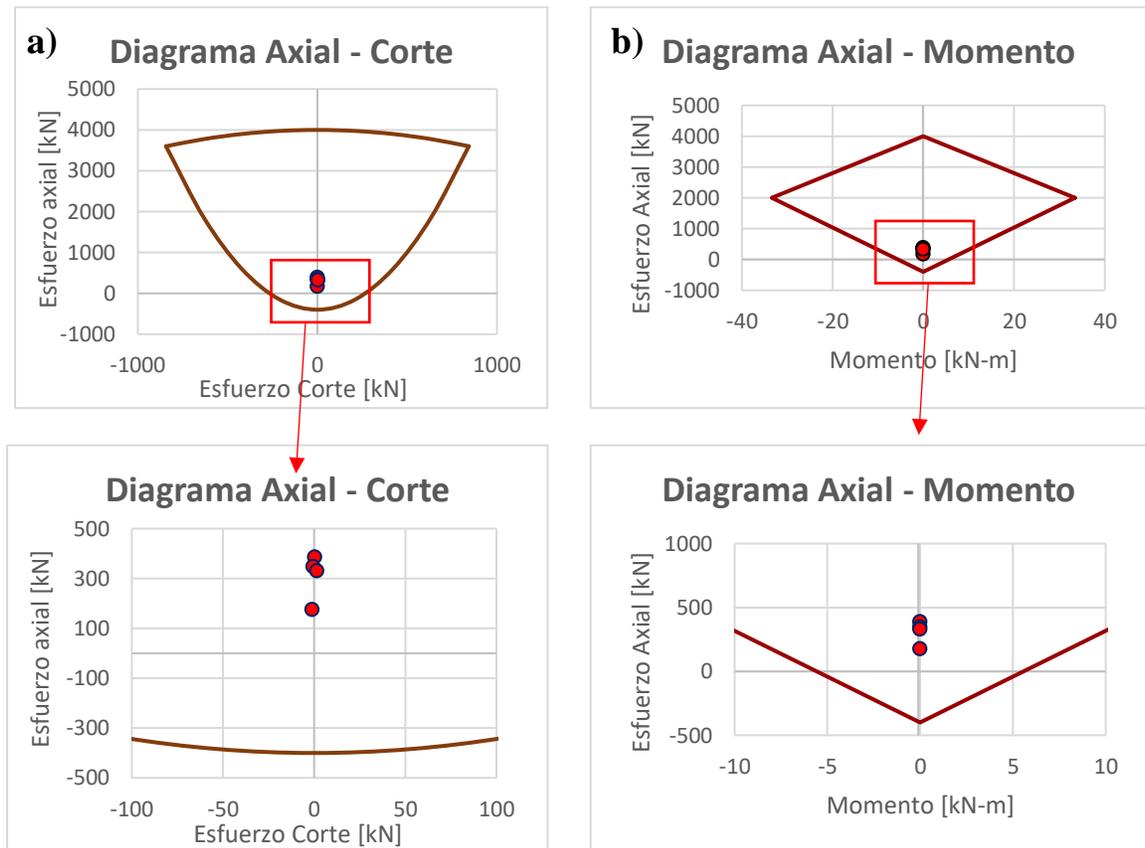


Figura V-27: Diagramas del soporte para shaft circular simétrico: a) diagrama de corte, b) diagrama de momento.

Los diagramas de soporte para el modelo axisimétrico muestran un aumento en la carga axial del anillo de soporte, pero aún lejos de los rangos críticos de la envolvente.

VI MODELACIÓN 3D GATE SHAFT

La modelación en 3D ha tenido un impacto significativo en la industria de la ingeniería, y ahora es posible encontrar soluciones novedosas a problemas geotécnicos complejos que antes se aproximaban mediante modelos conservadores que muchas veces estaban alejados de la realidad. Dentro de los programas de modelamiento 3D destaca principalmente el software FLAC3D (<https://www.itscainternational.com/>), el cual permite analizar problemas estáticos y dinámicos lineales y no lineales en pequeñas o grandes deformaciones para diversas geometrías y materiales.

FLAC3D es un software de cálculo numérico tridimensional desarrollado por Itasca Consulting Group. Es uno de los programas de análisis numérico más completos, reconocidos y de uso más extendido a nivel mundial en los campos de la ingeniería geotécnica y la minería. Para encontrar las soluciones a las ecuaciones diferenciales parciales utiliza el método de Diferencias Finitas, el cual utilizando una aproximación numérica para las derivadas transforma las ecuaciones diferenciales en un sistema de ecuaciones algebraicas (Kong 2020)-

En su versión 6, el programa cuenta con un lenguaje computacional propio llamado FISH el cual permite controlar todas las etapas del modelo de forma más detallada, definir variables, monitorizar y definir cambios de parámetros y propiedades. Permite además controlar de mejor forma las secuencias de excavación pudiendo agregar detalles que otros programas no pueden. Además, FLAC3D cuenta con una gran variedad de modelos constitutivos de suelo como de roca dentro de su biblioteca, incluyendo los modelos Hoek&Brown y Mohr-Coulomb.

Una de las principales desventajas de FLAC3D es la interfaz con el usuario, el cual no permite la generación o modificación de la geometría. Solo puede ser generada o modificada mediante códigos y coordenadas en la consola, lo que muchas veces resulta algo complejo. Para poder generar geometrías complejas, FLAC3D se acopla con programas gráficos especializados como AUTOCAD, CIVIL o Rhino® que permiten dibujar fácilmente estas geometrías y mallas. En particular para este trabajo se ha utilizado Rhinoceros 7, el cual tiene incorporado el programa Griddle, perteneciente a Itasca Consulting Group, que permite exportar la geometría dibujada al programa FLAC3D.

Al igual que los capítulos anteriores, se presentan a continuación las hipótesis utilizadas en el modelamiento 3D del Gate shaft.

VI.1 Hipótesis

Toda la información referente a las propiedades geomecánicas y de los materiales están proporcionados en el capítulo II. Las hipótesis que se establecieron para la modelación 3D son las siguientes:

- 10) Se asume un comportamiento elasto-plástico perfecto del macizo rocoso.
- 11) Cada estrato será homogéneo e isotrópico alrededor de la excavación.
- 12) Para los parámetros del modelo Hoek and Brown se asumen los siguientes valores correspondientes a la roca entregados por Hoek (2008): $m_i=5.1$ y $D=0$
- 13) Se utiliza como relación de tensión $K=1$.
- 14) El shaft es drenado en todo momento.

VI.2 Generación de la geometría.

Como se mencionó anteriormente, la geometría es generada a través del programa gráfico Rhino 7, donde se dibujó un cilindro ovalado de 50.6 metros de profundidad junto con dos marcas en superficie para señalar la ubicación de la grúa móvil según la información entregada por la constructora.

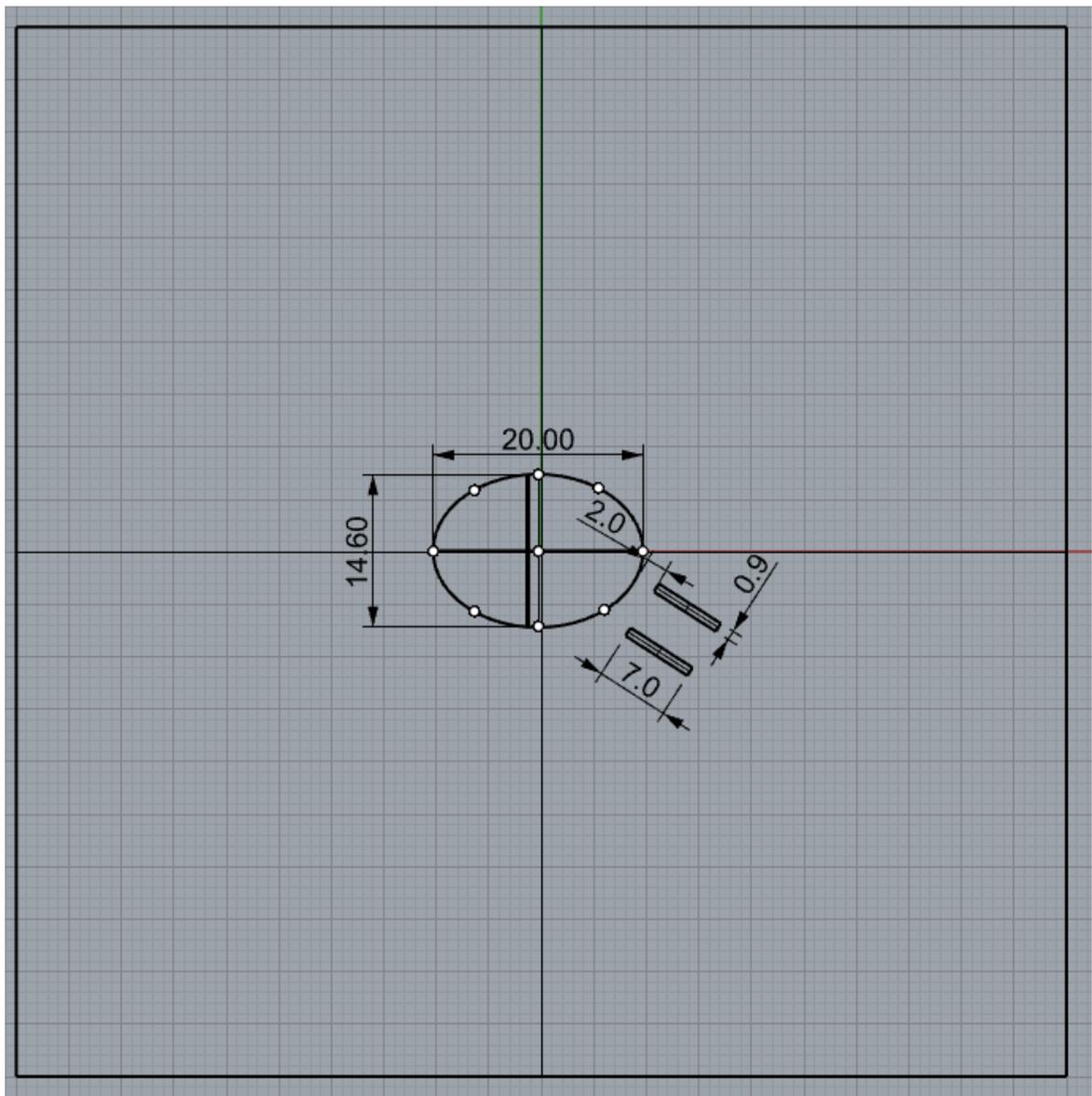


Figura VI-1: Vista en planta del gate shaft dibujada utilizando el programa gráfico Rhino7.

Figura VI-2 muestra los perfiles geológicos del shaft de acuerdo con los antecedentes entregados en el capítulo II. Además, se divide el shaft en discos de 2m de espesor para demarcar los avances de excavación, se genera una caja para contener el modelo completo y el mallado superficial generado por el programa.

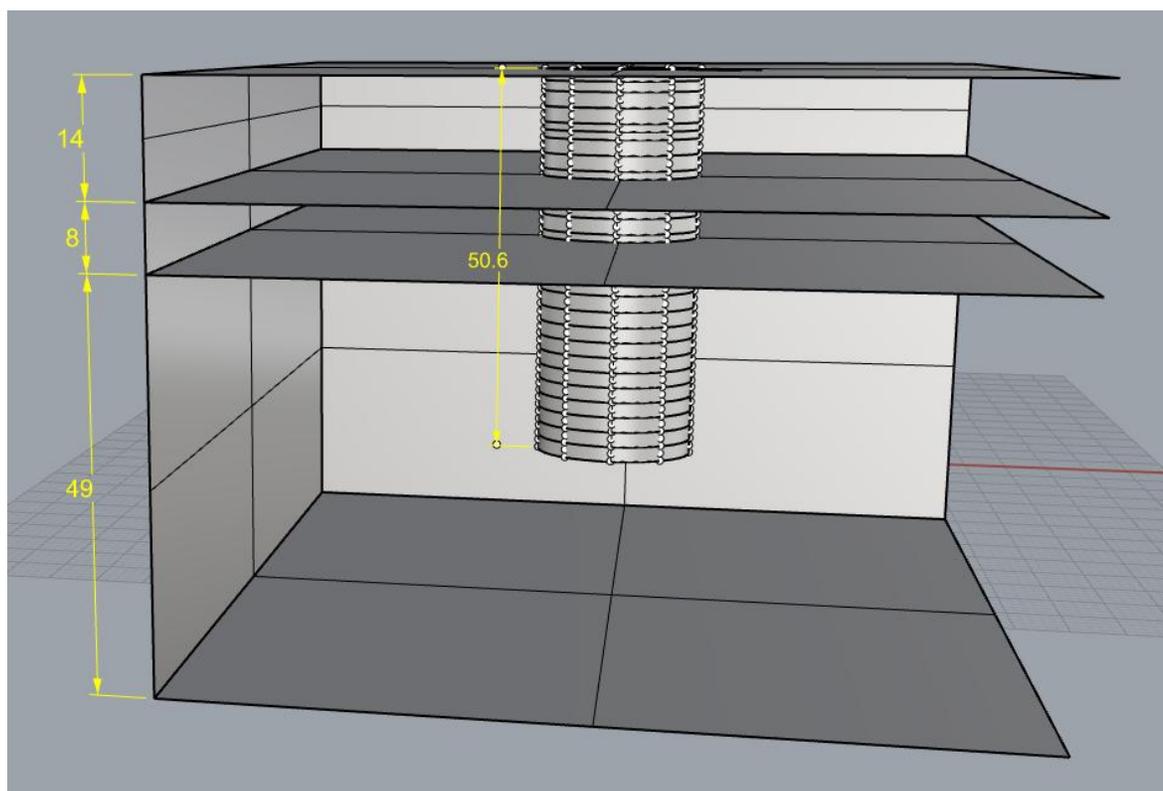


Figura VI-2: Definición de la estratigrafía en el modelo gráfico Rhino7.

Es importante destacar que el modelo gráfico debe tener todas sus uniones continuas ya que cualquier discontinuidad impacta en la generación del mallado 3D realizado por Griddle. Para ello se utiliza el comando *NonmanifoldMerge* para unir todos los

elementos generados por Rhino. Para verificar la existencia de puntos discontinuos en el modelo se debe utilizar el comando *Mark Naked Edge* el cual destaca intersecciones y encuentros discontinuos en el modelo. Para modelos sencillos como el de la Figura VI-3 no es complejo reunirlos, sin embargo, reparar estos puntos cuando la geometría es compleja y con varias etapas de excavación resulta desafiante. Generalmente se hace un tratamiento en la zona de discontinuidad que consiste en rehacer el encuentro en el modelo o también recortar la zona del punto y utilizar un área adicional que funcione como parche.

Una vez que el modelo esta fusionado en un solo elemento sin puntos discontinuos, se procede al mallado. Este mallado no es el definitivo y solo es utilizado de manera referencial por el programa para elaborar el mallado tetraédrico 3D. Para zonas de interés donde se requiere un mallado más fino, se pueden agregar puntos en las zonas de interés y en el nombre se agrega el tamaño de malla para esta zona. El mallado irá aumentando su tamaño a medida que se aleja del punto. En el presente modelo se establecieron 8 puntos en el perímetro y uno en el centro para cada avance de excavación, con tetraedros de tamaño 0.5m.

Finalmente, el modelo creado en Rhino7 se presenta en la Figura VI-3.

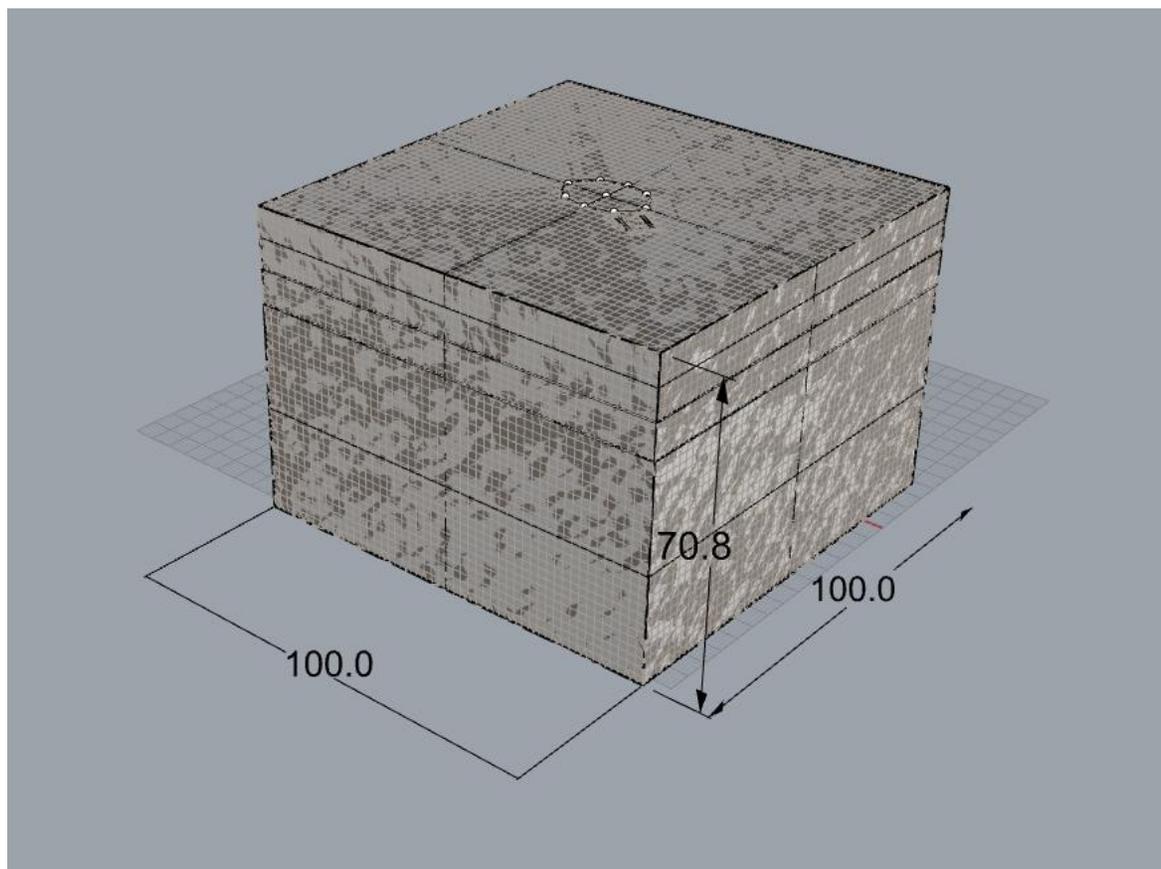


Figura VI-3: Modelo gráfico obtenido del Rhino7 (dimensiones en metros)

VI.3 Modelo geostático 3D.

Una vez generada la geometría con Rhino7 y los tetraedros 3D mediante Griddle, se importa la geometría al programa FLAC3D (Figura VI-4 y Figura VI-5). Los elementos están reunidos en grupos según la secuencia de excavación, los estratos de roca y la ubicación de la grúa, los cuales son detallados en Tabla VI-1.

Tabla VI-1: descripción de los grupos creados en el modelo 3D.

Grupos	Descripción
1	Roca sana
2	Roca Mediana

3	Roca muy pobre
4 - 5	Posición grúa móvil
6 - 30	Secuencias de excavación

FLAC3D 6.00
©2019 Itasca Consulting Group, Inc.

Zone Group

■ Default=Roca buena,SLOT 1=ZG_001
■ Default=Roca mala1,SLOT 1=ZG_003
■ Default=Roca mala2,SLOT 1=ZG_005
■ Default=Roca mala3,SLOT 1=ZG_004
■ Default=Roca regular,SLOT 1=ZG_002
■ SLOT 1=ZG_006

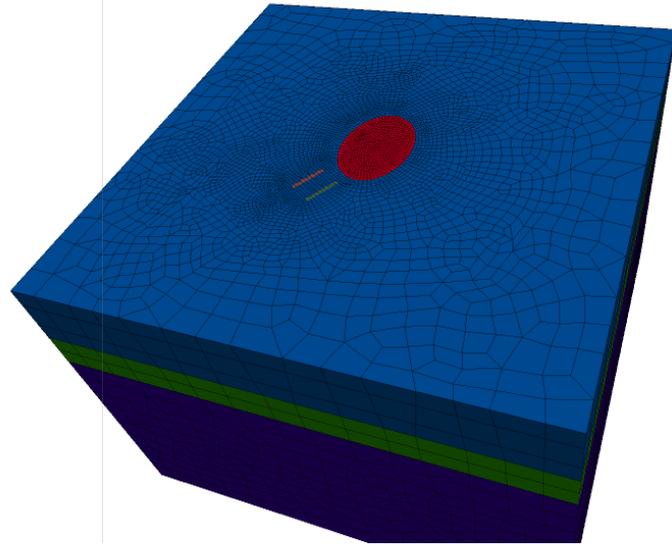


Figura VI-4: Modelo Flac3D importado a partir del modelo gráfico de Rhino7.

FLAC3D 6.00
©2019 Itasca Consulting Group, Inc.

Zone Group

Cut Plane: on

	Default=Roca buena,SLOT 1=ZG_001
	Default=Roca mala1,SLOT 1=ZG_003
	Default=Roca regular,SLOT 1=ZG_002
	SLOT 1=ZG_006
	SLOT 1=ZG_007
	SLOT 1=ZG_008
	SLOT 1=ZG_009
	SLOT 1=ZG_010
	SLOT 1=ZG_011
	SLOT 1=ZG_012
	SLOT 1=ZG_013
	SLOT 1=ZG_014
	SLOT 1=ZG_015
	SLOT 1=ZG_016
	SLOT 1=ZG_017
	SLOT 1=ZG_018
	SLOT 1=ZG_019
	SLOT 1=ZG_020
	SLOT 1=ZG_021
	SLOT 1=ZG_022
	SLOT 1=ZG_023
	SLOT 1=ZG_024
	SLOT 1=ZG_025

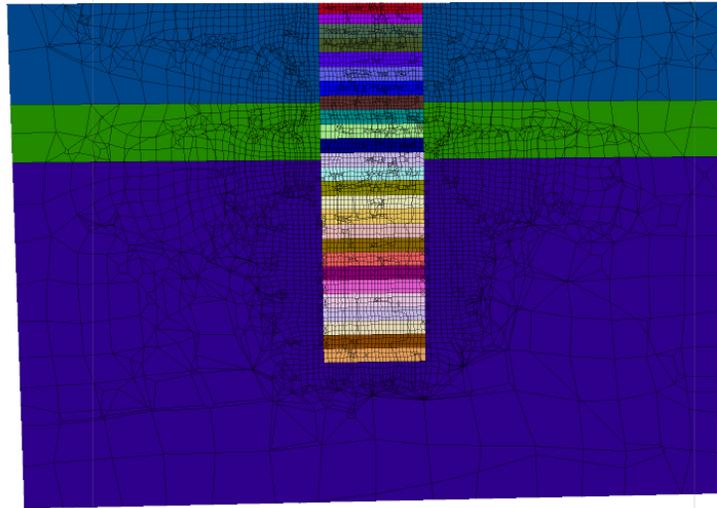


Figura VI-5: Grupos designados en el modelo numérico. Grupos 4 y 5 corresponden a la ubicación de la grúa móvil.

Se procede a fijar las condiciones de borde del modelo, densidad de la roca, dirección de la gravedad, designación de parámetros de Hoek&Brown para la roca según su profundidad y establecer un $K=1$ para todo el modelo, todo de acuerdo con los datos entregados en el capítulo II y mencionados también en la Tabla V-2. Además de los datos mencionados anteriormente, se procede a calcular el módulo de volumen y el módulo de corte considerando el macizo rocoso isotrópico y elástico.

El módulo de volumen (o módulo de compresibilidad) de un material es una medida de la rigidez a la compresión volumétrica. Se define como la relación entre el aumento de la presión y la disminución relativa resultante del volumen. Se describe mediante la siguiente relación:

$$K = \frac{E_{rm}}{3(1-2\nu)} \quad (5.01)$$

Donde:

E_{rm} : Módulo de Young del macizo rocoso

ν : Constante de Poisson.

Por otro lado, El módulo de corte, también conocido como módulo de rigidez, es una medida de la rigidez al corte elástico de un material y se define como la relación entre el esfuerzo de corte y la deformación de corte. En otras palabras, es una constante que describe cuán rígido es un material a la deformación por corte. Se describe mediante la siguiente relación:

$$G = \frac{E_{rm}}{2(1+\nu)} \quad (5.02)$$

Donde:

E_{rm} : Módulo de Young del macizo rocoso.

ν : Constante de Poisson.

Los valores obtenidos junto con los parámetros de roca utilizados en el modelo se muestran en la Tabla V-2:

Tabla VI-2: Parámetros del macizo rocoso incorporados en el modelo.

Modelo	H [m]	γ [kN/m ³]	UCS [MPa]	GSI [-]	E_{rm} [MPa]	m_b [-]	s [-]	a [-]	K [GPa]	G [GPa]
1	14.0	27.0	10.0	20	228	0.299	0.000138	0.544	0.14	0.09
2	22.0	27.0	30.0	30	3255	0.427	0.000419	0.522	1.94	1.33
3	50.0	27.0	40.0	40	6386	0.610	0.001273	0.511	7.31	5.04

En esta etapa se incluye una sobrecarga de 120 kPa en la superficie de los grupos 4 y 5 correspondiente a la presión de la grúa durante su operación. En la Figura VI-6 se puede observar la deformación de la malla en superficie y en la Figura VI-7 la carga puntual en cada nodo producto de esta sobrecarga. De esta forma se verifica que la sobrecarga se encuentre bien posicionada y actuando en la dirección correcta en el modelo.

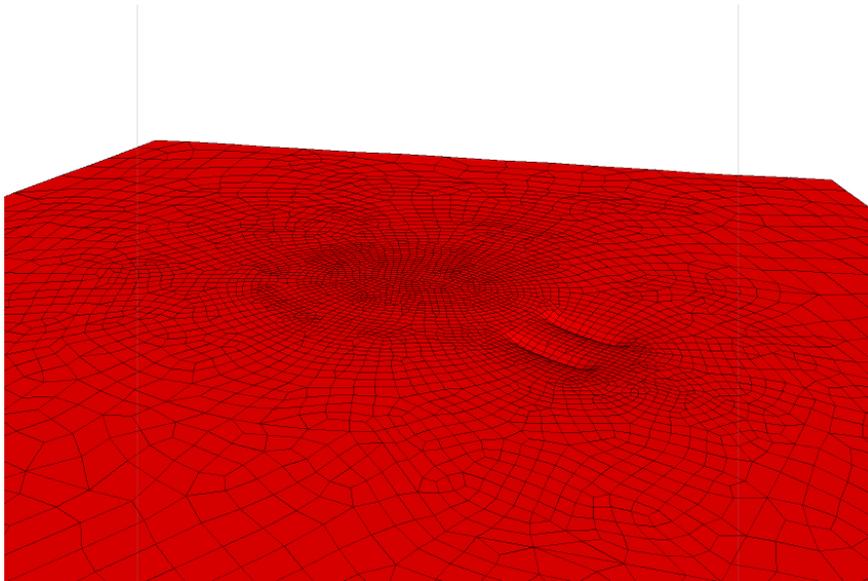


Figura VI-6: Deformación de la malla amplificada por 1000 producto de la sobrecarga en superficie.

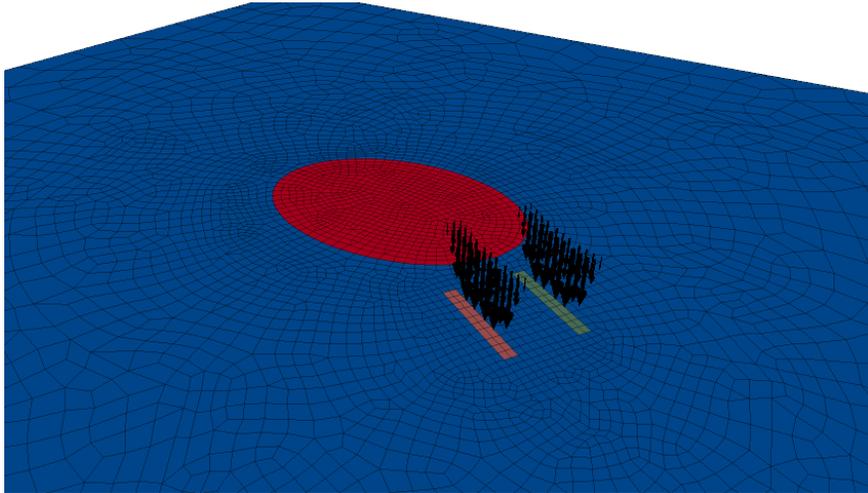


Figura VI-7: Distribución de fuerzas en los elementos de los grupos 4 y 5 producto de una sobrecarga uniforme de 120 kPa.

Para validar el modelo se procede a chequear la tensión vertical antes de la excavación. Teóricamente la tensión vertical que existe para una profundidad de 70 m con una densidad de la roca de 27 kN/m^3 es de 1890 kPa, lo que es similar al valor entregado por el programa, según Figura VI-8:

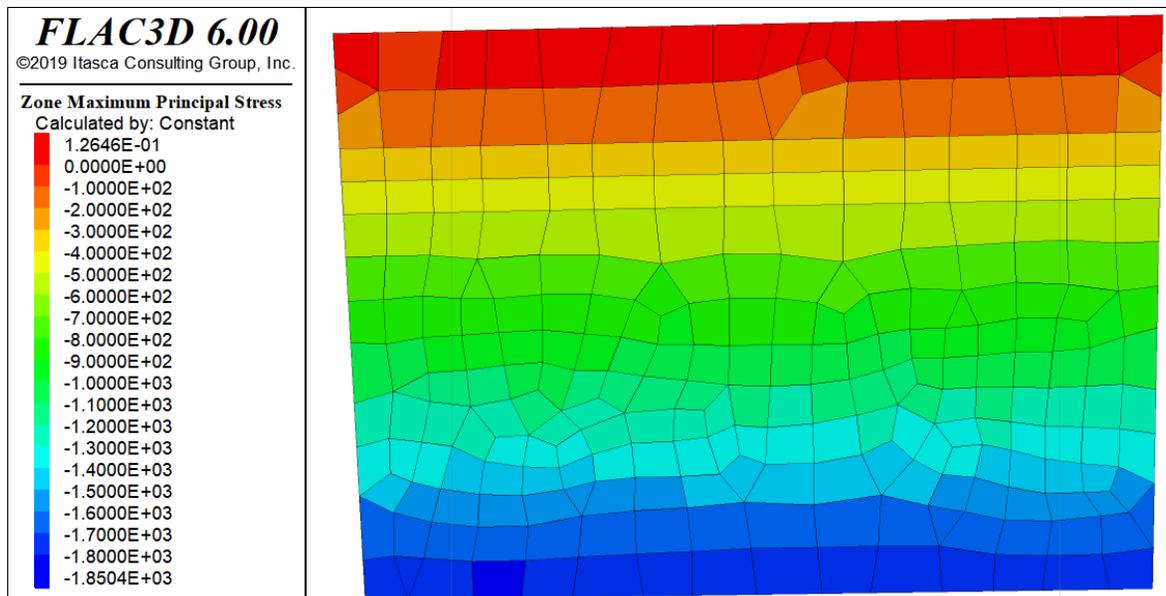


Figura VI-8: Esfuerzo principal para el caso geo-estático sin excavación.

Una vez verificado el modelo numérico, se procede a la excavación del shaft.

VI.4 Excavación del gate shaft en el modelo numérico 3D.

A partir del modelo geo-estático se procede a escribir la secuencia de excavación con avances de 2 metros. Para ello se asume antes de excavar el primer disco del gate shaft que todos los desplazamientos son cero para evitar sumar las deformaciones generadas en el modelo geo-estático con las deformaciones del modelo por el avance de la excavación. Al igual que el modelo 2D, la secuencia de excavación se muestra en la Figura VI-9.

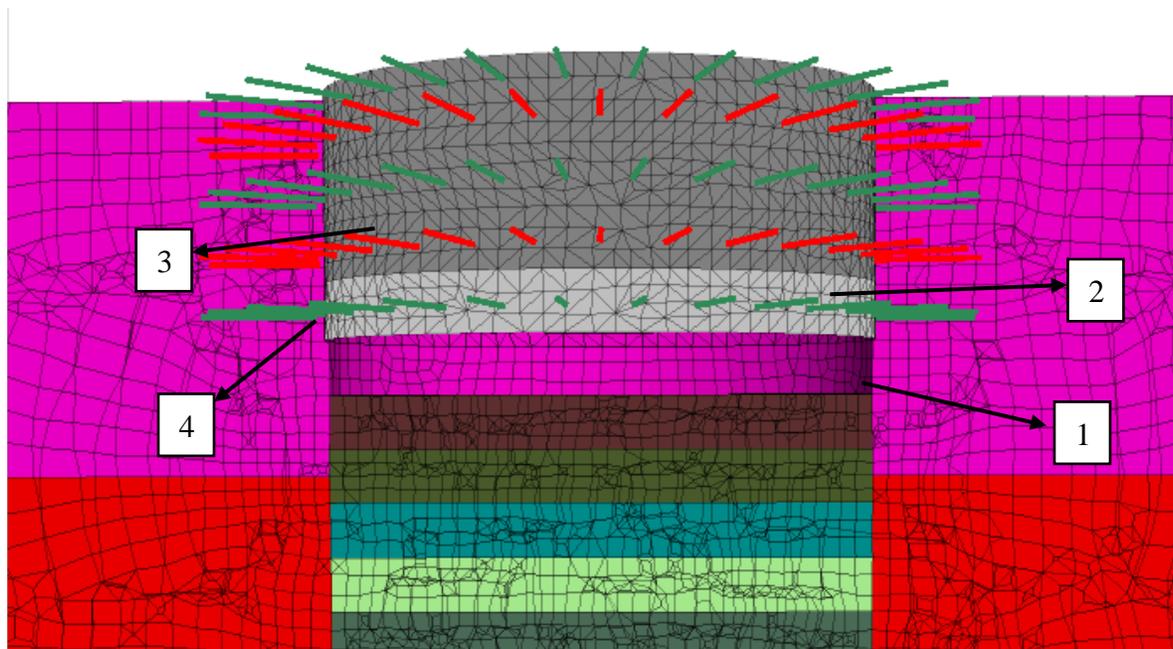


Figura VI-9: Secuencia de excavación programada en el modelo numérico 3D.

- 1) Se realiza excavación con un avance de 2m (se elimina un grupo de excavación).

- 2) Se designa un elemento Shell con un tercio de las propiedades del hormigón (hormigón proyectado joven) para el avance ubicado entre los 2 a 4m de la frente de frente.
- 3) Se designa la totalidad de las propiedades resistentes del hormigón proyectado (resistencia a los 28 días) para el avance 4 a 6m del frente de excavación.
- 4) Se incorporan los pernos para el avance 2 a 4m detrás del frente.
- 5) Se procede a realizar el cálculo para la redistribución de esfuerzos del modelo.

Solo se mostrarán los resultados de los avances a los 10m de excavación para verificar la estabilidad de la excavación y con el shaft totalmente excavado para así comparar los modelos 2D y 3D.

De los datos del hormigón proyectado y de los pernos de anclaje mostrados en el capítulo II, es necesario estimar parámetros de resistencia de la lechada para ser incluidos en el análisis. En la Tabla VI-3 se presenta los valores asumidos para la lechada.

Tabla VI-3: Parámetros de resistencia asumidos para la lechada.

Propiedades	Valor	Unidades
Cohesión	2.4	MPa
Ángulo fricción	45	°
Rigidez	7.66	GPa

Una vez incluido la secuencia de excavación, los parámetros y ubicación de los materiales, se procede a ejecutar el programa y extraer los resultados.

VI.5 Resultados del modelo numérico.

Al igual que los modelos 2D, los siguientes resultados serán presentados del modelo 3D:

- Esfuerzos principales (σ_1 y σ_3)
- Desplazamiento total.
- Zona plástica (Radio plástico)
- Esfuerzos internos del soporte (axial, corte y momento)
- Esfuerzo axial de los pernos de anclajes

Los resultados son presentados en un cuarto de elipse para así observar los dos ejes principales de la elipse y el comportamiento del macizo rocoso en profundidad.

VI.5.1 Esfuerzos principales (σ_1 y σ_3)

A continuación, se presentan los resultados de las tensiones principales sigma 1 y sigma 3. Es importante notar que para FLAC3D la compresión se considera negativa, por lo que el máximo esfuerzo está asociado a sigma 3 (esfuerzo positivo), mientras que el mínimo se refiere a sigma 1 (esfuerzo negativo).

FLAC3D 6.00
©2019 Itasca Consulting Group, Inc.

Zone Minimum Principal Stress

Cut Octant: on front

Calculated by: Volumetric Averaging

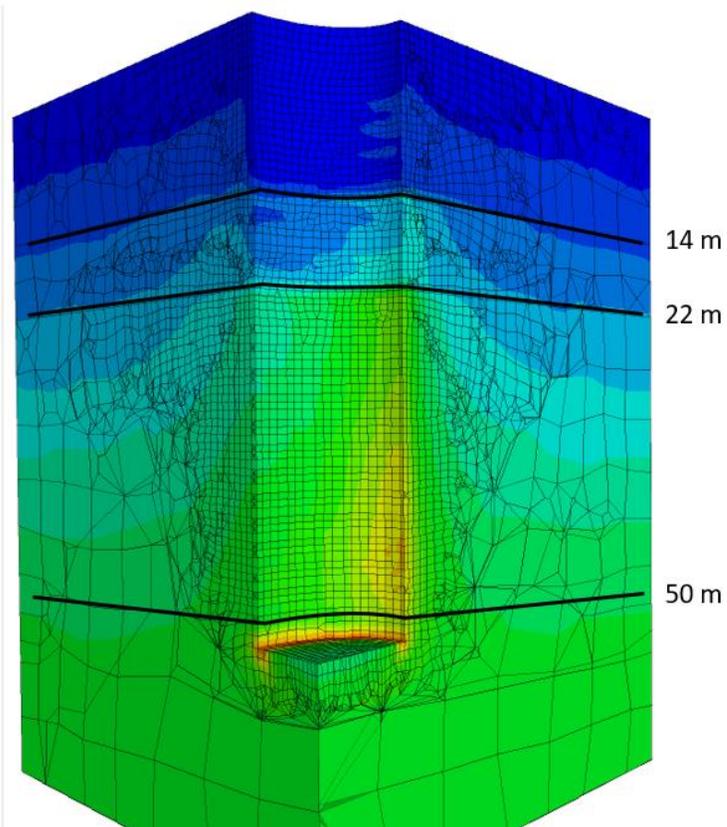
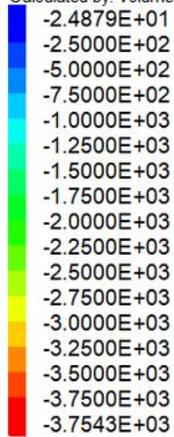


Figura VI-10: Tensión principal Sigma 1 del modelo 3D.

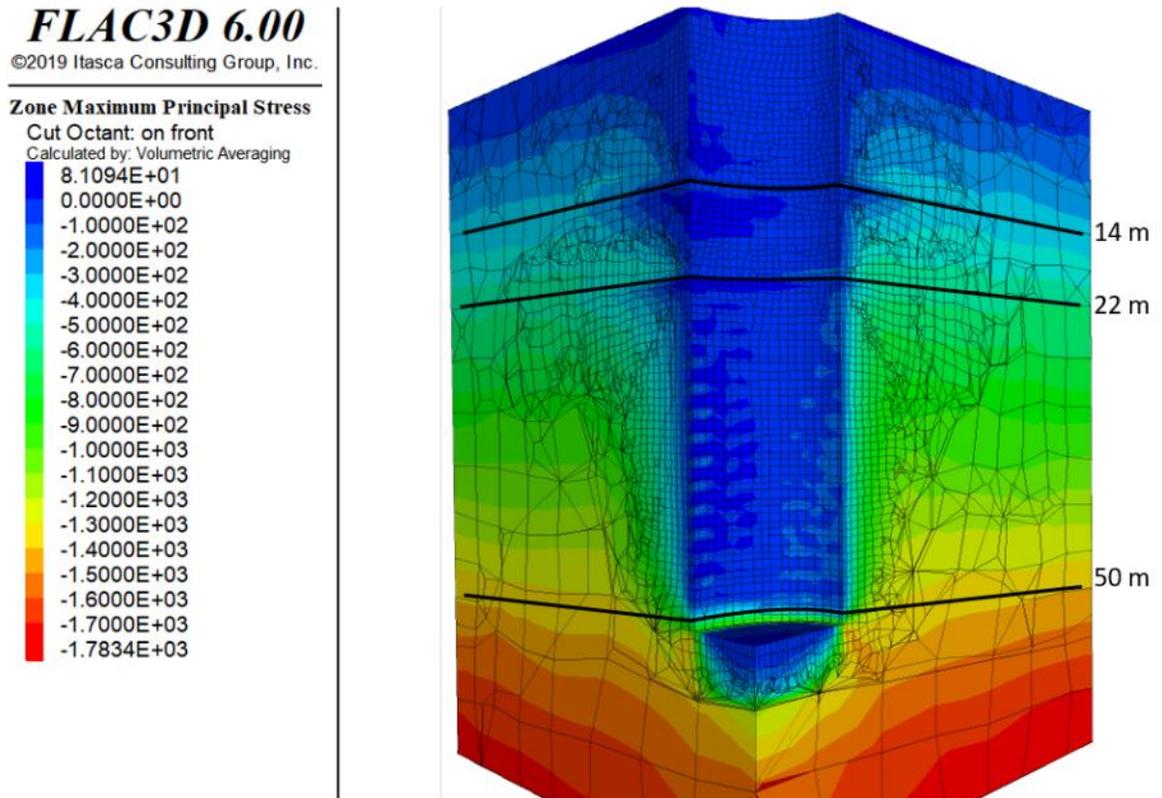


Figura VI-11: Tensión principal Sigma 3 del modelo 3D.

De la Figura VI-10 y Figura VI-11 es posible observar la redistribución de las tensiones en profundidad para los dos ejes de simetría de la elipse. La tensión máxima Sigma 1 asociada a la tensión tangencial mostrada en la Figura VI-10 se encuentran ubicadas en la cara curva de la elipse, llegando a valores de 3 MPa cercano al fondo de la excavación, mientras que el desconfinamiento (Sigma 3) presenta valores cercanos a cero en todo el perímetro de la excavación. En la zona de contacto entre los dos estratos de roca genera existe un aumento considerable de sigma 1 y un desconfinamiento más profundo en sigma 3, esto producto del cambio de rigidez en el contacto entre estratos. A continuación, se presenta los cortes transversales para las profundidades de interés 14m, 22m y 50m:

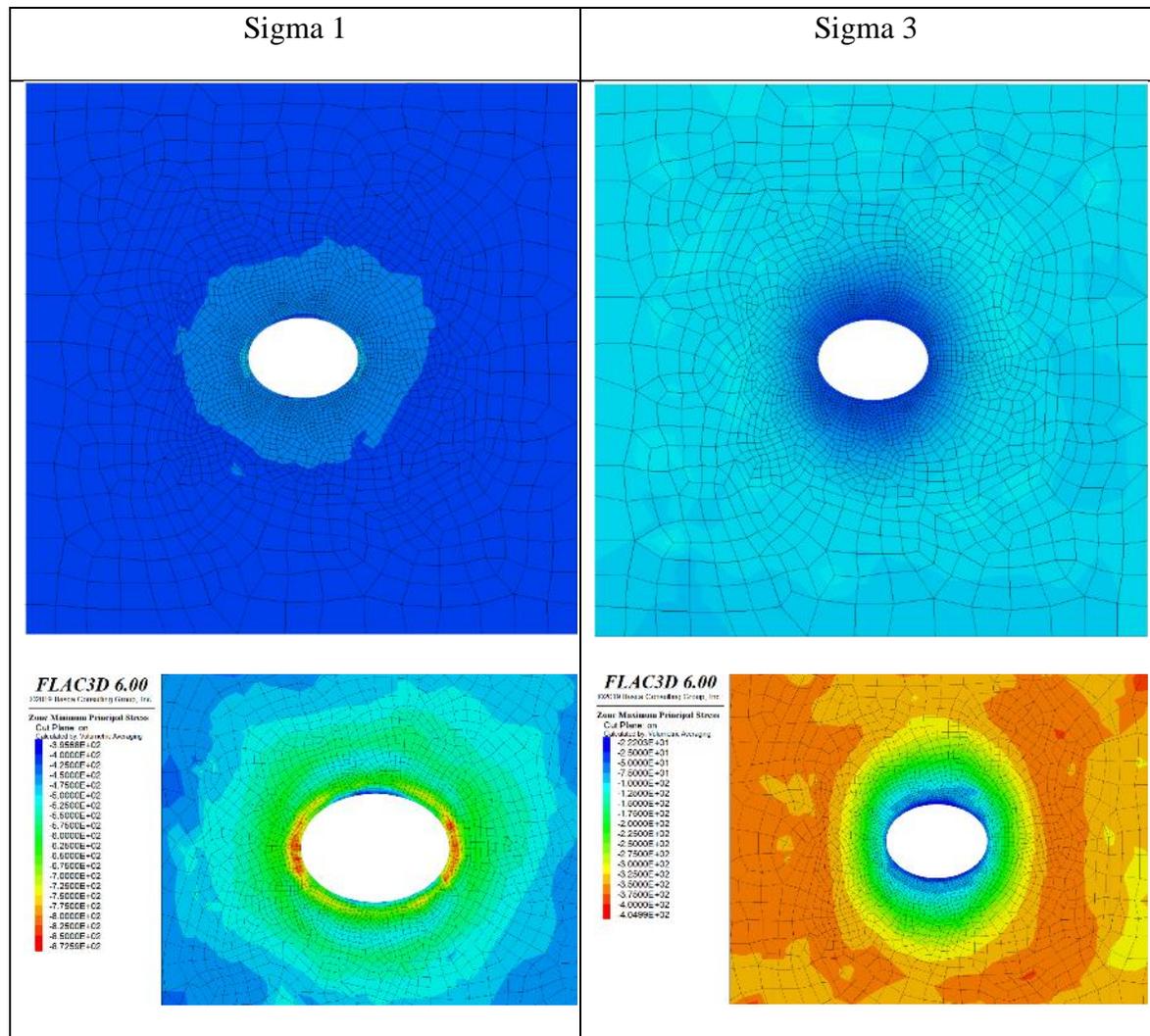


Figura VI-12: Distribución de tensiones sigma 1 y sigma 3 en cortes transversales a una profundidad de 14m. En la imagen inferior la escala de colores es modificada para observar los cambios de tensiones.

La Figura VI-12 muestra cortes transversales a 14 metros de profundidad de la Figura VI-10 y Figura VI-11 utilizando los mismos rangos de valores. Si se ajusta el contorno de colores para adecuarla a los máximos y mínimos locales es posible observar una distribución de tensiones similar a la obtenida en el modelo 2D, con una concentración

de tensiones en los lados curvos de la elipse, mientras que en los lados planos se observa una menor tensión. Estos cambios son sutiles debido a la baja tensión en que se encuentra el macizo rocoso. Al comparar sigma 3 es posible observar como el desconfiamiento es más notorio en las caras planas de la elipse, lo que coincide con la concentración de tensiones mostrada con sigma 1.

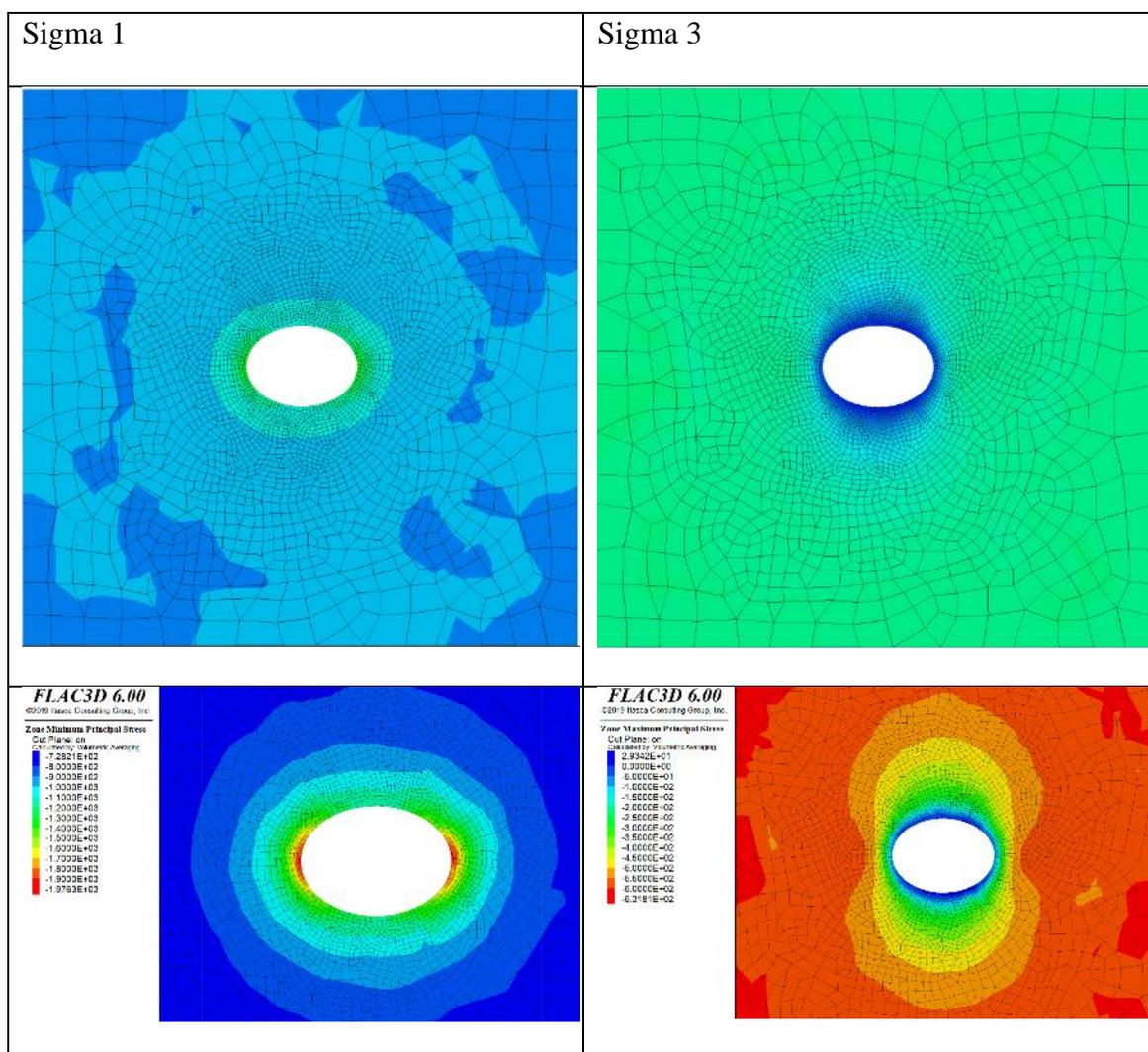


Figura VI-13: Distribución de tensiones sigma 1 y sigma 3 en cortes transversales a una profundidad de 22m. En la imagen inferior la escala de colores es modificada para observar los cambios de tensiones.

Para una profundidad cercana al anterior, pero con un macizo rocoso de mejores características es posible observar un aumento de la tensión tangencial en el contorno de la excavación. Si se ajusta el mapa de contorno se podrá diferenciar de forma más clara las concentraciones de tensiones en las caras curvas de la elipse, mientras que el desconfiamento es más notorio al observar sigma 3.

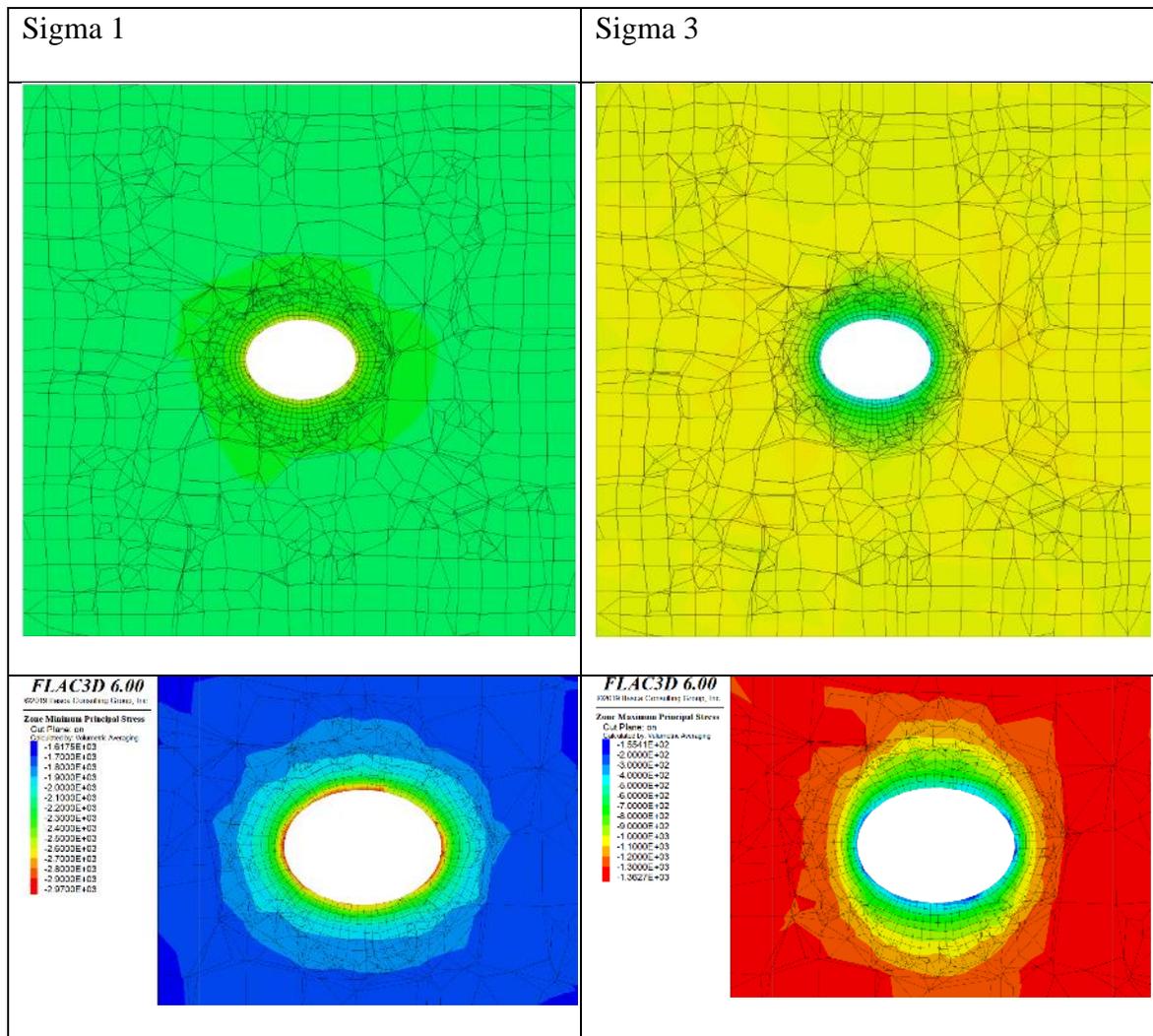


Figura VI-14: Distribución de tensiones sigma 1 y sigma 3 en cortes transversales a una profundidad de 50m. En la imagen inferior la escala de colores es modificada para observar los cambios de tensiones.

Finalmente, para una profundidad de 50 m no se observa mayores concentraciones de tensiones tangenciales en el contorno de la excavación a pesar de estar a una mayor profundidad. Esto se debe principalmente a que el macizo rocoso tiene parámetros geomecánicos altos, la redistribución de tensiones producto del desconfinamiento a una profundidad de 50 metros no genera una gran carga al macizo y estando a 50 metros, la frente de excavación se encuentra muy cerca, lo que influye en el poco desconfinamiento observado en la Figura VI-14.

VI.5.2 Desplazamientos y Zona Plástica

A continuación, se presentan los resultados de los desplazamientos y la zona plástica del modelo producto de la excavación de la totalidad del shaft. Para ello se exhibe en las siguientes figuras la mitad del shaft en su eje mayor para mostrar la cara más plana de la elipse donde se presentan los mayores desplazamientos. Además, se presentan los elementos que han alcanzado fluencia producto del desconfinamiento y concentración de tensiones.

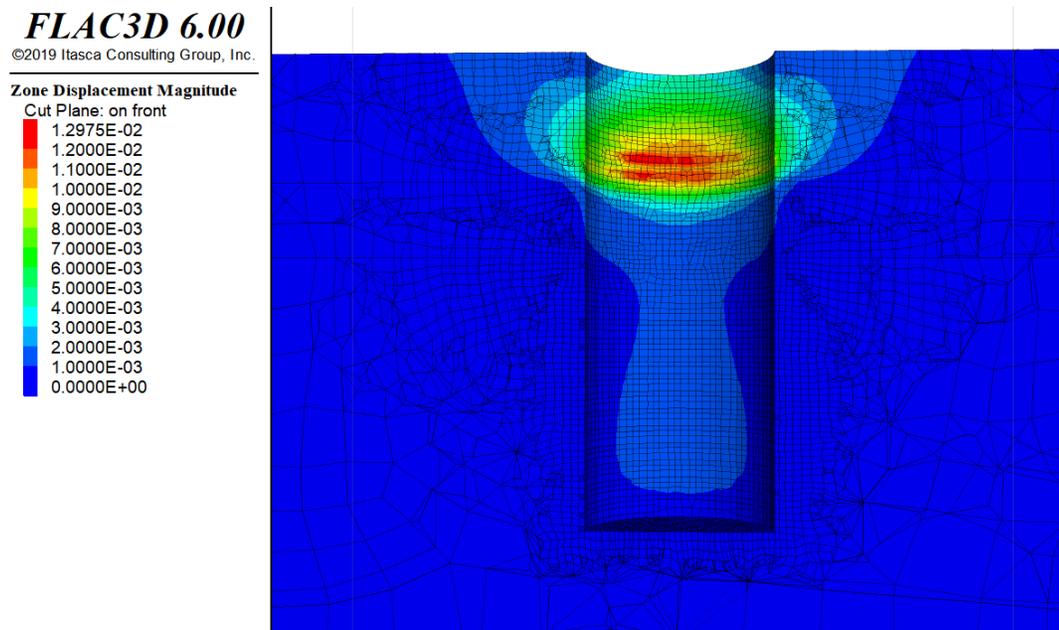


Figura VI-15: Vista en elevación del desplazamiento total del shaft.

Al analizar los desplazamientos en la Figura VI-15 se puede notar que la parte superior tiene los mayores desplazamientos producto del bajo módulo de elasticidad de la roca llegando a un valor máximo de 1.3 cm. Este valor es bajo para este tipo de excavación y solo representa un 0.18% del radio menor de la elipse. Cabe mencionar el valor máximo se encuentra a 2 metros del cambio de estratigrafía lo que da a entender que el macizo más rígido aporta a que el macizo altamente meteorizado se deforme menos.

FLAC3D 6.00
©2019 Itasca Consulting Group, Inc.

Zone State By Any
Cut Octant: on front
None
shear-n shear-p
shear-p

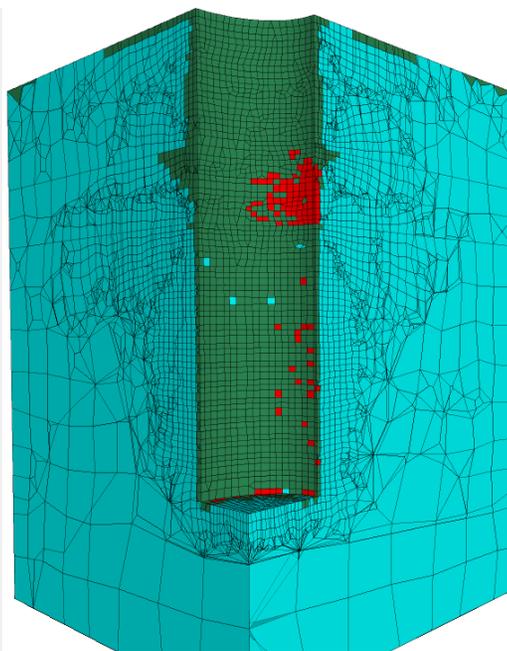


Figura VI-16: Vista en elevación de la zona plástica del shaft.

La zona plástica representada en la Figura VI-16 de color rojo y verde es en general baja, a excepción del primer cambio de estrato. La profundidad de la zona plástica en esta zona es de 7 metros en promedio, mientras que en la zona superior tiene una

profundidad promedio de 2 metros y en la zona inferior cercana al fondo del shaft, menos de 1 metro.

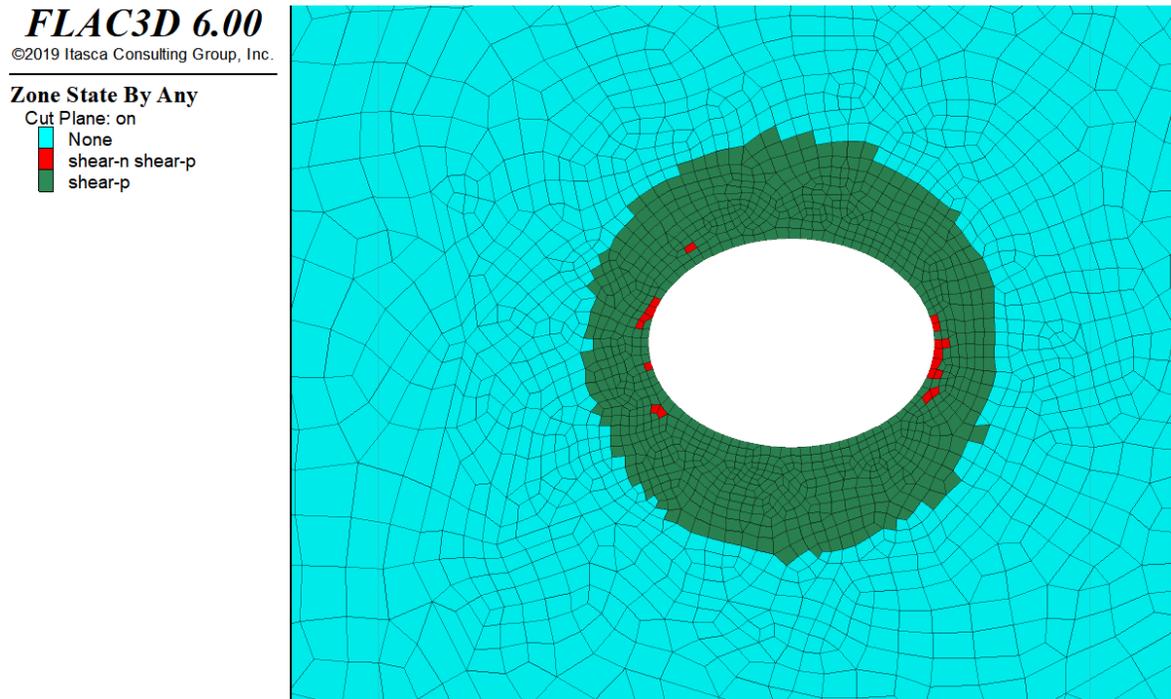


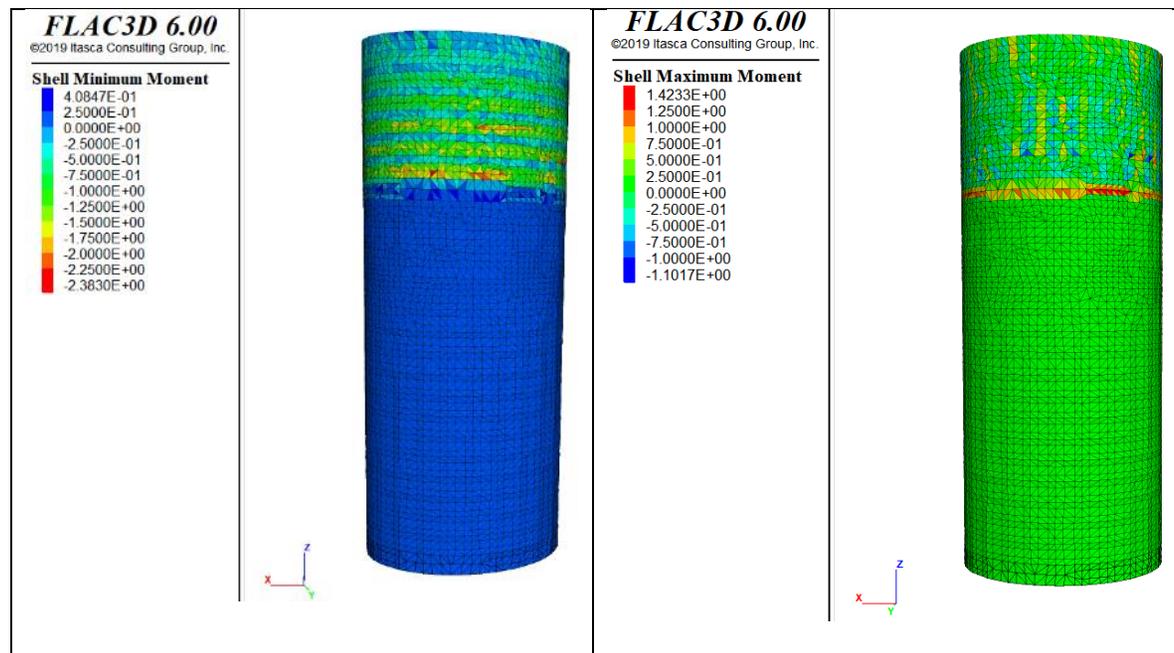
Figura VI-17: Zona plástica máxima en el contacto entre estrato superior y estrato medio.

La razón de este incremento de la zona plástica en el contacto entre estratos se debe principalmente a que las tensiones se encuentran sobre la curva de falla del método Hoek&Brown. Si se observa la Figura VI-11, el valor de σ_3 disminuye en la misma zona de contacto, lo que implica que, en la trayectoria de tensiones, los elementos se desplazaron hacia la izquierda alcanzando la envolvente de falla de Hoek and Brown y a su vez la fluencia. Este efecto entre estratos no es un comportamiento real que se pueda observar en terreno, ya que generalmente los cambios no suceden abruptamente y los contactos no son perfectamente planos y existen otros elementos como la rugosidad del contacto que permite un comportamiento más rígido.

VI.5.3 Soporte de hormigón proyectado.

FLAC3D permite obtener también los esfuerzos internos del soporte de hormigón proyectado. Cabe recordar que durante su instalación se considera en un inicio un hormigón joven que tiene un tercio de las características y luego en la siguiente etapa un hormigón maduro, con su resistencia máxima a la compresión.

En la Figura VI-18 se puede observar que la mayor carga se encuentra concentrada en el estrato superior con valores a compresión promedios de 2.5 MPa aproximadamente.



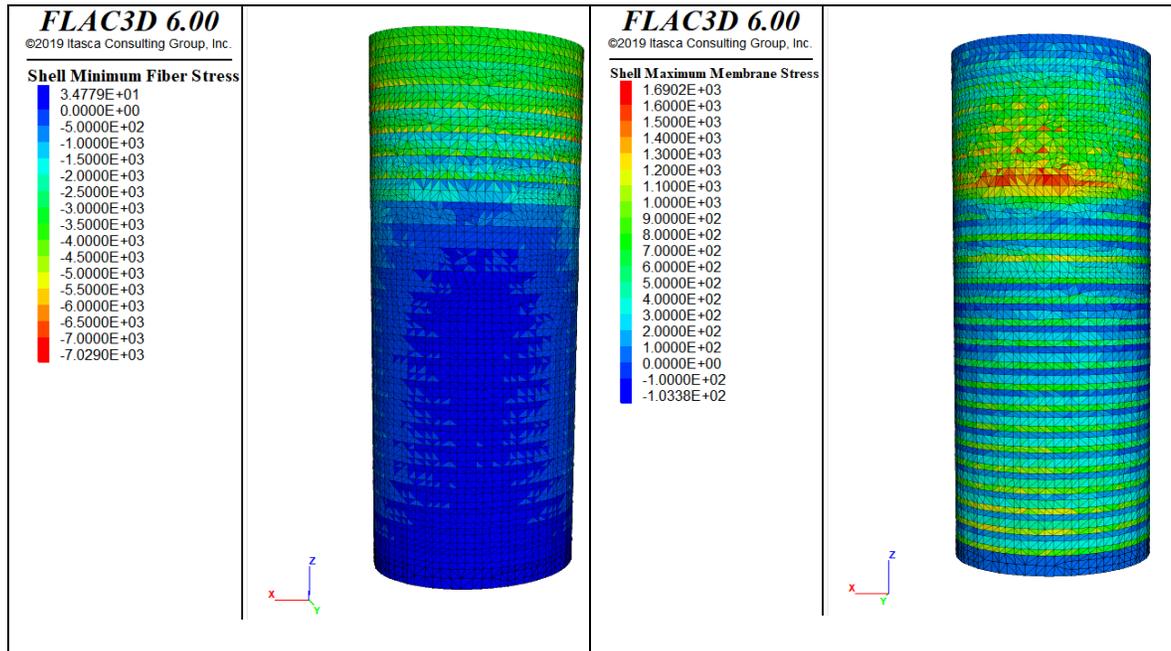


Figura VI-18: Esfuerzos internos del hormigón proyectado en el modelo 3D.

Al igual que los modelos 2D, se extraen los esfuerzos internos del soporte y se incorporan a las envolventes simplificadas de Hoek. Los resultados son mostrados en Figura VI-19, Figura VI-20, Figura VI-21. Solo cabe mencionar que en la Figura VI-20 se observan puntos que escapan del diagrama de momento debido a la mayor plastificación en el contacto entre estratos. Estos puntos deben ser analizados de manera criteriosa ya que la Figura VI-18 muestra como el máximo valor de momento se presenta solo en el anillo donde existe el cambio de estrato.

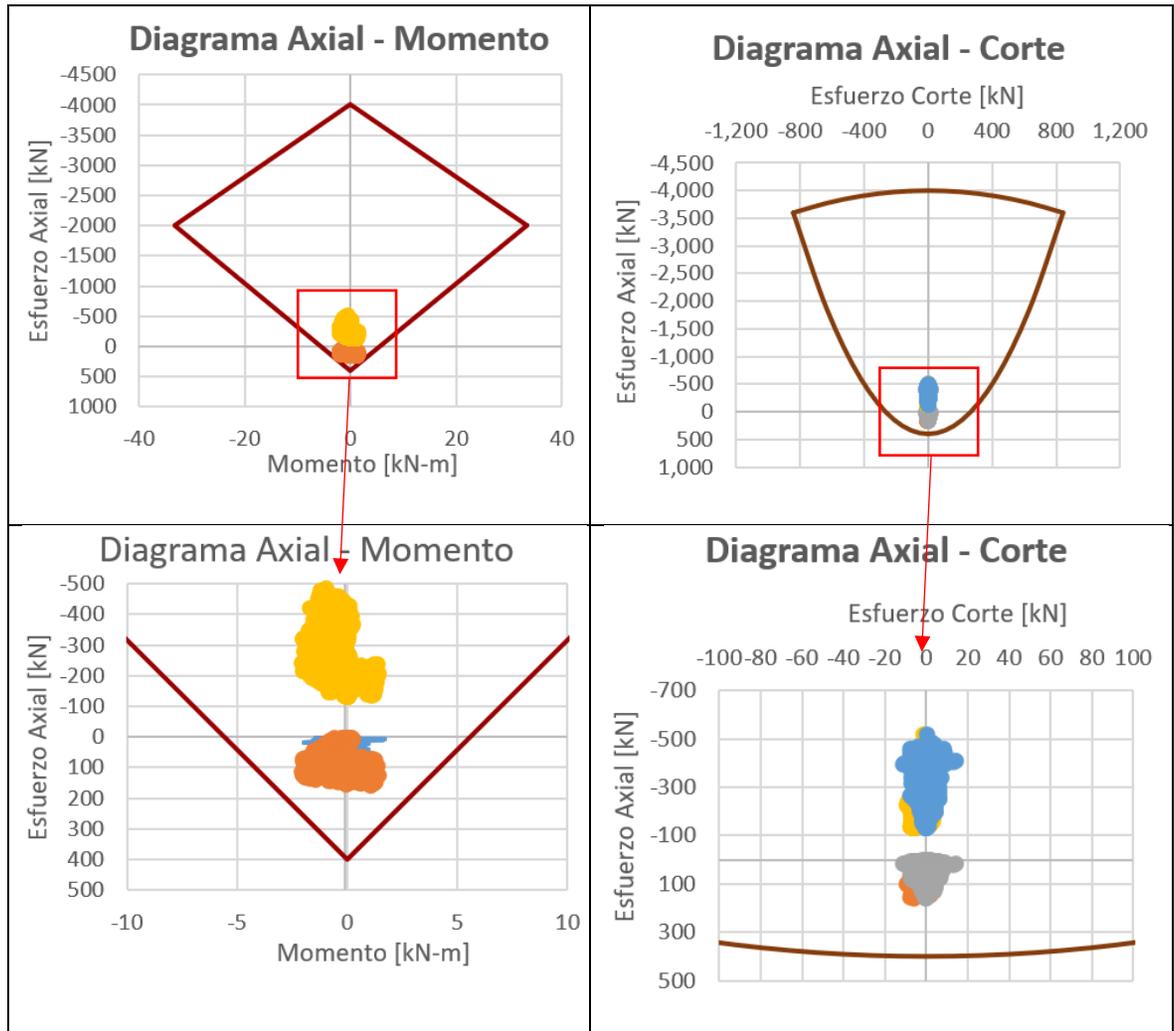


Figura VI-19: Diagramas de interacción del soporte para los primeros 14m de excavación.

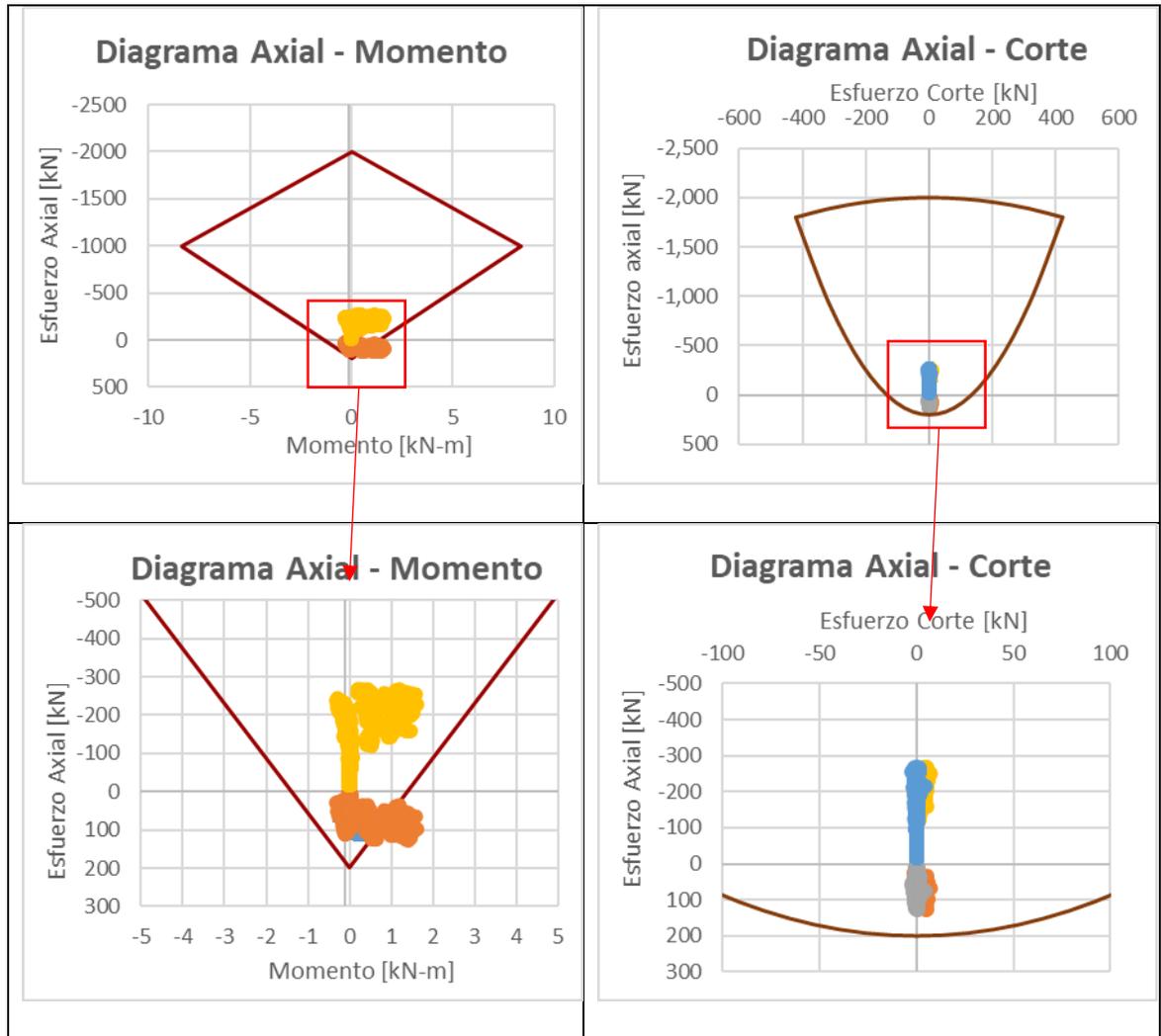


Figura VI-20: Diagramas de interacción del soporte para una profundidad de 22m de excavación.

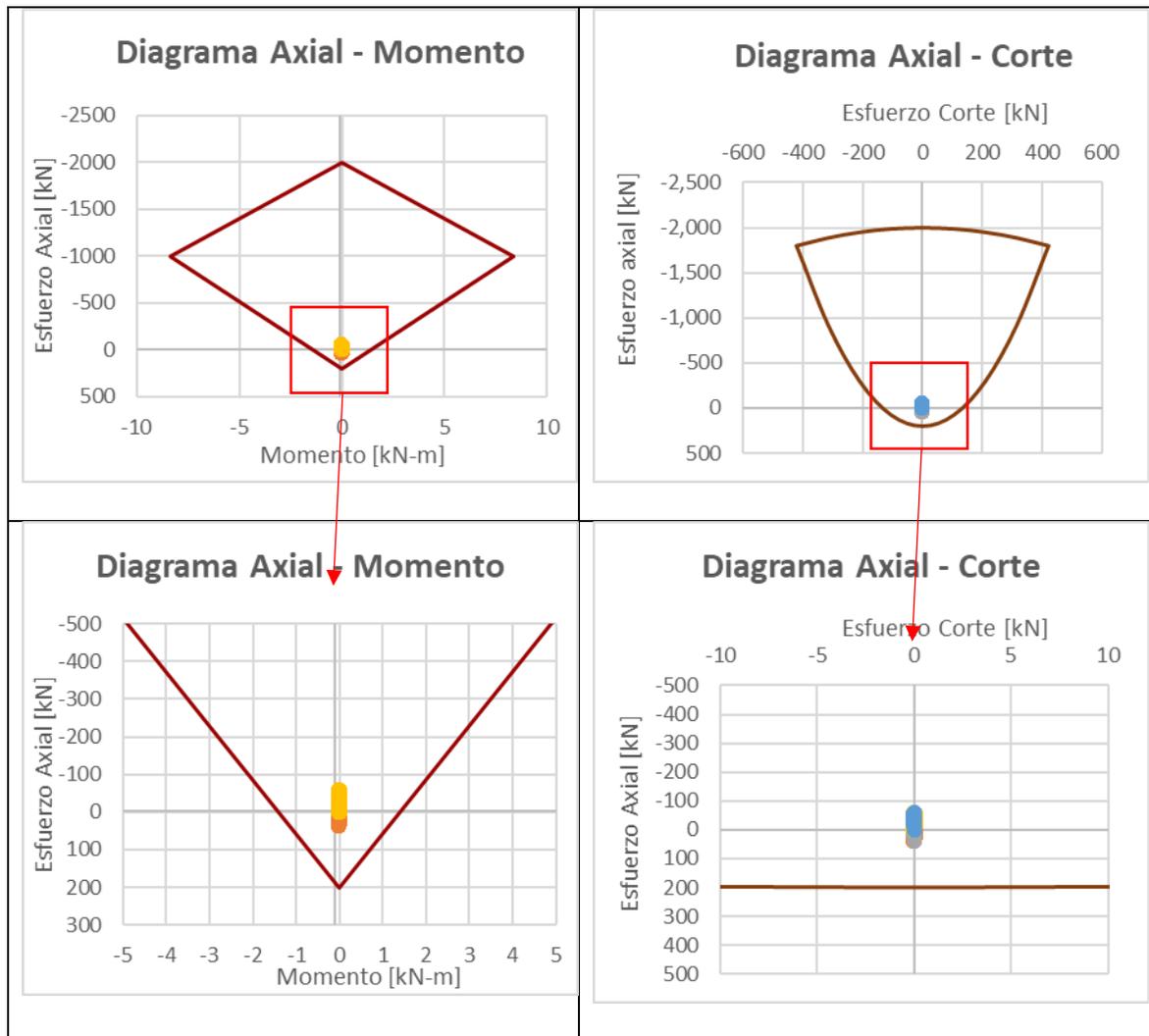


Figura VI-21: Diagramas de interacción del soporte para 50m de excavación.

Cabe destacar que en la Figura VI-21 los esfuerzos internos del soporte son similares a las obtenidas a partir del modelo 2D axisimétrico, con compresión pura actuando sobre el soporte y momento nulo.

VI.5.4 Pernos de anclaje.

Al igual que el hormigón, los pernos de anclaje tienen una cierta capacidad límite que es necesario verificar con el modelo numérico.

A continuación, se presenta los resultados de los pernos de anclaje.

FLAC3D 6.00

©2019 Itasca Consulting Group, Inc.

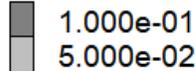
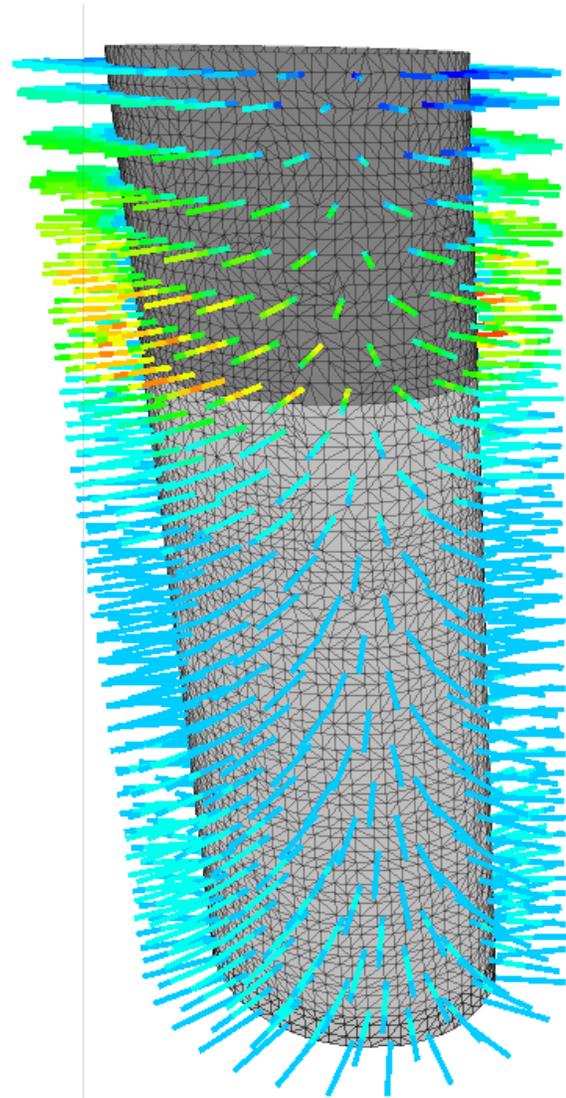
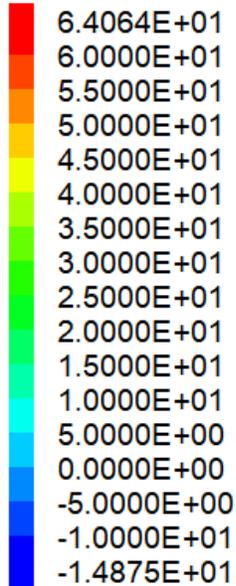
Shell Thickness**Cable Axial Force**

Figura VI-22: Fuerza axial de los pernos de anclaje instalados.

De acuerdo con la Figura VI-22 los pernos superiores son los más solicitados con una tracción máxima de 64 kN, muy debajo de su esfuerzo a tracción último el cual es 245 kN. Los pernos inferiores no se encuentran solicitados y el valor de tracción es casi despreciable. A pesar de que los pernos en la zona inferior presentan bajas solicitaciones, es importante recordar que este análisis verifica el comportamiento del macizo como un elemento continuo, siendo los esfuerzos presentados en este capítulo solo derivados del macizo rocoso. Los pernos de anclaje no pueden ser descartados del

soporte sin realizar un análisis con un modelo discontinuo, el cual considere el comportamiento de cuñas. En el presente trabajo se considera el macizo rocoso como un material continuo y los análisis del discontinuo no son parte del alcance del presente trabajo.

VI.5.5 Estabilidad para los primeros metros de excavación.

Para el análisis de la estabilidad de la excavación se utiliza un modelo de Safety factor para estimar el factor de seguridad que tiene la excavación durante los primeros 10 metros. A diferencia de los modelos de deformaciones planas y axisimétrico calculados en el capítulo **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, el modelo 3D considera la geometría ovalada de la excavación, la posición real que tiene la grúa móvil con respecto al shaft, y el área exacta de contacto entre la sobrecarga y el macizo rocoso, lo que es un dato relevante para la estabilidad.

En la Figura VI-23 se presenta la sección que se va a analizar con el método de safety factor incorporado en el programa.

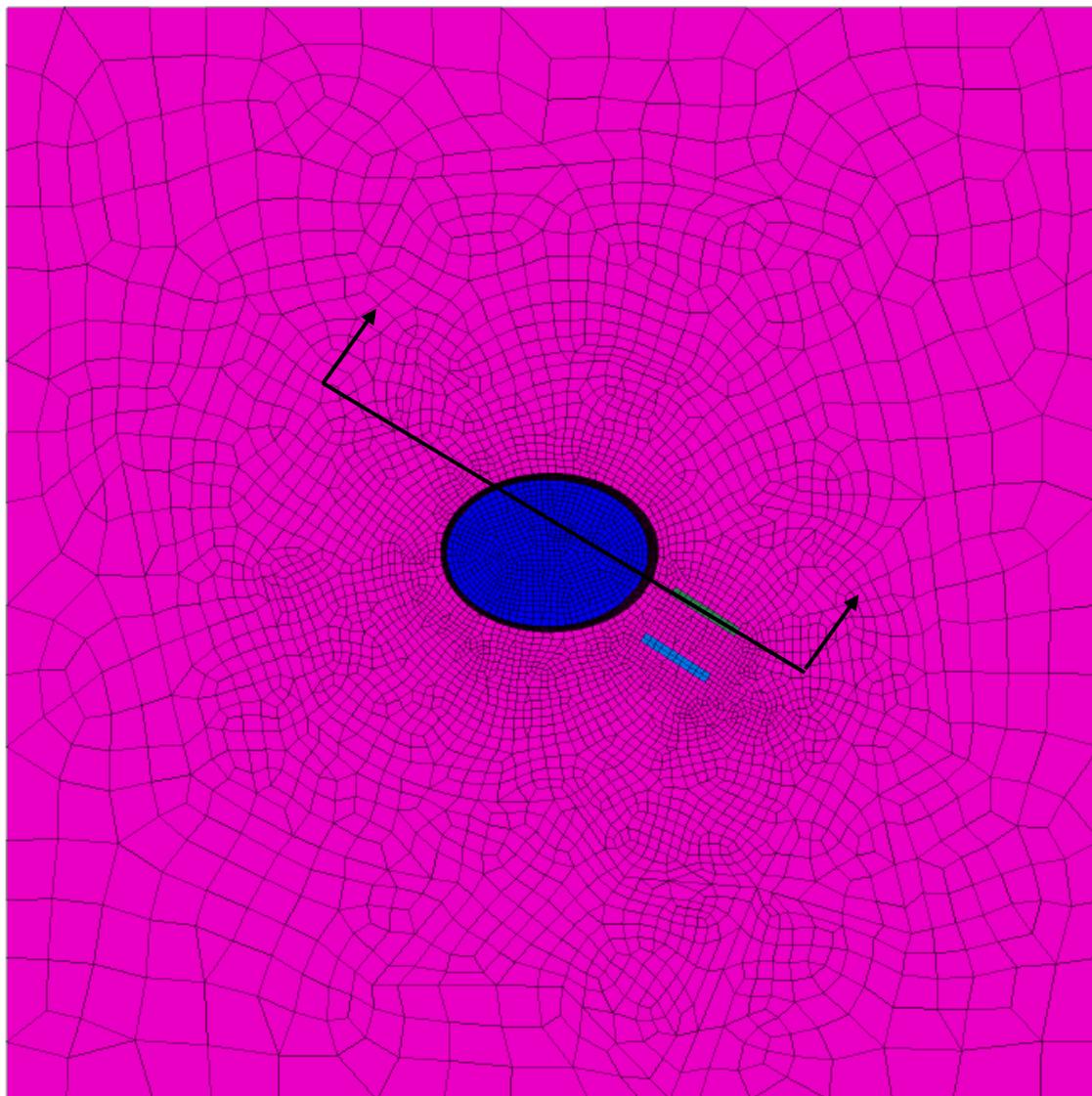


Figura VI-23: Sección utilizada para los análisis de estabilidad en FLAC3D.

La secuencia de avance incorporada en el modelo es el mismo descrito para el modelo 3D indicado en el inicio del capítulo V. A continuación, se presenta los resultados obtenidos para los 10m de excavación y adicionalmente se presenta también a los 14m.

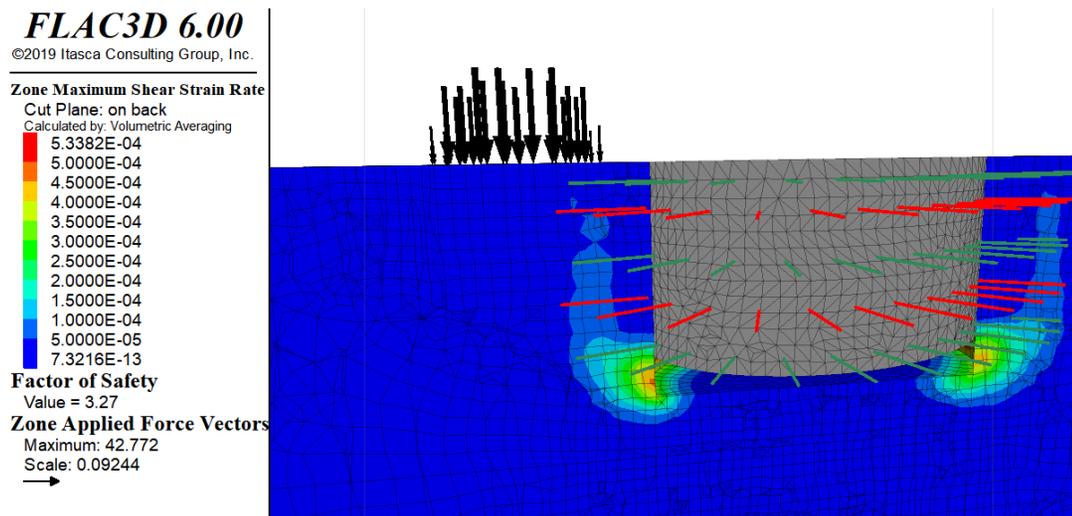


Figura VI-24: Factor de seguridad y deformación por corte para un avance de 10m de excavación.

De la Figura VI-24 se desprende que el factor de seguridad obtenido es de 3.27, por sobre el valor de 1, es decir, el modelo es estable. También es posible observar que la falla no se encuentra bien definida, siendo altamente improbable que una falla global ocurra a esta profundidad debido a que la deformación por corte es baja a lo largo del plano de falla.

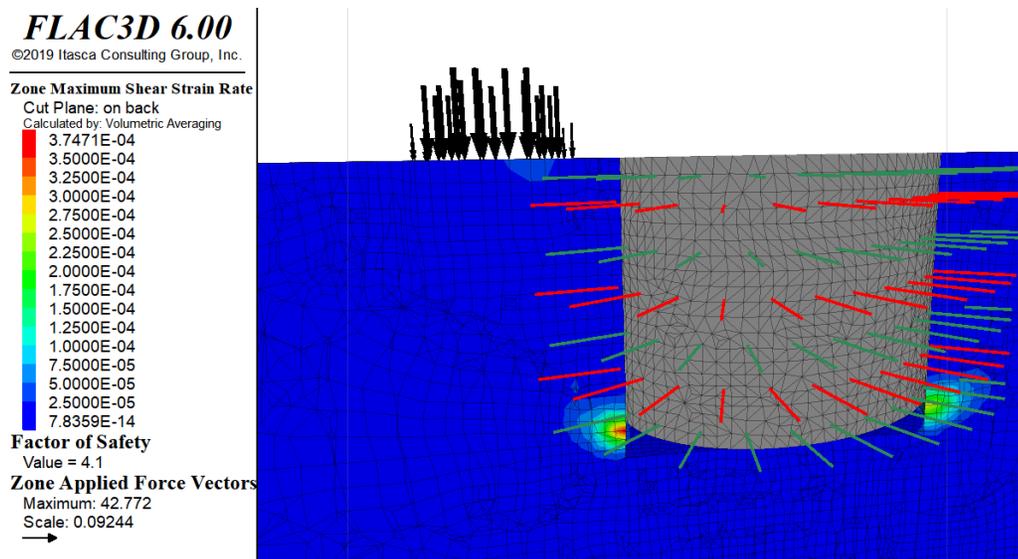


Figura VI-25: Factor de seguridad y deformación por corte para un avance de 14m de excavación.

Por otro lado, si extendemos en análisis para los 14m de profundidad, es posible observar que el factor de seguridad aumentó a 4.1, siendo el efecto arco y el confinamiento factores que actúan en la estabilidad del shaft. Por otro lado, no es posible definir a través de la imagen la posible trayectoria de deformaciones hasta la superficie.

Finalmente, se presenta la Tabla VI-4 los factores de seguridad para todas las etapas hasta los 10 metros de excavación y adicionalmente los 14 metros.

Tabla VI-4: Factores de seguridad obtenidos del análisis de estabilidad en el modelo 3D.

Profundidad [m]	FS Crítico
2	5.39
4	4.14
6	3.49
8	2.45
10	3.27
14	4.10

De la Tabla VI-4 es posible deducir que, a una profundidad de 8 metros, las fuerzas de confinamiento se encuentran actuando en la estabilidad de la excavación. Esta profundidad es cercana a la distancia entre el eje vertical de la elipse y la posición de la grúa (9 metros), es decir, las fuerzas del efecto arco actúan para estabilizar el terreno a partir de un radio de la excavación del shaft.

VII COMPARACIÓN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES

En el presente capítulo se realiza una comparación entre los tres modelos numéricos presentados a lo largo del documento comparando los resultados de las tensiones principales, los desplazamientos y las zonas plásticas. Además, se verificará la distribución de tensiones en los elementos que componen el soporte del shaft y finalmente la estabilidad de excavación considerando los métodos 2D y 3D. Finalmente se presentarán las conclusiones y recomendaciones para futuros trabajos de modelamiento en pozos con geometrías diferentes a círculos.

VII.1 Comparación de resultados.

Los resultados más importantes para las tres profundidades analizadas se presentan en las siguientes tablas:

Tabla VII-1: Resumen de resultados para los modelos teórico, 2D y 3D.

Profundidad Análisis [m]	Modelo	Sigma 1 Máx. [MPa]	Desplazamiento [cm]	Zona plástica [m]
14	Teórico	0.8	2.8	4.7
	2D	1.0	2.7	1.5
	3D	0.9	1.3	2.0
22	Teórico	1.3	0.2	1.3
	2D	1.7	0.4	1.0
	3D	2.0	0.8	1 / 7*
50	Teórico	3.0	0.3	1.0
	2D	4.0	0.5	1.5
	3D	3.0	0.3	<1.0

Como se puede observar, los tres modelos presentan valores comparables para las tres profundidades analizadas.

El valor de la tensión máxima σ_1 es similar en todos los cálculos, probando que a pesar de que un análisis teórico considera varias hipótesis alejadas de la realidad del problema, entrega datos cercanos a los modelos numéricos más sofisticados y logra estimar de forma cercana los desplazamientos esperados, considerando la magnitud de la excavación. Solo se puede observar diferencias mayores en la zona plástica, donde el análisis teórico consideró una zona plástica de 4.7 m mientras que los modelos numéricos 2D y 3D estiman en 1.5 y 2 m la zona plástica respectivamente.

El comportamiento del soporte durante las etapas de excavación entrega distintos valores de compresiones dependiendo de dónde se obtienen las cargas. Si se consideran los análisis 2D vista en planta con la implementación de una tensión in situ se observa que el shaft actúa mayoritariamente a compresión y, dada la baja tensión en los primeros 14 m, es posible observar momento flector en la pared del soporte. Por esta razón se recomienda siempre incluir en el diseño mallas de acero para los primeros metros de excavación.

A continuación, se comparan los diagramas de momento para una profundidad de 14 metros:

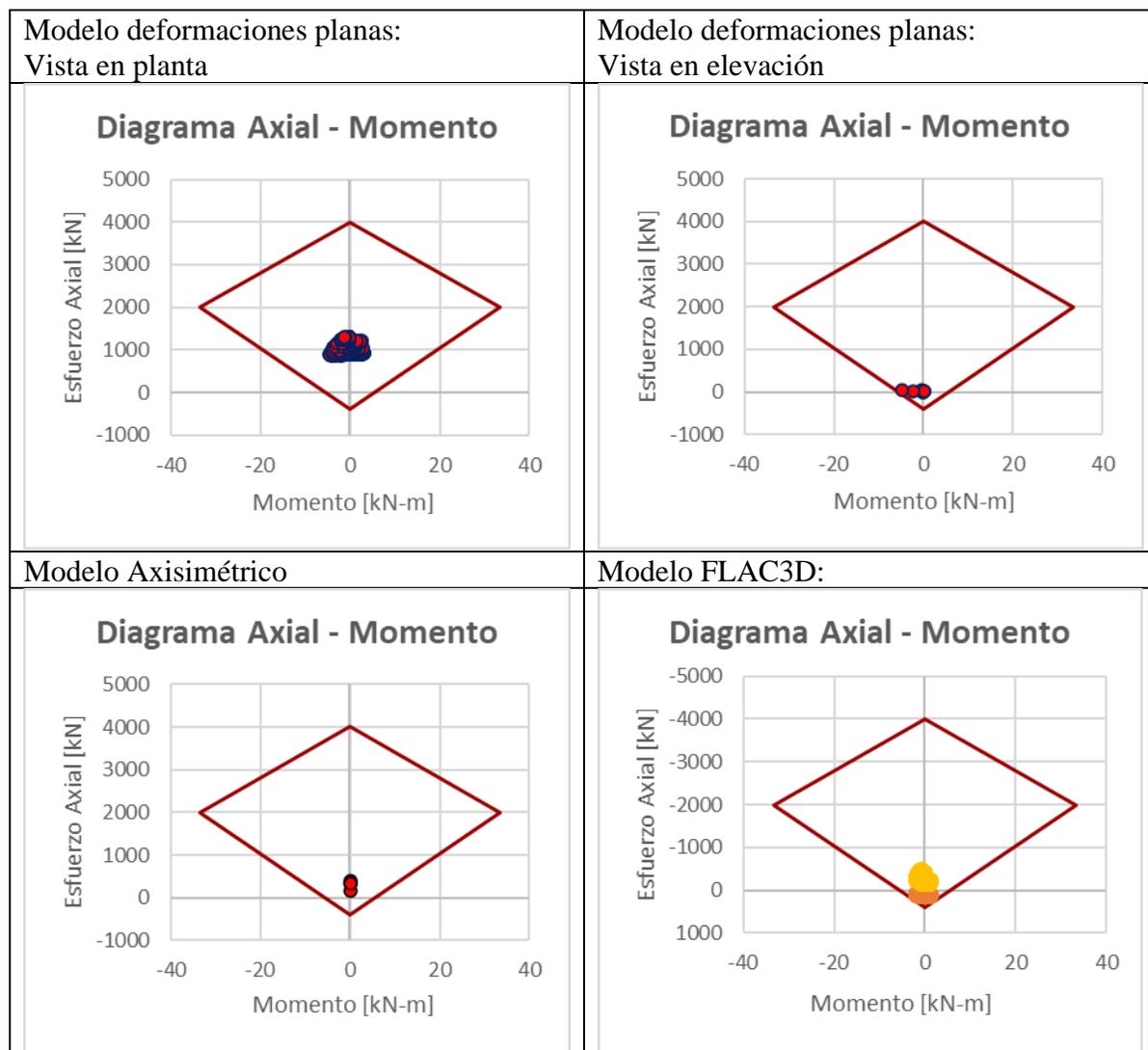


Figura VII-1: Comparación de los esfuerzos del soporte a los 14m para los distintos modelos realizados.

Se puede notar que, a pesar de las bajas tensiones en los primeros metros de excavación, existen distintos comportamientos del soporte dependiendo del modelo usado. Es así como para el caso de un modelo de deformaciones planas se observa una compresión alta sobre el soporte y una dispersión de momento en el soporte debido a

la geometría elipsoidal de la excavación. Para el caso b) donde las cargas fueron obtenidas del modelo plano en elevación se observa una casi nula compresión del hormigón y un momento que va creciendo a medida que se aumenta la excavación. Este comportamiento tiene su origen en que el soporte actúa como un muro de contención, soportando todo el empuje de roca y creando tracciones en el soporte, tal como si fuera una excavación cuadrada, lo que resulta en un diseño muy conservador, con exceso de acero para soportar las tracciones y momentos generados. Para el caso axisimétrico no se observa momento y solo existen cargas de compresión. Esto resulta evidente debido a que el análisis del axisimétrico simplifica el problema y lo vuelve doblemente simétrico por su excavación circular, es decir, la presión de roca actúa por todo el contorno del soporte y de forma simétrica en los cuatro cuadrantes del círculo, generando un comportamiento de compresión pura. Por último, el comportamiento mostrado en FLAC3D pareciera ser más similar a la realidad, donde existen momentos asociados a la geometría de la excavación, pero también una fuerte componente de compresión (aunque más baja que un talud vertical infinito).

Al comparar los factores de seguridad de las estabilidades encontramos valores muy distintos entre ellos.

Tabla VII-2: Resumen de factores de seguridad calculados con distintos modelos.

Profundidad [m]	FS Crítico		
	Def. Planas	Axisimétrico	3D
2	1.51	1.71	5.39
4	1.57	2.57	4.14
6	1.36	2.58	3.49
8	1.21	2.70	2.45
10	1.06	2.59	3.27

Para el caso del análisis de estabilidad, la geometría del shaft y la ubicación de las cargas juegan un papel fundamental en el análisis. Es así como para un análisis de deformaciones planas, donde considera una pared vertical y sobrecarga infinita llega a un factor de seguridad levemente superior a 1, mientras que con una geometría circular para el modelo axisimétrico se observa un aumento considerable, siendo el caso 3D, con geometría de excavación real y cargas acotadas según la ubicación en planta de la grúa los máximos factores de seguridad. Es importante notar que para el modelo axisimétrico se consideró un radio de excavación de 10m, y el análisis realizado a los primeros 10 metros entrega que el menor factor de seguridad se encuentra a los 4 metros. Esto es claramente influenciado por la sobrecarga, la que se encuentra a 2 metros del borde de excavación.

VII.2 Conclusiones y recomendaciones.

Las conclusiones que se pueden establecer en base a lo expuesto en el presente trabajo se pueden enumerar en los siguientes puntos:

- 1) Para el diseño de excavaciones verticales se utiliza la misma teoría que túneles horizontales dado que ambas corresponden a excavaciones subterráneas. Sin embargo, se debe tener la consideración que el avance implica un aumento en la tensión vertical del macizo rocoso, lo que se traduce en un aumento en la tensión horizontal. Es importante siempre tener en consideración la relación entre esfuerzos verticales y horizontales, pero más aún la comparación entre esfuerzo horizontal mayor y menor en excavaciones muy profundas.
- 2) Para este proyecto en particular, se realizó un diseño en base a un sondaje ubicado a 45 m de distancia el cual mostro una roca de muy buena calidad a lo largo de todo el

sondeo. Sin embargo, al momento de realizar la excavación, se encontró con una geología totalmente distinta, con material altamente meteorizado y oquedades. Finalmente, nuevas investigaciones y sondajes tuvieron que ser ejecutados, retrasando los programas de inicio del shaft. La principal conclusión de este tipo de inconvenientes es la importancia de ubicar al menos un sondaje en el área de excavación del shaft, para poder estimar de manera más precisa el tipo de material con que se va a excavar y anticiparse a posibles problemas durante la excavación.

- 3) La estimación de la resistencia geomecánica de un macizo rocoso debe considerar los aspectos del macizo en sí como también las discontinuidades que la forman. Existen distintos métodos para clasificar el material, pero siempre hay un aspecto cualitativo que debe ser entregado por un geólogo con experiencia y siempre acompañado de ensayos de laboratorio los cuales deben medir tanto la resistencia de la matriz como también de las discontinuidades que la forman.
- 4) A pesar de las nuevas investigaciones geológicas/geotécnicas presentaron una roca muy distinta a la considerada inicialmente para la mitad del shaft, el soporte presentado no cambió. Esto es debido principalmente a que las tensiones in situ son bajas en un inicio de la excavación y, a pesar de tener una roca muy meteorizada, sigue siendo una roca con propiedades geomecánicas superiores a un suelo. No obstante, no se consideró ninguna norma para los modelos numéricos presentados, por lo que incluyendo los factores al modelo podrían sobrepasar los factores de seguridad y un sostenimiento más robusto tendría que ser diseñado.
- 5) La comparación de los resultados para el análisis teórico, 2D y 3D entregó valores comparables. Como se mencionó anteriormente, la excavación del shaft no es profunda

(50m máximo) y por tanto las variaciones en las tensiones no presentaron variaciones muy altas. A pesar de las numerosas hipótesis consideradas en el cálculo teórico, como considerar un círculo en vez de una elipse, entregó números similares al modelo 3D, el cual debería ser el modelo más cercano a la realidad. Se concluye que, para geometrías no muy complejas, es razonable utilizar modelos teóricos como primera aproximación a la solución del problema y luego utilizar un modelo 2D para realizar un cálculo más detallado de los esfuerzos. Realizar un modelo 3D para excavaciones verticales debería estar limitado solo para geometrías o geologías complejas con medios anisotrópicos y con una fuerte componente 3D en el problema.

- 6) En contraste con los resultados de los análisis de tensión-deformación, la estabilidad de la excavación presenta una gran variación de valores dependiendo del tipo de análisis que se realizó. Se puede concluir, en base a los resultados obtenidos, que considerar la estabilidad con deformaciones planas es un análisis muy conservador ya que no toma en consideración el efecto arco de la excavación. Por otro lado, el modelo 3D entregó un resultado más cercano a la realidad, donde la carga y su ubicación están delimitadas y la geometría de la excavación está incluida. Un caso intermedio y fácil de implementar es el axisimétrico, donde la excavación se aproxima a un círculo, pero los factores de seguridad son más cercanos al modelo 3D.
- 7) Como recomendaciones generales se puede mencionar que para proyectos de excavaciones verticales se puede contar con al menos un sondaje dentro de la zona de excavación y a todo lo largo de éste para tener una idea más certera sobre el tipo de material que se encontrará. Además, es importante siempre tener en cuenta los parámetros del modelo Hoek and Brown para poder estimar correctamente los valores

de la resistencia. Para ello es necesario contar con una asesoría de un geólogo experimentado que permita identificar y clasificar de manera confiable el macizo rocoso.

- 8) Para futuros trabajos se pueden considerar medios anisotrópicos con empujes asimétricos para incrementar los momentos y cortes del soporte. También, queda la duda sobre la influencia de la geometría de excavación en la distribución de esfuerzos del soporte para shaft profundos, considerando que a una mayor profundidad mayor será la compresión del soporte.

BIBLIOGRAFIA

- BARTON, N., LIEN R., LUNDE J. (1974). *Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support*. Rock Mechanics Felsmechanik Mecanique des Roches. 6. 189-236.
- BIENIAWSKI, Z. (1989). *Engineering rock mass classifications*. New York.
- BOBET, A., EINSTEIN, H. (2023) *Tunnel design methods*. CRC Press. London.
- CAO, J., (2015) *Curvas Convergencia-Confinamiento en macizos rocosos no homogéneos con daño por voladura*. Tesis Doctoral Universidad de Vigo. Vigo
- HOEK, E., BROWN E. (1980) *Empirical Strength Criterion for Rock Masses*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Volume 106, Issue 9.
- HOEK, E., BROWN E. (1997) *Practical estimates for rock mass strength*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol 34, No 8, 1997, pages 1165-1186.
- HOEK, E., KAISER P., BAWDEN W. (2000) *Support of underground excavation in hard rock*. (1st ed.). CRC Press. London.
- HOEK, E., CARRANZA-TORRES, C., CORKUM, B. (2002). *Hoek-Brown failure criterion - 2002 Edition*. Conference: Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto.
- HOEK, E., DIEDERICHS M., (2006). *Empirical estimation of rock mass modulus*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.
- HOEK, E., CARRANZA-TORRES, C., DIEDERICHS M., CORKUM, B. (2008). *The 2008 Kersten Lecture Integration of geotechnical and structural design in tunneling*. 56th annual geotechnical engineering conference, Volume 43, 203-2015.
- HOEK, E., BROWN E. (2018) *The Hoek&Brown failure criterion and GSI - 2018 edition*. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, Volume 11, 445-463. Vancouver.

- KHODABIN, M., HOSSEINITOUESHKI, V. (2014). *Confidence interval in Kirsch equations*. International Journal of Applied Mathematical Research.
- KONG, Q., SIAUW, T., BAYEN, A. (2020) *Python Programming and Numerical Methods, Edition 1*. Academic Press, California.
- NGI (2013) *Using the Q-System—Rock Mass Classification and Support Design*. NGI Publication, 54 p. Oslo
- PANET, M (1995) *Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement*. Presses des Ponts et Chaussées. Paris.
- PANET, M (2001) *Recommendation on the convergence – confinement method*. AFTES, Paris.
- PILGERSTORFER T., RADONČIĆ N. (2009) *Prediction of spatial displacement development*. Geomechanics and Tunnelling. 2. 250 – 259, Graz
- RAMIREZ P., ALEJANO L. (2008) *Mecánica de rocas: Fundamentos e ingeniería de taludes*. Universidad Politécnica de Madrid, Madrid.
- SANCHÉZ, M. (2003) *Actuación conjunta de distintos tipos de sostenimiento*. Ingeniería Geológica. Excavaciones Subterráneas. Universidad Politecnica de Cataluña. Barcelona.
- SATICI, Ö. (2000). *Assesment methods of plastic radii for tunnels*. Engineering geology case studies, Term Project.
- SEPULVEDA, M., NUSSBAUM, M., LAVAL, E. (1994) *A Shell for Approximation Methods*. 3rd. *Pacific Rim International Conference on Artificial Intelligence*, Beijing, China.
- VALLEJOS L. (2002) *Ingeniería Geológica*. PEARSON EDUCACIÓN, Madrid.
- ROCSCIENCE (2004) *User's Guide of Code PHASE2*, RocScience Inc., Toronto, 2004.

ITASCA CONSULTING GROUP, INC. (2014) *FLAC3D — Fast Lagrangian Analysis of Continua in Three-Dimensions, Ver. 6.0*. Minneapolis: Itasca.

MCNEEL, R., (2010). *Rhinoceros 3D, Version 6.0*. Robert McNeel & Associates, Seattle, WA.