

Influencia del desarrollo de la minería a cielo abierto sobre excavaciones subterráneas mediante modelación numérica

Influence of the development of open pit mining in underground excavations through numerical modeling

Humberto Collado

Área Geociencias, JRI Ingeniería S.A., Chile, hcollado@jri.cl

Adeline Delonca

Departamento de Ingeniería Metalúrgica y Materiales, Universidad Técnica Federico Santa María, Chile

Dentro de los desafíos que trae la transición de rajo abierto a minería subterránea, es la operación simultánea que se dará, la cual debe cumplir con las metas de productividad de manera segura. Este último punto es lo que motiva este estudio para analizar la estabilidad de labores subterráneas producto de la minería a rajo abierto. Existen diversos criterios de fallas para el modelamiento numérico enfocado en el análisis de estabilidad. Estos se dividen principalmente en dos categorías: basados en esfuerzo y basados en deformación. Para esta investigación se busca evaluar el fenómeno de transición rajo abierto – minería subterránea mediante el factor de seguridad, para el criterio de falla basado en esfuerzos, y el criterio de desplazamiento/convergencia para el criterio de falla basado en desplazamientos. De los resultados de este estudio se determina que hay un aumento constante en las deformaciones de la excavación a medida que avanza el rajo, se aprecian mayores deformaciones al ubicar la excavación cerca del rajo y enfocadas en el techo de la excavación, a su vez, a medida que se reduce de forma lineal la calidad del macizo rocoso, los valores de las deformaciones se van duplicando. En términos de factores de seguridad, el avance del rajo no altera en gran medida los valores obtenidos en las excavaciones, salvo el escenario de la excavación más cercana al rajo, donde el desconfinamiento termina favoreciendo la pared izquierda de la excavación en términos de seguridad.

KEYWORDS: Transición, Rajo Abierto, Minería Subterránea

1 INTRODUCCIÓN

La minería subterránea va adquiriendo mayor relevancia en la actualidad debido al menor impacto ambiental que genera a nivel superficial, junto a una generación de volumen de residuos mineros debido a que el diseño de la mina se enfoca en extraer directamente el mineral de interés, reduciendo lo máximo posible la extracción de estéril.

Debido al interés de realizar mayor minería subterránea, es importante considerar la influencia que puede tener estas en labores superficiales, o bien, que las labores subterráneas puedan ser realizadas de maneras seguras considerando la influencia de factores externos, como es el caso de minería a rajo abierto que se quiere estudiar en esta investigación.

En este capítulo se busca recopilar los estudios realizados sobre el fenómeno de interacción entre minería rajo abierto – subterránea o el fenómeno de transición de uno de estos métodos hacia el otro, además de la influencia de estructuras en el modelamiento numérico que afectan la estabilidad de labores subterráneas y/o superficiales.

1.1 Transición de rajo abierto a minería subterránea

De los casos más conocidos de transición de una minería de rajo abierto a minería subterránea, tanto a nivel internacional como nacional, es el caso de la mina Chuquicamata de Codelco.

Luego de 100 años de minería a rajo abierto, Chuquicamata se volvió uno de los rajos abiertos más grandes del mundo. Su profundidad al año 2018 era de 1.100 m, con un largo de 4.500 m y un ancho de 3.000 m, lo que resulta en distancias de acarreo 11.000 m desde el fondo del rajo hasta la planta de procesamiento o los botaderos (Flores & Catalan 2019).

Para continuar con el minado del cuerpo mineral de Chuquicamata, se decidió realizar la transición del rajo abierto a una variante de block caving en base a geometría de macrobloques. La geometría del caving de macrobloques en roca dura comparada a un block caving tradicional en roca más blanda es alrededor de 7 veces el área de producción (Figura 1) (Flores & Catalan 2019).

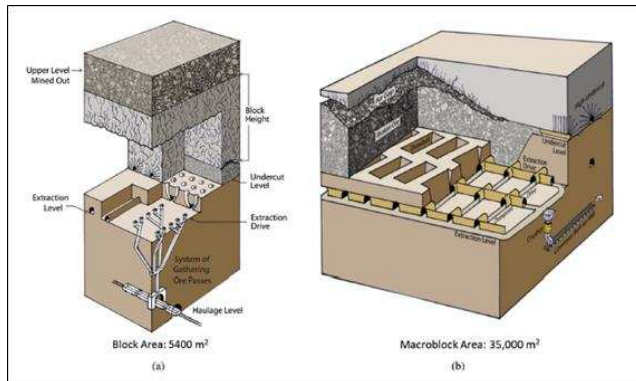


Figura 1. Diferencia entre un (a) block caving tradicional y (b) el caving de macrobloques de Chuquicamata (Flores & Catalan 2019).

Dentro de los desafíos presentes para esta transición se encuentra lo siguiente (Flores & Catalan 2019):

- Continuar la operación a rajo abierto e iniciar a su vez la explotación de los primeros macrobloques de manera segura mientras se mantiene el índice de producción requerido.
- Mantener la producción planificada trabajando con dos niveles de macrobloques de manera simultánea.
- Realizar un ramp-up rápido que permita alcanzar los índices de producción requeridos, considerando una combinación del área de producción disponible, la propagación rápida del caving y una fragmentación más fina.
- La dilución que puede afectar el negocio de la mina y potencialmente la vida útil de la mina. Esta dilución se puede dar por dos causas: Una dilución temprana del material de barrenos detrás de la falla oeste de Chuquicamata; o una dilución tardía por cualquier falla del talud oeste del rajo abierto.

Dentro de esta investigación se busca estudiar el primer punto desde un punto de vista de seguridad, al ver la influencia de la operación a rajo abierto en infraestructura subterránea en términos de desplazamiento y estabilidad de túneles y pilares.

1.2 Modelamiento numérico para análisis de estabilidad de excavaciones

El propósito principal del modelamiento numérico es evaluar el estado de la estabilidad de la excavación mediante la cuantificación del efecto de las tensiones inducidas y relacionar diferentes magnitudes de tensiones inducidas a diferentes niveles de daño del macizo rocoso alrededor de un vacío de apertura. Para excavaciones subterráneas en minas profundas de roca dura, la elección del enfoque del modelo numérico incluye modelamiento numérico elástico lineal (ej: Map3D) y modelamiento numérico elastoplástico no lineal con elemento finitos continuos o discontinuos, o análisis de diferencias finitas (ej: Abaqus, UDEC, 3DEC, FLAC, Unwedge, RS2/3, etc.) (Heidarzadeh et al. 2021).

En el modelamiento numérico elástico lineal, se define un nivel de estrés crítico para un sitio específico para cuantificar la intensidad del daño. La respuesta del macizo rocoso por debajo de este nivel crítico de tensión se considera elástica con muy poco

daño observable. Sin embargo, al aumentar el nivel de sobreesfuerzo, el nivel de daño aumenta dando como resultado el desarrollo de una potencial zona de daño alrededor de la excavación. Aumentar el sobreesfuerzo elástico más allá del nivel crítico daría como resultado fallas provocadas por el esfuerzo. La desventaja del modelamiento elástico lineal es la incapacidad de indicar movimientos de rocas, caídas o dilución por fallas, o zonas de cizalle (Villaescusa 2014). Por otro lado, el modelamiento numérico elastoplástico no lineal puede predecir el daño de la masa rocosa/mecanismos de falla para problemas mineros complejos donde existe potencialmente altos niveles de deformación y plasticidad sustancial. De hecho, el análisis numérico no lineal es capaz de calcular los desplazamientos, daños y deformaciones dentro del macizo rocoso en modelos complejos que contienen un gran número de excavaciones (Bobet, 2010, Villaescusa 2014).

Generalmente, la inestabilidad de la excavación en análisis numéricos puede ser detectada por una deformación o desplazamiento inaceptable del macizo rocoso en la cara libre generada por la excavación. Desplazamientos y esfuerzos como variables típicas de salida de una simulación numérica, se pueden comparar con umbrales críticos predefinidos de varios criterios de falla (Brady & Brown 2006, Villaescusa 2014). Ciertos umbrales críticos en las formas de desplazamiento (deformación), esfuerzos o velocidad, o en algunos casos, un cierto volumen de roca se puede adoptar para cuantificar la intensidad del daño o eventual falla (Villaescusa 2014, De Santis 2019). La integración de diferentes criterios de falla en el análisis numérico inevitablemente incluye algunas limitaciones y consideraciones técnicas que deben ser bien señaladas (Heidarzadeh et al. 2021).

1.2.1 Criterios de falla para análisis de estabilidad numérico

En este acápite se presentará de forma breve distintos criterios de fallas basados tanto en esfuerzos como en deformaciones:

1.2.1.1 Criterios de falla basados en esfuerzo

En problemas de estabilidad subterránea, los criterios de falla basados en esfuerzos son utilizados para evaluar la capacidad de carga de los macizos rocosos en las cercanías de excavaciones subterráneas. La mayoría de los criterios de falla existentes se formulan en términos de esfuerzos (Hidalgo 2013).

- Relación Resistencia – Esfuerzo (Factor de Seguridad):

La relación resistencia-esfuerzo, más conocido como factor de seguridad, es probablemente el criterio más utilizado para evaluar las condiciones de falla para excavaciones subterráneas. La relación resistencia-esfuerzo compara la resistencia del macizo rocoso con la magnitud de los esfuerzos inducidos por la minería mediante el uso de criterios de falla. La razón genera un factor de seguridad que normalmente oscila entre 0 y 1 (Abdellah 2013).

- Factor de Concentración de Esfuerzos (SCF):

El potencial de falla compresiva en las zonas de bajos esfuerzos de compresión y tracción se pueden evaluar con el factor de concentración de esfuerzos (SCF). SCF se define como la razón del esfuerzo inducido principal mayor respecto a la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta (UCS).

$$SCF = \sigma_1 / UCS_{(roca\ intacta)} \quad (1)$$

- Criterio de falla por falla frágil de roca:

La relación de cizalle frágil (BSR) es un criterio de diferencias de esfuerzos desarrollado para evaluar el efecto de las tensiones inducidas por la minería en la capa interna de los problemas de estabilidad del macizo rocoso frágil que rodea las excavaciones subterráneas profundas. Este criterio puede ser utilizado para evaluar potenciales estallidos de roca (Martin, et al. 1999, Castro et al. 2012, Shnorhokian 2015).

$$BSR = (\sigma_1 - \sigma_3) / UCS_{(roca\ intacta)} \quad (2)$$

1.2.1.2 Criterios de falla basados en deformaciones

La utilización de criterios de falla basados en esfuerzos no siempre es razonable y/o justificado. Por ejemplo, en algunos problemas de estabilidad subterránea, la selección de un modelo constitutivo apropiado para la roca es difícil debido a la falta de suficientes datos fiables. En algunos problemas, evaluar deformaciones de rocas es más conveniente usando herramientas de medición adecuadas o incluso métodos empíricos (Heidarzadeh et al. 2021). En tales ocasiones, la hipótesis de falla por deformación podría ser aplicable y el correspondiente criterio de falla basado en deformaciones se puede emplear para evaluar el estado de estabilidad del macizo rocoso (Kwasniewski & Takahashi 2010).

Varios criterios basados en la deformación se utilizan comúnmente junto con herramientas de análisis numérico.

- Criterio de Deformación por Extensión de Stacey para Iniciación de Fracturas en Rocas Frágiles (Stacey, 1981):

De acuerdo con este criterio, el inicio del fracturamiento en las rocas frágiles ocurren cuando la tensión total por extensión es igual o excede un valor crítico que depende inherentemente de las propiedades de la roca.

$$\varepsilon_e \geq \varepsilon_{ec} \quad (3)$$

- Volumen Geométrico de Roca Fracturada por Esfuerzos:

El macizo fracturado por esfuerzos con fragmentos resistentes de roca dentro de la capa interior se abultará, si se deforma por tensión tangencial, y su volumen aumentará debido a la geometría no ajustada de los fragmentos de roca. La ocurrencia de este fenómeno en el límite de una excavación resulta en el abultamiento unidireccional de roca en la cara libre de la excavación que es controlado por la geometría de la excavación y la deformación tangencial impuesta (Heidarzadeh et al. 2021) (Figura 3). La deformación de volumen geométrico se puede estimar mediante un enfoque semi-empírico descrito por Kaiser (Kaiser 2016) utilizando el método de factor de volumen lineal (BF). El BF se define como el cambio de longitud normalizado en la dirección radial a la longitud original que se utiliza para caracterizar las deformaciones inelásticas relacionadas con el abultamiento dentro del macizo rocoso (Gao et al. 2019, Kaiser 2019). En consecuencia, la tensión inducida por minería alrededor una excavación se puede cuantificar con base en un BF lineal y el promedio de presión de confinamiento como se presenta en el gráfico de la Figura 2.

- Criterio de Desplazamiento/Convergencia:

La medición del desplazamiento es un enfoque común utilizado en la evaluación de estabilidad de cualquier excavación

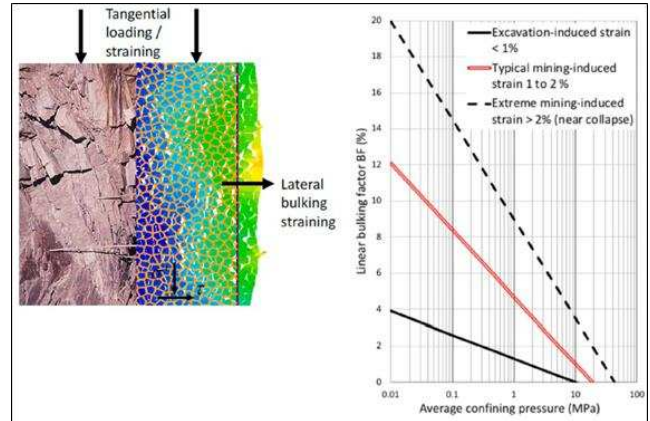


Figura 2. Ilustración esquemática del abultamiento unidireccional de un macizo rocoso junto al gráfico semi-empírico del factor de abultamiento (Heidarzadeh et al. 2021).

subterránea. Los desplazamientos ocurren dentro del macizo rocoso, lejos de la periferia de la excavación, mientras que la convergencia, (es decir, el desplazamiento relativo de dos puntos en el límite de una abertura) se puede medir en la periferia de la excavación (Brady & Brown 2006, Zhang 2007, Abdellah 2013). Los índices de desplazamiento/convergencia son generalmente en sitios específicos en términos de su dependencia de las características de rigidez del macizo rocoso, así como el uso previsto de la excavación subterránea (Zhang & Mitri 2008). En algunos casos, el desplazamiento horizontal de las paredes de la excavación se mide en términos de convergencia de la pared para proporcionar el desplazamiento relativo. La razón de convergencia de la pared (WCR) es un índice adimensional que calcula el porcentaje de desplazamiento total de la pared de la excavación en relación con el ancho de la excavación.

$$WCR = (W^0 - W^1) / W^0 \times 100 \quad (4)$$

Donde W^0 es el ancho de la excavación y W^1 es el desplazamiento horizontal de la pared.

La razón de hundimiento del techo (es decir, desplazamiento vertical del techo) (RSR) como el segundo criterio se puede definir como la relación entre la flexión del techo o la parte posterior de una excavación a la altura de una excavación (ΔS) (Zhang & Mitri 2008).

$$RSR = \Delta S / W^0 \times 100 \quad (5)$$

La razón de elevación del piso (es decir, desplazamiento vertical del piso) (FHR) como el tercer criterio se define por la relación entre el levantamiento del piso (Δh) y la altura de la excavación (Zhang & Mitri 2008).

$$FHR = \Delta h / W^0 \times 100 \quad (6)$$

De este acápite, se rescata el uso del criterio de factor de seguridad, para el criterio de falla en base a esfuerzos, y el criterio de desplazamiento/convergencia para el criterio de falla en base a desplazamientos como índices de medición para el estudio a

realizar en este texto, dado su gran uso para diversos estudios y su alta compatibilidad con el modelamiento numérico a realizar.

1.3 Variables de estudio que afectan en la transición de rajo abierto a minería subterránea

En este estudio se decide observar el impacto de las siguientes variables en excavaciones subterráneas frente a una operación de rajo abierto:

- 1) El avance de la operación, en términos de movimiento de material.
- 2) El tamaño y ubicación de la excavación.
- 3) El esfuerzo in-situ del macizo rocoso en presencia del avance del rajo.

En casos de estudio previos respecto al primer y segundo punto, Nguyen y Niedbalski (Nguyen & Niedbalski 2016) realizaron una modelación en FLAC2D del avance de una mina de carbón a través del tipo de operación Longwall y cómo este afectaba un talud ubicado sobre la mina que aún se encontraba en operación.

De los resultados obtenidos se observa, por ejemplo, que cuando la operación se encuentra pasado 100 m del borde inferior del talud se alcanzan desplazamientos verticales de 1,85 m en el pie del talud y 1,7 m en el borde inferior del talud (Figura 4).

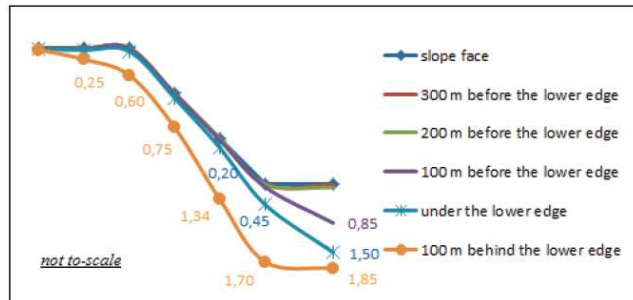


Figura 2: Desplazamiento vertical para caso de estudio (Nguyen & Niedbalski 2016).

A pesar de que este estudio representa el caso inverso al que se quiere estudiar en esta investigación, es importante observar la magnitud de los desplazamientos alcanzados producto de las consecuencias de una operación activa sobre otra obra donde variaban sus distancias de operación entre 150 m a 400 m, las cuales son profundidades considerables. De todas formas, no se debe solo considerar la distancia entre las operaciones, sino también las complejidades que pueda poseer el macizo rocoso respecto a propiedades geomecánicas, presencia de estructuras, estados tensionales in-situ, entre otros.

Un fenómeno similar al que se quiere estudiar corresponde al de túneles urbanos contiguos a la excavación de una fundación, donde hay más información respecto a cómo influye la posición del túnel respecto a la profundidad de la fundación, modelos para predecir deformaciones, métodos de control, entre otros aspectos (Liu et al., 2024). En la Figura 5, se observa la deformación lateral de la estructura de hormigón de un túnel respecto a la profundidad que se encuentra en referencia a la excavación de una fundación cercana. De los resultados se observa que la máxima deformación se produce cuando el túnel se encuentra a la misma profundidad que la base de la excavación.

Es importante destacar que el caso de análisis de estudio para este paper corresponde a un túnel excavado sin revestimiento, para ver el impacto directo que se tiene sobre la excavación en el macizo rocoso, la cual debiesen ser mayores a las presentadas en el trabajo de Wei et al., 2023. En casos de excavaciones mineras, se ha visto desplazamiento en paredes de caserones del orden de 853 mm en la *hanging wall* y desplazamientos de 763 mm en la *footwall* al realizar una transición de una operación de rajo abierto a subterránea (Ma et al., 2012).

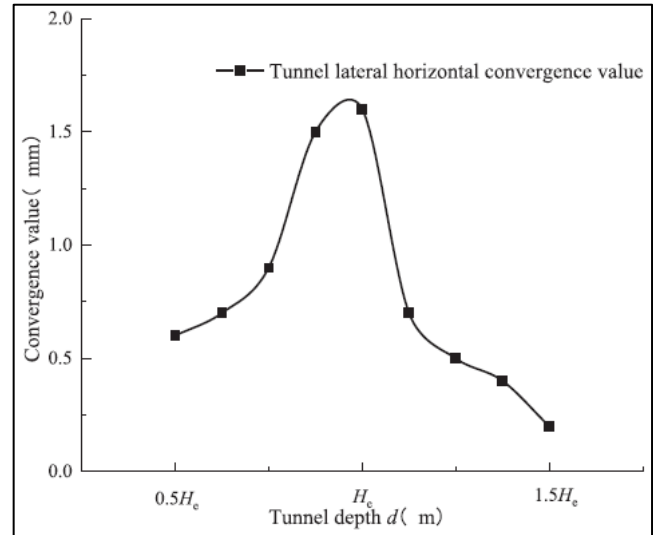


Figura 5: Variación en convergencia lateral de un túnel en función de la profundidad del túnel respecto a la excavación (Wei et al., 2023)).

En lo que respecta al 3er punto de estudio, la influencia de los esfuerzos in-situ, estos pueden variar, ya sea por la profundidad del rajo, o bien, por un comportamiento anisotrópico del macizo rocoso respecto a estos esfuerzos. Bo Hu (Hu et al., 2021), presenta dentro de su estudio de deformaciones anisotrópicas, el efecto de variar el ratio de esfuerzo entre esfuerzo horizontal y vertical en un macizo rocoso, obteniendo los resultados presentados en la Figura 6, donde se aprecia un aumento lineal entre la deformación de las paredes de una excavación y la razón de esfuerzos in situ.

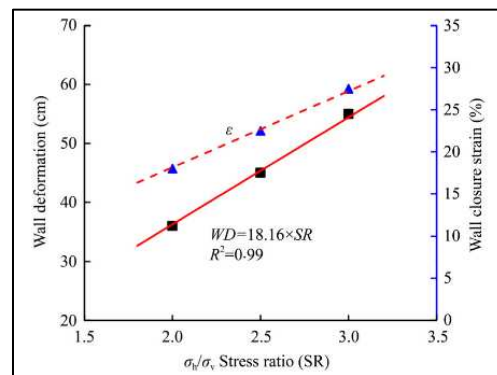


Figura 6: Deformación de paredes de una excavación en función de la razón de esfuerzos in situ, donde los cuadrados indican la deformación en centímetros (eje vertical izquierdo); y los triángulos la deformación en términos de deformación porcentual (eje vertical) (Hu et al., 2021).

En base a lo presentado hasta este punto, se busca en este estudio realizar una modelación del fenómeno de transición de rajo abierto a minería subterránea, representando el avance de un rajo para observar la influencia que tiene este sobre excavaciones subterráneas en términos de deformaciones y factores de seguridad. Esto permitirá comprender los fenómenos de mantener las dos operaciones en conjunto, haciendo énfasis en la operación subterránea obteniendo un alcance del impacto en términos de seguridad que puede tener esta práctica mediante la modelación de elementos finitos.

2 METODOLOGÍA

Para este estudio se modeló el avance de un rajo en 3 fases en el software RS2 de Rocscience (figura 7 a 10), con dimensiones de 32 m de altura para los dos bancos más profundos y 18 m para el banco más superficial, 16 m de berma, ángulo de banco de 79° y un ángulo global de 60°, ubicando un túnel de 10 metros de ancho y 7 metros de alto, en 3 distintas ubicaciones (Figura 11) para observar la influencia de la posición del túnel en los resultados de deformaciones y factores de seguridad.

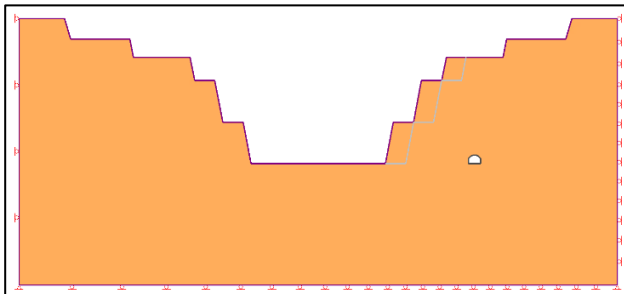


Figura 7. Excavación inicial de caso base de modelamiento.

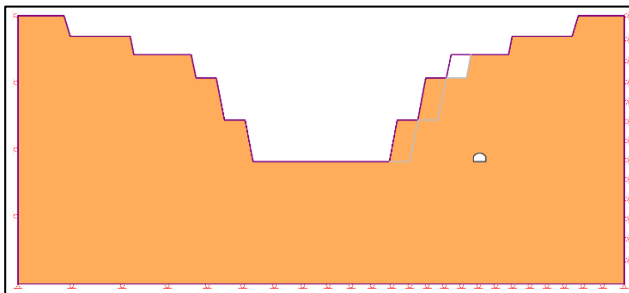


Figura 8. Primera fase de avance del rajo.

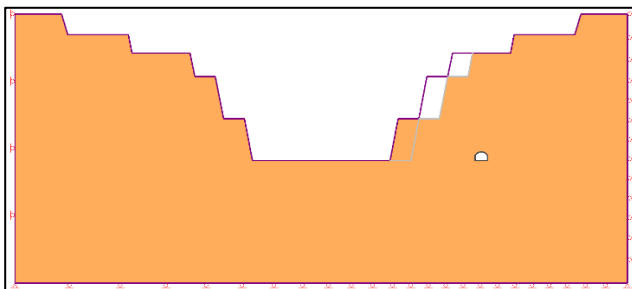


Figura 9. Segunda fase de avance del rajo.

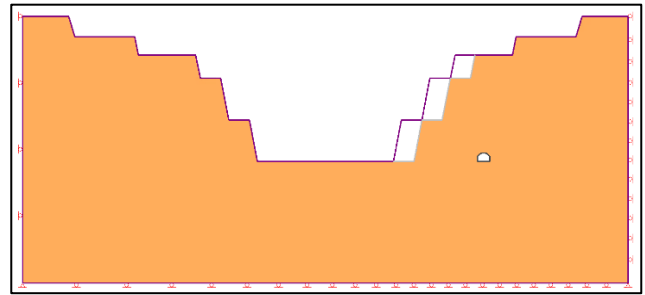


Figura 10. Tercera fase de avance del rajo.

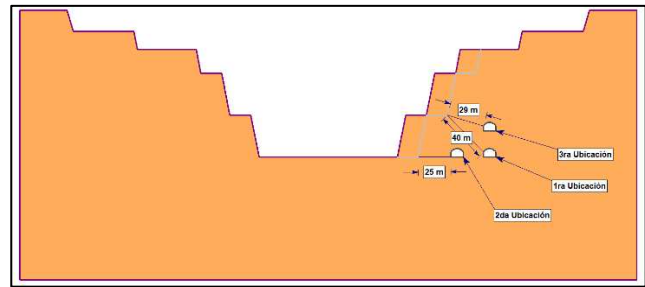


Figura 11. Ubicaciones utilizadas para modelamiento de excavaciones.

Se utilizaron los parámetros geomecánicos presentados en la Tabla 1, considerando como caso base los parámetros correspondientes a un GSI de 60, y como escenarios de sensibilidad los parámetros para un GSI de 50 y 70.

Tabla 1. Valores de parámetros geomecánicos para modelación.

Parámetro	Valor Menor	Valor Caso Base	Valor Mayor
GSI	50	60 (Caso Base)	70
Peso Unitario (MN/m ³)		0,024	
Ratio de Poisson	0.26	0.23	0.21
Módulo de Young (MPa)	2900	5500	9600
Resistencia a la Compresión (MPa)	10.6	14	18.7
Parámetro mb	0.625	0.999	1.596
Parámetro s	0.0007	0.00263	0.00985
Parámetro Residual mb	0.625	0.999	1.596
Parámetro Residual s	0.0007	0.00263	0.00985

Para la evaluación de la influencia de los esfuerzos in situ y el tamaño de la excavación, se considerará solo el caso base y la pared izquierda como punto de control para simplicidad del análisis de deformaciones. Los esfuerzos in situ se aumentarán en valores de razón esfuerzo horizontal/esfuerzo vertical de 2, 2,5 y 3 (considerando caso base como 1). Para analizar el efecto del

tamaño, se aumentará y disminuirá en un 50% las dimensiones de la excavación original.

3 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

A continuación, se presentan los resultados obtenidos de deformaciones y factor de seguridad, en las 3 ubicaciones de la

excavación indicadas en el capítulo anterior. A su vez, se presentan los resultados obtenidos de las sensibilidades de los parámetros geomecánicos. Los puntos de análisis corresponden al techo, las paredes laterales y el suelo de la excavación.

Tabla 2: Resultados de deformaciones en el contorno de la excavación para el caso base (GSI 60).

	Caso Base (GSI 60) - Deformaciones (cm)								
	1ra Ubicación			2da Ubicación			3ra Ubicación		
	1ra fase	2da fase	3ra fase	1ra fase	2da fase	3ra fase	1ra fase	2da fase	3ra fase
Techo	2,06	2,10	2,14	2,36	2,42	2,50	2,08	2,08	2,11
Pared Izquierda	1,97	2,02	2,06	2,19	2,25	2,32	2,07	2,11	2,15
Suelo	1,96	2,00	2,03	2,21	2,26	2,29	2,00	2,04	2,08
Pared Derecha	1,99	2,02	2,05	2,29	2,35	2,40	1,99	2,00	2,03

Tabla 3. Resultados de deformaciones en el contorno de la excavación para el caso de GSI 70.

	GSI 70 - Deformaciones (cm)								
	1ra Ubicación			2da Ubicación			3ra Ubicación		
	1ra fase	2da fase	3ra fase	1ra fase	2da fase	3ra fase	1ra fase	2da fase	3ra fase
Techo	1,17	1,19	1,22	1,33	1,37	1,42	1,16	1,17	1,19
Pared Izquierda	1,14	1,17	1,19	1,27	1,30	1,35	1,18	1,21	1,23
Suelo	1,13	1,15	1,17	1,26	1,29	1,32	1,14	1,17	1,19
Pared Derecha	1,14	1,16	1,17	1,29	1,33	1,36	1,12	1,13	1,15

Tabla 4. Resultados de deformaciones en el contorno de la excavación para el caso de GSI 50.

	GSI 50 - Deformaciones (cm)								
	1ra Ubicación			2da Ubicación			3ra Ubicación		
	1ra fase	2da fase	3ra fase	1ra fase	2da fase	3ra fase	1ra fase	2da fase	3ra fase
Techo	4,11	4,15	4,23	5,13	5,20	5,35	4,00	3,98	4,05
Pared Izquierda	3,38	3,45	3,54	4,55	4,64	4,72	3,89	3,95	4,07
Suelo	3,77	3,85	3,93	4,74	4,84	4,89	3,81	3,86	3,96
Pared Derecha	4,30	4,36	4,44	5,15	5,25	5,35	3,94	3,95	4,02

Tabla 5. Resultados de factor de seguridad en el contorno de la excavación para el caso base (GSI 60).

	Caso Base (GSI 60) – Factor de seguridad								
	1ra Ubicación			2da Ubicación			3ra Ubicación		
	1ra fase	2da fase	3ra fase	1ra fase	2da fase	3ra fase	1ra fase	2da fase	3ra fase
Techo	1,00	1,00	1,01	1,02	1,00	1,01	1,01	1,01	1,03
Pared Izquierda	1,43	1,47	1,46	1,51	1,72	1,77	1,17	1,14	1,11
Suelo	2,32	2,11	2,01	1,19	1,16	1,13	1,41	1,42	1,41
Pared Derecha	1,21	1,20	1,18	1,17	1,17	1,14	1,15	1,14	1,13

Tabla 6. Resultados de factor de seguridad en el contorno de la excavación para el caso de GSI 70.

	GSI 70 – Factor de seguridad								
	1ra Ubicación			2da Ubicación			3ra Ubicación		
	1ra fase	2da fase	3ra fase	1ra fase	2da fase	3ra fase	1ra fase	2da fase	3ra fase
Techo	1,10	1,10	1,10	1,09	1,08	1,11	1,22	1,25	1,27
Pared Izquierda	1,63	1,65	1,62	1,81	2,07	2,11	1,35	1,32	1,29
Suelo	2,68	2,42	2,31	1,35	1,31	1,30	1,57	1,58	1,55
Pared Derecha	1,50	1,48	1,46	1,40	1,40	1,35	1,29	1,29	1,27

Tabla 7. Resultados de factor de seguridad en el contorno de la excavación para el caso de GSI 50.

	GSI 50 – Factor de seguridad								
	1ra Ubicación			2da Ubicación			3ra Ubicación		
	1ra fase	2da fase	3ra fase	1ra fase	2da fase	3ra fase	1ra fase	2da fase	3ra fase
Techo	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,03	1,04	1,05
Pared Izquierda	1,07	1,07	1,05	1,28	1,44	1,49	1,13	1,11	1,07
Suelo	1,05	1,05	1,06	1,10	1,06	1,05	1,35	1,38	1,44
Pared Derecha	1,04	1,05	1,04	1,12	1,12	1,08	1,11	1,10	1,09

Los resultados de deformaciones presentados para el caso base en la Tabla 3, muestran deformaciones que van de los 1,96 cm a 2,50 cm. Se aprecia que, para todos los puntos de análisis, independiente de la ubicación de la excavación, hay un aumento de las deformaciones a medida que avanzan las excavaciones del rajo. Al comparar entre ubicaciones de la excavación, se aprecia que la 2da ubicación, la que presenta la distancia más cercana al rajo (25 m), es la que presenta mayores deformaciones, siendo el punto con menor deformación (2,19 cm en la pared izquierda para la 1ra fase) mayor al punto de deformación de mayor magnitud observado ya sea en la 1ra ubicación o en la 3ra ubicación. Al observar cada punto de análisis, se tiene que el punto de mayor de deformación es en el techo para 1ra y 2da ubicación, para la 3ra ubicación se observan mayores deformaciones post 1ra fase en el punto de la pared izquierda, esto puede explicarse a que la 3ra ubicación tendría menor carga litostática que la 1ra y 2da ubicación, que se encuentran en la misma posición respecto al eje Y. Estos resultados estarían indicando que una mayor cercanía al rajo respecto a la horizontal sería más perjudicial en términos de deformaciones, lo que estaría afectando principalmente al techo de la excavación.

En lo que respecta a la sensibilización con un GSI de 70 (Tabla 4), se detecta una reducción de las deformaciones, cercana a un 50% en todos los puntos de análisis. Se aprecia el mismo aumento paulatino observado en el caso base a medida que avanza el rajo y que la 2da ubicación presenta las mayores deformaciones. Adicionalmente, se observa el mismo fenómeno de mayores deformaciones en el techo para la 1ra y 2da ubicación, siendo mayores las deformaciones en la pared izquierda para la 3ra ubicación.

Para la sensibilización con los parámetros geomecánicos correspondientes a un GSI de 50 (Tabla 5), los valores de deformaciones corresponden aproximadamente a un doble de los

valores obtenidos en el caso base, lo que estaría indicando que a medida que aumenta el GSI, hay un aumento exponencial de las deformaciones (de GSI 70 a 60 aumenta cercano al doble, y lo mismo ocurre de 60 a 50). Se mantiene el fenómeno de mayores deformaciones en la 2da ubicación y el aumento paulatino de estas a medida que el rajo progresa, salvo por el caso puntual del techo en la 3ra ubicación, donde se ve que disminuye en la 2da fase y vuelve a aumentar para la 3ra fase por sobre lo que se observa en la 1ra fase. En los puntos de análisis, se aprecia un fenómeno distinto a lo observado en los casos previos, donde las mayores deformaciones se observan en el suelo de la excavación en la 1ra ubicación y la 2da ubicación, no apreciando una tendencia clara en la 3ra ubicación, donde se observan mayores deformaciones en el techo para la 1ra fase, pero termina aumentando y alcanzando mayores deformaciones en la pared izquierda en la 3ra fase.

Se puede contrastar los resultados de la ubicación de la excavación con los presentados para el caso de un túnel cercano a la excavación de una fundación (Wei et al., 2023), donde efectivamente las excavaciones que se ubicaron en paralelo al fondo del rajo abierto fueron las que tuvieron mayores deformaciones (1ra y 2da ubicación) en comparación a la excavación más cercana a la superficie (3ra ubicación), independiente de la calidad del macizo rocoso, lo que indica que es un parámetro que tiene un gran impacto en lo que respecta a deformaciones.

En términos de factor de seguridad, para el caso base (Tabla 6), se destacan valores cercanos a 1 en el punto de análisis del techo, para todas las fases y en las 3 ubicaciones. Los valores se mantienen constantes a medida que avanza el rajo, salvo para el punto de análisis del suelo de la 1ra ubicación, donde se ve que el factor de seguridad se reduce de 2,32 a 2,11 al pasar de 1ra fase a 2da fase. Los mayores factores de seguridad se aprecian en el suelo

para la 1ra y 3ra ubicación, llegando a duplicar el valor del techo en el caso de la 1ra ubicación, y en lo que respecta a la 2da ubicación se observan los valores más altos en la pared izquierda. Los valores obtenidos para la 1ra y 2da ubicación muestran coherencia con lo observado en términos de deformaciones, demostrando que a mayor deformaciones, menores factores de seguridad, en el caso de la 3ra ubicación no se aprecia esta relación inversa, donde, por ejemplo, los menores valores de deformación se aprecian en la pared derecha, pero los factores de seguridad mayores se ven en el suelo, y las mayores deformaciones se aprecian en la pared izquierda, pero los factores de seguridad son menores en el techo.

Al aumentar los parámetros geomecánicos para un GSI de 70 (Tabla 7), se aprecia en general que los valores permanecen constantes a medida que avanza el rajo, salvo los casos del suelo en la 1ra ubicación y la pared izquierda en la 2da ubicación, donde de hecho se aprecia un aumento de los factores de seguridad a medida que avanza el rajo, esto podría deberse a que el desconfinamiento lateral permite reducir las tensiones en la pared más cercana al rajo. En general, se observa un aumento de los factores de seguridad al momento de elevar los valores de los parámetros geomecánicos, lo cual es un resultado esperable. Los menores factores de seguridad se observan en el techo para las 3 ubicaciones y los mayores valores se observan en el suelo para la 1ra y 3ra ubicación, y la pared izquierda para la 2da ubicación, fenómeno similar a lo observado en el caso base.

Al reducir el GSI a 50 (Tabla 8), se detecta una reducción en los valores de factor de seguridad, donde se ven valores menores a 1,1 en todos los puntos de la 1ra ubicación. Se obtiene que los menores valores se encuentran en el techo para las 3 ubicaciones y los mayores se tienen en la pared izquierda de la 2da ubicación y en el suelo de la 3ra ubicación, respetando lo que se había visto en los casos anteriores, pero en la 1ra ubicación no se tiene una tendencia clara. Los valores permanecen relativamente constantes a medida que avanza el rajo, apreciándose un salto notorio para el punto de la pared izquierda en la 2da ubicación al pasar de 1ra a 2da fase. En líneas generales, se aprecia un fenómeno similar para las 3 sensibilidades, destacando que, a pesar de la cercanía al rajo de la excavación en la 2da ubicación, el desconfinamiento estaría favoreciendo en términos de seguridad al menos a la pared más cercana al rajo, donde el mayor foco de peligro se estaría dando en el techo de las excavaciones.

En lo que respecta a la influencia de los esfuerzos in situ, se presentaron los siguientes valores:

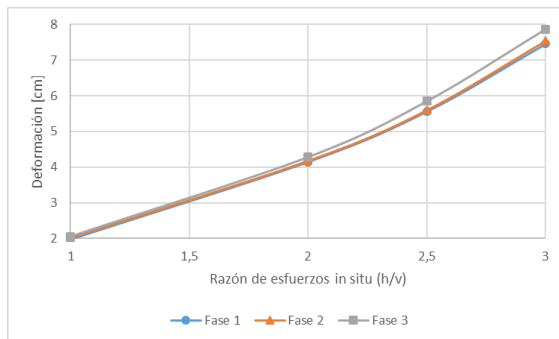


Figura 12: Deformaciones de pared lateral izquierda en función de razón de esfuerzos in situ.

Se puede observar un comportamiento lineal entre las deformaciones de la pared lateral y la razón de esfuerzos in situ, similar a los resultados presentados en el marco teórico (Hu et al., 2021).

En lo que respecta a la influencia del tamaño de la excavación, en la Figura 13 se observa que, a pesar de que cercano a los valores originales de dimensiones para el caso base se encuentra el punto máximo de deformaciones, el orden de magnitud de las deformaciones no varía en gran medida, considerando que el mayor cambio se produce de pasar de una altura de 7 m y 10 m de ancho a 14 m de altura y 20 m de ancho implica una reducción de deformaciones de 0,15 cm.

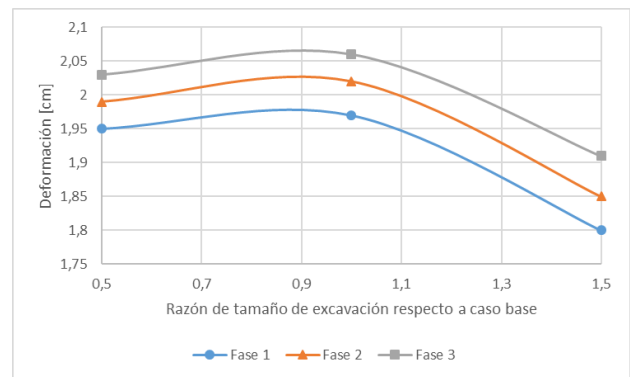


Figura 13: Deformaciones de pared lateral izquierda en función de razón de tamaño de excavación.

4 CONCLUSIONES

De lo observado en este estudio, se puede concluir los siguientes puntos:

- El avance del rajo genera un aumento de las deformaciones, independiente de la ubicación, el punto de análisis de la excavación y la calidad del macizo rocoso.
- En lo que respecta a la ubicación de la excavación, se tiene que las mayores deformaciones, independiente de la calidad del macizo rocoso, se observan en la 2da ubicación, siendo esta la más cercana al avance del rajo. Este punto refuerza el impacto que tiene el ubicar las excavaciones a la misma cota que el fondo del rajo, en términos de deformaciones.
- Las mayores deformaciones en lo que respecta a los puntos de análisis se observan en el techo de la excavación, salvo en la 3ra ubicación, donde las mayores deformaciones se observan en la pared izquierda, lo que estaría determinado por la menor carga litostática que tiene esta ubicación en comparación a la 1ra y 2da ubicación, que se encuentran en la misma altura por debajo de la 3ra ubicación. Se destaca la salvedad de la excavación en el macizo rocoso de GSI 50, donde las mayores deformaciones se encuentran en el suelo, indicando que la calidad regular-mala de la roca generaría un desconfinamiento de este.

- A medida que se reduce la calidad del macizo rocoso de forma lineal, se aprecia que las deformaciones van duplicando su valor de una sensibilidad a otra.
- En lo que respecta a factores de seguridad, el avance del rajo no muestra influencia clara en este aspecto a medida que avanza, salvo en el punto de análisis de la pared izquierda en la 2da ubicación, donde los valores aumentan claramente, indicando que el desconfinamiento por el avance del rajo favorece en términos de seguridad a la pared de la excavación al ubicarse en este punto.
- Se aprecia cierta concordancia entre mayores deformaciones implican menores valores de factores de seguridad para las excavaciones en la 1ra ubicación y 2da ubicación, lo cual no se puede inferir en la 3ra ubicación, donde no hay una correlación clara entre ambos resultados, lo que indicaría que los resultados de las excavaciones más cercanas a la superficie son influidos por otros factores (ej: carga litostática).
- Se aprecia una relación directa en el aumento de la calidad del macizo rocoso y los factores de seguridad, destacando que para la 1ra ubicación, la cual se encuentra más lejana al rajo, presenta valores similares en todos los puntos de análisis, en todas las fases, al bajar la calidad del macizo rocoso a un GSI de 50, lo que indicaría que en estas condiciones ya no influye el avance del rajo y los resultados se ven determinados netamente por la calidad del macizo rocoso.
- Un aumento en la anisotropía de los esfuerzos in situ, conlleva un aumento lineal de las deformaciones en la pared lateral de la excavación, lo que lo vuelve una variable sensible para el análisis.
- La variación del tamaño de la excavación da indicios de una tendencia de haber una dimensión donde la deformación es mayor, pero los resultados no presentan un cambio de gran magnitud para considerarlo una variable de gran impacto.

Este estudio presento resultados interesantes de cómo afecta el fenómeno del avance de un rajo en una transición de minería rajo abierto-subterránea, apreciando tendencias claras en lo que respecta a ubicación de la excavación, influencia del avance del rajo, calidad del macizo rocoso y zonas específicas afectadas en la excavación. Se recomendaría para profundizar en estudios de este tipo, observar el impacto de incluir estructuras en el modelamiento y/o la incorporación de vibraciones por tronadura mediante análisis dinámicos.

5 AGRADECIMIENTOS

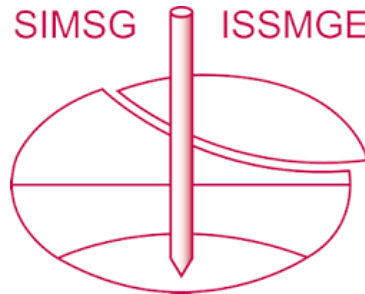
Se agradece al Departamento de Ingeniería Metalúrgica y Materiales junto a la Escuela de Postgrados de la Universidad Técnica Federico Santa María, quienes otorgaron la beca que financia los estudios del autor principal en el programa de Magíster en Ciencias de la Ingeniería Metalúrgica, donde se encuentra dentro de los objetivos de estudio la realización del presente paper. Se agradece a la Empresa JRI Ingeniería S.A. por el financiamiento para la publicación de este paper y los medios de trabajo para poder llevar a cabo el estudio.

6 REFERENCIAS

- Abdellah, W., 2013. Geotechnical risk assessment of mine haulage drifts during the life of a mine plan.
- Bobet, A., 2010. Numerical methods in geomechanics. *Arabian J. Sci. Eng* 1B, 27–48.
- Brady, B.H., Brown, E.T., 2006. *Rock mechanics: for underground mining*. Springer science business media.
- Castro, L., Bewick, R., Carter, T., 2012. *An Overview of Numerical Modelling Applied to Deep Mining*. CRC Press. doi:10.1201/b12130-22.
- Flores, G., Catalan, A., 2019. A transition from a large open pit into a novel “macroblock variant” block caving geometry at chuquicamata mine, codelco chile. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 11, 549–561. doi:10.1016/j.jrmge.2018.08.010.
- Gao, F., Kaiser, P.K., Stead, D., Eberhardt, E., Elmo, D., 2019. Strainburst phenomena and numerical simulation of self-initiated brittle rock failure. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 116, 52–63. doi:10.1016/j.ijmms.2019.03.021.
- Heidarzadeh, S., Saeidi, A., Rouleau, A., 2021. The damage-failure criteria for numerical stability analysis of underground excavations: A review. *Tunnelling and Underground Space Technology* 107. doi:10.1016/j.tust.2020.103633.
- Hidalgo, P., 2013. Deformation and failure of rock. befo report 13.
- ItascaGroup, I.I.C., 2014. *Manual of FLAC3D — Fast Lagrangian Analysis of Continua in Three Dimensions*. Itasca.
- Kaiser, P., 2016. Ground support for constructability of deep underground excavations - challenge of managing highly stressed brittle rock in civil and mining projects. ITA Sir Muir Wood lecture of Intern. Tunneling Association at World Tunneling Congress .
- Kaiser, P.K., 2019. From common to best practices in underground rock engineering.
- Kwasniewski, M., Takahashi, M., 2010. Strain-based failure criteria for rocks: State of the art and recent advances. *ISRM International Symposium – EUROCK 2010*.
- Liu, B., Wu, W., Lu, H., Chen, S., Zhang, D., 2024. Effect and control of foundation pit excavation on existint tunnels: A state-of-the-art review. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 147. https://doi.org/10.1016/j.tust.2024.105704
- Ma, F., Zhao, H., Zhang, Y., Guo, J., Wei, A., Wu, Z., Zhang, Y., 2012. GPS Monitoring and analysis of ground movement and deformation induced by transition from open-pit to underground mining. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 4, 82-87. Doi: 10.3724/SP.J.1235.2012.00082.
- Martin, C.D., Kaiser, P.K., McCreath, D.R., 1999. Hoek-brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels.
- Nguyen, P.M.V., Niedbalski, Z., 2016. Numerical modeling of open pit (op) to underground (ug) transition in coal mining. *Studia Geotechnica et Mechanica* 38, 35–48. doi:10.1515/sgem-2016-0023.
- Santis, F.D., 2019. Rock mass mechanical behavior in deep mines: in situ monitoring and numerical modelling for improving seismic hazard assessment.
- Shnorhokian, S., Mitri, H.S., Moreau-Verlaan, L., 2015. Stability assessment of stope sequence scenarios in a diminishing ore pillar. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 74, 103–118. doi:10.1016/j.ijmms.2014.12.005.
- Stacey, T.R., 1981. A simple extension strain criterion for fracture of brittle rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 18, 469–474.
- Villaescusa, E., 2014. *Geotechnical Design for Sublevel Open Stopping*. CRC Press. doi:10.1201/b16702.
- Wei, G., Feng, F., Cui, Y., Wang, X., Diao, H., Wu, Y., 2023. Research on the influence of foundation pit excavation on the lateral force and deformation of side shield tunnels based on full-scale experiments. *Tunnelling and Underground Space Technology* 140. https://doi.org/10.1016/j.tust.2023.105236

- Zhang, Y., 2007. Nonlinear rock mass behaviour and application to stability of underground haulage drift. Library and Archives Canada = Bibliotheque et Archives Canada.
- Zhang, Y., Mitri, H.S., 2008. Elastoplastic stability analysis of mine haulage drift in the vicinity of mined stopes. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 45, 574–593. doi:10.1016/j.ijrmms.2007.07.020.

INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.

The paper was published in the proceedings of the 17th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (XVII PCSMGE) and was edited by Gonzalo Montalva, Daniel Pollak, Claudio Roman and Luis Valenzuela. The conference was held from November 12th to November 16th 2024 in Chile.