



UNIVERSIDAD DE CHILE

FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DE MINAS

**EVALUACIÓN DE LA FORTIFICACIÓN EN LA EXCAVACIÓN DE LOS PUNTOS DE
VACIADO EN MINA EL TENIENTE**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL DE MINAS

DIEGO ENRIQUE ARAYA ERAZO

PROFESORA GUÍA:

MARÍA SOLEDAD CELIS REYES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

KIMIE SUZUKI MORALES

HANS GÖPFERT HIELBIG

SANTIAGO DE CHILE

2023

RESUMEN

Este trabajo se desarrolla para la Gerencia de Recursos Mineros y Desarrollo de la División El Teniente – Codelco y se centra en la evaluación del diseño de los puntos de vaciado construidos en la Zanja 33 de las Calles 45, 47 y 49 en la mina Recursos Norte (RN). La importancia de esta evaluación se sustenta en que la singularidad geométrica ocasionada por la construcción de los puntos de vaciado suscita problemáticas vinculadas con la pérdida de estabilidad, las que afectan la productividad planificada de una mina. Así, en el año 2019, se inicia la implementación de un nuevo sistema de fortificación que tiene por objetivo limitar los desplazamientos en el macizo rocoso, y así permitir que el Crown Pillar en sus zonas de mayor vulnerabilidad se mantenga estable y con capacidad de transmitir esfuerzos. Con ello se requiere evaluar el diseño de fortificación implementado en la excavación de los puntos de vaciado.

Para ello el trabajo se desarrolla en tres fases: preliminar, inspección en terreno y análisis de información. En la primera fase se considera la recopilación de datos históricos y estudios previos para una caracterización geomecánica. En la segunda, se realiza un reconocimiento en terreno de los daños estructurales en las estaciones de vaciado de forma cualitativa. Por último, en la fase de análisis de información se utilizan herramientas empíricas y de modelamiento numérico en 2D con el uso del software RS2, simulando material de tipo elástico sin fortificación y también plástico con fortificación.

En cuanto a la simulación de roca tipo elástica y sin fortificación, el esfuerzo principal mayor presenta las mayores magnitudes en las esquinas de las galerías, como también en los techos, llegando a valores máximos de 220 MPa. Además, se puede notar que en las paredes de las galerías se tiene la menor magnitud de esfuerzo principal mayor debido a la distribución de los esfuerzos. Para el esfuerzo principal menor se tienen valores negativos en todas las paredes de las galerías, expresando un desconfinamiento de estas zonas, como también el Strength Factor muestra valores menores a 1, considerando que corresponde a un análisis elástico.

En la simulación considerando material tipo plástico y una fortificación consistente en refuerzo (shotcrete) y soporte (cables), el esfuerzo principal menor expresa un mayor grado de estabilidad puesto a que no se presentan desconfinamientos en las paredes como lo visto en el caso anterior, es decir, se observan valores de σ_3 mayores que 0 para el contorno de la excavación del punto de vaciado. Los valores de Strength Factor corresponden a valores positivos y mayores a 1. En cuanto al desplazamiento total, se tiene que el mayor valor es despreciable y ocurre en la pared de la galería próxima a la batea, donde su magnitud es cercana a cero. Con ello se puede notar que la fortificación otorga una contención del movimiento del Pilar Corona.

La fortificación implementada permite restringir los movimientos del pilar corona, mostrando valores de esfuerzo principal menor, Strength Factor y desplazamiento totales, más estable, cumpliendo el objetivo de contener la inestabilidad causada por el desquince de un punto de vaciado, así, este diseño puede aplicarse en otras zonas para reducir los eventos de caídas de cuñas. Cabe destacar que la inestabilidad se presenta en mayor medida en las esquinas de las galerías donde se ubican los puntos de vaciado, y también, en la pared próxima a la batea, por lo que se recomienda realizar un análisis detallado del empalme muro-fortificación. Por otro lado, la información recopilada en este estudio no es suficiente para realizar un estudio estadístico.

ABSTRACT

This work is carried out for the Mining Resources and Development Management of the El Teniente Division - Codelco and is focused on the evaluation of the design of the ore pass points built in the Recursos Norte (RN) mine. The importance of this evaluation is because the geometric singularity caused by the construction of the ore pass points raises problems related to the loss of stability, which affect the planned productivity of a mine. Thus, in 2019, the RN mine began the implementation of a fortification system that aims to limit displacements in the rock mass, and thus allow the Crown Pillar in its most vulnerable areas to remain stable and capable of transmitting stresses. With this, it is necessary to evaluate the fortification design implemented in the excavation of the dump points.

For this purpose, the work is developed in three phases: preliminary, field inspection and information analysis. The first phase considers the collection of historical data and previous studies for a geomechanical characterization. In the second phase, a qualitative field survey of the structural damage in the ore pass stations is carried out. Finally, in the information analysis phase, empirical and 2D numerical modeling tools are used with the RS2 software.

Regarding the simulation of the elastic rock type and without fortification, the major principal stress presents the highest magnitudes in the corners, as well as in the ceilings of the galleries, reaching maximum values of 220 MPa. In addition, it can be noted that the walls of the galleries have the lowest magnitude of the major principal stress due to the distribution of the stresses. For the minor principal stress, negative values are found in all the walls of the galleries, expressing a deconfinement of these zones, as well as the Strength Factor shows values less than 1, considering that it corresponds to an elastic analysis.

The simulation considering plastic type material and a fortification consisting of reinforcement (shotcrete) and support, the lower principal stress expresses a higher degree of stability since there is no deconfinement in the walls as seen in the previous case, i.e., σ_3 values greater than 0 are observed for the contour of the excavation at the dump point. The Strength Factor values correspond to positive values greater than 1. As for the displacement, the highest value is negligible and occurs in the gallery wall near the trough, where its magnitude is close to zero. Thus, it can be noted that the fortification provides containment of the Corona Pillar movement.

The implemented fortification allows restricting the Crown Pillar movements, showing lower principal stress values, Strength Factor and total displacement, more stable, fulfilling the objective of containing the instability caused by a dump point. Thus, this design can be applied in other zones to reduce wedge fall events. It should be noted that instability occurs to a greater extent in the corners of the galleries where the ore pass points are located, and also, in the wall next to the trough, so it is recommended that a detailed analysis of the wall-fortification junction be carried out. On the other hand, the information gathered in this study is not sufficient to carry out a statistical study.

Dedicado a mi abuelo Eugenio, quien inculcó en mí el gusto por la ingeniería

TABLA DE CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN	1
1.1	Contexto y motivación.....	1
1.2	Objetivos.....	2
1.2.1	Objetivo general	2
1.2.2	Objetivos específicos.....	2
1.3	Metodología.....	2
1.4	Alcances.....	2
1.5	Estructura de la Memoria.....	3
2	ANTECEDENTES.....	4
2.1	Minería por hundimiento en Codelco, División El Teniente.....	4
2.1.1	Variantes de explotación del método Panel Caving.....	7
2.1.2	Geología del yacimiento.....	9
2.1.3	Geología estructural.....	11
2.2	Inestabilidades y riesgos geotécnicos en Mina El Teniente.....	13
2.2.1	Modos de inestabilidad en excavaciones subterráneas.....	13
2.2.2	Influencia de la variante de explotación en la estabilidad del macizo rocoso.....	14
2.2.3	Eventos de caídas de cuñas en Mina Recursos Norte y Mina Esmeralda	15
2.3	Diseño de los puntos de vaciado en División El Teniente.....	16
2.3.1	Geometría de los puntos de vaciado.....	17
2.3.2	Diseño de fortificación implementada en puntos de vaciado.....	20
2.3.3	Desempeño de fortificación implementada en Mina Esmeralda.....	24
2.4	Análisis de estabilidad en sistemas con fortificación	29
2.4.1	Métodos empíricos: Sistema Q de Barton aplicado en mina El Teniente	29
2.4.2	Métodos numéricos: RS2	31
3	METODOLOGÍA	33
3.1	Inspección en terreno del daño en los puntos de vaciado en Mina Recursos Norte	33
3.2	Análisis empírico del desempeño de los puntos de vaciado.....	33
3.2.1	Tiempo de autosoporte del techo.....	33
3.2.2	Sistema Q de Barton aplicado en mina El Teniente	34
3.3	Modelamiento numérico	35
3.3.1	Configuración del modelo numérico	35

4	RESULTADOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS	37
4.1	Inspección en terreno de Mina Recursos Norte (RN).....	37
4.1.1	Análisis en terreno de los daños presentes en los puntos de vaciado	37
4.2	Análisis empírico del desempeño de los puntos de vaciado	40
4.2.1	Tiempo de autoporte del techo.....	40
4.2.2	Sistema Q de Barton aplicado en mina El Teniente	41
4.3	Modelamiento numérico	43
4.3.1	Simulación sin fortificación considerando roca tipo elástica	44
4.3.2	Simulación con fortificación considerando roca tipo plástica.....	50
5	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	53
	BIBLIOGRAFÍA	55
	ANEXOS	56
	ANEXO A: Planos de fortificación diseñada para implementar en puntos de vaciado.....	56
	ANEXO B: Tabla Sistema Q de Barton (Barton et al., 1974)	57
	ANEXO C: Información levantada para cada uno de los puntos Mina RN	59

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Mapa de la Región de O'Higgins y ubicación del yacimiento El Teniente (Hitschfeld, 2006).....	5
Figura 2: Esquema de niveles de mina El Teniente (Constanzo et al., 2013).....	6
Figura 3: Esquema de Panel Caving con sistema LHD utilizado en El Teniente (Cavieres, 1999).7	
Figura 4: Esquema de Panel Caving con Hundimiento Convencional (Cavieres, 1999).....	8
Figura 5: Esquema Panel Caving con Hundimiento Previo (Cavieres, 1999).....	8
Figura 6: Esquema Panel Caving con Hundimiento Avanzado (Cavieres, 1999).....	9
Figura 7: Mapa de modelo litológico simplificado del yacimiento El Teniente (Klemm et al., 2007).....	10
Figura 8: Zona de Falla El Teniente (ZFT), limitada al norte por la Quebrada Teniente y al SE por la Falla Agua Amarga (Garrido, 1995).....	12
Figura 9: Vista de perfil CP señalando espesor entre PV y batea según variante de explotación utilizada.	14
Figura 10: Vista en planta del NP mostrando eventos de caídas de cuñas en minas RN y ME desde 2010 hasta 2018 (Celis, 2018).....	15
Figura 11: <i>Sobre excavación medida en terreno respecto al diseño implementado (Celis, 2018).</i>	16
Figura 12: Vista en planta de pilar en nivel de producción Mina Recursos Norte y desquinche para punto de vaciado (Plano: IM8-72919-1).....	18
Figura 13: Vista en planta de intersección con punto de vaciado en nivel de producción mostrando cortes transversales.	19
Figura 14: Vista en perfil sección A, B, C, D y E de pilar en nivel de producción y desquinche para punto de vaciado.	20
Figura 15: Esquema simple de funcionamiento de refuerzo implementado en Crown Pillar.	20
Figura 16: Vista en planta general de fortificación complementaria para puntos de vaciado RN (Plano: IM8-72919-1).....	21
Figura 17: Dimensiones en mm de planchuela nivel de producción (tipo B) y planchuela nivel de hundimiento (tipo A).	22
Figura 18: Vista en perfil de fortificación complementaria y empalme con muro existente y muro futuro (Plano: IM4-72919-0).....	23
Figura 19: Construcción de refuerzo en puntos de vaciado de C23 RN.....	24
Figura 20: Construcción de refuerzo de pernos, trabas y cables en C23 RN.	24
Figura 21: Vista en planta de los puntos de vaciado en Calles 45, 47 y 49 en Zanja 33.....	25
Figura 22: Fotos en terreno de Calle 45 OP 33 desde UCL (imagen a) y NP (imagen b).	26
Figura 23: Fotos en terreno de Calle 47 OP 33 Z42 desde NP (imagen a y b).	27
Figura 24: Fotos en terreno de Calle 47 OP 33 desde NP (imagen a y b).....	27
Figura 25: Fotos en terreno de Calle 49 OP 33 intersección Z42/Z43 (imagen a) y PV (imagen b).	29
Figura 26: Fotos en terreno de Calle 49 OP 33 intersección sur Z43 (imagen a) y Hw/Fw (imagen b).....	29

Figura 27: Vista en planta de Mina RN mostrando litología, ZT, y puntos de vaciado seleccionados con refuerzo implementado identificados con letras. Situación al 01/01/2022.....	37
Figura 28: Tipos de daños presentes en once puntos de vaciado seleccionados en Mina RN.	38
Figura 29: Nivel de daños en los puntos de vaciado seleccionados en Mina RN según la distancia al frente de hundimiento.	39
Figura 30: Cantidad de fallas y vetillas que pasan por el entorno de los puntos de vaciado.....	39
Figura 31: Nivel de daño según la cantidad de estructuras presentes en los puntos de vaciado. ...	40
Figura 32: Tiempo de estabilidad de excavaciones sin el uso de soporte.	41
Figura 33: Gráfico de soporte de Q de Barton de 1993, con la adición de la absorción de energía y el RRS en 2003 (N. Barton & Grimstad, 2004).....	43
Figura 34: Diseño 2D de sección transversal de nivel de producción, nivel de hundimiento y batea.....	44
Figura 35: Simulación 2D roca tipo elástica sin fortificación mostrando el esfuerzo principal mayor.....	46
Figura 36: Esfuerzo principal mayor en el contorno de la excavación en punto de vaciado para los casos de preminería, apertura de galería, y apertura de batea.	46
Figura 37: Simulación 2D roca tipo elástica sin fortificación mostrando el esfuerzo principal menor.....	47
Figura 38: Esfuerzo principal menor en el contorno de la excavación en punto de vaciado para los casos de preminería, apertura de galería, y apertura de batea.	47
Figura 39: Simulación 2D roca tipo elástica sin fortificación mostrando Strength Factor.	48
Figura 40: Strength Factor en el contorno de la excavación en punto de vaciado para los casos de preminería, apertura de galería, y apertura de batea.....	48
Figura 41: Simulación 2D roca tipo elástica sin fortificación mostrando el Desplazamiento Total.	49
Figura 42: Desplazamiento del contorno de la excavación en punto de vaciado para los casos de preminería, apertura de galería, y apertura de batea.....	49
Figura 43: Diseño 2D de sección transversal de nivel de producción, nivel de hundimiento y batea con fortificación implementada (soporte y refuerzo).....	50
Figura 44: Simulación 2D roca tipo plástica con fortificación mostrando el esfuerzo principal mayor.....	51
Figura 45: Simulación 2D roca tipo plástica con fortificación mostrando el esfuerzo principal menor.....	51
Figura 46: Simulación 2D roca tipo plástica con fortificación mostrando Strength Factor.	52
Figura 47: Simulación 2D roca tipo plástica con fortificación mostrando el Desplazamiento Total.	52

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Proyectos de la División El Teniente con inicio de producción desde el año 2015 (Oyanader, 2016).....	7
Tabla 2: Colapsos en función de la variante de explotación (Quezada & Zepeda, 2018).....	14
Tabla 3: Áreas en planta del diseño del pilar y del desquinche en nivel de producción en Mina Recursos Norte.	17
Tabla 4: Valores de ESR según el tipo de excavación en estudio (Barton et al., 1974).....	30
Tabla 5: Clasificación del mineral de cobre primario de la mina El Teniente según el Sistema Q para sector de Hw y Fw (Brzovic, 2010).....	31
Tabla 6: Clasificación de macizo rocoso según sumatoria de Sistema RMR.	34
Tabla 7: Tiempo de estabilidad de una excavación libre de la cohesión de la roca y ángulo de fricción según Sistema RMR.....	34
Tabla 8: Configuración de la grilla en RS2.	36
Tabla 9: Esfuerzos in situ en RS2, considerando un campo de esfuerzos constante.....	36
Tabla 10: Propiedades de roca intacta CMET en RS2, considerando el criterio de Mohr Coulomb.	36
Tabla 11: Propiedades de roca fragmentada en RS2, considerando el criterio de Mohr Coulomb.	36
Tabla 12: RMR _B aplicado en mina El Teniente para mineral primario (Brzovic, 2010).	40
Tabla 13: Parámetros para caracterización Sistema Q.	42

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Contexto y motivación

Los puntos de vaciado son parte fundamental de las estructuras en roca que se requieren para el desarrollo del proceso minero en una mina de Panel Caving, los cuales se construyen en los pilares del nivel de producción en hileras equidistantes según sea el requerimiento de la mina. Estos cumplen con la función de servir como conducto de traspaso de mineral desde el nivel de producción hacia el nivel de acarreo. Sin embargo, al construirse en los pilares se ve afectada la estabilidad al alterar la geometría del pilar, quedando de menor área en comparación a los pilares del entorno y aumentando la luz en las intersecciones donde se construyen estas estaciones. Otros efectos se relacionan al desconfinamiento en zonas centrales de la bóveda debido al avance del frente de hundimiento y alzas sísmicas, la presencia de estructuras geológicas, y en último término la reducción del espesor del Crown Pillar por el desquinche que se requiere para la instalación del punto de vaciado. A todo lo anterior, se suma la posible sobre excavación por causas operacionales durante la etapa constructiva.

La singularidad geométrica ocasionada por la construcción de los puntos de vaciado suscita problemáticas vinculadas con la pérdida de estabilidad, las que afectan la productividad planificada de una mina. El principal efecto adverso se relaciona a recurrentes caídas de cuñas desde la zona de mayor luz donde se emplaza el punto de vaciado, las cuales interfieren con la operación, llegando incluso a la pérdida total de esos puntos. Por ello, el estudio y control de estabilidad en estas zonas tienen un carácter sustancial para el desarrollo óptimo del plan de producción.

Este trabajo se desarrolla para la Gerencia de Recursos Mineros y Desarrollo de la División El Teniente – Codelco y se centra en la evaluación del diseño de los puntos de vaciado construidos en la mina Recursos Norte. En el año 2019, en este sector se inicia la implementación de un sistema de fortificación que tiene por objetivo limitar los desplazamientos en el macizo rocoso, y así permitir que el Crown Pillar en sus zonas de mayor vulnerabilidad se mantenga estable y con capacidad de transmitir esfuerzos. Este sistema de fortificación tiene en cuenta la implementación de refuerzos y soportes. El refuerzo es suministrado por cables dobles tensados al interior de la roca, que van desde el piso del nivel de hundimiento hasta el sistema soportante en el nivel de producción, consolidando de esta forma el Crown Pillar. Por el otro lado, el sistema soportante considera el uso de shotcrete armado a través de mallas electrosoldadas, formando así una bóveda soportante. En el diseño de la fortificación realizado en estudios previos se contemplan etapas de modelamiento numérico mediante elementos finitos en el software SAP2000.

En el sector estudiado, correspondiente a una zona de la mina Recursos Norte, existe un total de 29 puntos de vaciados de los cuales 16 de ellos cuentan con el sistema de fortificación mencionado anteriormente. Debido a que se pretende implementar la fortificación descrita anteriormente en las nuevas excavaciones de puntos de vaciado, es necesario realizar una evaluación que indique si este diseño cumple con el objetivo, y que permita proponer mejoras a futuro. En este contexto, en este capítulo se presenta a continuación los objetivos, metodología, alcances y estructura del trabajo.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

- Evaluar el diseño de fortificación implementada en la excavación de los puntos de vaciado de la mina Recursos Norte de la División El Teniente, considerando que este cumpla con limitar los desplazamientos al interior del macizo rocoso y permitiendo que el Crown Pillar se mantenga estable.

1.2.2 Objetivos específicos

- Recopilar información y describir el comportamiento histórico de las excavaciones en los puntos de vaciado para aseverar vulnerabilidad geomecánica debido a la singularidad geométrica.
- Analizar la estabilidad de los puntos de vaciado mediante herramientas empíricas y modelamiento numérico considerando fortificación implementada.
- Evaluar la suficiencia de la fortificación implementada y determinar posibles mejoras en su diseño.

1.3 Metodología

El trabajo se desarrolla en tres fases: preliminar, inspección en terreno y análisis de información. En la primera fase se considera la recopilación de datos históricos y estudios previos para una caracterización geomecánica. En la segunda, se realiza un reconocimiento en terreno de los daños estructurales en las estaciones de vaciado de forma cualitativa. Por último, en la fase de análisis de información se utilizan herramientas empíricas y de modelamiento numérico en 2 dimensiones con el uso del software RS2.

1.4 Alcances

En cada fase, los alcances de este trabajo son:

- Fase preliminar: se consideran representativos, para una caracterización geomecánica, los datos históricos y estudios previos realizados en la Mina Recursos Norte. Además, el estado de esfuerzos in-situ, el modelo litológico y el modelo geológico estructural se obtienen de informes internos de la empresa, por lo que no se consideran campañas de levantamiento de datos, es decir, levantamiento topográfico, sondajes y ensayos de laboratorio.
- Fase de inspección en terreno: se hace un reconocimiento de los daños estructurales en las estaciones de vaciado de forma cualitativa. A partir de este reconocimiento se hacen simplificaciones respecto a las características litológicas y geológicas presentes en la Mina Recursos Norte. Se considera que una única litología, el complejo máfico El Teniente (CMET), es representativa del sector, lo cual es aceptable debido al dominio de

esta en el entorno. En cuanto a las discontinuidades, no se consideran vetillas y estructuras menores en el macizo rocoso, reduciendo la importancia a estructuras principales.

- Fase de análisis de información: se emplean herramientas empíricas y de modelamiento numérico en dos dimensiones mediante elementos finitos. Para esto último, se hace uso del software RS2.

1.5 Estructura de la Memoria

- **Capítulo 1: Introducción:** Se expone el contexto del trabajo, y con ello, la motivación que hay en el desarrollo de este estudio. Esto se logra mediante una breve explicación de la problemática que propone la necesidad de su realización. Luego, se establece el objetivo general que plantea la solución al problema principal que se persigue, para continuar con los objetivos específicos que abordan las metas concretas necesarias para la consecución del objetivo general. Se señala, de manera general, las fases de la metodología. Por otra parte, se establecen los alcances de este trabajo, donde se exponen las restricciones, simplificaciones y el nivel de complejidad del estudio. Este capítulo termina con señalar la estructura de la Memoria, con una descripción sucinta de cada capítulo que la componen.
- **Capítulo 2: Antecedentes.** Se presentan los conceptos necesarios para desarrollar el trabajo y los antecedentes generales de faena, tales como: la definición de la minería por hundimiento, riesgos e inestabilidades geotécnicas en este tipo de minería, descripciones geométricas de los puntos de vaciado, la descripción de la fortificación implementada recientemente y su desempeño en Mina Esmeralda.
- **Capítulo 3: Metodología.** Se exponen los pasos a seguir para cumplir los objetivos de este trabajo. Primero, se comienza con la inspección en terreno en Mina Recursos Norte, para continuar con un análisis empírico del desempeño de los puntos de vaciado. En este paso se calcula el tiempo de autosoporte del techo, y también el Sistema Q de Barton. Luego, el paso final, corresponde a la realización de un modelamiento numérico de la fortificación y la zona de interés.
- **Capítulo 4: Resultados.** Se muestran los resultados del desarrollo de la metodología junto a los análisis de estos, es decir, se comienza con el detalle de la inspección en terreno y los daños observados en los puntos de vaciado, en cuanto al análisis empírico se presentan los gráficos de tiempo de estabilidad de excavaciones sin el uso de soporte, y el gráfico de soporte de Q de Barton de 1993. Finalmente, se muestran y analizan las simulaciones realizadas en RS2.
- **Capítulo 5: Conclusiones y recomendaciones.** Se presentan las conclusiones más relevantes del trabajo realizado, para luego responder si se cumplen los objetivos planteados. Además, se mencionan las recomendaciones para próximos trabajos.

2 ANTECEDENTES

Esta sección presenta los antecedentes necesarios para desarrollar este trabajo. Se comienza con una descripción de los antecedentes más relevantes de la mina El Teniente relacionados con la minería por hundimiento, inestabilidades y riesgos geotécnicos, propiedades geotécnicas del macizo rocoso, descripción de la geometría de los puntos de vaciado, comentarios sobre la Influencia de la variante de explotación en la estabilidad del macizo rocoso, eventos de caídas de cuñas en Mina Recursos Norte y Mina Esmeralda, diseño de fortificación implementada en puntos de vaciado, y desempeño de fortificación implementada en Mina Esmeralda.

2.1 Minería por hundimiento en Codelco, División El Teniente

La génesis de empresa Codelco se remonta a 1966 durante el proceso de chilenización de la gran minería del cobre, cuando se crea la Corporación del Cobre. Esta Corporación tenía por función representar al Estado de Chile en los directorios de las sociedades mixtas de los yacimientos de El Teniente, Andina, Exótica, Chuquicamata y El Salvador. En 1970 a través de esta Corporación, el Estado controlaba el 51% de cada una de las compañías mixtas. En 1971, durante el gobierno de Salvador Allende, el Congreso aprueba la enmienda sobre la Nacionalización de la Gran Minería del Cobre, caratulada como Ley N°17.450.

De esta forma queda establecido que “El Estado tiene el dominio absoluto, exclusivo, inalienable e imprescriptible de todas las minas, las covaderas, las arenas metalíferas, los salares, los depósitos de carbón e hidrocarburos y demás sustancias fósiles, con excepción de las arcillas superficiales”. Es decir, los bienes e instalaciones de las sociedades pasaron a ser en su totalidad propiedad del Estado de Chile, explotando de forma directa los yacimientos.

Ante las nuevas atribuciones adquiridas se dictan en 1976 los decretos de ley 1.349 y 1.350, los cuales dividen la Corporación en dos organizaciones independientes, correspondientes a la Comisión Chilena del cobre (Cochilco) y la Corporación Nacional del Cobre de Chile (Codelco), siendo esta última la empresa del Estado encargada de la producción, y que agrupa los yacimientos existentes en una sola corporación minera, industrial y comercial, con personalidad jurídica y patrimonio propio. Así, Codelco surge como una empresa estatal autónoma productora y comercializadora de cobre, que hoy ofrece productos refinados como cátodos de cobre con 99.99% de pureza, no refinados como concentrados de cobre, concentrados de cobre tostados, ánodos y blíster, también subproductos como molibdeno y ácido sulfúrico. La empresa, el año 2021 alcanzó una producción de 1.618.266 tmf, correspondiente al 28%, aproximadamente, de la participación nacional.

Actualmente, la empresa está organizada en siete divisiones; Andina, El Teniente, El Salvador, Chuquicamata, Radomiro Tomic, Ministro Hales, Gabriela Mistral, más la fundición y refinería Ventanas (en proceso de cierre por daños medioambientales) y la Casa Matriz que se encuentra en Santiago. Este trabajo se desarrolla en la División El Teniente ante el requerimiento de la Gerencia de Recursos Mineros y Desarrollo, por lo que a continuación el estudio se centra en el caso particular de esta División. La División El Teniente está ubicada en la comuna de Machalí en la Región del Libertador General Bernardo O’Higgins a 50 kilómetros de la ciudad de Rancagua, provincia de Cachapoal, a 2300 msnm, con situación 70°21’ longitud oeste y 34°14’ latitud sur;

siendo la operación subterránea de este yacimiento de cobre la más grande del mundo en su tipo con más de 4.500 kilómetros de galerías subterráneas, y además cuenta con una operación en modalidad a cielo abierto. En la Figura 1 se tiene un mapa de la Región de O'Higgins donde se muestra la ubicación de la Mina El Teniente.

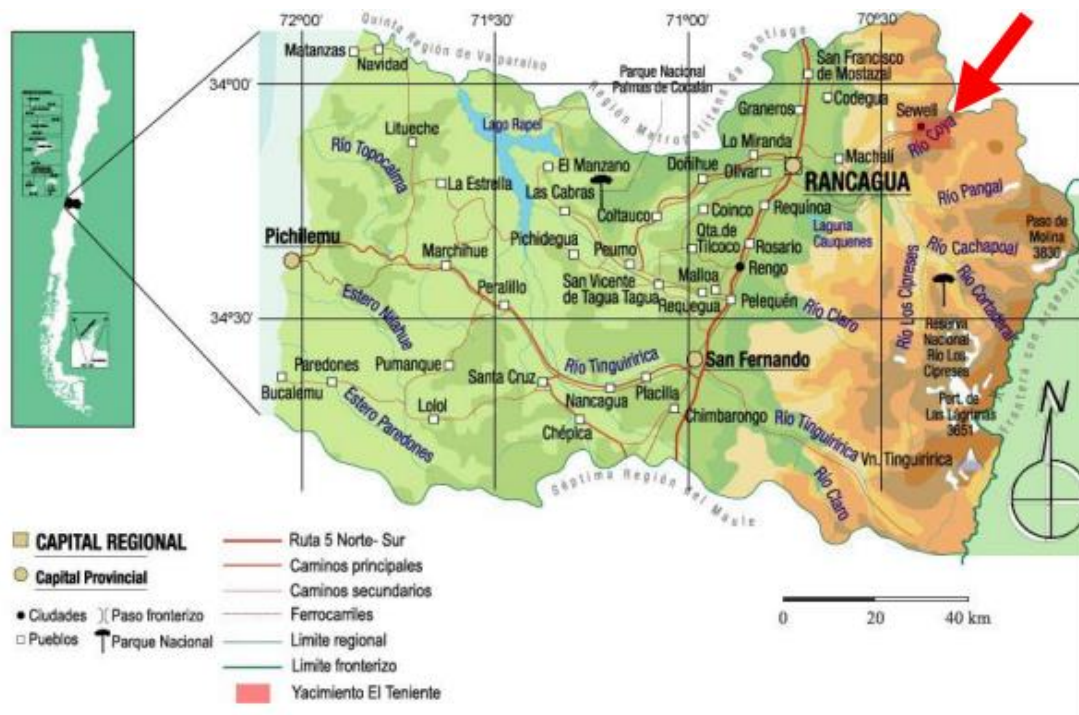


Figura 1: Mapa de la Región de O'Higgins y ubicación del yacimiento El Teniente (Hitschfeld, 2006).

El yacimiento se formó en un intenso proceso tectónico generando altos esfuerzos in situ, siendo así, la consecuencia de sucesivos eventos de deformación, intrusión, alteración y mineralización. En el centro del cuerpo mineralizado está ubicada la Brecha Braden, la cual corresponde a un complejo de brechas que presenta la forma de un cono invertido con un diámetro de 1,2 km en superficie, que disminuye a 700 m a una altitud de 1900 msnm (Cuadra, 1986). En esta estructura es en donde se ubican las principales instalaciones del yacimiento, tales como la sala de chancado primario, barrio cívico, piques de acceso, talleres de mantenimiento, servicios, entre otros.

El comienzo de operaciones en El Teniente se remonta al año 1906, y a lo largo de su historia se han utilizado distintos métodos de explotación dependiendo de las características del mineral de cada sector productivo, y de la producción requerida. Los métodos aplicados van desde los no mecanizados como Shrinkage Stopping, y la recuperación de pilares con Pillar Caving, pasando por Block Caving, hasta finalmente, debido a cambios en las propiedades físicas y mecánicas de las rocas, se ha precisado la mecanización de las labores mineras con el actual método de Panel Caving.

Así, en 1940 se implementa el método Block Caving en la zona de enriquecimiento secundario del yacimiento, lo que permite la extracción y traspaso manual del mineral. Luego, para el inicio de la explotación mineral primario, en la década de 1970, se utilizó el mismo sistema de Block Caving con extracción manual lo que ocasionó dificultades debido a las grandes colpas de mineral producidas, lo que significó una caída de la productividad. En el año 1982 se comienza a

emplear el método Panel Caving con extracción mecanizada mediante equipos LHD (Load Haul Dump) en mineral primario.

Tal como se muestra en la Figura 2, actualmente los sectores productivos se encuentran alrededor de la “Pipa” o Brecha Braden, los cuales destacan Esmeralda, Diablo Regimiento, Sur Andes Pipa, Dacita, Teniente 4 Sur, Pilar Norte, Pipa Norte, Recursos Norte, Diamante y Andesita, además del Rajo Sur y el Nuevo Nivel Mina. Es de particular interés para este trabajo el sector Recursos Norte, el cual cuenta con reservas de mineral estimadas en 157 millones de toneladas con una ley media de cobre igual a 0,75%.

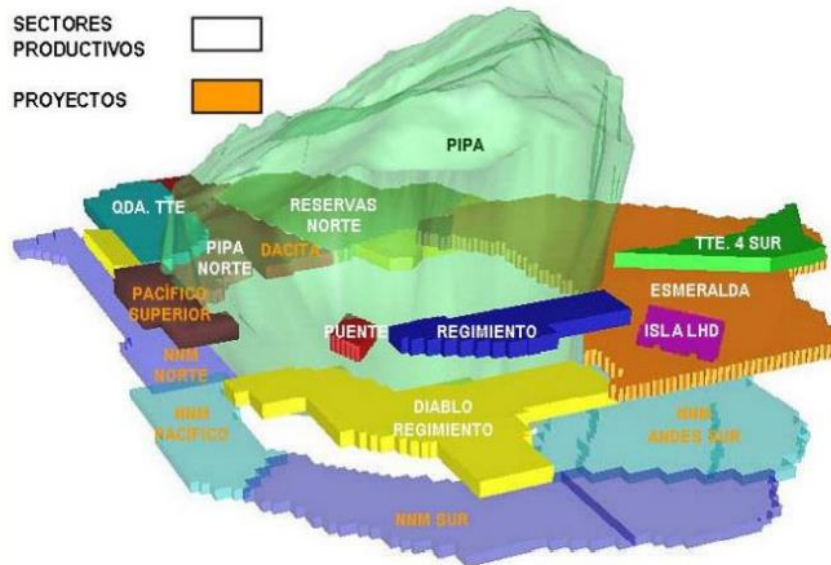


Figura 2: Esquema de niveles de mina El Teniente (Constanzo et al., 2013).

En la Tabla 1 se muestran los principales proyectos con inicio de producción entre los años 2015 y 2020, junto a las variantes de explotación seleccionado para cada uno de ellos. Tres de estos proyectos establecen un método de Panel Caving con Hundimiento Avanzado, mientras que cinco proyectos consideran Panel Caving con Hundimiento Convencional con Fracturamiento Hidráulico. Este último método es el que se utiliza ampliamente en los nuevos proyectos de El Teniente. Cabe señalar que las variantes de explotación se describen en la siguiente sección que corresponde a la 2.1.1 y en la sección 2.1.2 se describe la geología del yacimiento.

Tabla 1: Proyectos de la División El Teniente con inicio de producción desde el año 2015 (Oyanader, 2016).

Proyecto	Método de Explotación	Cota NP (m.s.n.m)	Inicio Producción	Año Término	Ley Media Cu (%)
New Det	PCHA	2.190	2015	2017	0,88
Extensión Pipa Norte	PCHA	2.102	2016	2020	0,84
Panel 2 Esmeralda	PCHA (FH)	2.179	2016	2026	1,05
Pacífico Superior	PCHC (FH)	2.247	2016	2022	0,89
Extensión Norte	PCHC (FH)	2.193	2017	2024	1,05
Esmeralda Fw	PCHC (FH)	2.193	2018	2023	0,59
Recursos Norte	PCHC (FH)	2.102	2020	2041	0,75
Nuevo Nivel Mina	PCHC (FH)	1.880	2020	2070	0,99

2.1.1 Variantes de explotación del método Panel Caving

Panel Caving es un método de explotación masiva de mineral, en el cual se debe realizar una socavación en la base de un cuerpo mineralizado subdividido en paneles mediante perforación y tronadura, con lo que se inducen fracturas y la posterior propagación de estas gracias a la gravedad. El frente de avance del quiebre se denomina frente de hundimiento, que es de especial interés por los esfuerzos inducidos que produce en sus inmediaciones, determinando de este modo las zonas de relajación, transición y preminería, tal como se observa en la Figura 3.

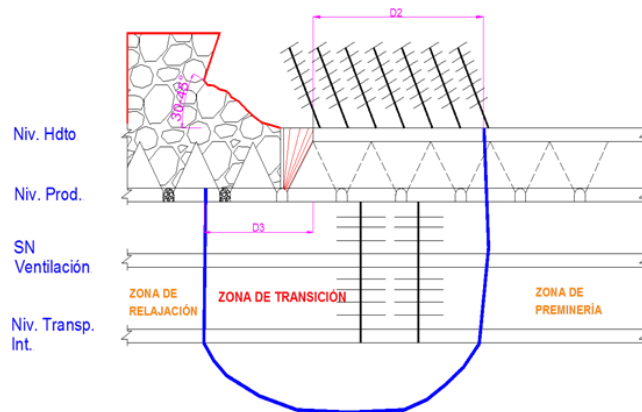


Figura 3: Esquema de Panel Caving con sistema LHD utilizado en El Teniente (Cavieres, 1999).

Debido a la profundización de los sectores productivos, y al consecuente mineral a extraer más competente, el Panel Caving representa la metodología de explotación más utilizada en El Teniente. Así, la secuencia de explotación involucra el desarrollo y la construcción de galerías de producción (NP), un nivel de hundimiento o UCL (Undercutting Level) por sobre el NP, y un nivel de manejo del mineral.

El conocimiento adquirido con el uso del método de Panel Caving indica que el avance del frente de hundimiento se relaciona en forma directa con los daños producidos en las galerías que están bajo el nivel de hundimiento (Karzulovic, 2001). Debido a lo anterior es que se han ideado

distintas variantes de hundimiento, las que se diferencian por la secuencia de desarrollo de las labores productivas, es decir, la temporalidad de la tronadura de socavación relativa al desarrollo de las labores del nivel de hundimiento (UCL), el nivel de producción (NP), y a la apertura de las bateas. Las variantes de hundimiento más importantes en El Teniente son el Panel Caving con Hundimiento Convencional (PCHC), el Panel Caving con Hundimiento Previo (PCHP), y el Panel Caving con Hundimiento Avanzado (PCHA), los que se describen a continuación:

- Panel Caving con Hundimiento Convencional:** En esta variante el frente de hundimiento coincide con el frente de extracción, y a su vez se preparan una o dos líneas de bateas por delante del frente de hundimiento, desarrollándose mediante abanicos de tiros largos tal como se aprecia en la Figura 4. Se tiene una socavación alta, con perforación del tipo radial desde el nivel de hundimiento. Quezada & Zepeda (2018) señalan que el factor de intensidad del abutment stress es del orden de tres a cuatro veces el esfuerzo en preminería en el nivel de producción (NP). Como consecuencia se tiene que la incorporación de bateas, en cuanto a estabilidad, es la operación más compleja de esta variante.

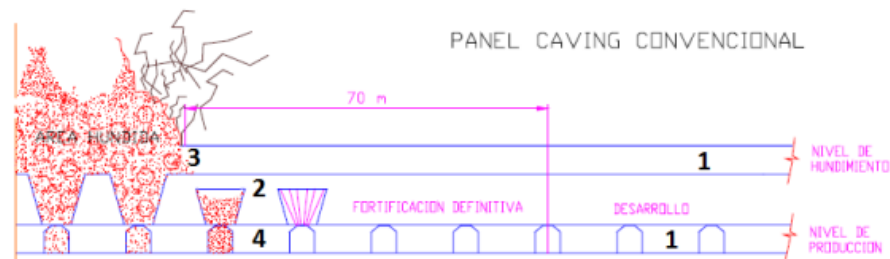


Figura 4: Esquema de Panel Caving con Hundimiento Convencional (Cavieres, 1999).

- Panel Caving con Hundimiento Previo:** En esta variante de hundimiento el frente de socavación va adelantado con respecto al avance del frente de extracción y a las labores del nivel de producción como se muestra en la Figura 5. Se abren las bateas bajo la zona socavada, desarrollándose de forma anticipada al paso de la socavación. El objetivo de esta secuencia es disminuir el efecto de la concentración de esfuerzos en las labores cercanas al frente de hundimiento. Así, la socavación es baja con perforaciones radiales laterales de baja altura.

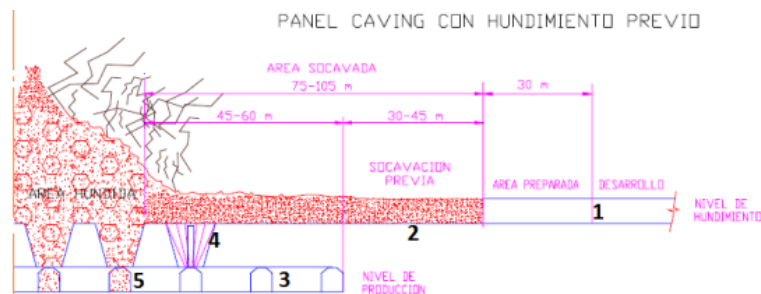


Figura 5: Esquema Panel Caving con Hundimiento Previo (Cavieres, 1999).

- Panel Caving con Hundimiento Avanzado:** En esta variante el nivel de hundimiento se construye sobre un nivel de producción parcialmente desarrollado, dejando galerías de zanjas y bateas para ser excavadas bajo un área socavada, es decir, solamente se tienen las

calles de producción ya construidas, esto se puede observar en la Figura 6. La principal ventaja, respecto al hundimiento previo, es que proporciona una mayor flexibilidad en el desarrollo del nivel de producción. La socavación es de baja altura en el nivel de hundimiento, y se va avanzando con el frente hasta alcanzar una cierta distancia por delante del futuro frente de extracción.

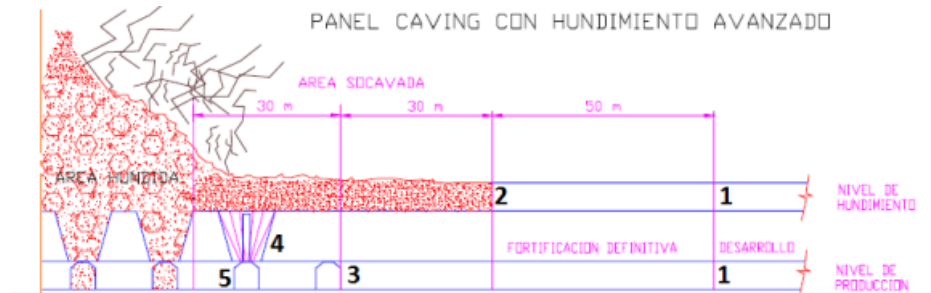


Figura 6: Esquema Panel Caving con Hundimiento Avanzado (Cavieres, 1999).

2.1.2 Geología del yacimiento

En el yacimiento, destacan principalmente 6 unidades litológicas principales, las cuales se presentan en la Figura 7 y se detallan a continuación:

- **Complejo Máfico El Teniente (CMET):** Vry et al. (2010) señalan que el Complejo Máfico El Teniente comprende rocas de color verde oscuro y/o negro con texturas afaníticas, porfíricas y más gruesas, equigranulares. Se agrupan en esta clasificación diabasas, gabros, basaltos, pórfidos basálticos, y andesitas basálticas; siendo estas rocas las de mayor distribución en el yacimiento, alojando un 80% de la mineralización. Burgos (2002) indica que esta litología cuenta con una extensión de más de 2 km en vertical, 2,4 km de ancho y 1,2 de largo.
- **Complejo Félsico:** Ramírez (2012) establece que esta clasificación reúne a un conjunto de intrusivos subverticales con forma de stocks, apófisis relativamente tabulares y diques. Dentro de esta clasificación se encuentra el Pórfido Dacítico, el cual tiene una orientación general norte-sur, y se ubica en la parte norte del yacimiento, tal como puede observarse en la Figura 7. Este intruye al CMET, presentando contactos nítidos e irregulares, brechosos o bien transicionales. También se halla en esta categoría la Tonalita, la cual se ubica en el sector sureste del yacimiento como un cuerpo intrusivo al CMET. Otras dos clasificaciones son el Pórfido Diorítico y el Pórfido Microdiorítico que corresponden a facies de alteración cuarzo-sericítica de la Tonalita.
- **Complejo Brecha Braden:** Corresponde a una chimenea volcánica con forma de cono invertido, con su flanco oriental subvertical, mientras el resto posee una inclinación de 60° a 70° hacia el centro del cuerpo (Cuadra, 1986). Además, este complejo está constituido por dos divisiones, la Unidad de Brecha Braden, compuesta por fragmentos redondeados y subredondeados polimícticos en matriz de polvo de roca y cemento de sericita; y la Unidad de Brecha Marginal, la cual posee forma de anillo y rodea a la primera, con un espesor promedio de 50 a 60 m, disminuyendo en profundidad, hasta unos 5 a 10 m.

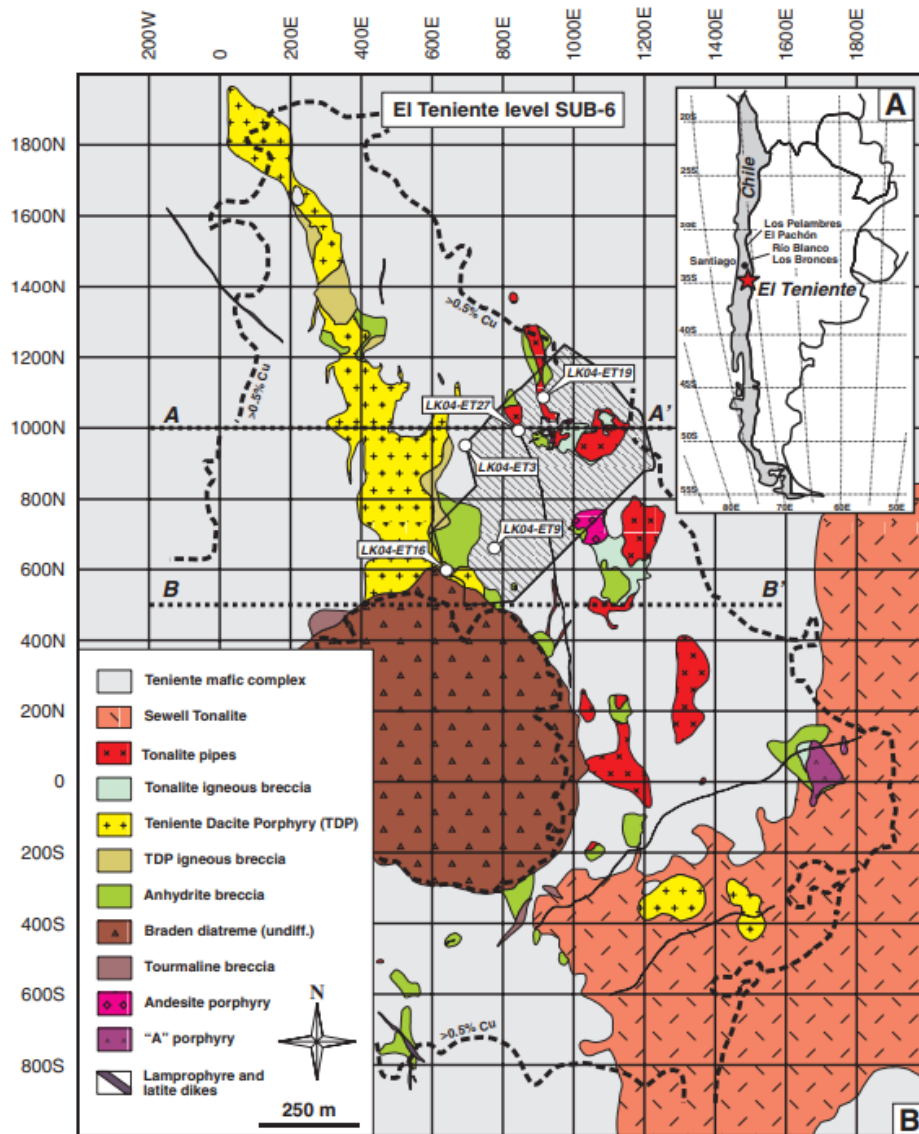


Figura 7: Mapa de modelo litológico simplificado del yacimiento El Teniente (Klemm et al., 2007).

- Cuerpos de Brecha:** En esta clasificación se encuentran cuatro tipos de brechas, que se diferencian entre sí de acuerdo con los minerales que componen su matriz. De esta forma se tienen las Brechas de anhidrita, que se ubican en el sector NE y SE del yacimiento, sus fragmentos son polimícticos de rocas máficas y félsicas alteradas, mientras que el cemento es principalmente de anhidrita. Las Brechas de turmalina se concentran en el norte de la Chimenea de Brechas Braden y corresponden a brechas polimícticas donde el cemento está conformado principalmente por turmalina, mientras que los fragmentos son rocas máficas y félsicas alteradas. Las Brechas de biotita tienen el cemento compuesto por biotita y los fragmentos de las rocas máficas o félsicas están fuertemente biotitizados. Las Brechas ígneas se ubican preferentemente en los contactos entre CMET y los pórfidos del Complejo Félsico que lo intruyen, luego, la matriz puede variar en distintas concentraciones de biotita, anhidrita, feldespato y cuarzo (Ramírez, 2012).

- **Intrusivos Menores:** Constituyen cuerpos de ocurrencia restringida y volumétricamente menos importante en el yacimiento. En esta clasificación se encuentra el Pórfido Latítico, el cual se presenta como diques anulares de poca potencia, de 2 a 6 m aumentando a 15 m en profundidad, cerca de la Chimenea de Brecha Braden. Se reconoce como cuerpos irregulares, discontinuos y autobrechizados. Por otro lado, también a esta clasificación pertenecen los Diques de Lamprófito, los cuales son cuerpos tabulares de potencia baja (1 a 2 m), rumbo variado y manteo subvertical; de textura porfídica fina compuesta por fenocristales aciculares de hornblenda y masa fundamental microcristalina traquítica compuesta por microlitos de augita y labradorita.
- **Dique de andesita:** Cuerpo de forma tabular de muy baja potencia, entre 0.52 a 1 m, con rumbo N60°E y corrida de 500 m. El color de esta roca es gris negro, y presenta textura porfídica.

2.1.3 Geología estructural

El yacimiento presenta variadas discontinuidades geológicas que influyen en la competencia del macizo rocoso, existen discontinuidades de gran escala como fallas principales, pasando por planos de estratificación, hasta una escala más reducida, teniéndose vetas y vetillas.

En particular las vetillas son discontinuidades geológicas selladas por un relleno mineral, el cual es originado por la acción de soluciones hidrotermales, las que además pueden generar un halo de alteración en la roca caja. La mayoría de las estructuras son vetillas selladas con rellenos muy competentes (Ramírez, 2012). Estas estructuras son de tipo stockwork, predominantes en la roca primaria y alojan a más del 80% de la mineralización de cobre en el yacimiento. Además, se indica que las vetillas selladas de la División se pueden clasificar en tres tipos, según espesor o potencia; mineralogía, alteración y relación de contacto; y según la extensión de la traza, lo cual se detalla a continuación:

- **Espesor de la vetilla:** Según los Estándares y Metodología de Trabajo para Geología de Minas elaborado por Superintendencia de Geología de la División El Teniente (SGL-I-123/03, 2003), las estructuras de este tipo se pueden diferenciar según su espesor entre Vetas si son estructuras rectilíneas de longitud mayor al largo de la preparación microscópica (4.5 cm), y ancho superior a los 3 mm; Vetillas si tienen espesor entre 1 a 3 mm y longitud igual o mayor a 2.5 cm; y Microvetillas a las estructuras de longitud variable y ancho inferior a 1 mm.
- **Extensión de la traza de la vetilla:** Según los Estándares y Metodología de Trabajo para Geología de Minas elaborado por Superintendencia de Geología de la División El Teniente (SGL-I-123/03, 2003), se clasifican las vetillas según 3 clases dependiendo de la extensión de la traza, las cuales son las Vetillas Mayores que se extienden sobre 100 m, las Vetillas Intermedias que presentan traza entre 4 y 100 m, y finalmente, las Vetillas Menores que tienen traza menor a 4 m.
- **Mineralogía, alteración y relaciones de contacto:** Las vetillas se han clasificado atendiendo a la complejidad creciente de su textura, mineralización, abundancia y

alteración. Empíricamente, se diferencian tres categorías denominadas: Etapa Tardímagmática TM, Etapa Hidrotermal Principal HP y Etapa Hidrotermal Tardía HT.

Por otro lado, Garrido (1995) menciona que el yacimiento se encuentra ubicado en una compleja zona de cizalle que presenta características distritales con una orientación aproximada de N65°E, denominada Zona de Falla El Teniente (ZFT). Se tienen tres dominios estructurales constituidos en su mayoría por fallas de rumbo con manteo subvertical, el Dominio N60°E; el Dominio N50°W; y el Dominio N20°E. La ZFT presenta una extensión de 14 km y 3 km de ancho, limitando al norte con la Quebrada Teniente y al sur con la Falla Agua Amarga tal como se observa en la Figura 8.

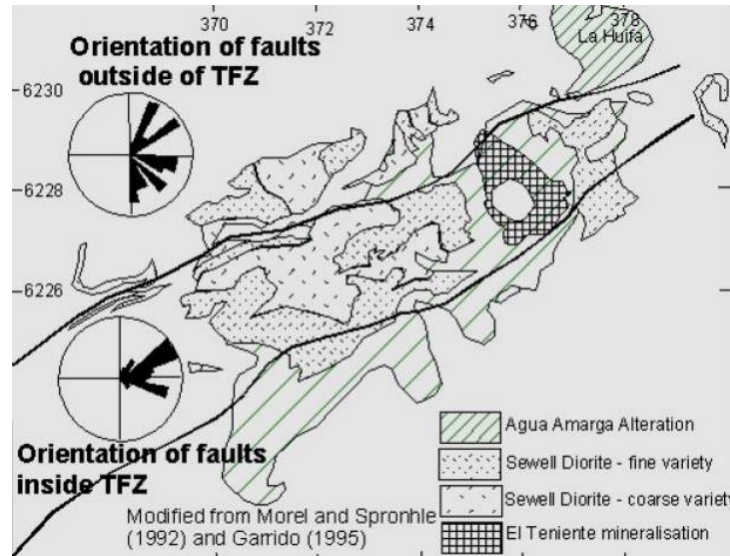


Figura 8: Zona de Falla El Teniente (ZFT), limitada al norte por la Quebrada Teniente y al SE por la Falla Agua Amarga (Garrido, 1995).

Más específicamente en las labores de la mina, se reconoce un sistema de fallas y vetas de orientación preferencial NE-SW y un sistema secundario de orientación NW-NE (Seguel et al., 2007). Además, se tiene que la mayoría de las fallas de la Mina están rellenas por minerales hidrotermales tardíos en distintas proporciones. Las fallas están constituidas por varios segmentos ondulados que no siempre presentan continuidad vertical significativa. Las geometrías observadas incluyen segmentaciones de fallas, sistemas anastomosados (unión de estructuras) de alto ángulo, estructuras tipo dúplex, terminaciones en cola de caballo y jogs dilatacionales, que en conjunto son similares a las descritas en sistemas dominados por movimientos en el rumbo. En la mina se distinguen los siguientes cuatro tipos de falla (Seguel et al., 2007):

- El primer tipo es la Falla N1, la cual presenta una orientación N80°E, unos 800 m de longitud y manteo subvertical al sur. Tiene una geometría tipo espina de pescado con cola de caballo en ambos extremos.
- El segundo tipo corresponde al Sistema de Falla B de orientación N60°W, unos 700 m de longitud y manteo subvertical al este, está conformada por una estructura mayor y un conjunto de fallas subsidiarias que conectan entre sí conformando una red anastomosada de fallas.
- El tercer tipo son las Fallas y Diques con geometrías sigmoidales indicativas de cizalle.
- El cuarto tipo son las Fallas de bajo ángulo inversas de orientación N50°W.

2.2 Inestabilidades y riesgos geotécnicos en Mina El Teniente

En una mina subterránea las labores productivas se desarrollan a través de estructuras realizadas en roca, es decir, excavaciones o túneles tales como galerías, rampas, pozos de ventilación, piques, chimeneas, puntos de vaciado, entre otros, que funcionan para cumplir tareas tanto de servicio como también operaciones directamente relacionadas con la extracción de mineral. En las excavaciones subterráneas se puede producir la rotura del terreno alrededor de la excavación, a partir de inestabilidades como convergencia excesiva, hundimientos y estallidos de roca, entre otros. El conocimiento de la magnitud y dirección del estado tensional del terreno es una parte esencial del diseño de excavaciones subterráneas, pues en muchos casos los esfuerzos inducidos alrededor de la excavación superan a la resistencia del macizo rocoso.

2.2.1 Modos de inestabilidad en excavaciones subterráneas

Los modos de inestabilidad o falla dependen tanto de la resistencia del macizo rocoso, como también de los niveles tensionales a los cuales se ve sometido. Madariaga (2015) identifica 3 modos de inestabilidad o falla que se pueden producir en las excavaciones subterráneas, las cuales corresponden a inestabilidad por plastificación o fluencia, inestabilidad estructural o por discontinuidades, y roturas frágiles.

- **Inestabilidad por plastificación o fluencia:** En macizos rocosos de baja resistencia (comparada con el nivel tensional), la inestabilidad alrededor de una excavación se debe a plastificaciones. Se trata en general de un proceso dúctil, relativamente poco violento, que se traduce en una convergencia importante de la excavación o en un desmoronamiento según las condiciones del terreno (características de la roca intacta y grado de fracturación). Se forma una zona plástica alrededor de la excavación que, dependiendo de la razón entre la resistencia y el nivel tensional inducido, en ocasiones se puede estabilizar con la ayuda de un sostenimiento o aumentar hasta lograr el colapso de la excavación. En general este tipo de mecanismo de inestabilidad está asociado a grandes deformaciones de la excavación realizada.
- **Inestabilidad estructural o por discontinuidades:** En macizos rocosos de resistencia media-alta a bajos confinamientos, las inestabilidades se producen a favor de las discontinuidades, produciendo desprendimientos de cuñas o bloques debido a la gravedad. En macizos rocosos muy fracturados, los desprendimientos se definen por medio de planos de intersección producidos por las propias discontinuidades, fracturas inducidas o zonas de cizalle. El problema de estabilidad se conceptualiza como un cuerpo geométrico tridimensional sometido a la fuerza de gravedad y a las fuerzas dadas por la resistencia al corte a lo largo de las discontinuidades. No obstante, un cierto aumento del estado tensional con la profundidad ocasiona que aumente la tensión normal entre cuñas y bloques, que se sujetan, proporcionando así un mayor grado de estabilidad.
- **Roturas frágiles:** En macizos rocosos de resistencia alta sometidos a niveles tensionales elevados se producen roturas frágiles que tienen un carácter súbito, incluso explosivo como pueden ser los estallidos de roca. Este tipo de rotura se inicia como resultado de la propagación de grietas de tracción a partir de microfisuras en la roca. Estas grietas se

propagan a lo largo de la trayectoria de los esfuerzos principales mayores, fracturándose la roca. Dependiendo de la razón entre la resistencia de la roca intacta y los esfuerzos in situ, el lajamiento puede limitarse a pequeñas lajas o evolucionar hacia una rotura masiva violenta o estallido.

En la División El Teniente, desde principios de la década de los 80, se han ido sucediendo una serie de inestabilidades geomecánicas tales como colapsos, colgaduras y estallidos de roca en diferentes sectores productivos de la mina El Teniente relacionadas a fallas frágiles. Dichos sectores corresponden a Teniente 4-Sur, Regimiento, Esmeralda y Reservas Norte.

2.2.2 Influencia de la variante de explotación en la estabilidad del macizo rocoso

La explotación de mineral primario en la mina El Teniente se ha realizado mediante la implementación de diferentes variantes de Panel Caving, tales como hundimiento convencional, hundimiento previo, hundimiento avanzado y hundimiento con bateas altas. Así, en la práctica se presentan diferentes condiciones de estabilidad según variante de explotación utilizada. En la Tabla 2 se puede observar la diferencia en el área y cantidad de colapsos existentes para cada variante de explotación, como también, la posición de éstos respecto al frente de hundimiento.

Tabla 2: Colapsos en función de la variante de explotación (Quezada & Zepeda, 2018).

	Método de Explotación	Área Total Explotada [m ²]	Área Colapsada [m ²]	Nº de Colapsos	Área Colapsada Método (%)	Área Media por Colapso [m ²]	Fracción de Área Colapsada respecto a Frente	
							Detrás	Delante
Sin FH	Convencional	484.773	118.887	51	25%	2.331	21%	4%
	Previo	84.210	10.774	3	13%	3.591	13%	-
	Avanzado	121.045	12.267	1	10%	12.267	-	10%
	Bateas Altas	34.069	29.782	4	87%	7.446	6%	81%
Con FH	Convencional	145.366	-	-	-	-	-	-
	Previo	-	-	-	-	-	-	-
	Avanzado	188.439	-	-	-	-	-	-
	Bateas Altas ⁹	52.213	-	-	-	-	-	-

Además, la geometría resultante del pilar debido al punto de vaciado (PV) presenta configuraciones que pueden resultar desfavorable para la estabilidad del macizo tal como se puede ver en la Figura 9.

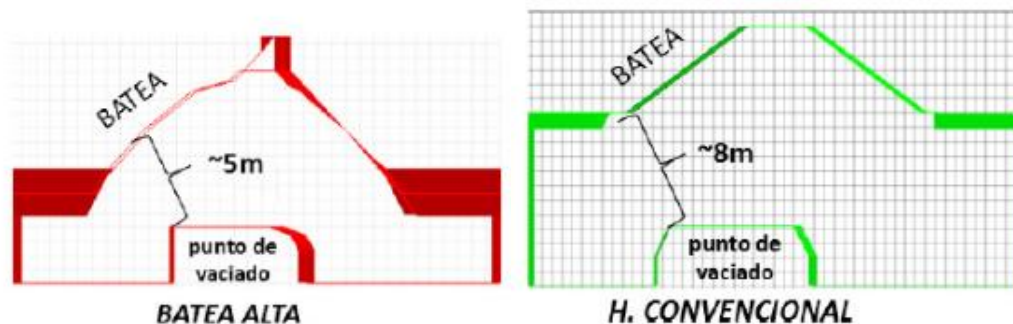


Figura 9: Vista de perfil CP señalando espesor entre PV y batea según variante de explotación utilizada.

2.2.3 Eventos de caídas de cuñas en Mina Recursos Norte y Mina Esmeralda

En la Figura 10 se muestran los eventos históricos de caídas de cuñas o desarme de bloques en Mina Recursos Norte y Mina Esmeralda desde el año 2010 al año 2018. En estas zonas se ha requerido de refuerzo previa remoción del material desprendido, o también se ha tenido que abandonar la zona debido a la magnitud de los daños estructurales. Se destaca que gran parte de estos eventos han afectado a intersecciones que coinciden con la ubicación de los puntos de vaciado en el nivel de producción, puesto que el 71% del área afectada presenta a lo menos un punto de vaciado en los pilares del NP. Además, se puede evidenciar que las fallas geológicas principales y sus ramificaciones tienen una implicancia directa en la caída de cuñas o desarme de bloques.

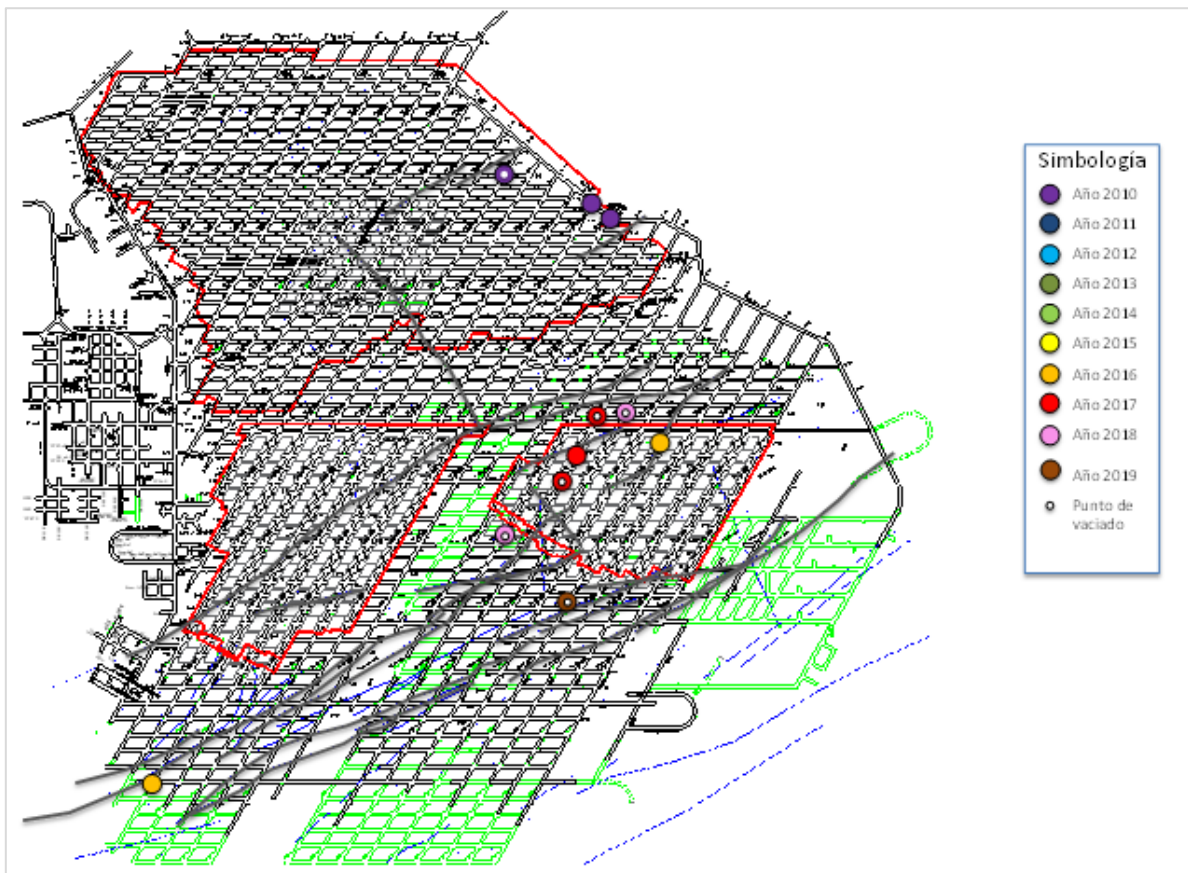


Figura 10: Vista en planta del NP mostrando eventos de caídas de cuñas en minas RN y ME desde 2010 hasta 2018 (Celis, 2018).

Debido a los antecedentes obtenidos respecto a las caídas de cuñas, se tiene que los factores que hacen más vulnerables y facilitan la formación de bloques en la zona del emplazamiento de los puntos de vaciado se encuentran:

- Aumento de la luz (debido al diseño se reduce el área de los pilares donde se ubican los PV).
- Presencia de singularidades geológicas (fallas principales, ramificaciones o contactos litológicos).

- Desconfinamiento en zonas centrales, por redistribución de esfuerzos en presencia de frente de hundimiento plano y extenso.
- Sobre excavación operativa en la etapa constructiva.

Por otro lado, mediante la medición en terreno de la geometría del pilar donde se encuentra el punto de vaciado, se estima una sobre excavación en un rango de 15% a 25% asociada al desquinche del pilar. En la Figura 11 se observa la sobre excavación, entendida como la razón entre las mediciones en terreno versus el diseño, para distintos puntos de vaciados ubicados en tres minas distintas; Reno, Dacita y Esmeralda. Así, es posible notar que, en promedio, la sobre excavación es porcentualmente más baja en Mina Esmeralda que en las Minas Reno y Dacita.

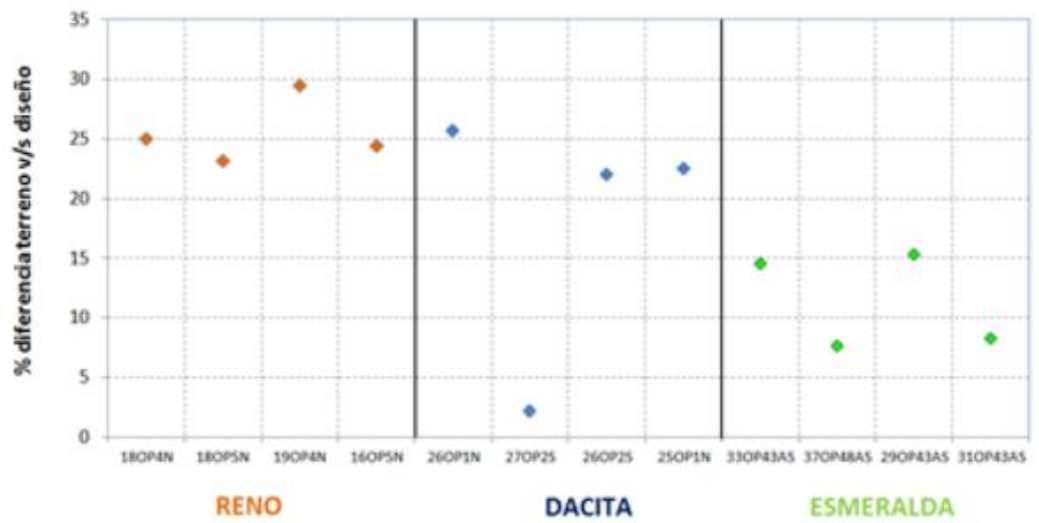


Figura 11: Sobre excavación medida en terreno respecto al diseño implementado (Celis, 2018).

2.3 Diseño de los puntos de vaciado en División El Teniente

En esta sección se detallan las dimensiones de los pilares que son modificados para la construcción de los puntos de vaciado en el nivel de producción. Se presentan vistas en planta, y también vistas transversales a la calle para ilustrar gráficamente los motivos de pérdida de estabilidad en las intersecciones donde se ubican estas estructuras. Luego, mediante un esquema simple y planos técnicos, se presenta la fortificación consistente en refuerzo y soporte con la que se busca mitigar los efectos negativos de la merma del pilar. Por último, se exponen tres casos de puntos de vaciado en Mina Esmeralda, en donde se implementó la fortificación descrita, junto con cuál fue el desempeño de esta. Con ello se busca poder identificar qué es lo que, en la práctica, está funcionando y que puede mejorarse. La descripción de cada caso se realiza de forma cronológica y se acompaña con imágenes en terreno.

2.3.1 Geometría de los puntos de vaciado

La variación requerida de la geometría de los pilares analizados tiene por finalidad facilitar la operatividad de los LHD en el nivel de producción (NP) de la mina El Teniente, con lo cual es posible construir los puntos de vaciado (PV) sin entorpecer las calles. Esta modificación consiste en un desquinche del pilar con el fin de asegurar una correcta maniobrabilidad de los equipos que se encuentren operando en esas zonas.

A continuación, se presentan las geometrías resultantes de los PV para la Mina Esmeralda y la Mina Recursos Norte. En la Tabla 3 se tienen las áreas correspondientes al pilar sin modificar y el del desquinche, junto a la variación porcentual del área en planta del pilar resultante. En la Figura 12 es posible observar las dimensiones en planta del pilar utilizado en Mina Recursos Norte, junto al desquinche necesario para formar el punto de vaciado.

Tabla 3: Áreas en planta del diseño del pilar y del desquinche en nivel de producción en Mina Recursos Norte.

Estructura	Área (m²)
Pilar sin modificar	363
Desquinche	52
Pilar resultante	311
Variación porcentual del área en planta	-14.3%

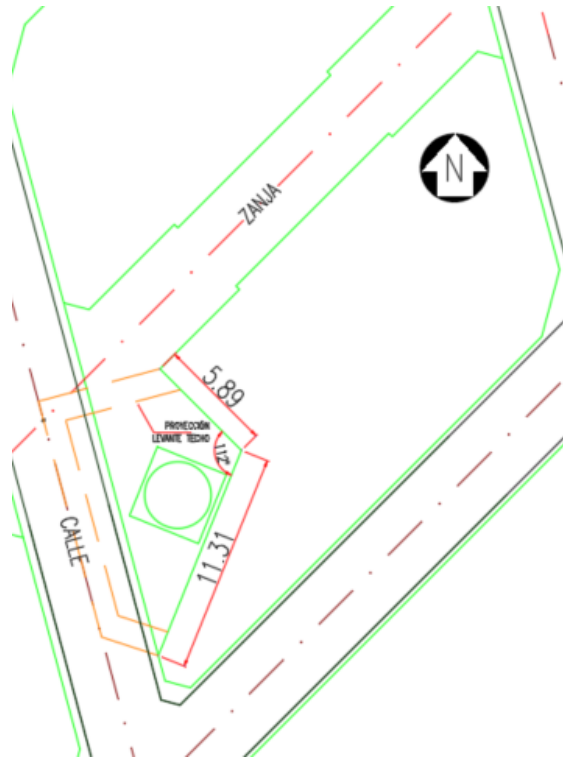


Figura 12: Vista en planta de pilar en nivel de producción Mina Recursos Norte y desquinche para punto de vaciado (Plano: IM8-72919-1).

El cambio de la geometría, según una vista en perfil del pilar, se puede observar mediante cinco cortes transversales al eje de la calle, tal como se puede ver en la Figura 13. Así, en la Figura 14 se tiene los cortes correspondientes a estas secciones señalando las dimensiones en metros de la geometría resultante, según plano de diseño IM8-72919-1.

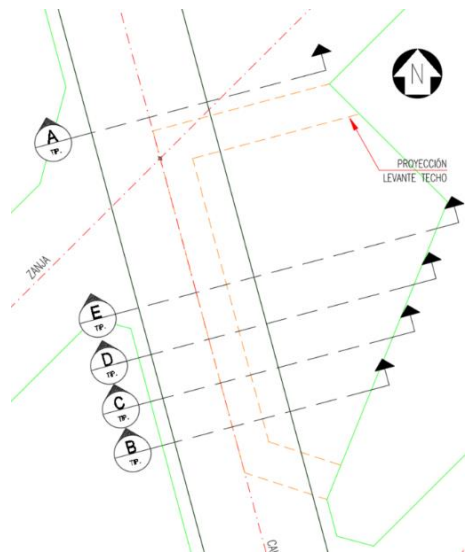


Figura 13: Vista en planta de intersección con punto de vaciado en nivel de producción mostrando cortes transversales.

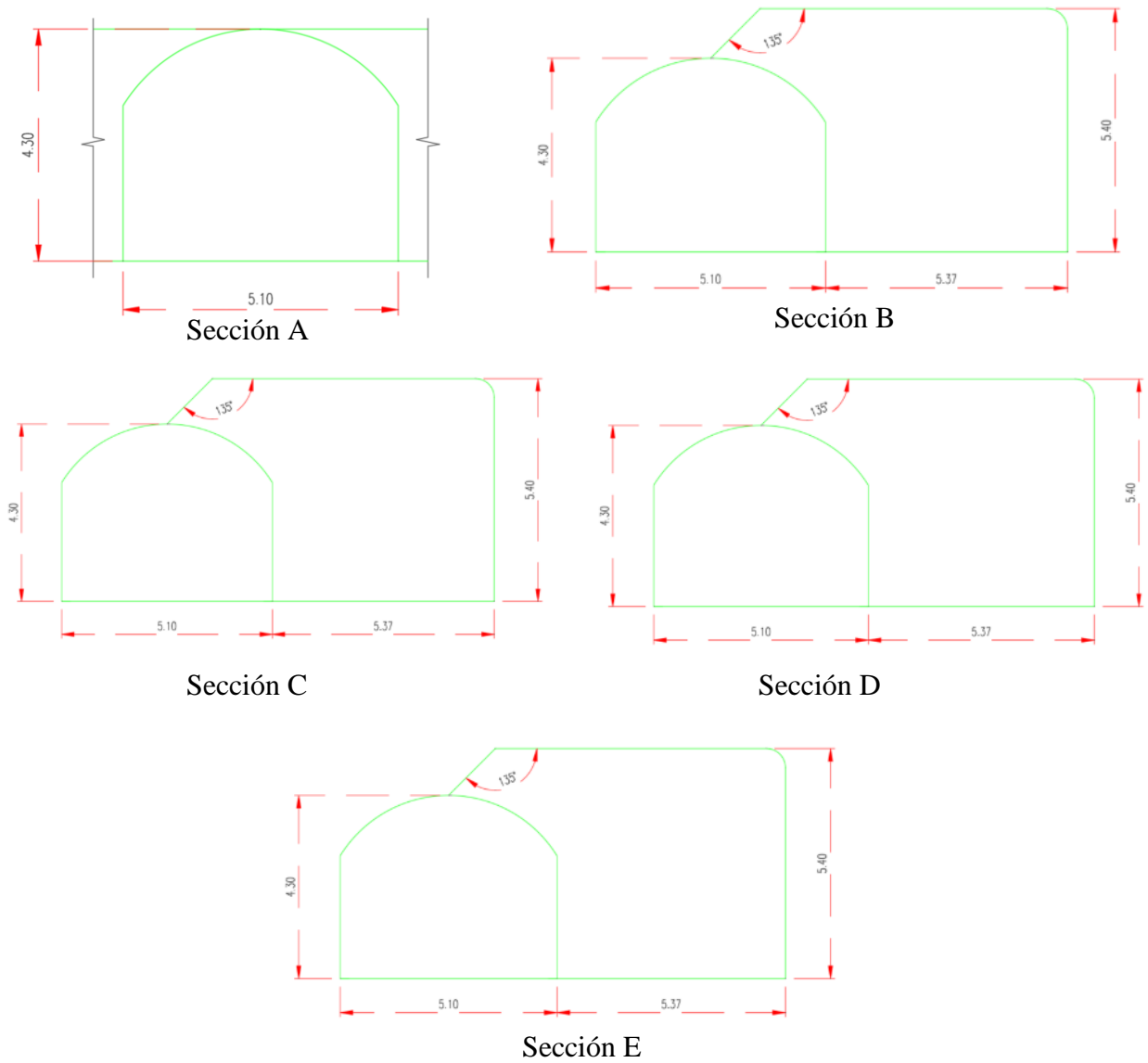


Figura 14: Vista en perfil sección A, B, C, D y E de pilar en nivel de producción y desquinche para punto de vaciado.

2.3.2 Diseño de fortificación implementada en puntos de vaciado

Debido a la vulnerabilidad generada por el desquinche en los pilares donde se ubican los PV, se tiene como respuesta la implementación un diseño de refuerzo situado en la bóveda de los puntos de vaciado. Este diseño ha presentado un buen desempeño en reducir y evitar las caídas de cuñas, siendo el resultado práctico satisfactorio para mantener la continuidad operacional de los puntos modificados. En la Figura 15 se muestra un esquema simple del funcionamiento del refuerzo implementado.

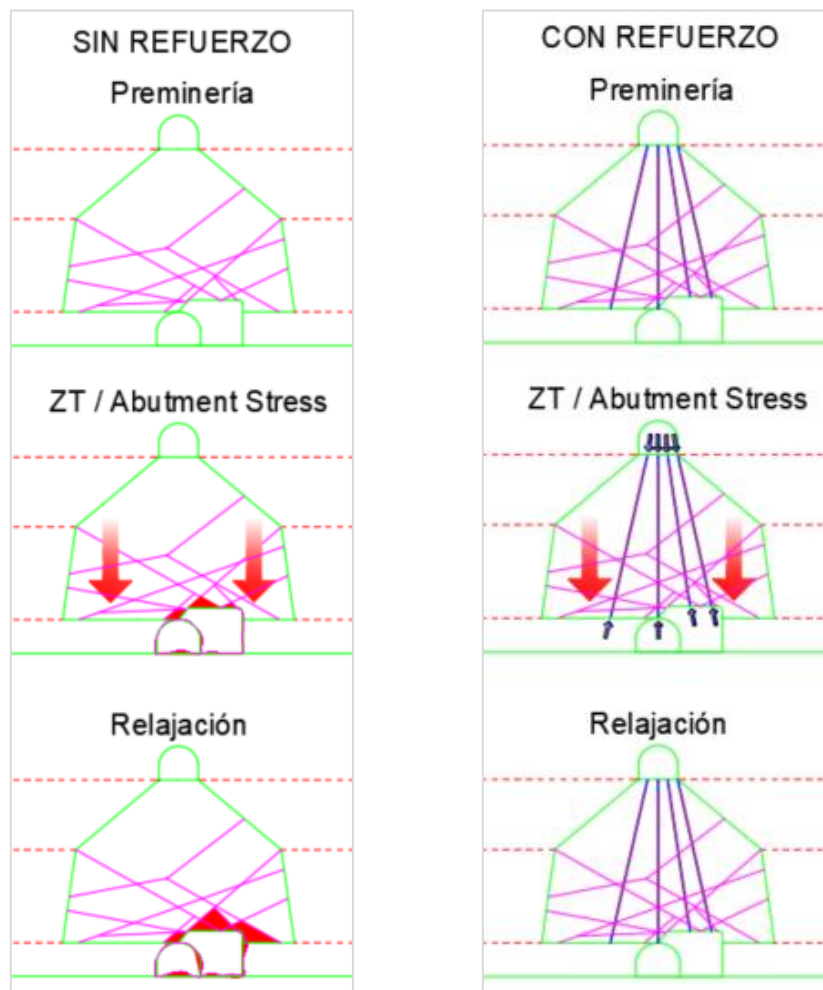


Figura 15: Esquema simple de funcionamiento de refuerzo implementado en Crown Pillar.

Los objetivos de la fortificación en los puntos de vaciado son:

- Mejorar el confinamiento del Crown pillar al amarrar este pilar entre el techo del nivel de producción y el piso del nivel UCL.
- Controlar mejor la vulnerabilidad actual asociada a la instalación del cable, al reducir la posibilidad de incorrecto lechado al ser éstos lechados desde el UCL sin incluir uso de mangueras.

- Extender el amarre de cuña o desarme de bloques más allá de la longitud de anclaje actual de los cables.
- Optimizar la resistencia de los cables instalados ya que son principalmente verticales con lo que se evita agregar la componente de corte que reduce su capacidad.

A continuación, se muestra en qué consisten los refuerzos utilizados en Mina Recursos Norte que se desarrollan en el plano IM8-72919-1 el cual es posible ver en el Anexo A. En la Figura 16 se tiene una vista en planta general de la fortificación complementaria utilizada en los puntos de vaciado de Mina Recursos Norte. Esta fortificación comprende un área proyectada en planta de 186 m², abarcando el desquinche del pilar donde se ubica el punto de vaciado, la calle, y la intersección aledaña. A continuación, se describen los elementos que compone el refuerzo implementado.

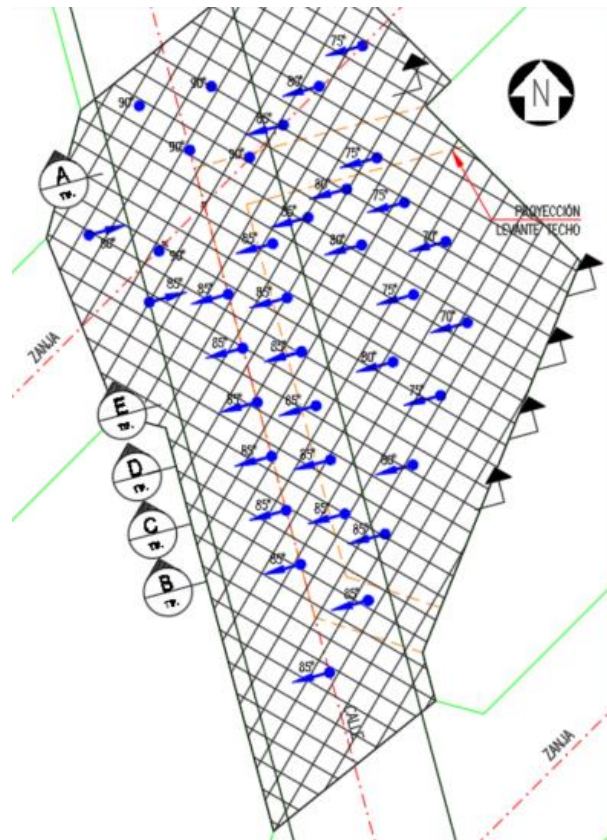


Figura 16: Vista en planta general de fortificación complementaria para puntos de vaciado RN (Plano: IM8-72919-1).

La fortificación está compuesta por tres elementos principales, por una parte, se utilizan 36 cables de acero y de largo variable hasta el nivel de hundimiento, estos se sujetan mediante una planchuela modificada (ver Figura 17) y barril cuña según plano IM8-34843, tensados a 18 ton. Además, se aplica lechada de cables según última revisión vigente en plano IM8-34843. Por otra parte, se emplea el uso de shotcrete SH30 de resistencia a la compresión mínima de 300 kgf/cm², con un espesor total de 25 cm. El tercer elemento utilizado la malla electrosoldada tipo C-567, diámetro de alambre de 8.50 mm, cuadro de apertura de 100x100, acero calidad AT56-50H, tensión de rotura mínima de 5,600 Kg/mm² y tensión de fluencia mínima de 5,000 kg/cm². Cabe mencionar que se debe construir muros de refuerzo continuo, dejando enfierradura a la vista para

empalmar con el sostenimiento de shotcrete o en su defecto dejar malla C-567 pasada para empalmar con futura construcción de muros.

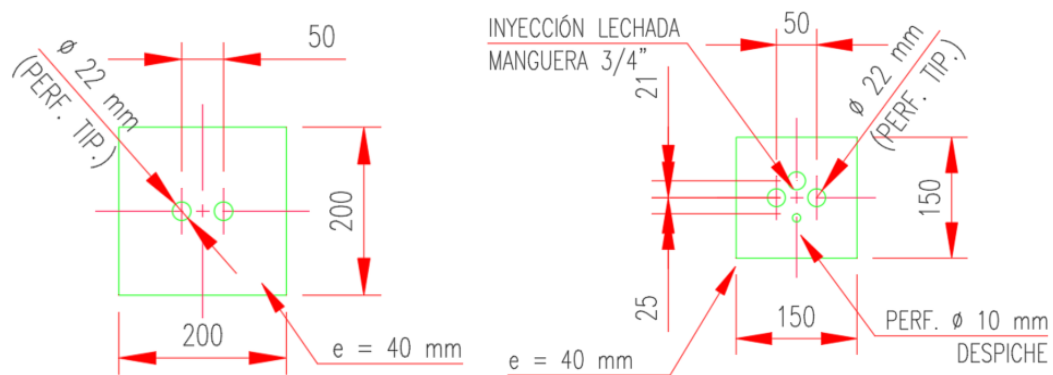


Figura 17: Dimensiones en mm de planchuela nivel de producción (tipo B) y planchuela nivel de hundimiento (tipo A).

En la Figura 18 se tiene una sección transversal de la zona reforzada, donde se identifica la ubicación de la fortificación definitiva, como también, el emplazamiento del muro de refuerzo del punto de vaciado o pilar, junto al empalme respectivo.

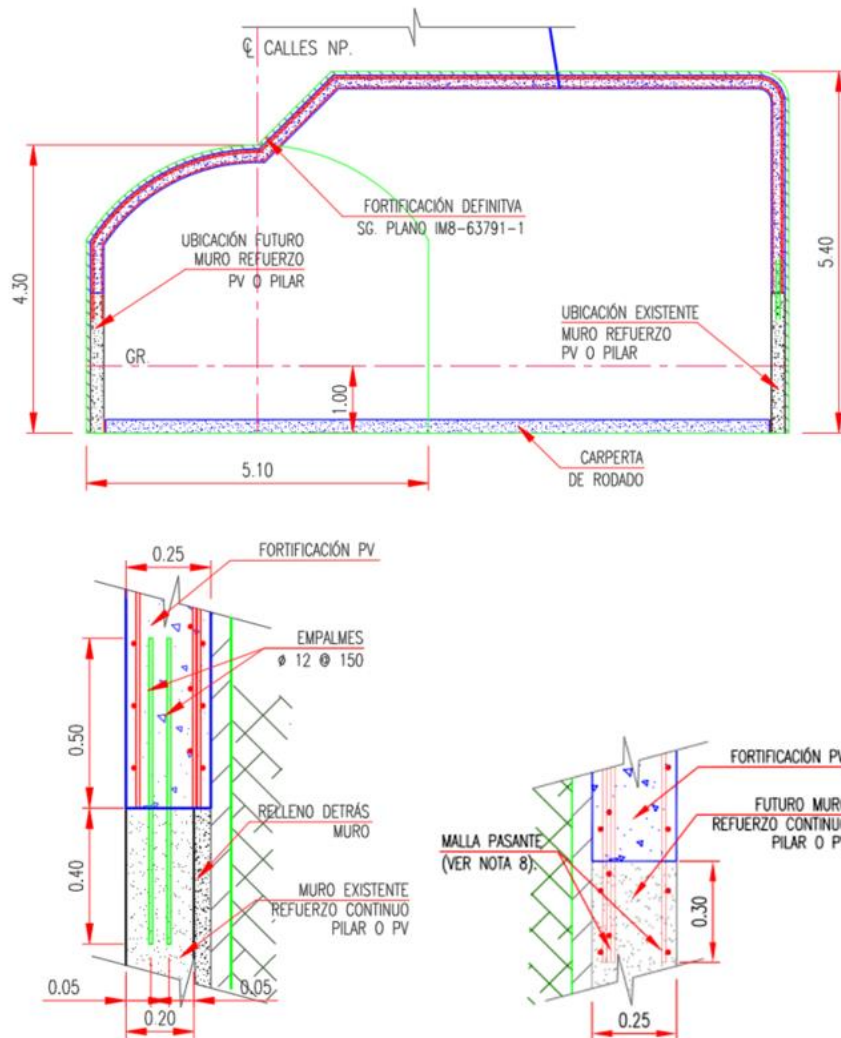


Figura 18: Vista en perfil de fortificación complementaria y empalme con muro existente y muro futuro (Plano: IM4-72919-0).

En la Figura 19 y Figura 20 se observan fotos en terreno de la construcción del refuerzo en puntos de vaciado de la Calle 23 en la Mina Recursos Norte. En la Figura 19 a) se aprecian las barras de empalme de muro continuo con la bóveda, las cuales tienen un espaciamiento de 30 cm o más, siendo el espaciamiento de diseño igual a 15 cm. En la Figura 19 b) se ve la extensión de la malla para empalme, la cual por diseño requiere una extensión de 30 cm. En la Figura 20 a), se muestran los pernos L y trabas ya instaladas en una disposición regular de la Calle 23, luego, en la Figura 20 b), se puede apreciar que los tiros de cables se encuentran protegidos previo a la proyección de shotcrete para evitar que se tapen las perforaciones.

a) Instalación de barras para empalme



b) Extensión malla para empalme con muro

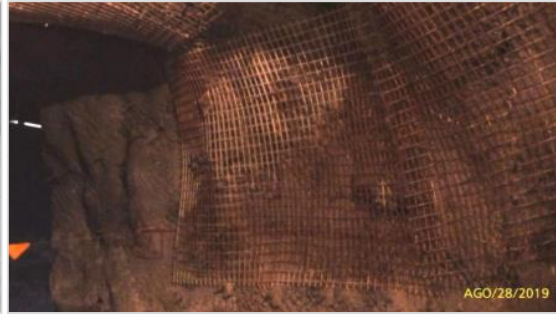
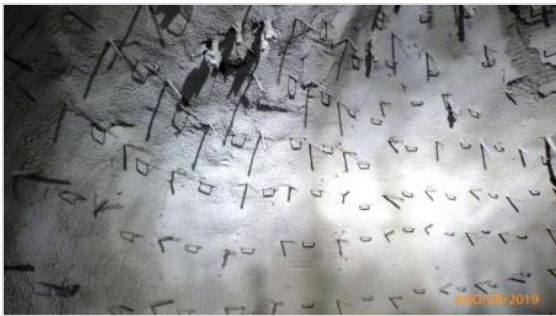


Figura 19: Construcción de refuerzo en puntos de vaciado de C23 RN.

a) Instalación pernos L y trabas



b) Tiros de cables protegidos previo shotcrete



Figura 20: Construcción de refuerzo de pernos, trabas y cables en C23 RN.

2.3.3 Desempeño de fortificación implementada en Mina Esmeralda

Para entender cómo ha sido el comportamiento de la fortificación complementaria en los puntos de vaciado, hay que considerar que se tienen distintos casos con implementaciones óptimas y subóptimas de los diseños teóricos. A continuación, se presenta el desempeño de la fortificación de puntos de vaciado para tres distintas calles en el nivel de producción del Bloque 2 en Mina Esmeralda al mes de septiembre del año 2019. Este refuerzo está guiado por el plano de diseño IM4-72944. Las tres calles consideradas son la C45, C47, y C49, encontrándose todas en la Zanja 33. En cuanto a la implementación, se tiene que en la calle C45 la fortificación se instaló correctamente amarrando el Crown Pillar desde el Nivel de Producción hasta el UCL; pero en las calles C47 y C49 no se cumple con el diseño descrito, puesto que los cables no llegan hasta el UCL. Cabe señalar que éstas tres calles se encuentran contiguas tal como se puede observar en la Figura 21.

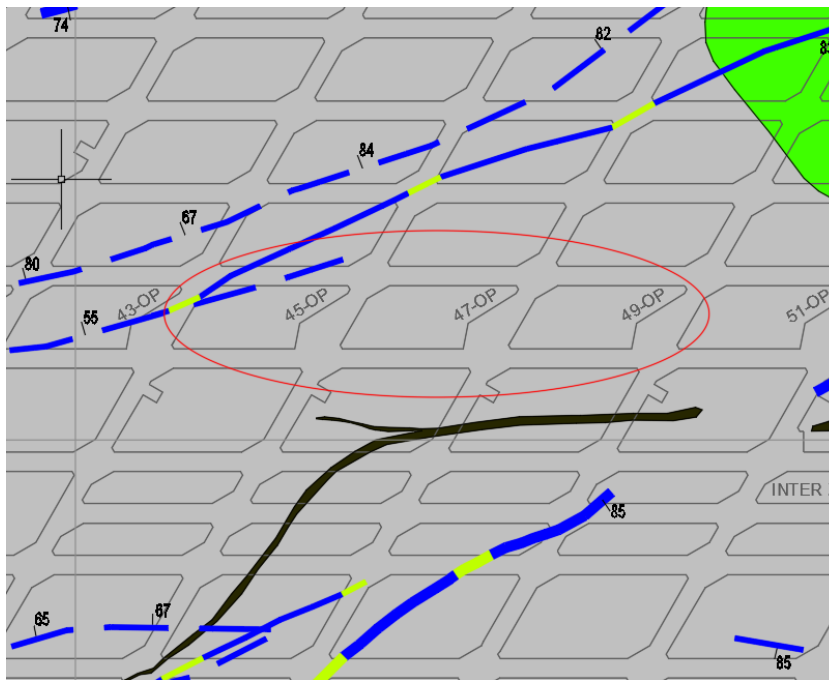
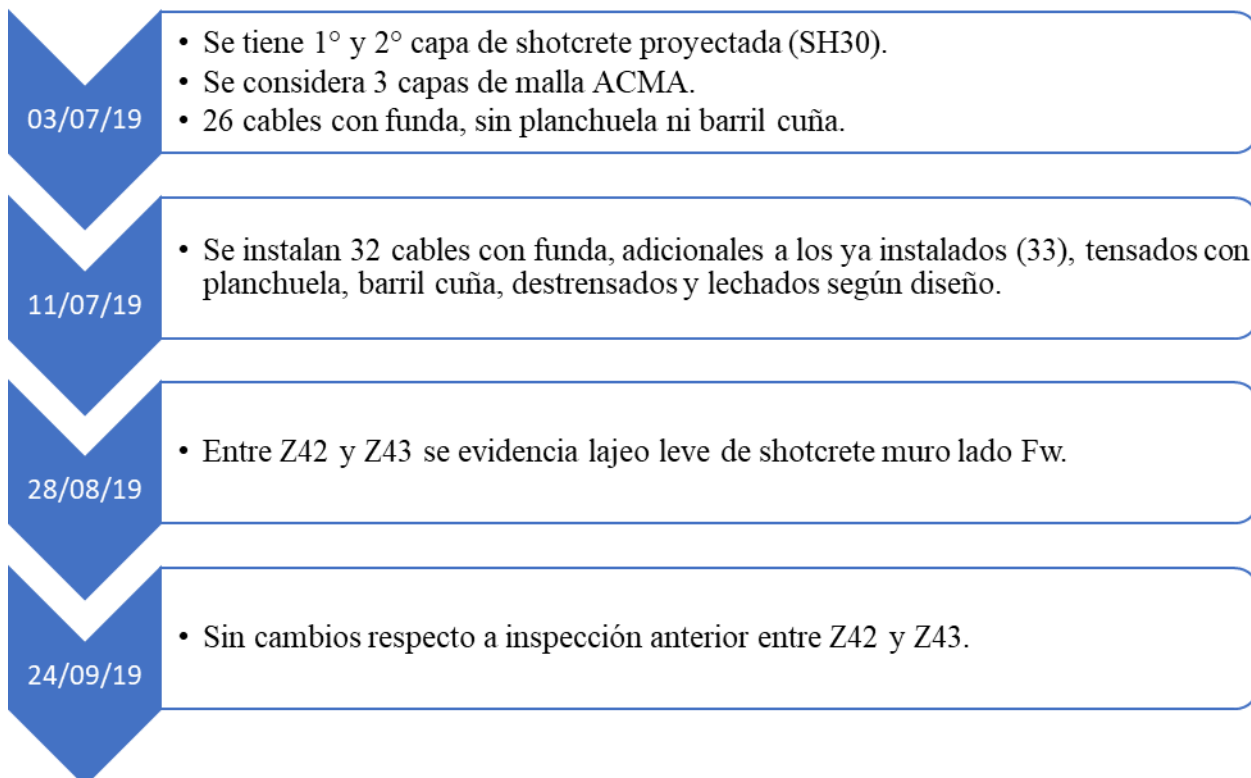


Figura 21: Vista en planta de los puntos de vaciado en Calles 45, 47 y 49 en Zanja 33.

A continuación, se hace una descripción cronológica del estado de la instalación del refuerzo y su desempeño ante el alza sísmica para cada uno de estos tres casos.

- **C45 OP33: Calle 45 y Zanja 33**

La descripción cronológica del estado de la instalación del refuerzo es la siguiente:



En la Figura 22 se tienen dos imágenes tomadas en terreno de la Calle 45 OP 33. La Figura 22 a) corresponde a el UCL el 22/07/2019, donde se aprecian los cables instalados en el piso y donde el 97% de los cables están tensados con planchuela, barril cuña y destrenzados sin lechar. Además, se tienen 6 cables con doble planchuela P2 y un cable sin tensar al norte del PV. En cambio, la Figura 22 b) muestra los cables desde el NP donde al 24/09/2019 solo se presenta lajeo leve de shotcrete.



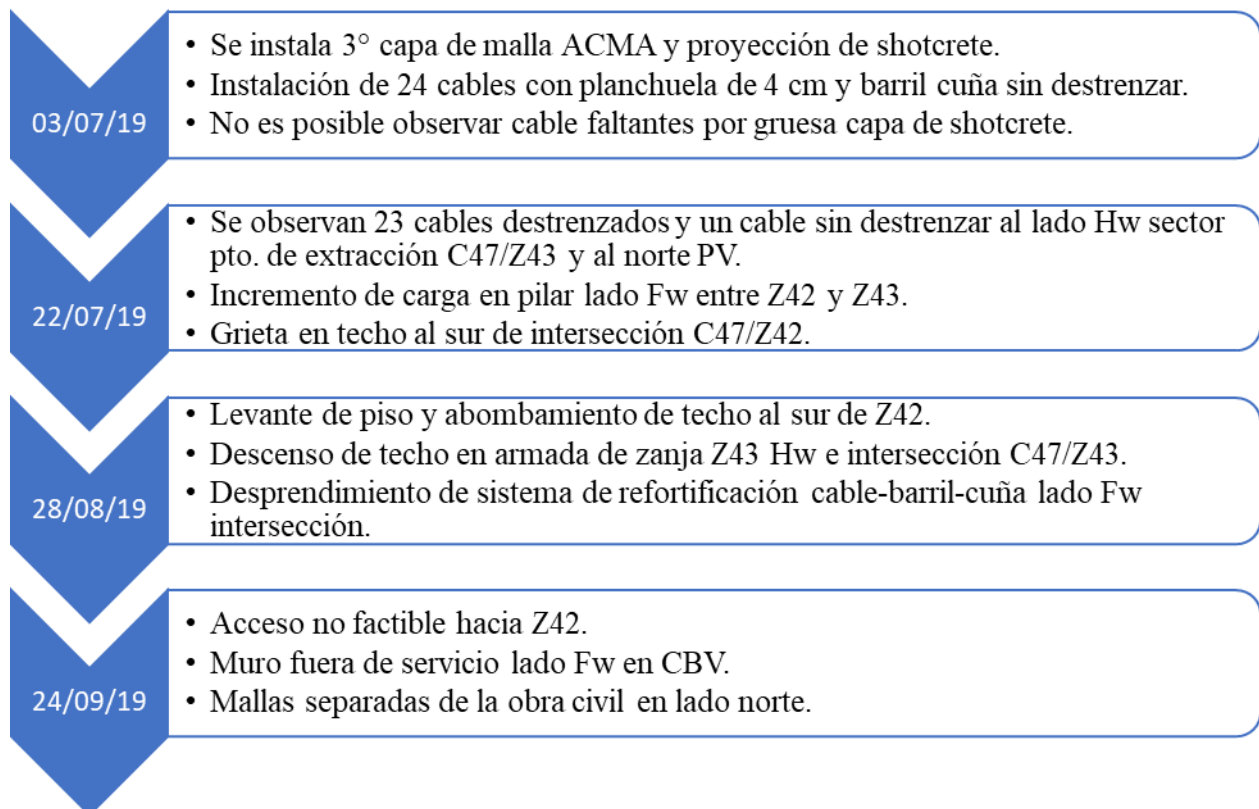
a) 22/07/2019

b)24/09/2019

Figura 22: Fotos en terreno de Calle 45 OP 33 desde UCL (imagen a) y NP (imagen b).

• **C47 OP33: Calle 47 y Zanja 33**

La descripción cronológica del estado de la instalación del refuerzo es la siguiente:



En la Figura 23 *a)* se observa laje de shotcrete y una grieta incipiente en el techo de la Calle 47 al sur de Z43 el 22/07/2019, en la Figura 23 *b)* se muestran las condiciones de la calle al 12/08/2019 donde se inhabilita el acceso hacia Z42. En la Figura 24 se presentan dos fotografías del estado de la Calle 47 OP 33 el 24/09/2019. En la Figura 24 *a)* se puede ver desprendimiento de obra civil, y en la Figura 24 *b)* se evidencia incremento de la grieta al sur de la intersección.



a) 22/07/2019

b)12/08/2019

Figura 23: Fotos en terreno de Calle 47 OP 33 Z42 desde NP (imagen a y b).



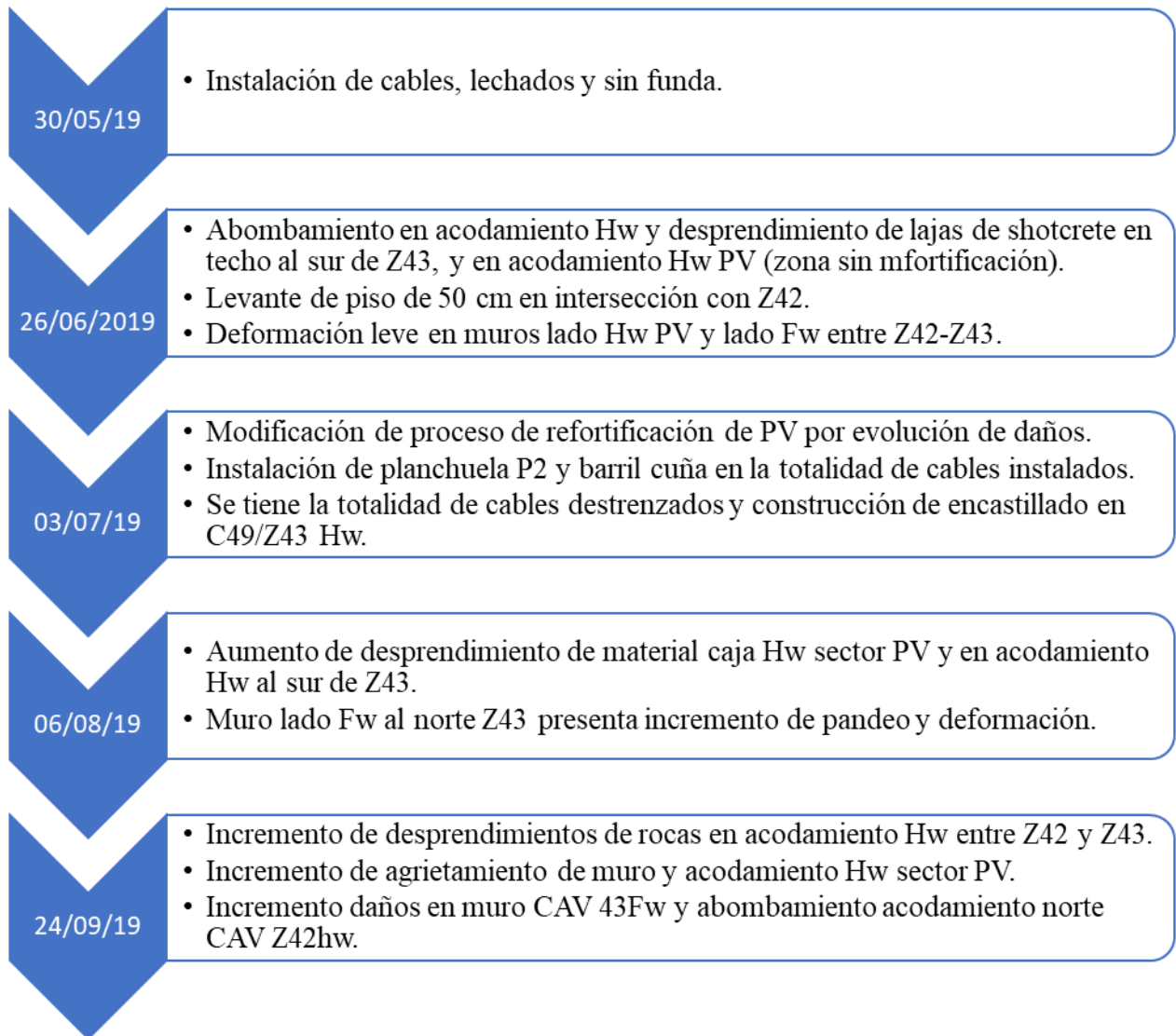
a) 24/09/2019

b)24/09/2019

Figura 24: Fotos en terreno de Calle 47 OP 33 desde NP (imagen a y b).

- **C49 OP33: Calle 49 y Zanja 33**

La descripción cronológica del estado de la instalación del refuerzo es la siguiente:



En la Figura 25 *a*) se observa la intersección Z42/Z43 el 06/08/2019 donde se evidencia el aumento de daño en el sector. En la Figura 25 *b*) se tiene un incremento de lajeo en acodamiento Hw sector PV y Z42Hw. Luego, en la Figura 26 se puede ver lajeo en acodamiento Hw sector PV y desprendimientos de rocas en Hw entre Z42/43 y sector PV. El sector se mantiene en aislación.



a) 06/08/2019

b)12/08/2019

Figura 25: Fotos en terreno de Calle 49 OP 33 intersección Z42/Z43 (imagen a) y PV (imagen b).



a) 03/09/2019

b)24/09/2019

Figura 26: Fotos en terreno de Calle 49 OP 33 intersección sur Z43 (imagen a) y Hw/Fw (imagen b).

2.4 Análisis de estabilidad en sistemas con fortificación

2.4.1 Métodos empíricos: Sistema Q de Barton aplicado en mina El Teniente

Para la caracterización del macizo rocoso, en la mina El Teniente, se utiliza el Sistema Q de Barton, el cual utiliza 6 parámetros que entregan puntajes a ser utilizados en una ecuación para obtener un valor que represente la calidad del macizo rocoso. Los parámetros por considerar y sus respectivos puntajes se presentan en el Anexo B, y corresponden a:

- RQD
- J_n : Describe el número de set de discontinuidades
- J_r : Describe la rugosidad de las juntas
- J_a : Describe la alteración de las juntas
- J_w : Factor asociado al agua presente en las juntas

- SRF: Parámetro que describe el estado tensional

La asociación de estos parámetros le otorga un sentido físico a la ecuación del Sistema. Los valores de Q varían en una escala logarítmica entre 10^{-3} y 10^3 , así se tienen 9 categorías para clasificar un macizo rocoso; desde excepcionalmente pobre a excepcionalmente buena. Junto con el Span y el ESR (Excavation Support Ratio), cada caso se puede clasificar en diferentes categorías de soporte. El ESR corresponde a un valor que está definido por el tipo de excavación, es decir, este factor determina la seguridad que se acepta en para desarrollo en roca. En la Tabla 4 se exponen los valores admisibles según tipo de excavación.

Tabla 4: Valores de ESR según el tipo de excavación en estudio (Barton et al., 1974).

Type of excavation	ESR	No. of cases
A. Temporary mine openings etc.	ca. 3—5?	(2)
B. Vertical shafts: (i) circular section	ca. 2.5?	(0)
(ii) rectangular/square section	ca. 2.0?	(0)
C. Permanent mine openings, water tunnels for hydro power (exclude high pressure penstocks), pilot tunnels, drifts and headings for large excavations etc.	1.6	(83)
D. Storage rooms, water treatment plants, minor road and railway tunnels, surge chambers, access tunnels, etc. (cylindrical caverns?)	1.3	(25)
E. Power stations, major road and railway tunnels, civil defence chambers, portals, intersections etc.	1.0	(79)
F. Underground nuclear power stations, railway stations, sports and public facilities, factories etc.	ca. 0.8?	(2)

Este sistema Q sirve como guía respecto a los soportes permanentes adecuados para una variedad de tamaños de túneles y excavaciones el cual relaciona la clasificación del macizo rocoso Span y el ESR, con ello se puede tener una idea del soporte requerido para la excavación en de los puntos de vaciado estudio. Por otro lado, el principal problema que presenta esta clasificación para el mineral de cobre primario presente en la mina El Teniente corresponde a que se subestima la competencia de la roca bajo la condición de esfuerzos presente, así en la Tabla 5 se muestra la clasificación del mineral primario según el Sistema Q para sectores de Hw y Fw con categorías de muy pobre a pobre respectivamente. Esta categorización corresponde a datos estructurales observados en dos casos, considerando únicamente las fallas o teniendo en cuenta vetillas débiles que controlan la falla.

En Brzovic (2010) se menciona que al aplicar este sistema para la roca primaria de El Teniente se tienen algunos problemas, estos corresponden a que a pesar de que el cociente de RQD/J_n es una medida bruta del tamaño del bloque, esta no refleja las diferencias observadas entre sectores de andesita debido a dos razones. La primera es que las vetas débiles existentes no pueden ser adecuadamente representadas por el RQD, y la segunda, a que este esquema de clasificación no incorpora el espaciado de las discontinuidades como un parámetro independiente.

Tabla 5: Clasificación del mineral de cobre primario de la mina El Teniente según el Sistema Q para sector de Hw y Fw (Brzovic, 2010).

Parameters	Parameters description	Andesite Hw Sector Values/Rating		Andesite Fw Sector Values/Rating	
		Faults	Weak Veins	Faults	Weak Veins
RQD	100% at any case or orientation	100%		100%	
J_n	Considering few joints (two fault sets*) OR at least 3 semi-orthogonal sets plus random of weak discontinuities	4	12	4	12
$Quotient RQD/J_n$		25	8.3	25	8.3
J_r	Slickensided to smooth undulating for both discontinuity types (3C-D in Table 6.3, data from Figure 3.31) + 1.0 for sparse fault	3	1.5	3	1.5
J_a	Medium and low over-consolidation gouge in faults OR healed and impermeable filling in weak veins	8.0	0.75	8.0	0.75
$Quotient J_r/J_a$		0.38	2.0	0.38	2.0
$\Phi = \tan^{-1}(J_r/J_a)$		20°	63°	20°	63°
J_w	Dry excavations	1.0		1.0	
SRF^{\ddagger}	Competent and massive rock mass with rock stress problem (rockburst) and $\sigma_3/\sigma_1 = 120\text{MPa}/(46 \text{ or } 30\text{MPa}) \approx 2.6 \text{ or } 4.0$ (from Table 1.2 and Figure 1.15). [for characterisation only, SRF can be used as 0.5]	10 [‡] [0.5]		5 [0.5]	
$Quotient J_w/SRF$ [with SRF as 0.5]		0.1 [2]		0.2 [2]	
Q		0.95	1.66	1.9	3.32
		V.Poor	Poor		
[Q for characterisation (Grimstad and Barton, 1993)]		[19]	[33.2]	[19]	[33.2]
		[good]			

Note*: Fault sets present spacing over 3 meters. ‡; Hw sector is assumed with less σ_1 because of the less overburden (see Figure 1.3). †; Considering the updated SFR (Grimstad and Barton, 1993) these values may change by 50 and 10 respectively, nevertheless for characterisation purposes (far from excavations) a value of 0.5 is recommended for depth >250m as the case studied here.

2.4.2 Métodos numéricos: RS2

Existen tres métodos continuos 2D o 3D ampliamente utilizados en el modelamiento numérico en mecánica de rocas, el Método de Elementos de Borde (BEM), el Método de Elementos Finitos (FEM), y el Método de Diferencias Finitas (FDM).

En el modelamiento numérico de elementos finitos, todo el dominio del problema debe ser definido y discretizado previo a realizar la simulación. Esta discretización consiste en la generación de una malla en la que coexisten zonas unidas entre sí por los vértices mediante nodos generando, de esta forma, la interacción conjunta de todo el dominio. Por lo general la malla debe tener una densidad mayor alrededor de las excavaciones del modelo de manera de lograr una buena representación de las zonas de gradientes de esfuerzos altos.

Para estudiar la estabilidad del sistema de fortificación de la mina El Teniente se usa el programa de modelamiento numérico RS2. Para los fines del estudio se utiliza una sección transversal en 2D del pilar corona, incluyendo tanto el nivel de hundimiento como el nivel de producción. Por otro lado, la fortificación modelada se divide en dos partes, en un refuerzo conformado por cables

que van desde el nivel de producción hasta el nivel de hundimiento, y en un soporte en las paredes y techo de la excavación del nivel de producción correspondiente a shotcrete. RS2 permite realizar un análisis simulando un material tipo elástico o plástico. Para esto, se utiliza el criterio de falla Mohr Coulomb o el de Hoek-Brown.

El refuerzo se puede modelar como cable trenzado plano (plane strand cable), para ello se utiliza la opción de Bolts utilizando el modelo de Plain Strand Cable, el cual presenta las siguientes características:

- El cable se discretiza en función de las intersecciones con los elementos finitos. Sin embargo, el comportamiento de cada segmento del cable tiene efecto directo sobre los segmentos adyacentes, por lo que se considera un elemento único.
- Se tiene en cuenta la rigidez de la lechada como de la interfaz cable-lechada.
- Se tiene en cuenta el efecto de la tensión de confinamiento en el cable debido al cambio de tensión inducido por la excavación.

Luego, respecto a los mecanismos de falla se debe tener en cuenta lo siguiente:

- El único mecanismo de falla para un cable trenzado es la rotura por tracción del cable.
- También se puede fallar la interfaz entre cable y la lechada, pero no es un mecanismo de falla como tal, ya que se supone que esta interfaz se encuentra en un estado plástico a medida que la roca se mueve. La magnitud del deslizamiento relativo en esta interfaz, y la rigidez de la interfaz, determinan cuánta fuerza de corte se genera en el cable.
- No se considera que la interfaz lechada-roca pueda fallar.

El soporte se modela como un revestimiento (liner), y en particular se puede usar un revestimiento simple (Simple liner) para modelar shotcrete. Así, el soporte representa una única capa de refuerzo que se aplica en la excavación. Normalmente se utiliza para representar una capa de hormigón proyectado, es decir, el liner está totalmente unido a la roca. La opción utilizada en el programa para estos fines corresponde al Standard Beam el cual puede utilizarse para modelar un revestimiento que tenga resistencia a la flexión, como una capa de hormigón proyectado o shotcrete. Además, puede utilizarse para modelar revestimientos más complejos utilizando las opciones Area y Moment of Inertia para definir la sección transversal del revestimiento. De esta forma los parámetros que definen un Standard Beam corresponden a los siguientes:

- Geometría: Existen dos opciones para definir el área transversal del liner, mediante su espesor o superficie y momento de inercia.
- Propiedades elásticas: Definiendo el Módulo de Young y la Razón de Poisson. Se supone que los revestimientos tienen propiedades elásticas isotrópicas.
- Parámetros de resistencia: Tipo de material. Si el tipo de material es plástico se puede introducir los parámetros de resistencia a compresión y tracción máxima y residual. Los revestimientos definidos como plásticos cederán si se alcanza la resistencia peak.
- Peso: Por defecto en RS2 las fuerzas debidas al peso de un revestimiento no se incluyen en el análisis de elementos finitos.
- Pretensado: La opción de pretensado permite utilizar el revestimiento tipo Standard Beam para modelar un elemento de soporte pretensado, por ejemplo, una armadura de cables.

3 METODOLOGÍA

En esta sección se exponen cada una de las tres etapas necesarias para cumplir con los objetivos planteados en este trabajo.

3.1 Inspección en terreno del daño en los puntos de vaciado en Mina Recursos Norte

Con el objetivo de recopilar información respecto al daño presente en la mina RN y estudiar la relación de distintos parámetros con el nivel de daño presente en los puntos de vaciado se identifican y caracterizan 16 distintos puntos en la mina Recursos Norte. Se establecen entonces 4 tipos de daños, de acuerdo con el nivel de importancia en cuanto al daño estructural presente en el punto de vaciado observado. En orden ascendente de gravedad el daño se clasifica como:

1. Desprendimiento de shotcrete
2. Agrietamiento en los muros
3. Desprendimiento de rocas
4. Abombamiento

Se buscan posibles relaciones con distintos parámetros que puedan influir en el nivel de menoscabo en las excavaciones, y los parámetros que resultan de interés corresponden a:

- Distancia del punto de vaciado al frente de hundimiento
- Cantidad de fallas y vetillas en el entorno del punto de vaciado

3.2 Análisis empírico del desempeño de los puntos de vaciado

El objetivo de realizar análisis empíricos respecto a la situación geomecánica de las excavaciones realizadas en una mina es evaluar y comprender la estabilidad del terreno y las estructuras en la mina. Los análisis geomecánicos pueden ayudar a identificar zonas de inestabilidad en la mina al comprender mejor el comportamiento del terreno.

3.2.1 Tiempo de autoaporte del techo

Como parte del análisis empírico y con el objetivo de tener un primer entendimiento de las condiciones geomecánicas que se tienen en las excavaciones de la mina El Teniente, se decide utilizar el sistema RMR (Bieniawski, 1989), cuyo parámetro RMR se obtiene en función de:

- RQD
- Resistencia a la compresión uniaxial
- Espaciamiento de las discontinuidades
- Condición de las discontinuidades
- Condición de agua
- Orientación de las discontinuidades

Este sistema entrega la calidad global de la roca, que se dividen en cinco clases según el puntaje obtenido de las condiciones de los parámetros antes mencionados, esta categorización se observa en la Tabla 6, además, se señala una indicación del tiempo de estabilidad de una excavación libre de la cohesión de la roca y de su ángulo de fricción (Bieniawski, 1989), tal como se muestra en la Tabla 7.

Tabla 6: Clasificación de macizo rocoso según sumatoria de Sistema RMR.

C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS					
Rating	100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	<20
Class no.	I	II	III	IV	V
Description	Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock

Tabla 7: Tiempo de estabilidad de una excavación libre de la cohesión de la roca y ángulo de fricción según Sistema RMR.

D. MEANING OF ROCK MASS CLASSES					
Class no.	I	II	III	IV	V
Average stand-up time	20 yr for 15-m span	1 yr for 10-m span	1 wk for 5-m span	10 h for 2.5-m span	30 min for 1-m span
Cohesion of the rock mass (kPa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100
Friction angle of the rock mass (deg)	>45	35-45	25-35	15-25	<15

Luego, con esta información obtenida del Sistema RMR se busca obtener una aproximación del tiempo de estabilidad de excavaciones sin soporte haciendo una relación con el Span de la excavación analizada. Con este resultado se tiene un primer acercamiento con la calidad de la roca en la zona de estudio.

3.2.2 Sistema Q de Barton aplicado en mina El Teniente

Continuando con el análisis empírico del desempeño del soporte en los puntos de vaciado, y para tener una idea respecto al soporte requerido para la excavación de estos puntos, se utiliza el Sistema de clasificación de Q, el Span y el ESR (Excavation Support Ratio). Es importante tener en cuenta las limitantes mencionadas anteriormente que se tienen de este proceso, como la subestimación de la competencia de la roca bajo la condición de esfuerzos presente en la mina.

Así, la determinación de Q permite obtener información respecto al sostenimiento del túnel. Para ello, primero, se selecciona el grado de importancia de la excavación mediante el índice ESR, luego se selecciona el tipo de sostenimiento combinando el índice Q y la luz de la excavación. También, mediante este método, es posible identificar las excavaciones que no necesitan sostenimiento. Finalmente, la relación de los parámetros se vincula con una categoría de sostenimiento según las recomendaciones de Barton et al. (1974).

3.3 Modelamiento numérico

El objetivo de realizar un modelamiento numérico consta de dos partes. Primero, poder aseverar que la presencia de un punto de vaciado tiene efectos negativos en la estabilidad estructural de la excavación. También, mediante el modelamiento de la fortificación implementada, se puede analizar de manera numérica que se cumple el objetivo de estabilizar el desplazamiento del pilar corona.

Para realizar el modelamiento numérico se utiliza el software RS2, con el cual se configura un modelo en 2D utilizando la geometría del punto de vaciado según los planos de diseño. Primero, con el objetivo de estudiar por sí solas las excavaciones, sin la fortificación implementada, se analiza una sección transversal que incluye el nivel de producción, el nivel de hundimiento, y también la batea. De esta forma se busca corroborar numéricamente la inestabilidad ocasionada por la construcción de un punto de vaciado, y en consecuencia la merma de un pilar debido al desquinche en el nivel de producción. Para interpretar los resultados se analizan los siguientes parámetros:

- Esfuerzo principal mayor
- Esfuerzo principal menor
- Strength Factor
- Desplazamiento Total

Luego, para este trabajo se consideran como indicios de inestabilidad que el Strength Factor sea menor a 1 y que el esfuerzo principal menor sea menor a 0. También se analizan los desplazamientos de la roca, los cuales deben ser del orden de centímetros para mantener una estabilidad en la estructura. Además, se analiza, en particular, cómo es el comportamiento de estos parámetros en el contorno de la excavación donde se encuentra el punto de vaciado mediante gráficos que asocian los valores entregados por la simulación y la posición en el contorno de la estructura.

3.3.1 Configuración del modelo numérico

En esta sección se presentan los parámetros de entrada utilizados para la configuración del modelo numérico en el programa RS2. En la Tabla 8 se muestra la configuración de la grilla, la cual se compone por elementos triangulares con variación de densidad, el tamaño de los elementos aumenta al alejarse del borde de la excavación para tener una discretización fina en el contorno del túnel, en total se tienen 15087 nodos con 29713 elementos.

En Tabla 9 se tiene la configuración que modela los altos esfuerzos in situ que presenta la zona en estudio. La Tabla 10 establece los parámetros de la roca intacta CMET, mientras que la Tabla 11 representa el material fragmentado presente en la batea al momento de abrirla, es decir, la roca fragmentada presenta una menor cohesión y menor Módulo de Young, siendo el criterio de falla para ambas rocas el de Mohr-Coulomb.

Tabla 8: Configuración de la grilla en RS2.

Configuración de la malla	Valor
Tipo de malla	Malla graduada
Tipo de elemento	Triángulos (3 nodos)
Factor de gradación	0.1
Número de nodos	1000

Tabla 9: Esfuerzos in situ en RS2, considerando un campo de esfuerzos constante.

Propiedades del campo de esfuerzo	Valor
sigma 1 [MPa]	80
sigma 3 [MPa]	15
sigma z [MPa]	20
Ángulo [grados]	0

Tabla 10: Propiedades de roca intacta CMET en RS2, considerando el criterio de Mohr Coulomb.

Parámetro	Valor
Carga inicial de elemento	Field Stress
Tipo de material	Elástico
Tipo de isotropía	Isotrópico
Módulo de Young [GPa]	60
Razón de Poisson	0.25
GSI	80
Ángulo de fricción [grados]	30
Cohesión [MPa]	17

Tabla 11: Propiedades de roca fragmentada en RS2, considerando el criterio de Mohr Coulomb.

Parámetro	Valor
Carga inicial de elemento	Field Stress & Body Force
Peso unitario [MN/m ³]	0.027
Tipo de material	Elástico
Tipo de isotropía	Isotrópico
Módulo de Young [MPa]	200
Razón de Poisson	0.35
Ángulo de fricción [grados]	30
Cohesión [MPa]	3

4 RESULTADOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

En esta sección se exponen los resultados obtenidos siguiendo la metodología ya descrita, además, se desarrollan los análisis necesarios para responder a los objetivos planteados. La estructura de esta sección comienza por la inspección en terreno, análisis empíricos del desempeño de los puntos de vaciado, y modelamiento numérico.

4.1 Inspección en terreno de Mina Recursos Norte (RN)

4.1.1 Análisis en terreno de los daños presentes en los puntos de vaciado

Para el análisis en terreno, y con el objetivo de estudiar la relación de distintos parámetros con el nivel de daño presente, se levanta información de once excavaciones en Mina RN correspondientes a puntos de vaciado en los cuales se ha implementado una fortificación de pernos, malla y shotcrete. Estos puntos se describen mediante el nivel de daño, la cercanía al frente de hundimiento, la litología, la presencia de agua y las estructuras presentes en las excavaciones.

En la Figura 27 se tiene una vista en planta de un sector de la Mina RN, en donde se identifican con letras los puntos de vaciado de interés para el levantamiento de información. Luego, de la totalidad de estos puntos (16) se logra caracterizar once, dejando fuera los puntos A, D, I, J y N. En el Anexo C se encuentra el detalle de la información levantada para cada uno de los puntos.

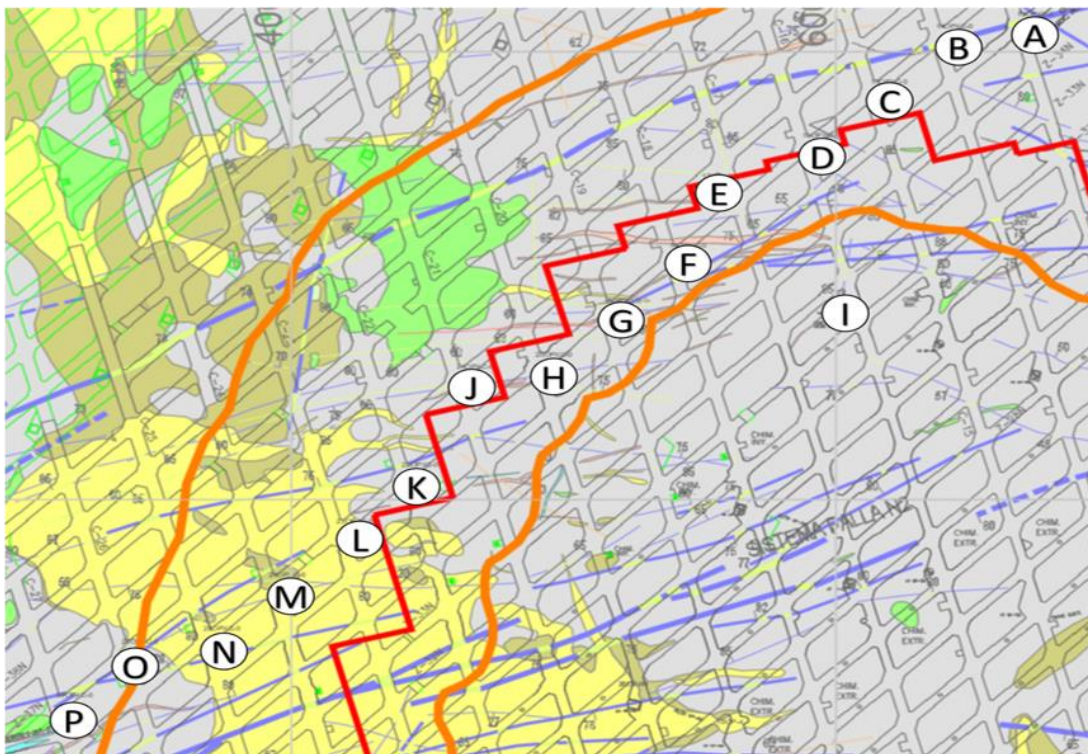


Figura 27: Vista en planta de Mina RN mostrando litología, ZF, y puntos de vaciado seleccionados con refuerzo implementado identificados con letras. Situación al 01/01/2022.

En la Figura 28 se muestra un gráfico en donde se le asigna un nivel de daño a cada punto de vaciado según lo observado en terreno, así se establecen 4 tipos de daños, que en orden ascendente de gravedad corresponden a desprendimiento de shotcrete, agrietamiento en los muros, desprendimiento de rocas, y abombamiento. Así, es posible establecer que los puntos F y G son los que presentan mayores daños, mientras que en los puntos B, H, M, O y P no se identifican daños considerables.

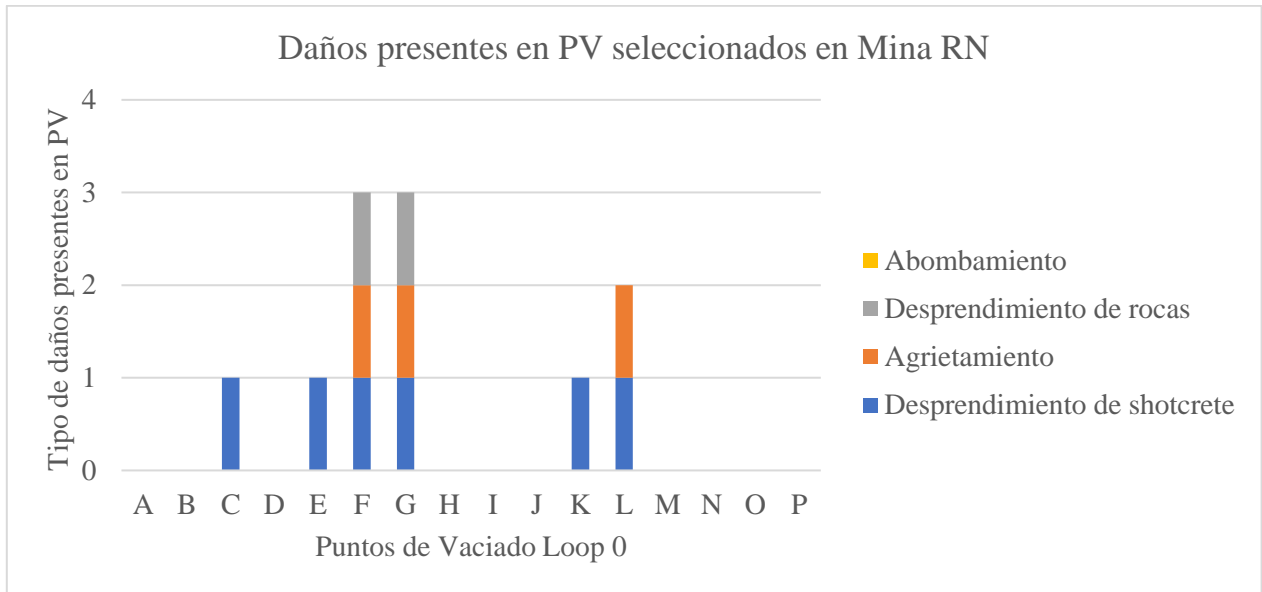


Figura 28: Tipos de daños presentes en once puntos de vaciado seleccionados en Mina RN.

A partir de los daños previamente identificados, se buscan posibles relaciones con distintos parámetros que puedan influir en el nivel de menoscabo en las excavaciones de los puntos de vaciado. Cabe destacar que la cantidad muestreada de puntos de vaciado es baja, y, por lo tanto, no es posible establecer dependencia entre las variables, cabe destacar que la construcción de los puntos de vaciado toma tiempo del orden de meses, por lo cual los análisis con mayor y mejor información requiere largos tiempos de levantamiento de datos.

En la Figura 29 se tiene la distancia del punto de vaciado al frente de hundimiento respecto al nivel de daño como variable dependiente. En este gráfico se observa que los daños se concentran en los puntos que se encuentran detrás del frente, es decir, una vez que se encuentran en la zona relajada. Por el otro lado, los puntos ubicados delante del frente, en su mayoría, no presentan daños considerables.

La Figura 30 muestra la cantidad de fallas y vetillas que pasan por el entorno del punto de vaciado, considerando como entorno la intersección de calle y zanja donde se ubica cada punto. Para ello se identifican fallas y vetillas con el objetivo de estudiar la relación entre inestabilidad y la presencia de estas estructuras. La cantidad de puntos de vaciado muestreados es de 14 por lo que no se logra obtener una cantidad suficiente para realizar un análisis estadístico. Así, en la Figura 31 se relaciona la cantidad de estructuras identificadas con el nivel de daño presente para cada punto de vaciado, según se describe en la Figura 28.

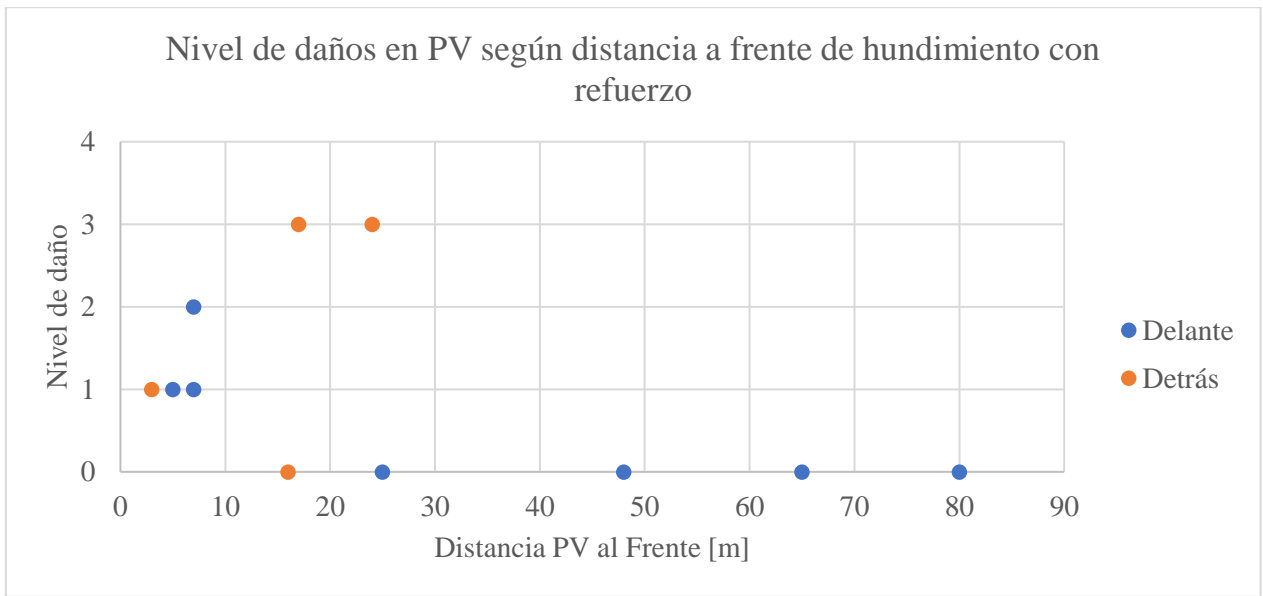


Figura 29: Nivel de daños en los puntos de vaciado seleccionados en Mina RN según la distancia al frente de hundimiento.

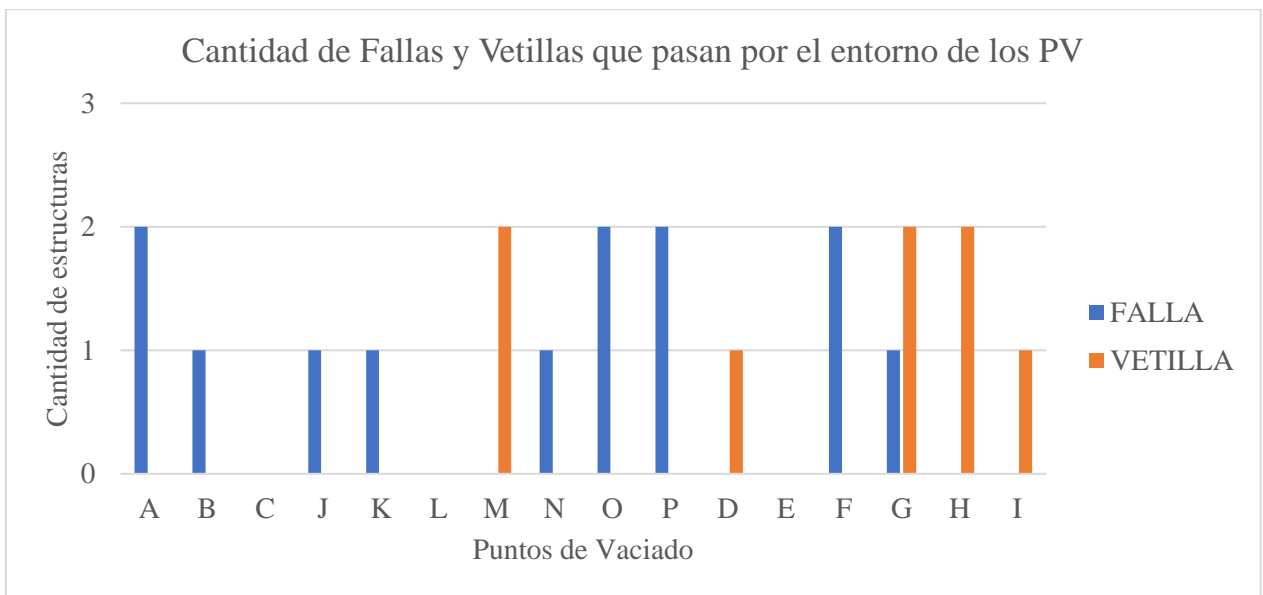


Figura 30: Cantidad de fallas y vetillas que pasan por el entorno de los puntos de vaciado.

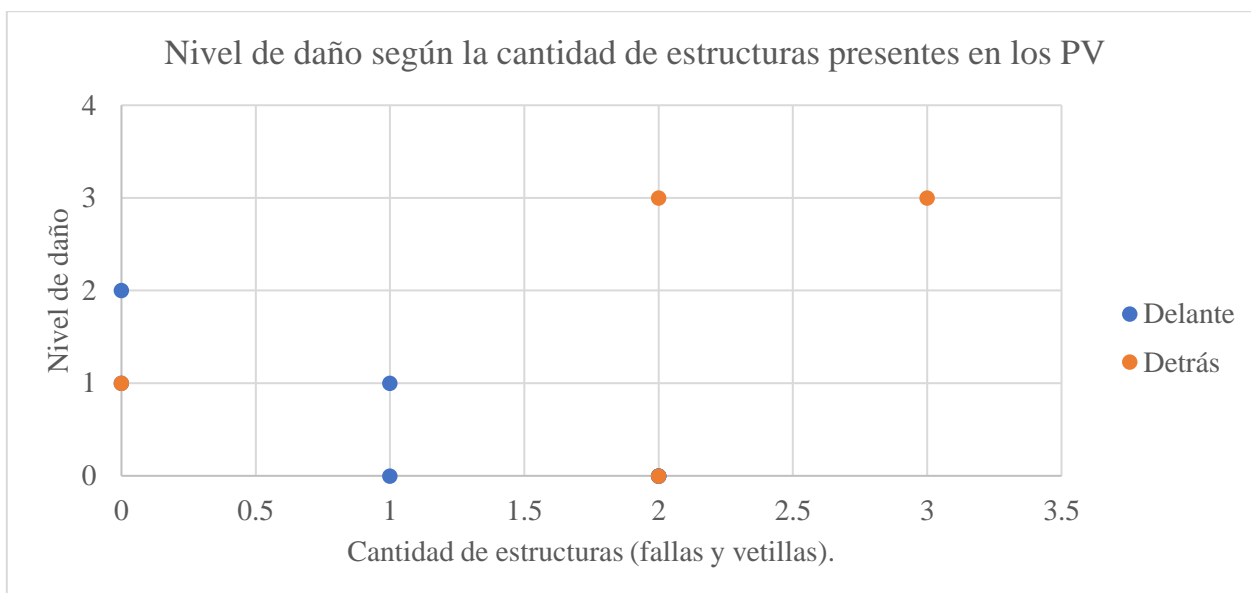


Figura 31: Nivel de daño según la cantidad de estructuras presentes en los puntos de vaciado.

4.2 Análisis empírico del desempeño de los puntos de vaciado

4.2.1 Tiempo de autosoporte del techo

En la Tabla 12 se observan los puntajes de la evaluación para clasificar según el sistema RMR andesitas para sectores del Hw como el Fw, correspondientes a mineral primario de cobre. Se obtienen valores de RMR_B de 78-72 y 75-71 respectivamente. Cabe señalar que este parámetro falla en determinar la calidad del macizo rocoso, y además no se incorporan en los parámetros del sistema las vetillas selladas como un parámetro de control de falla. Teniendo en cuenta que en la zona de estudio convergen distintas zonas litológicas, el espaciamiento es el único parámetro que muestra diferencias entre ellas.

Tabla 12: RMR_B aplicado en mina El Teniente para mineral primario (Brzovic, 2010).

Parameters	Parameters description	Andesite Hw Sector Rating	Andesite Fw Sector Rating
UCS	120 MPa for andesite rock type (from Table 1.2)	11	11
RQD	RQD is 100% and the same at any case	20	20
Spacing	Considering weak discontinuities data from scanlines (or from oriented core logging)	14 (8)	11 (7)
Joint Condition	Weak veins (3;2;3;4;6 from part E in Table 6.1)	18	18
Ground Water	Completely dry prior mining	15	15
RMR_B		78-72	75-71
		Good	Good

Luego, junto con la información que entrega el Sistema RMR, y conociendo que la luz del techo en las intersecciones donde se ubican los puntos de vaciado llega a los 14 m, es posible aproximar el tiempo de autosoporte del techo. Analizando el gráfico de la Figura 32 se puede notar que la estabilidad de la excavación sin soporte está en el orden de 10^3 horas, lo cual es de

un orden similar al tiempo de vida útil de una excavación en el nivel de producción de Mina El Teniente. Así, es importante tener en cuenta las limitaciones de este sistema de clasificación el cual tiende a favorecer los índices medios de calidad, el espaciamiento entre juntas está sobrevalorado, como también los cambios radicales en un solo parámetro afecta poco al índice global debido a la estructura del índice como suma de contribuciones (Kirsten, 1988).

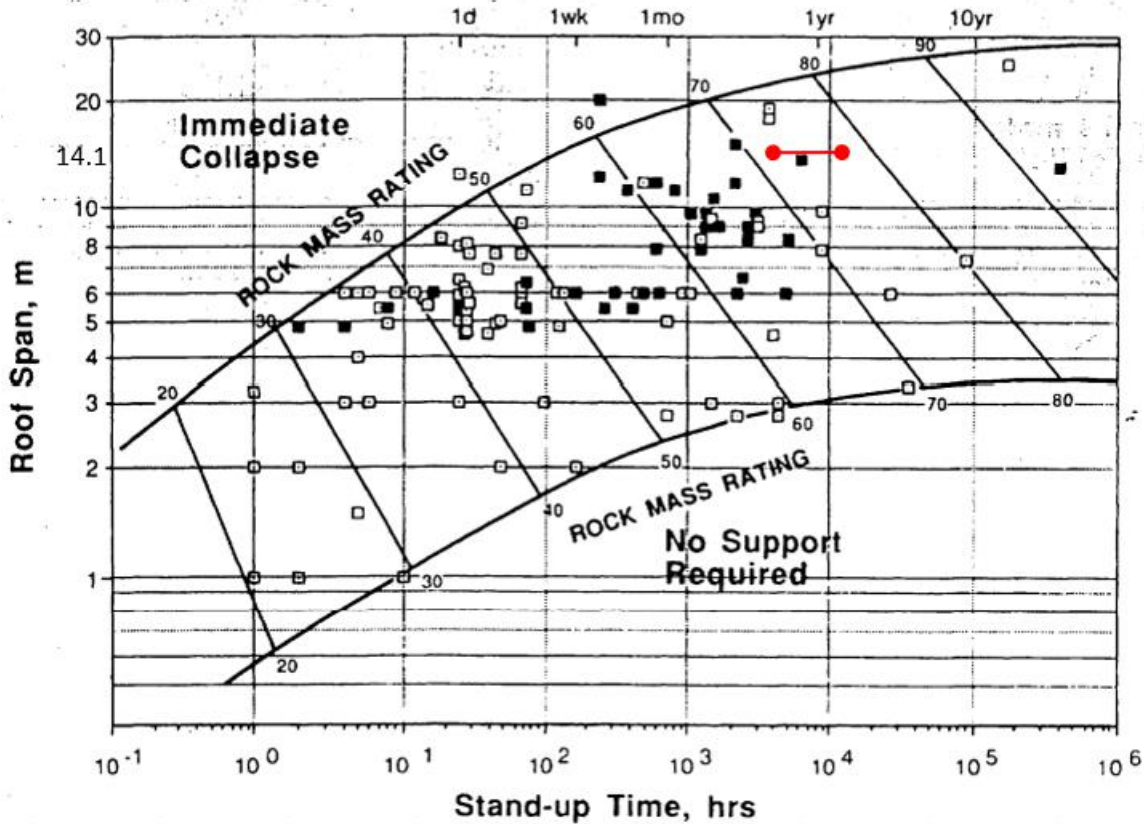


Figura 32: Tiempo de estabilidad de excavaciones sin el uso de soporte.

4.2.2 Sistema Q de Barton aplicado en mina El Teniente

En la Tabla 13, se muestran los parámetros utilizados para la caracterización del macizo rocoso utilizando Sistema Q de Barton en el sector de interés. Se tiene un RQD del 100%, dos sets de discontinuidades de rugosidad irregular y no alteradas, en cuanto a la presencia de agua se considera un flujo medio, es decir, flujo ocasional. Para el SRF se selecciona un 10, puesto a que corresponde a un macizo rocoso competente con problemas de estallido de rocas. Por otro lado, se considera que la excavación corresponde a una estructura minera permanente con un ESR de 1.6, y una luz del techo igual a 14 m. Como resultado, se tiene un valor para Q igual a 0.62 que corresponde a una clasificación de roca *Muy Pobre*, este resultado no se condice con lo observado en terreno, debido a que bajo la condición de esfuerzos presentes este sistema de caracterización subestima la competencia del macizo.

Luego, utilizando el gráfico de la Figura 33, podemos observar que la estructura analizada está en la categoría de soporte 6, el cual considera shotcrete proyectado reforzado con fibra de 12 a

15 cm, y el uso de pernos sistemáticos espaciados cada 1.5 m. Por otro lado, el nuevo refuerzo considera shotcrete de 25 cm de espesor, y una armadura de doble malla ACMA C257 por cada cara de shotcrete.

En cuanto a la distribución de los apoyos, el criterio consiste en que la reacción en cada apoyo no supere las 30 tonf, esto garantiza una distribución adecuada de la carga y evita sobrecargas puntuales que puedan comprometer la estabilidad del macizo rocoso. El uso de dos cables por apoyo, cada uno con una carga admisible de 15.6 tonf, proporciona una capacidad de soporte suficiente para mantener la estabilidad.

Así, la nueva fortificación planteada en la mina El Teniente, con shotcrete más grueso, armadura de doble malla, y distribución de apoyos controlada, proporciona una mayor resistencia y estabilidad al macizo rocoso.

Tabla 13: Parámetros para caracterización Sistema Q.

Parámetro	Valor
RQD (%)	100
Jn	4
Jr	3
Ja	8
Jw	0.66
SRF	10
Q	0.62
Span (m)	14
ESR	1.6

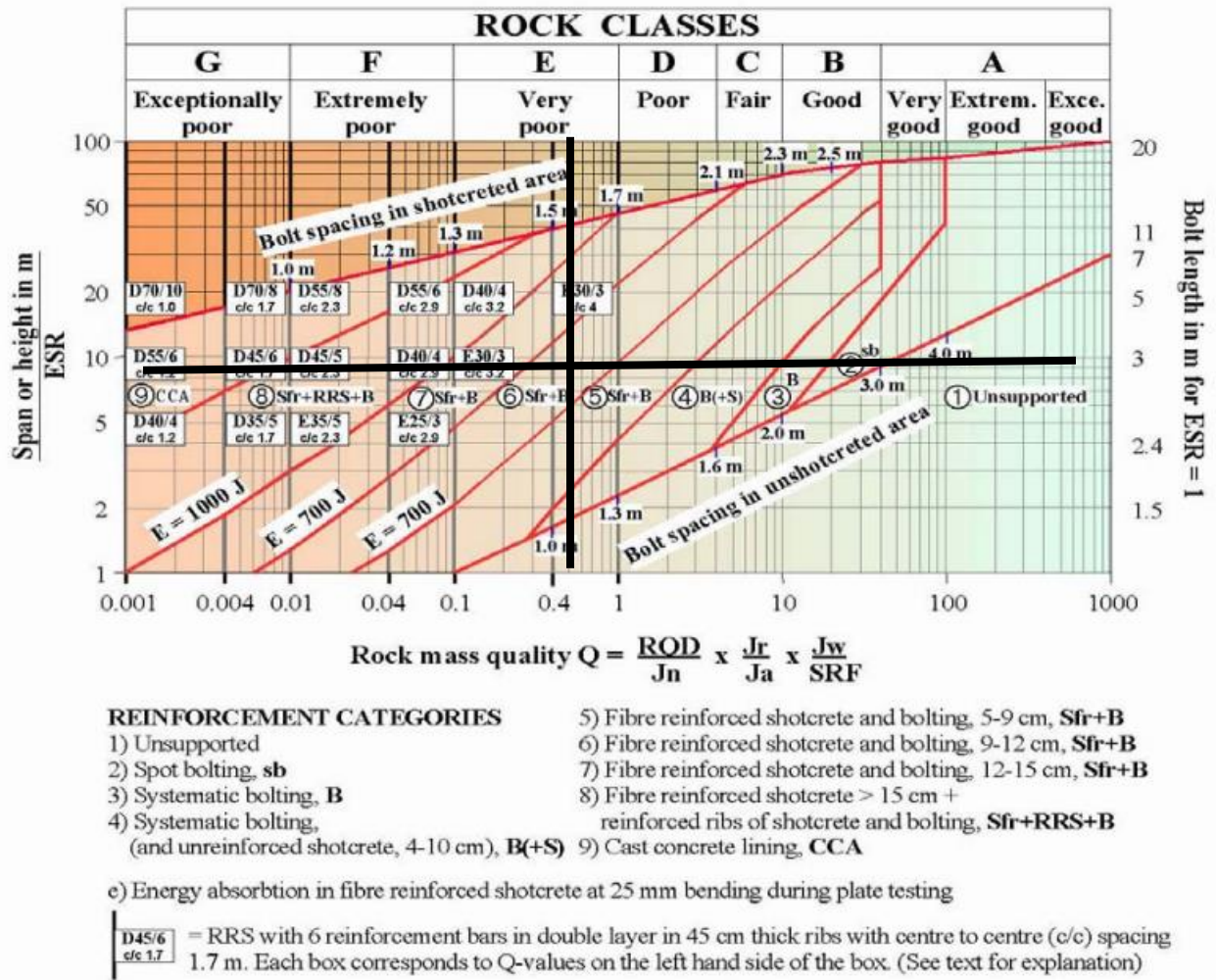


Figura 33: Gráfico de soporte de Q de Barton de 1993, con la adición de la absorción de energía y el RRS en 2003 (N. Barton & Grimstad, 2004).

4.3 Modelamiento numérico

Para la construcción de la sección transversal en el modelo se utiliza la geometría de las galerías mostradas en el Anexo A, donde se tienen galerías de 5.1 m de ancho y 4.3 m de alto. Luego, para el punto de vaciado (PV), se tiene una altura máxima de 5.4 m. En el diseño geométrico de RS2, se refleja el PV en una de las galerías del nivel de producción, donde además se modela una sobre excavación de 1.5 m utilizando la información observada en la Figura 11.

La caja externa tiene dimensiones de 57.1 m de ancho y 35.4 m de alto con restricciones de movimiento en todo el borde tanto para el eje X como el eje Y. En la Figura 34 se observa el resultado geométrico del modelo.

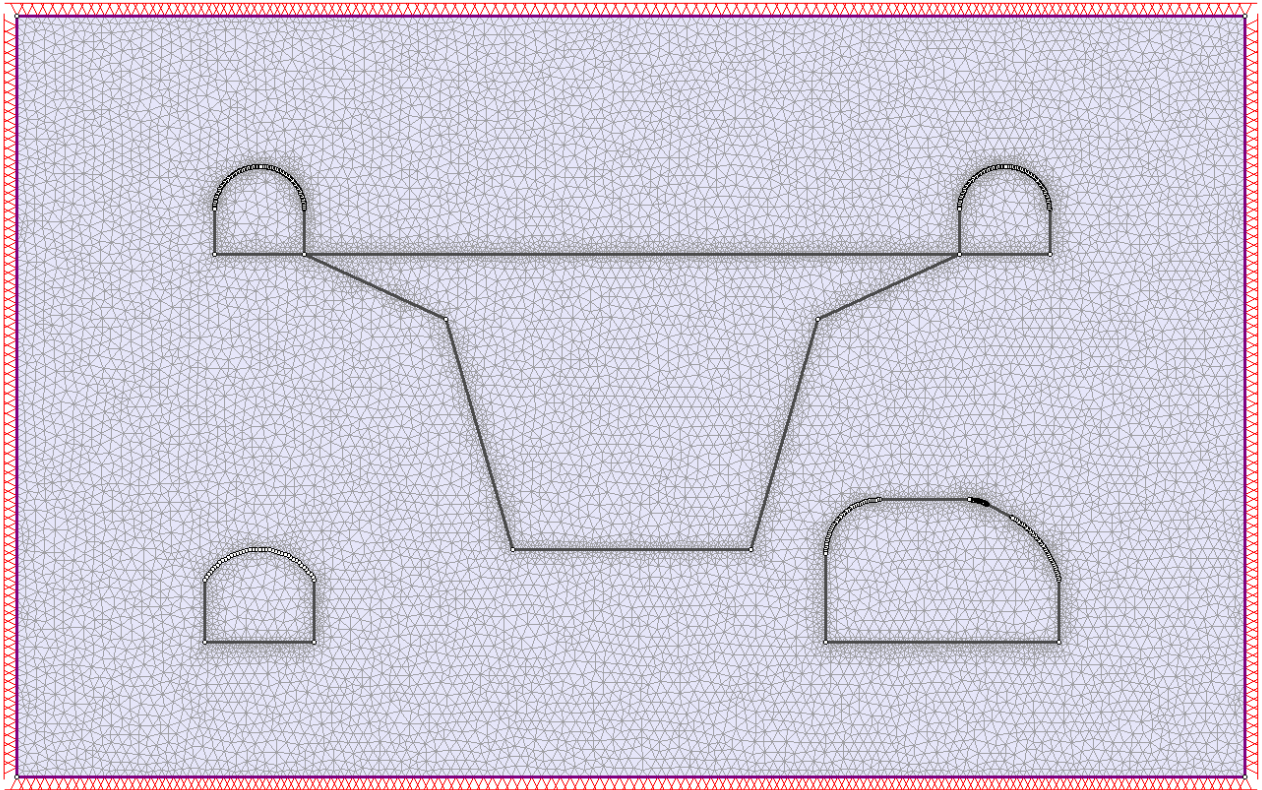


Figura 34: Diseño 2D de sección transversal de nivel de producción, nivel de hundimiento y batea.

El modelo consta de 4 etapas constructivas. Primero está la etapa inicial en la cual no existe ninguna excavación en el modelo. La segunda etapa corresponde a la construcción de las galerías, considerando que en una de las del nivel de producción, se incluye el desquinche para la construcción de un punto de vaciado. La tercera etapa consiste en la construcción de la fortificación, tanto soporte como refuerzos. La última etapa consiste en la apertura de la batea, en la cual el material que contiene cambia sus propiedades de CMET a material Fragmentado. Cabe mencionar que, para analizar la estabilidad de las excavaciones sin fortificación, la tercera etapa se omite, es decir, se observa el comportamiento de las galerías y la batea abierta, pero sin soporte ni refuerzo.

A continuación, se presenta una sección con los resultados de la simulación sin fortificación considerando una roca elástica, y luego, otra sección, con los resultados de la simulación con fortificación considerando roca tipo plástica

4.3.1 Simulación sin fortificación considerando roca tipo elástica

Las siguientes Figuras muestran los resultados obtenidos de esfuerzo principal mayor, esfuerzo principal menor, Strength Factor y Desplazamiento Total, y gráficos que muestra como varían estos parámetros en el contorno de la galería donde se encuentra el modelo teórico de un punto de vaciado, para de esta forma entender el aumento de inestabilidad durante el proceso constructivo de un PV. Es decir, para cada parámetro se muestran tres etapas del proceso constructivo, preminería, apertura de galería considerando desquinche y apertura de batea. En estos gráficos la

posición 0 corresponde al punto A y progresa en sentido antihorario. Con ello es posible estudiar la vulnerabilidad generada por a la merma del Crown Pillar y la singularidad geométrica en el contorno de la galería con desquinche.

En la Figura 35 se muestra el esfuerzo principal mayor, donde es posible apreciar que los mayores esfuerzos principales están presentes en las esquinas como en los techos de las galerías, llegando a valores máximos de 220 MPa. Además, se puede notar que en las paredes de las galerías se tiene la menor magnitud de esfuerzo principal mayor debido a la distribución de los esfuerzos. En la Figura 36 se puede observar un aumento del esfuerzo principal mayor en las esquinas de la galería, mientras que en las paredes de estas se tienen los valores más bajos de esfuerzos.

En la Figura 37 se observan valores para el esfuerzo principal menor, y en las paredes de las galerías se observan valores negativos para este esfuerzo, de esta forma se expresa un desconfinamiento de dichas zonas. En la Figura 38 se puede observar que el esfuerzo principal menor llega a valores mínimos de -40 MPa lo que indica la existencia de puntos de inestabilidad, que se ve intensificada con la apertura de la batea.

En la Figura 39 se muestra el Strength Factor donde se aprecia valores menores a 1 en las paredes de la galería, como también en la zona del pilar entre la batea y el punto de vaciado creando un puente de inestabilidad entre ambas estructuras. En la Figura 40 se muestra que los menores valores se presentan en las paredes con valores menores a 1, considerando que corresponde a un análisis elástico. En la Figura 41 se observa desplazamiento en la excavación del punto de vaciado, donde las mayores magnitudes están en la pared más próxima a la batea. A su vez, la Figura 42 se muestra el desplazamiento del contorno de la excavación en el punto de vaciado para los casos de preminería, apertura de galería y apertura de batea, y como se puede observar los desplazamientos llegan a un máximo de 1.2 cm, en el punto del contorno del PV más cercano a la batea.

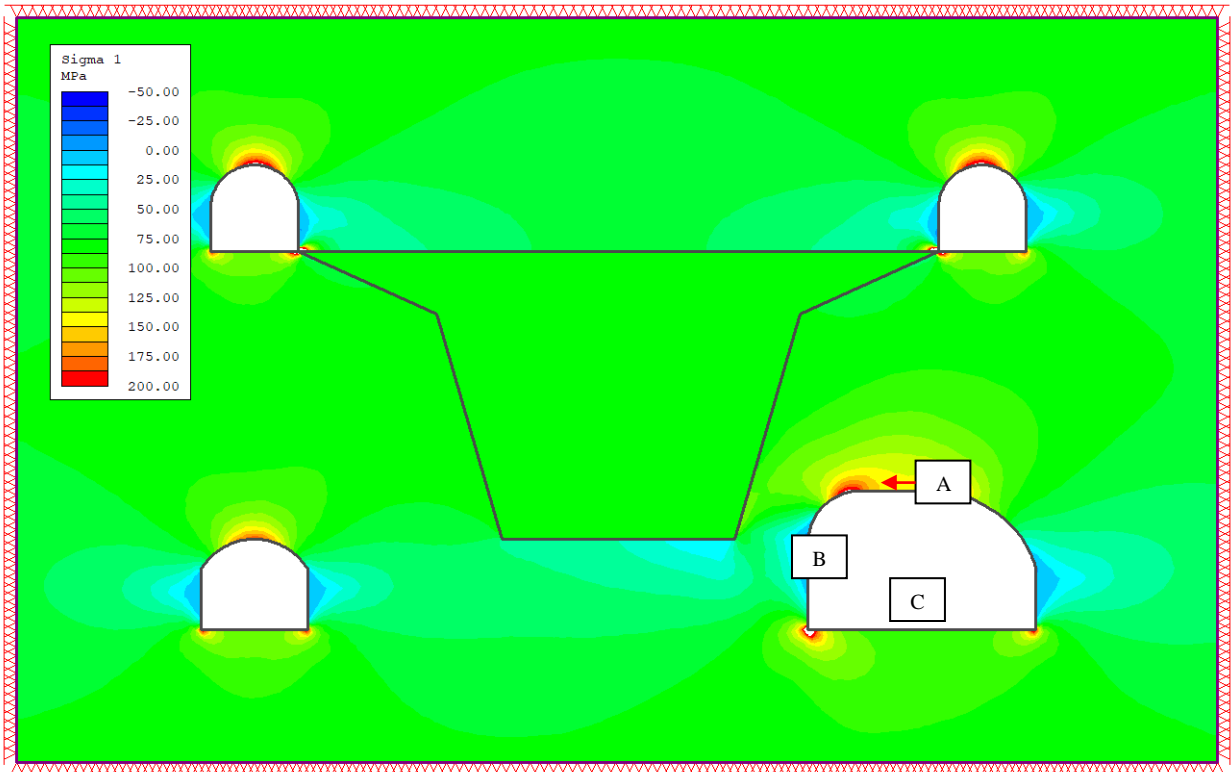


Figura 35: Simulación 2D roca tipo elástica sin fortificación mostrando el esfuerzo principal mayor.

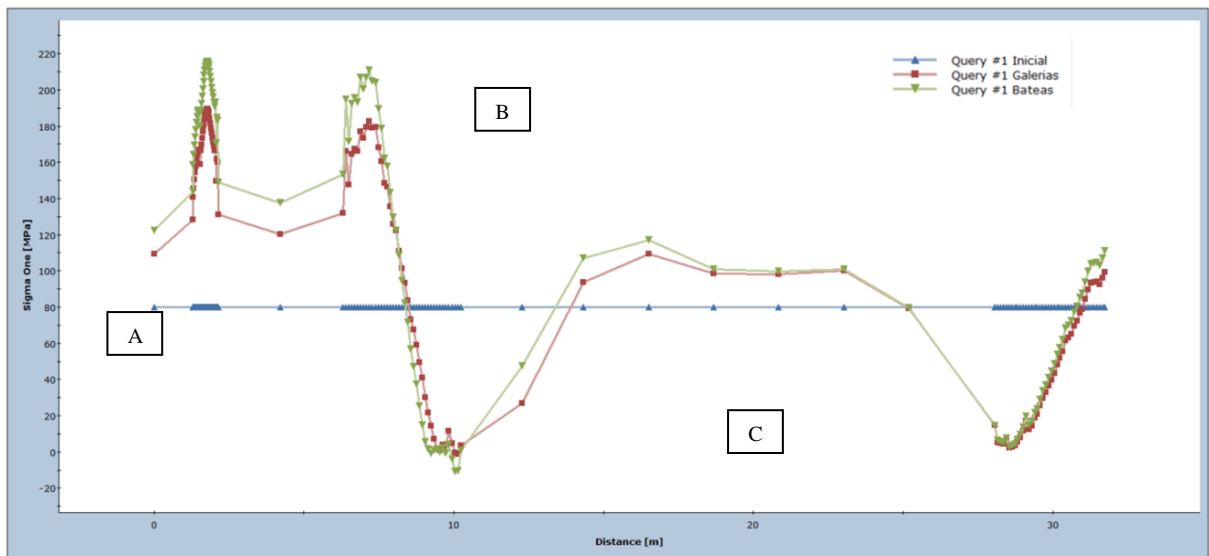


Figura 36: Esfuerzo principal mayor en el contorno de la excavación en punto de vaciado para los casos de preminería, apertura de galería, y apertura de batea.

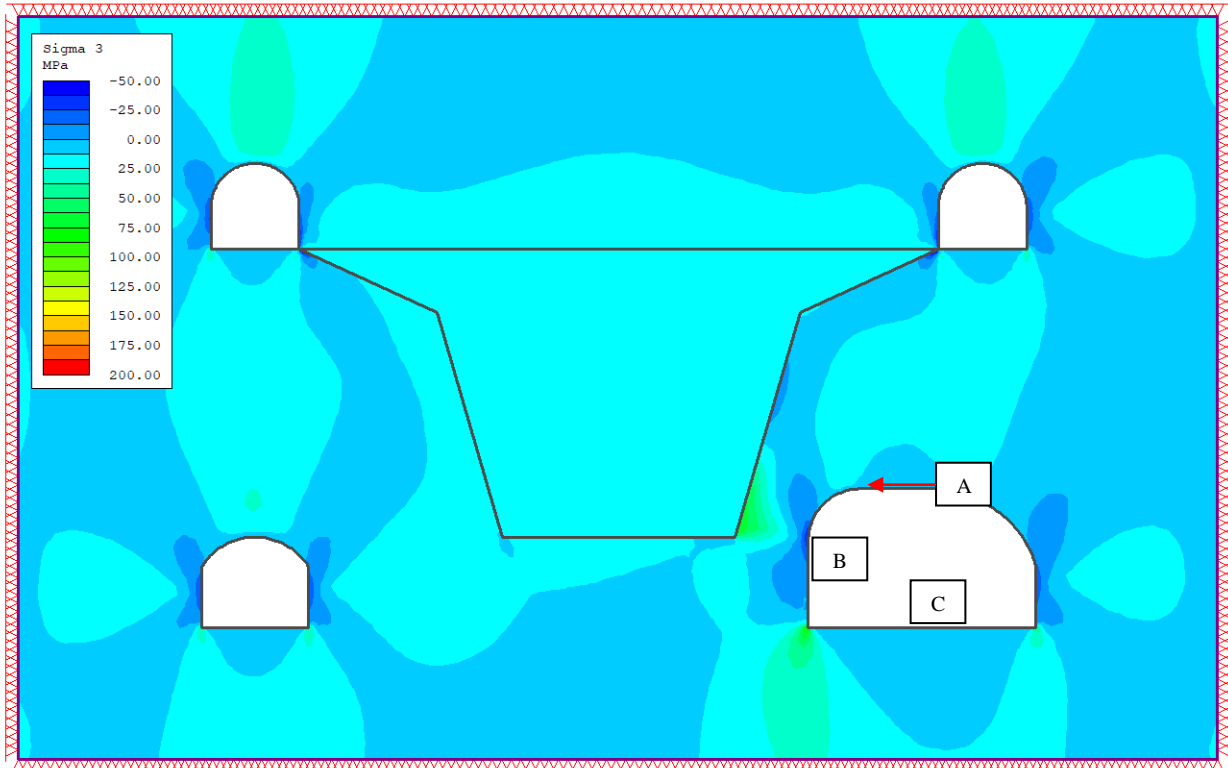


Figura 37: Simulación 2D roca tipo elástica sin fortificación mostrando el esfuerzo principal menor.

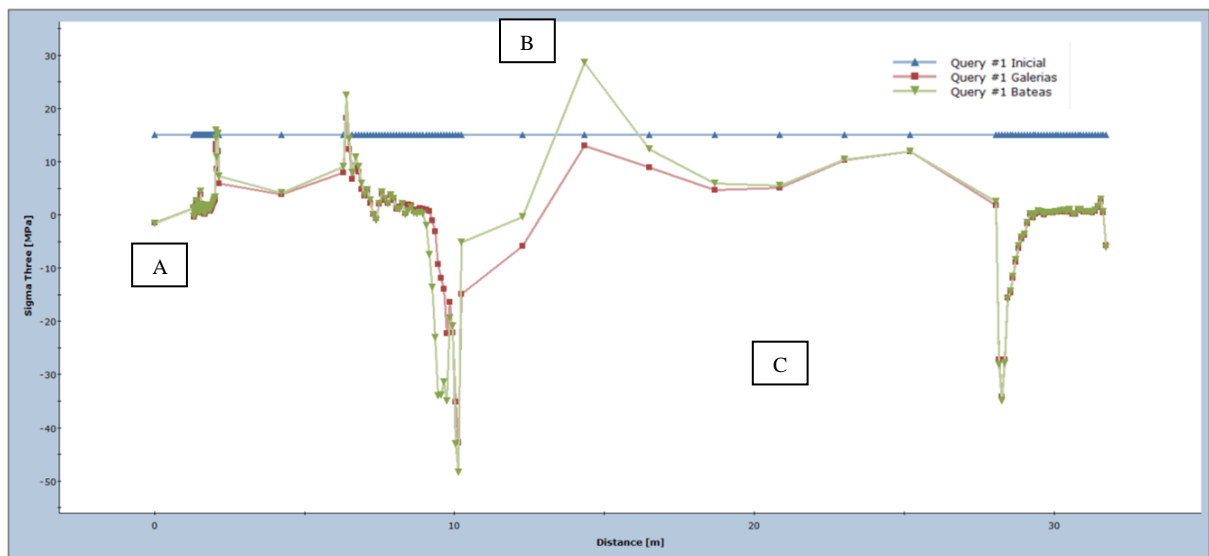


Figura 38: Esfuerzo principal menor en el contorno de la excavación en punto de vaciado para los casos de preminería, apertura de galería, y apertura de batea.

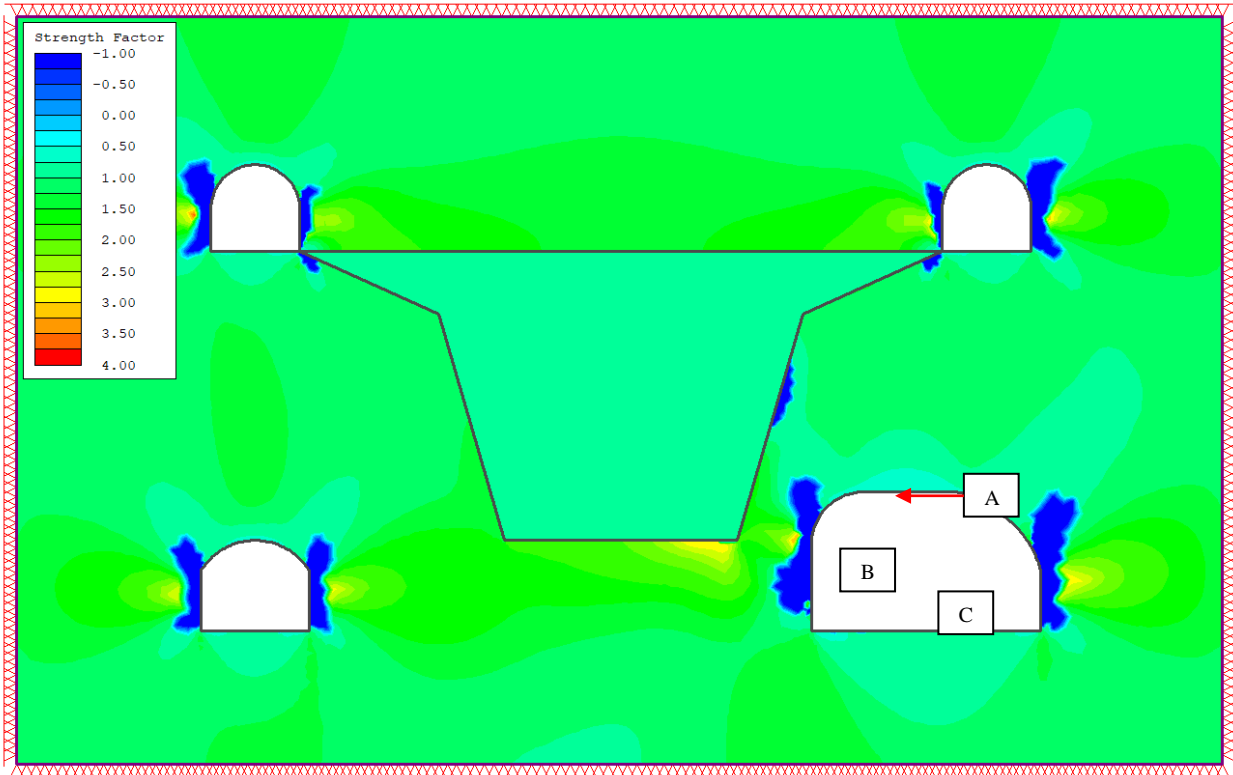


Figura 39: Simulación 2D roca tipo elástica sin fortificación mostrando Strength Factor.

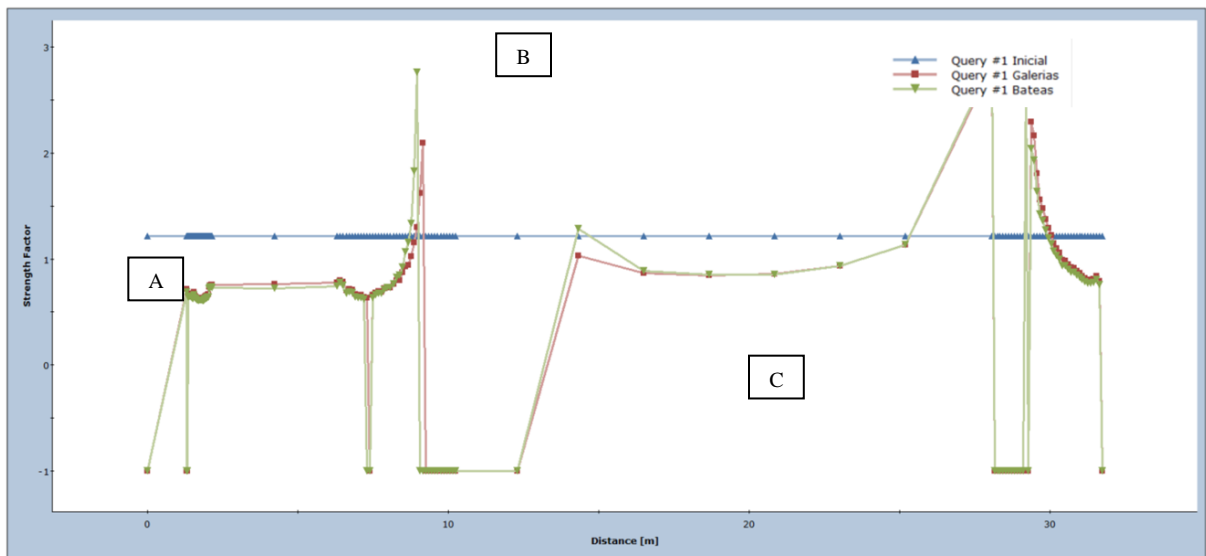


Figura 40: Strength Factor en el contorno de la excavación en punto de vaciado para los casos de preminería, apertura de galería, y apertura de batea.

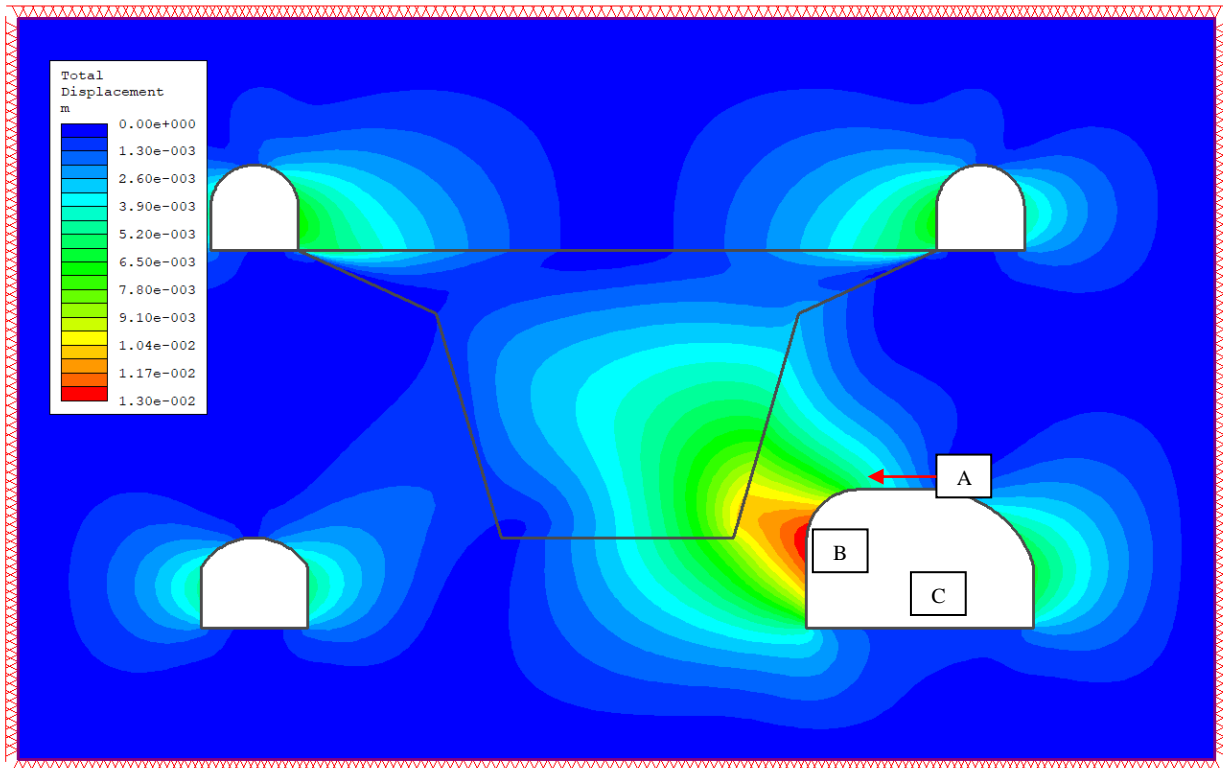


Figura 41: Simulación 2D roca tipo elástica sin fortificación mostrando el Desplazamiento Total.

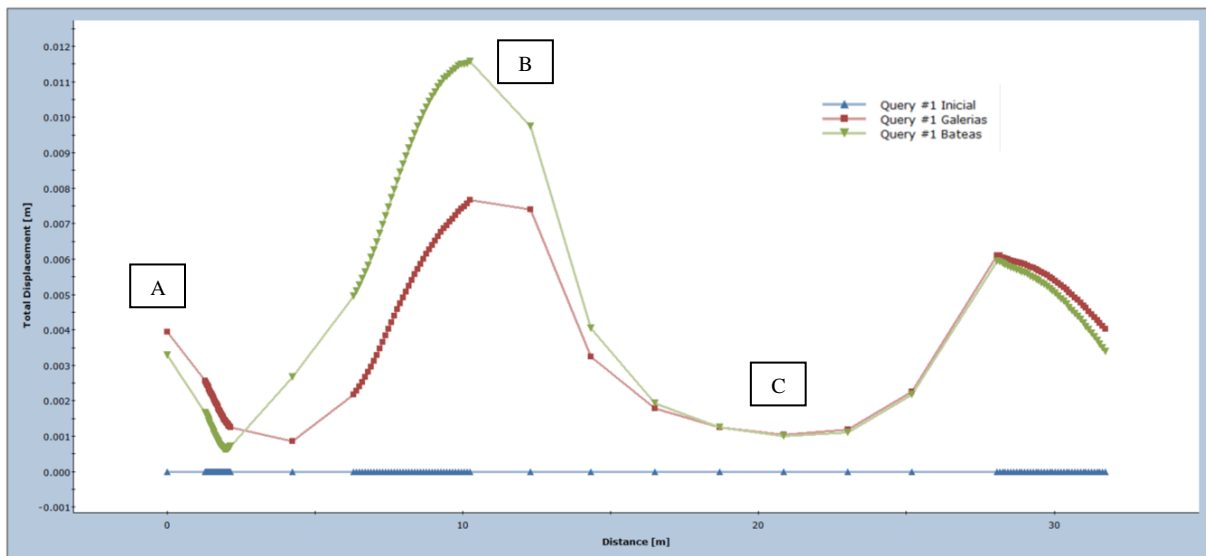


Figura 42: Desplazamiento del contorno de la excavación en punto de vaciado para los casos de preminería, apertura de galería, y apertura de batea.

4.3.2 Simulación con fortificación considerando roca tipo plástica

En esta sección se muestran los resultados de la simulación que considera la fortificación implementada y una roca tipo plástica. En cuanto a la fortificación, se decide utilizar 8 cables que corresponde a una cantidad en exceso de cables que puede haber en una sección transversal, desde el nivel de producción al nivel de hundimiento, y además se considera un revestimiento en las paredes y techo de la galería con el desquinche del punto de vaciado, tal como se observa en la Figura 43. Cabe mencionar que el soporte consistente en cables se encuentra en tensión.

En la Figura 44 se puede observar el esfuerzo principal mayor el cual muestra mayores magnitudes en las esquinas de las excavaciones. En la Figura 45 se observa el esfuerzo principal menor donde se puede apreciar un mayor grado de estabilidad que en el análisis anterior puesto a que no se presentan desconfinamientos en las paredes, es decir, se observan valores de sigma 3 mayores que 0 para el contorno de la excavación del punto de vaciado. En la Figura 46 se tienen los valores de Strength Factor, y a diferencia del caso anterior, corresponden a valores positivos y mayores a uno. En la Figura 47 se observa el desplazamiento total, donde se logra apreciar que con soporte se controla el desplazamiento del contorno del punto de vaciado donde el mayor valor es despreciable, es decir, el desplazamiento en la pared de la galería próxima a la batea, donde su magnitud es cercana a cero. Se puede notar que la fortificación otorga una contención del movimiento del Pilar Corona.

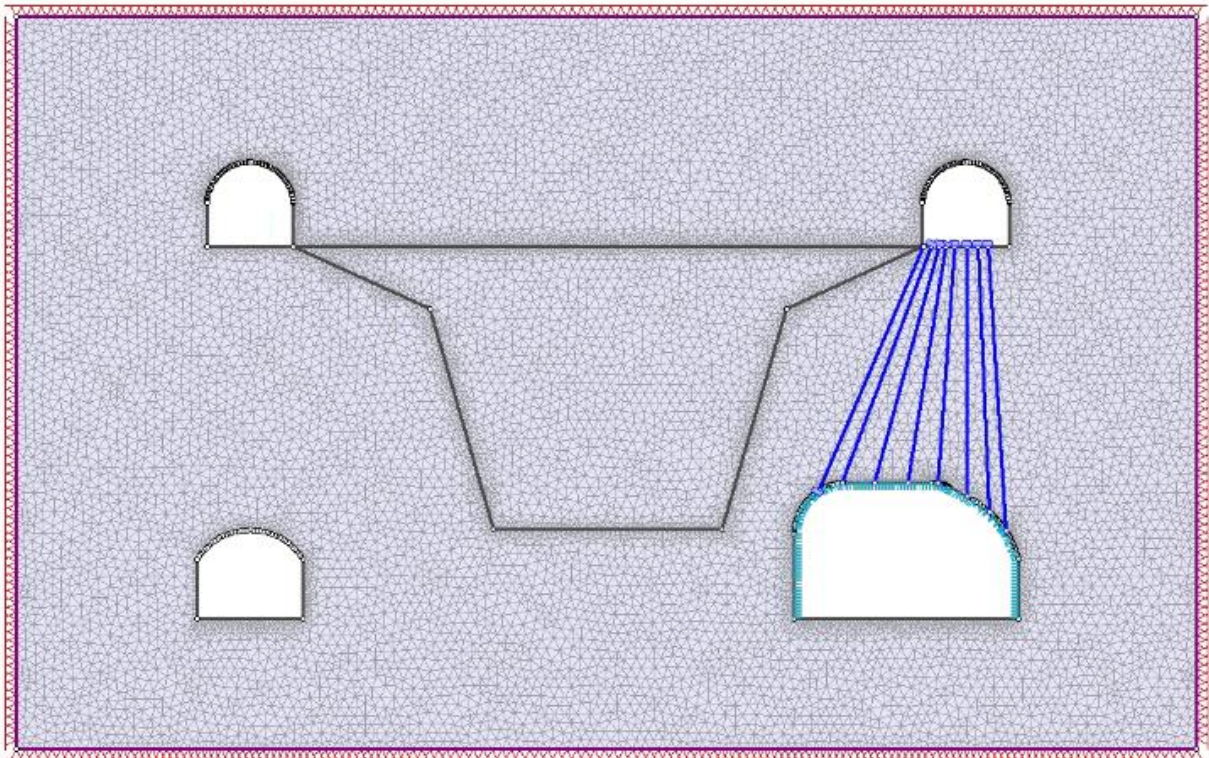


Figura 43: Diseño 2D de sección transversal de nivel de producción, nivel de hundimiento y batea con fortificación implementada (soporte y refuerzo).

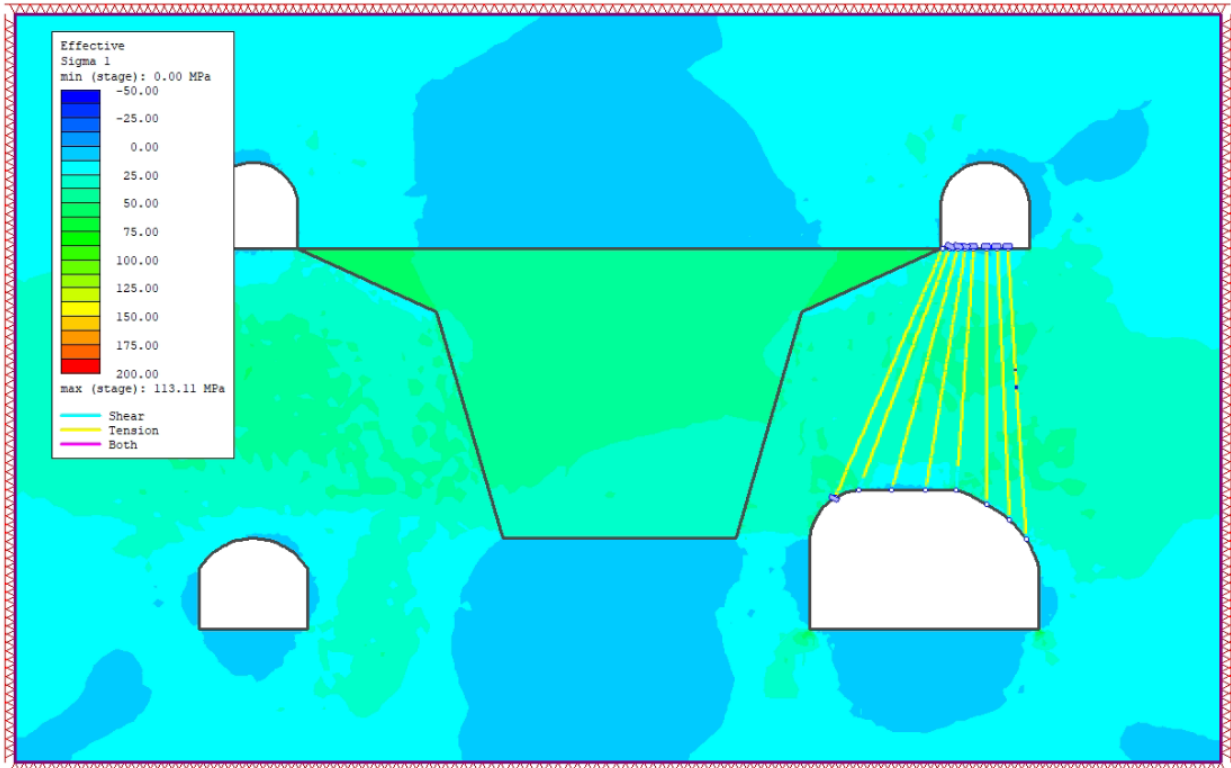


Figura 44: Simulación 2D roca tipo plástica con fortificación mostrando el esfuerzo principal mayor.

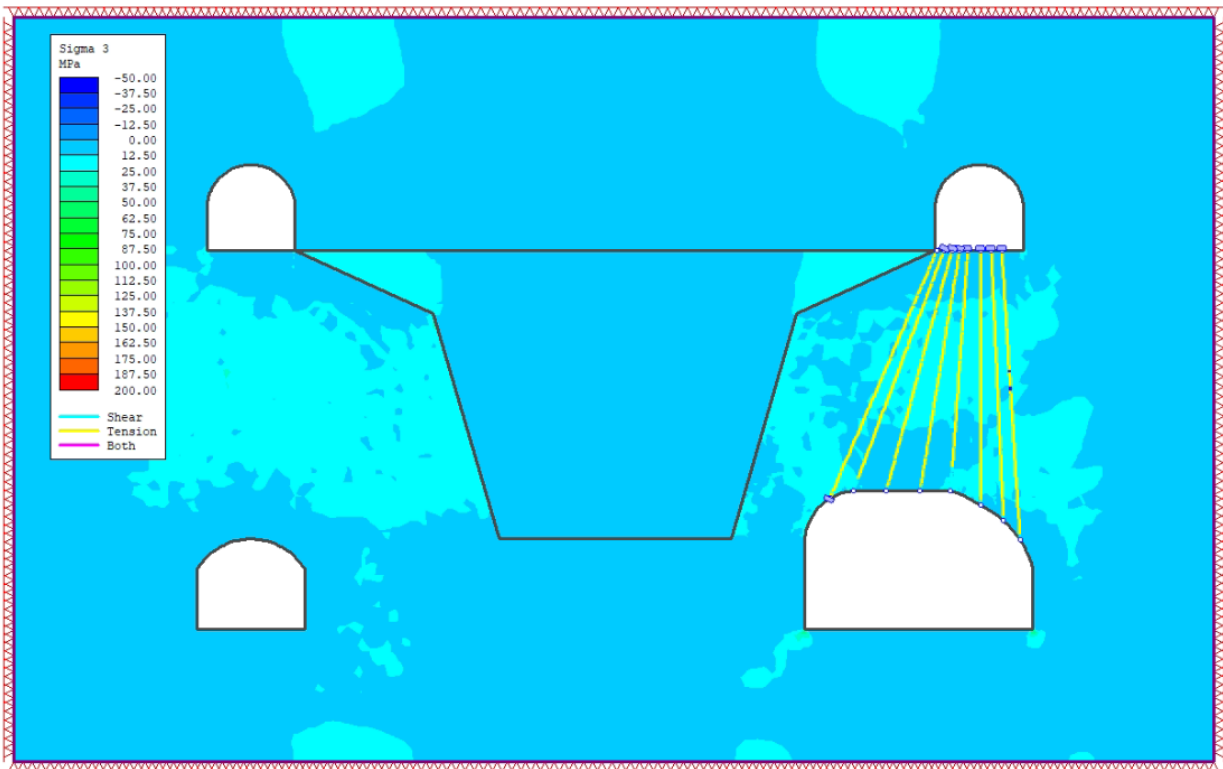


Figura 45: Simulación 2D roca tipo plástica con fortificación mostrando el esfuerzo principal menor.

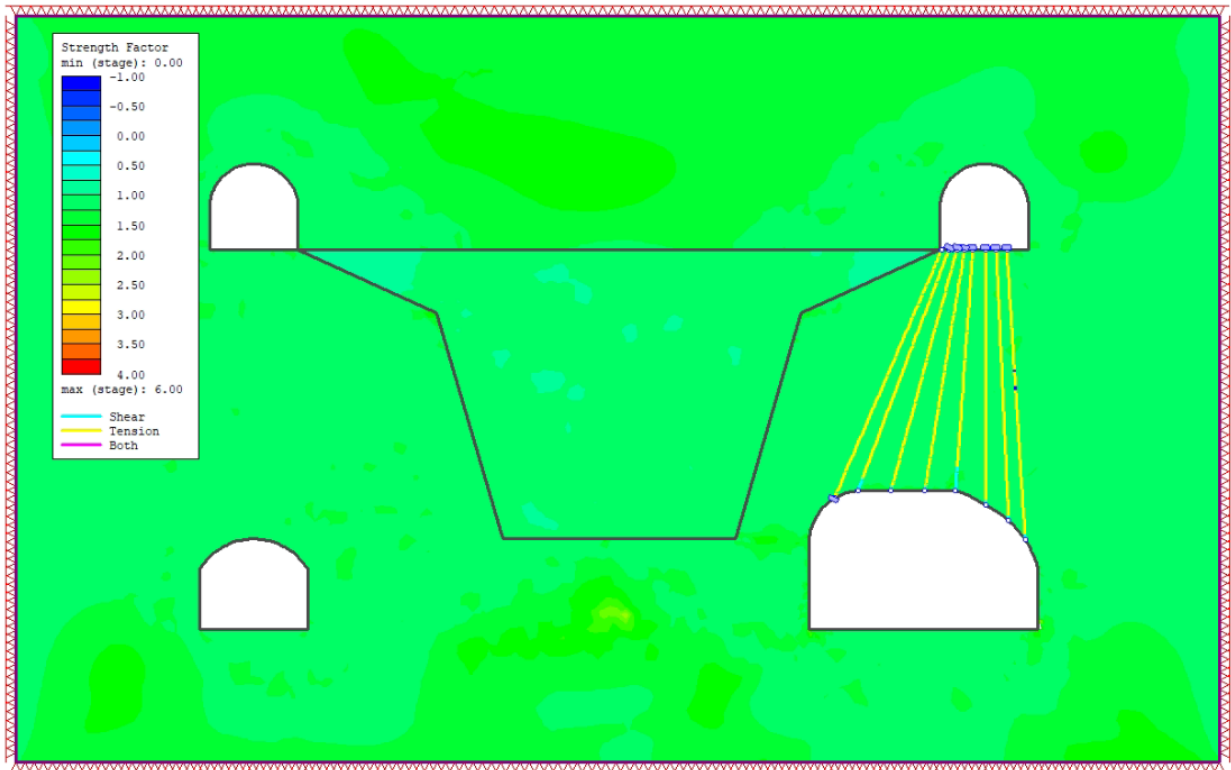


Figura 46: Simulación 2D roca tipo plástica con fortificación mostrando Strength Factor.

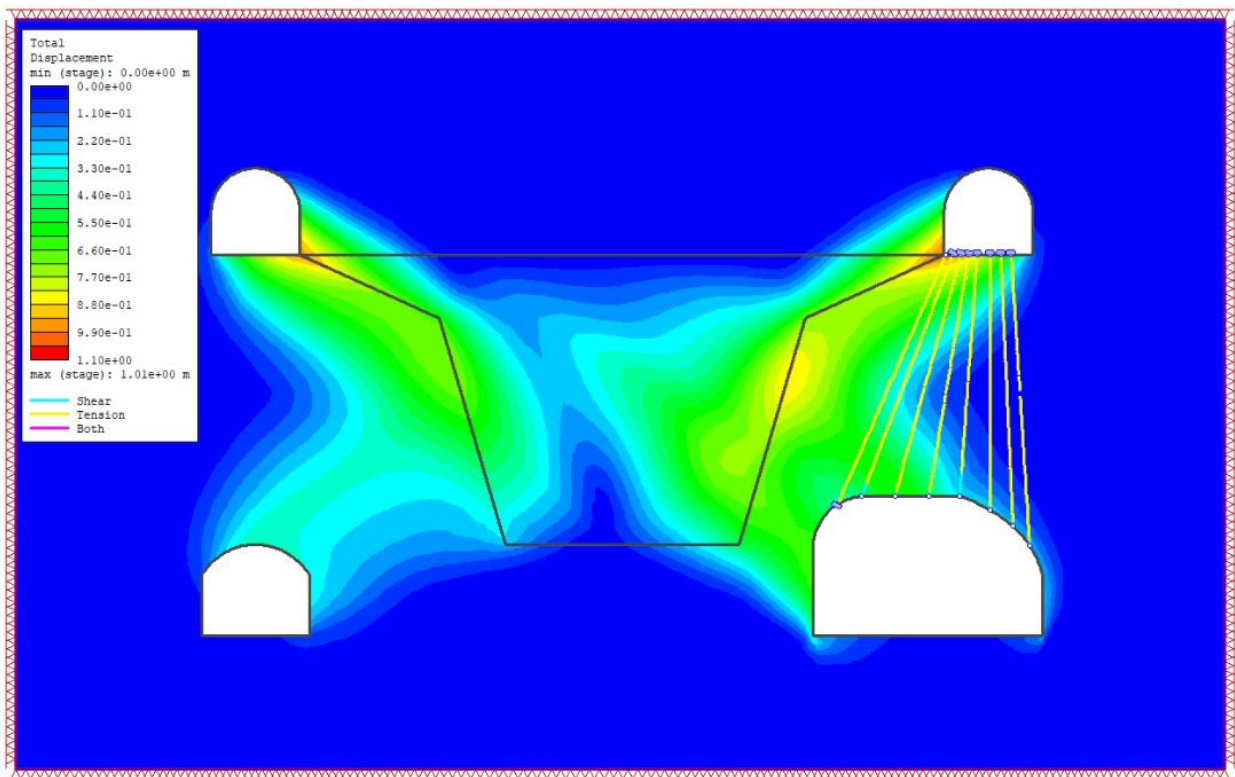


Figura 47: Simulación 2D roca tipo plástica con fortificación mostrando el Desplazamiento Total.

5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las inestabilidades y riesgos geotécnicos que existen en la mina El Teniente son multicausales, pero existe evidencia de que la construcción de los puntos de vaciado aumenta la inestabilidad del pilar, aumentando la ocurrencia de colapsos y/o caídas de cuñas. A partir de este trabajo, se concluye que:

- Como resultado de la caracterización según el Sistema Q, se tiene un valor para Q igual a 0.62 que corresponde a una clasificación de roca Muy Pobre, este resultado no se condice con lo observado en terreno, debido a que bajo la condición de esfuerzos presentes este sistema de caracterización subestima la competencia del macizo. Luego, analizando la simulación realizada sin soporte se observa que existe una zona de inestabilidad en las paredes de la galería con un Strength Factor menor que 1, y en particular, entre la batea y el punto de vaciado.
- Las simulaciones realizadas sin soporte muestran parámetros más inestables en los puntos de la excavación más cercanos a la batea, presentando esfuerzos principales menores inferiores a -40 MPa. Los mayores desplazamientos se presentan en el contorno del pilar donde se encuentra el desquinche del punto de vaciado, llegando a un valor máximo de 1.2 cm, lo cual no representa una variación significativa para entender la inestabilidad observada. Así también, los métodos empíricos señalan que la estabilidad de la excavación sin soporte está en el orden de 10^3 horas, lo cual es de un orden similar al tiempo de vida útil de una excavación en el nivel de producción de Mina El Teniente.
- La apertura de la batea intensifica los valores de inestabilidad entre esta y el punto de vaciado debido a la merma del pilar corona, por otra parte, entre los factores que muestran una incidencia en la estabilidad corresponde al paso del frente de hundimiento por sobre los puntos de vaciado, puesto que los mayores daños se observan una vez la zona se encuentra relajada, es decir, ya pasó por la zona de transición. Según lo observado en los casos en que donde se implementa la fortificación, es posible notar resultados positivos en contener los daños sobre la roca, siendo importante que la implementación se realice de forma óptima.
- La fortificación implementada permite restringir los movimientos del pilar corona, mostrando valores de esfuerzo principal menor, Strength Factor y desplazamiento totales, más estable, cumpliendo el objetivo de contener el desplazamiento causado por el desquinche de un punto de vaciado, esto se condice con lo observado en terreno, donde la correcta implementación de la fortificación permite contener la inestabilidad. Aun así, se requiere aumentar la cantidad de puntos de vaciados muestreados para poder establecer dependencia entre variables que aumentan el daño de un punto, puesto que la información recopilada en este estudio no es suficiente para realizar un estudio estadístico, además, se recomienda levantar información cuantitativa sobre los daños para tener una evaluación más precisa de la magnitud y el impacto en la deformación de las galerías. El uso de métodos empíricos no entrega información para poder explicar el comportamiento observado en terreno, por ello, el uso de modelamiento numérico se presenta como la metodología óptima para realizar un análisis de estabilidad y definir la fortificación necesaria.

- En base a las simulaciones realizadas, se observa que la inestabilidad es más prominente en las esquinas de las galerías donde se ubican los puntos de vaciado, así como en la pared cercana a la batea. Como resultado de estas observaciones, se recomienda realizar un análisis detallado del empalme entre el muro y el refuerzo para mejorar la estabilidad en esas zonas críticas. Así, evaluar la conexión entre el muro y el revestimiento de la galería. El objetivo es asegurarse de que exista una transferencia adecuada de carga y una distribución uniforme de los esfuerzos para minimizar el riesgo de fallas o desprendimientos en esa interfaz crítica.

BIBLIOGRAFÍA

- Barton, N. R., Lien, R., & Lunde, J. (1974). Application of the Q-system in design decisions and appropriate support for underground installations. *Proceedings of the International Conference on Subsurface Space*, Pergamon Press, New York, 553–561.
- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications*.
- Brzovic, A. (2010). *Characterisation of primary copper ore for block caving at the El Teniente mine, Chile*.
- Cavieres, P. (1999). *Evolución de los métodos de explotación en la mina El Teniente*.
- Constanzo, H., Lopez, S., & Videla, J. (2013). State of The Art in Cave Mining. *3rd International Seminar on Mine Planning*.
- Cuadra, P. (1986). Geocronología K-Ar del yacimiento El Teniente y áreas adyacentes. *Revista Geológica de Chile*.
- Garrido, I. (1995). *Geología estructural del distrito y la mina El Teniente y situación geodinámica regional. Proyecto Geodinámico Mina El Teniente*. Proyecto API-1-1689. Reporte interno, CODELCO-Chile, División El teniente
- Hitschfeld, M. E. (2006). *Petrografía y geoquímica de los intrusivos leucocráticos del sector sur este del yacimiento El Teniente. VI Región, Chile*.
- Karzulovic, A. (2001). Propiedades geomecánicas de las estructuras en roca primaria, Mina El Teniente. *Superintendencia Planificación Minco. CODELCO, El Teniente. Estudio DT-CG-01-003*.
- Kirsten, H. A. D. (1988). Written discussion. Rock Classification Systems for Engineering Purposes. *ASTM STP 984*, 32–33.
- Oyanader, J. (2016). Estudio de perfil para la explotación de Recursos Sur Codelco División El Teniente. *Memoria Para Optar al Título de Ingeniero Civil de Minas. Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería de Minas*.
- Quezada, R., & Zepeda, R. (2018). *API T13E200: Desarrollo de Modelo de Diseño Minero para la Mitigación de Colapsos en Mina El Teniente*.
- Ramírez, F. (2012). *Simulación del comportamiento geomecánico de las vetillas del yacimiento El Teniente mediante PFC3D*. Universidad de Chile.
- Seguel, J., Arriagada, C., Becerra, J., Martínez, F., Carrizo, D., & Floody, R. (2007). Estilos estructurales en el Yacimiento El Teniente. *Informe Interno*.

ANEXO B: Tabla Sistema Q de Barton (Barton et al., 1974)

PARAMETERS DESCRIPTION	VALUE	NOTES
1. ROCK QUALITY DESIGNATION	RQD	
A. Very poor	0-25%	(i) Where RQD is reported or measured as ≤ 10 (including 0), a nominal of 10 is used to evaluate Q (ii) RQD intervals of 5, i.e. 100, 95, 90 etc. are sufficiently accurate.
B. Poor	25-50%	
C. Fair	50-75%	
D. Good	75-90%	
E. Excellent	90-100%	
2. JOINT SET NUMBER	Jn	
A. Massive, no or few joints	0.5-1	(i) For intersections use $(3.0 \times Jn)$. (ii) For portals use $(2.0 \times Jn)$.
B. One joint set	2	
C. One joint set plus random	3	
D. Two joint sets	4	
E. Two joint sets plus random	6	
F. Three joint sets	9	
G. Three joint sets plus random	12	
H. Four or more joint sets, random, heavily jointed, "sugar cube", etc.	15	
J. Crushed rock, earth-like	20	
3. JOINT ROUGHNESS NUMBER	Jr	
(a) Rock wall contact		(i) Descriptions refer to small-scale features to intermediate scale features, in that order. (ii) Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m. (iii) $Jr = 0.5$ can be used for planar, slickensided joints having lineations, provided that the lineations are oriented for minimum strength.
(b) Rock wall contact before 10 cms shear		
A. Discontinuous joints	4	
B. Rough and irregular, undulating	3	
C. Smooth undulating	2	
D. Slickenside undulating	1.5	
E. Rough or irregular, planar	1.5	
F. Smooth, planar	1	
G. Slickenside, planar	0.5	
(c) No rock wall contact when sheared		
H. Zones containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)	
J. Sandy, gravelly or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)	
Notes Continuation: (iv) Jr and Ja classification is applied to the joint set or discontinuity that is least favourable for stability both from the point of view of orientation and shear resistance, τ (where $\tau \approx \sigma_n \tan^1(Jr/Ja)$).		
4. JOINT ALTERATION NUMBER	Ja	ϕ_r (approx.)
(a) Rock wall contact (no mineral filling, only coating)		(i) Values of ϕ_r , the residual friction angle, are intended as an approximate guide to the mineralogical properties of the alteration products, if present.
A. Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling	0.75	
B. Unaltered joint walls, surface staining only	1	
C. Slightly altered joint walls, non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	2	
D. Silty-, or sandy-clay coatings, small clay-fraction (non-softening)	3	
E. Softening or low-friction clay mineral coatings, i.e. kaolinite, mica. Also chlorite, talc, gypsum and graphite etc., and small quantities of swelling clays. (Discontinuous coatings, 1-2 mm or less in thickness)	4	
(b) Rock wall contact before 10cm shear (thin mineral filling)		
F. Sandy particles, clay-free, disintegrating rock etc.	4	
G. Strongly over-consolidated, non-softening clay mineral fillings (continuous <5 mm thick)	6	
H. Medium or low over-consolidation, softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	8	
J. Swelling clay fillings, i.e., montmorillonite, (continuous < 5mm thick). Values of Ja depend on percent of swelling clay-size particles, and access to water etc.	8-12	
(c) No rock wall contact when sheared (thick mineral fillings)		
K, L, M. Zones or bands of disintegrated or crushed rock and clay (see G, H and J for clay condition)	6, 8 or 8-12	
N. Zones or bands of silty – or sandy-clay, small clay fraction, non-softening	5	
O, P, R. Thick continuous zones or bands of clay (see G.H and J for clay conditions)	10, 13 or 13-20	
5. JOINT WATER REDUCTION	Jw	Approx. water pressure (kg/cm ²)
A. Dry exaction or minor inflow i.e. <5 l/m locally	1	<1
B. Medium inflow or pressure, occasional outwash or joint fillings	0.66	1-2.5
C. Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.5	2.5-10
D. Large inflow or high pressure	0.33	2.5-10
E. Exceptionally high inflow or pressure at blasting, decaying with time	0.2-0.1	>10
F. Exceptionally high inflow or pressure	0.1- 0.05	>10
Notes Continuation: (iii) For general characterisation of rock masses distant from excavations influences, the use of $Jw = 1.0, 0.66, 0.5, 0.3$, etc. as depth increases from say 0-5, 5-25, 25-250 to >250 m is recommended, assuming that RQD/Jn is low enough (e.g. 0.5-2.5) for good hydraulic connectivity. This will help to adjust Q for some of the effective stress and water softening effects, in combination with appropriate characterization values of SRF. Correlations with depth-dependent static deformation modulus and seismic velocity will then follow the practice used when these were developed.		

PARAMETERS DESCRIPTION	VALUE	NOTES
6. STRESS REDUCTION FACTOR	SRF	
(a) <i>Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated</i>		(i) Reduce these values of SRF by 25-50% if the relevant shear zones only influence but do not intersect the excavation. This will also be relevant for characterisation.
A. Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock (any depth).	10	
B. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth ≤ 50 m).	5	
C. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth >50 m).	2.5	(ii) For strongly anisotropic virgin stress field (if measured):
D. Multiple shear zones in competent rock (clay free), loose surrounding rock (any depth).	7.5	When $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reduce σ_c
E. Single shear zone in competent rock (clay free) (Depth of excavation ≤ 50 m).	5	and σ_t to $0.8\sigma_c$ and $0.8\sigma_t$. When
F. Single shear zone in competent rock (clay free) (Depth of excavation >50 m).	2.5	$\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reduce σ_c and σ_t to
G. Loose open joints, heavily jointed or "sugar cube" etc. (any depth).	5	$0.6\sigma_c$ and $0.6\sigma_t$, where σ_c is the
(b) <i>Competent rock, rock stress problems</i>		unconfined compression
	σ_c/σ_1	strength, σ_c is the tensile strength,
H. Low stress, near surface	>200	and σ_1 and σ_3 are the major and
J. Medium stress	200-10	minor principal stresses.
K. High stress, very tight structure (usually favourable to stability, may be unfavourable to wall stability)	10-5	(iii) Few case records available
L. Mild rockburst (massive rock)	5-2.5	where depth of crown below
M. Heavy rockburst (massive rock)	<2.5	surface is less than span width,
(c) <i>Squeezing rock, plastic flow of incompetent rock under influence of high rock pressure</i>		suggest an SRF increase from
N. Mild squeezing rock pressure	5-10	2.5 to 5 for such cases (see H).
O. Heavy squeezing rock pressure	10-20	(iv) Cases L, and M are usually
(d) <i>Swelling rock, chemical swelling activity depending on presence of water</i>		most relevant for support design
P. Mild squeezing rock pressure	5-10	of deep tunnels excavations in
R. Heavy squeezing rock pressure	10-15	hard massive rock masses, with
		RQD/J_n ratios from about 50-
		200.
Notes (v) For general characterisation of rock masses distant from excavations influences, the use of SRF = 5, 2.5, 1, and 0.5 is recommended as depth increases from say 0-5, 5-25, 25-250 to >250 m. This will help to adjust Q for some of the effective stress and water softening effects, in combination with appropriate characterization values of SRF .		

Notes, some useful notes which are not included in the original paper (Barton et al. 1974) were added from notes presented in Barton (2002).

ANEXO C: Información levantada para cada uno de los puntos Mina RN

Nombre PV	Posición al frente	Distancia al frente [m]	Litología	Singularidad geológica	Daños (agrietamiento, abombamiento, agua, entorno)	Estado Fortificación
A-130PXC-0	Delante (ZT)	48	CMET	Falla N3	Sin inspección. OP en construcción	-
B-140PXC-0	Delante (ZT)	48	CMET, DC	Falla N3, Leve contacto litológico	Se trasladada a ZI38-39. Techo con humedad y sin daño. OP construido y tapado en piso. Se ven algunos pernos cables (lo tapa shotcrete). Pernos mal instalados para el traslape. Malla no adosada a la caja. Sin daño.	Subóptima
C-150PXC-0	Delante (ZT)	7	CMET, DC	Leve contacto litológico	OP Sellado. Se trasladada entre Z41-42. Falta pernos cables y malla ACMA. Sin perforación de OP. Hay humedad y goteo.	Subóptima
D-160PXC-0	Detrás (ZT)	1.4	CMET	Falla interpretada N59°E	LHD trabajando. Sin inspección	-
E-170PXC-0	Detrás (ZT)	3	CMET, DC	Falla interpretada, Contacto litológico, Vetillas HT Falladas	Sin presencia de agua en OP. Presencia de agua por la calle, daños menores antiguos. OP se encuentra fuera de ZT	bueno
F-180PXC-0	Detrás (ZT)	24	CMET, DC	Falla, Fuerte contacto litológico	Se encuentra en zona de ZT con la instalación de refortificación de cables. Agrieta miento y desprendimiento de rocas en zona PV sobre muro. Condición de agua: húmedo.	Buen estado
G-190PXC-0	Detrás (ZT)	17	CMET, DC, PD	Falla, Fuerte contacto litológico, vetillas HT falladas e hidrotermal tardía	Se encuentra en zona de ZT con la instalación de refortificación de cables. Lajamiento de shotcrete y desprendimiento de roca desde bóveda. Condición de agua: húmedo.	Buen estado
H-200PXC-0	Detrás (ZT)	16	CMET, DC	Leve contacto litológico, Vetillas HT Falladas	Se encuentra en zona de ZT con la instalación de refortificación de cables. No presenta daños. Condición de agua: seco.	Buen estado
I-160P-6N	Zona Relajada	40 a ZT	CMET, DC	Falla interpretada, Contacto litológico	Sin inspeccionar	-
J-210PXC-0	Delante (ZT)	5	CMET, DC	Falla, Contacto litológico	Hay equipos en sector. No se puede inspeccionar	-
K-220PXC-0	Delante (ZT)	5	CMET, PD	Falla, Contacto litológico	Fortificación buen estado. Lajeo. Humedad y goteo en techo.	Buen estado
L-230PXC-0	Delante (ZT)	7	CMET, PD, DC, BIPD	Contacto litológico	Fortificación buena. Se observa daño antiguo. Hay humedad y goteo por la ZI36 y techo	Buen estado
M-240PXC-0	Delante (ZT)	25	PD, BIPD	Vetillas HT Falladas, Contacto litológico	Fortificación buena, sin daño. Poca presencia de agua en OP. Hay humedad y agua en ZI36 Fw.	Buen estado
N-250PXC-0	Delante (ZT)	40	PD, BIPD	Falla, Contacto litológico	Sin inspección. Hay marina	-
O-260PXC-0	Delante (ZT)	65	CMET, PD	Fallas, Contacto litológico	Se encuentra con la instalación de refortificación de cables. No presenta daños. Condición de agua: húmedo.	Buen estado
P-270PXC-0	Delante (No ZT)	80	CMET, DC, DA, BA	Fallas, Contacto lito.	Se encuentra sin la instalación de refortificación de cables. No presenta daños. Condición de agua: seco.	Buen estado