

# ANÁLISIS TENSO-DEFORMACIONAL Y DISEÑO DE FORTIFICACIONES PARA UNA EXPLOTACIÓN DE COBRE POR SUB-LEVEL STOPPING. ATACAMA KOZAN (CHILE)

S. VEYRAT, J.M. GALERA, G. IBARRA, C. MENCHERO, SUBTERRA INGENIERÍA LTDA., SANTIAGO, CHILE. / F. ROJAS TORO, S.C. MINERA ATACAMA KOZAN. TIERRA AMARILLA, III REGIÓN, CHILE.

El presente artículo ha sido presentado como comunicación al 1er Congreso Internacional de Diseño de Mina por Métodos Empíricos

## 1.- Introducción

Desde el punto de geológico, la estructura general del área de estudio está definida sobre una estructura anticlinal, compuesta por una secuencia de materiales vulcano-sedimentaria. Estos materiales pertenecen al grupo Chañarcillo, de edad comprendida entre el Jurásico Superior y el Cretácico Inferior. El grupo Chañarcillo aflora como una franja continua de dirección aproximada N-10°.

Estos depósitos marinos están divididos en cinco formaciones, las que de base a techo se denominan Punta del Cobre, Abundancia, Nantoco, Totoralillo y Pabellón. En la mina están presentes tres de estas formaciones pudiendo distinguir de base a techo la secuencia en el área de estudio se compone de:

- **Ud. Metasedimentos:** metalutitas con biotita. Formada por una alternancia de lutitas tobáceas masivas y compactas, y lutitas laminadas, las cuales actúan como nivel de despegue en techos de galerías y caserones. Presenta disposición subhorizontal.
- **Ud. Manto Lajado:** Metapelita de grano fino muy laminada de color verde grisáceo. Contienen escasa mineralización muy diseminada.
- **Ud. Manto:** Corresponde a una matapelita masiva de grano fino con una marcada alteración a magnetita y débil a moderada silicificación. Contiene mineralización en forma de calcopirita asociada a pirita y pirrotina, en forma de vetas y/o diseminada.



Figura 1.- Mapa de situación de S.C. M. Atacama Kozan.

## 2.- Mapa litológico y estructural

En primer lugar se realizó el mapeo estructural de 1.335 m de túneles de interior divididos en:

- Nivel de drilling (N-165) aproximadamente una longitud de 410 m.
- Nivel de producción (N-136) aproximadamente una longitud de 925 m.

Se han recopilado los siguientes datos: sectorización, dirección de la estratificación y/o de las discontinuidades estructurales, ensayos con esclerómetro. Martillo Schmidt, toma de muestras representativas para la realización de ensayos de carga puntual (PLT), levantamiento de la galería (sosténimiento y macizo rocoso), presencia de agua y valoración cualitativa de sobre-excavaciones. Los parámetros obser-

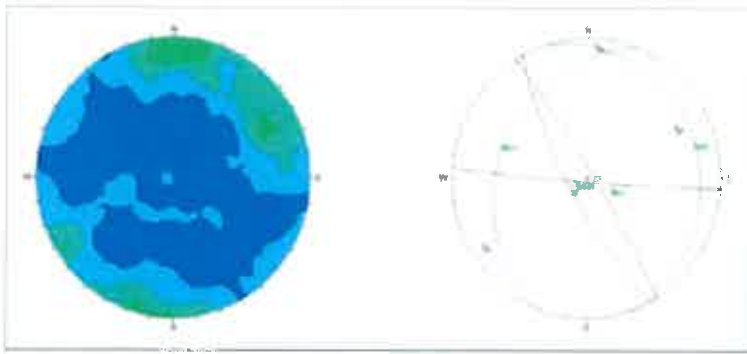


Figura 2.-Contornos de polos medidos  
Figura 3.-Planos medios de las principales familias de juntas.

vados han permitido la asignación del correspondiente índice RMR (Rock Mass Ratio).

Se han distinguido tres litologías, mientras que las orientaciones de las juntas medidas corresponden a tres familias y dos direcciones de estratificación, las cuales se repiten tanto en el nivel 136 como en el nivel 165. Igualmente, se ha determinado la dirección y buzamiento de varias fallas.

A partir de los trabajos de campo se ha realizado un mapa de calidad geomecánica, en el que se muestran todos los resultados de RMR calculado en cada punto de observación. Los valores de RMR varían principalmente entre 55 y 65, tanto en el nivel 136 como en el 165.

### 3.- Análisis de las discontinuidades

En cada una de las estaciones se ha realizado un completo levantamiento geotécnico de las discontinuidades estructurales, mediante la medición de su orientación, espaciado,

continuidad, apertura, relleno, rugosidad, resistencia y presencia de agua. En la Figura 2 se muestran los contornos de polos medidos y en la Figura 3 los planos medios de las cuatro familias así como de las dos direcciones de estratificación.

Las familias de juntas se han denominado J1, J2 y J3, siendo los planos de estratificación E1 y E2. Se ha podido comprobar que en los dos niveles las familias de juntas son muy similares, predominando en el nivel 136 la familia J1 y J2 y el plano de estratificación E2, y en el nivel 165 la familia J2 y el plano de estratificación E1.

### 4.- Caracterización geomecánica

En primer lugar se ha caracterizado la roca intacta y posteriormente sus parámetros mecánicos han sido minorados a nivel de macizo rocoso. Finalmente se caracterizan las discontinuidades estructurales. En la Tabla I se muestran los parámetros representativos de la roca intacta.

Una vez determinadas las propiedades de cada litotipo, a nivel de la roca intacta, es preciso estimar sus propiedades a nivel del macizo rocoso. Para ello a cada litotipo se le ha asociado un RMR. El módulo de deformación del macizo rocoso se estimó empleando las aproximaciones de Hoek y Diederichs (2006) y de Galera y Bieniawski (2005, 2006). El coeficiente de Poisson del macizo rocoso determinó de acuerdo a la expresión propuesta por Flores & Karzulovic (2003). Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla II.

Unidad	Densidad (g/cm <sup>3</sup> )	$\sigma_{c1}$ (MPa)	E <sub>i</sub> (MPa)	E <sub>i</sub> / $\sigma_{c1}$	$\nu$	m <sub>i</sub>
Macizo Macizo	2,70	124	62.000	500	0,25	19
Macizo Macizo	2,70	98	39.200	400	0,25	15
Macizo Macizo	2,50	87	30.450	350	0,25	10

Tabla I.-Parámetros a nivel de roca intacta.

Unidad Manto																
D (t/m <sup>3</sup> )	$\nu$	RMR	Propiedades				Hoek-Brown				Mohr-Coulomb					
			$\sigma_{c1}$ (MPa)	E <sup>i</sup> (MPa)	m <sub>i</sub>	D	E <sup>m</sup> (MPa)	$\sigma_{c2}$ (MPa)	$\sigma_{c3}$ (MPa)	$\sigma_{c4}$ (MPa)	mb	s	a	c (MPa)	$\phi$ (°)	
																$\sigma_{c1}$ (MPa)
2,7	0,29	30	124	62.000	19	0	5046	13,6	2,1	-0,033	1,56	0,0004	0,522	1,8	43	
2,7	0,27	40	124	62.000	19	0	9898	17,3	4,1	-0,071	2,229	0,0013	0,511	2,2	46	
2,7	0,23	55	124	62.000	19	0	25313	24,1	10	-0,219	3,809	0,0067	0,504	2,9	50	
Unidad Manto Lajado																
2,7	0,29	30	98	39.200	15	0	3190	13,2	1,7	-0,033	1,231	0,0004	0,522	1,5	39	
2,7	0,27	40	98	39.200	15	0	6258	16,8	3,2	-0,071	1,76	0,0013	0,511	1,9	42	
2,7	0,23	55	98	39.200	15	0	16005	23,1	7,9	-0,22	3,007	0,0067	0,504	2,5	47	
Unidad Lutitas																
2,5	0,29	30	87	30450	10	0	2478	9,5	1,5	-0,044	0,821	0,0004	0,522	1,2	35	
2,5	0,27	40	87	30450	10	0	4861	12,2	2,9	-0,094	1,173	0,0013	0,511	1,5	39	
2,5	0,23	55	87	30450	10	0	12432	16,9	7	-0,292	2,005	0,0067	0,504	2,1	43	

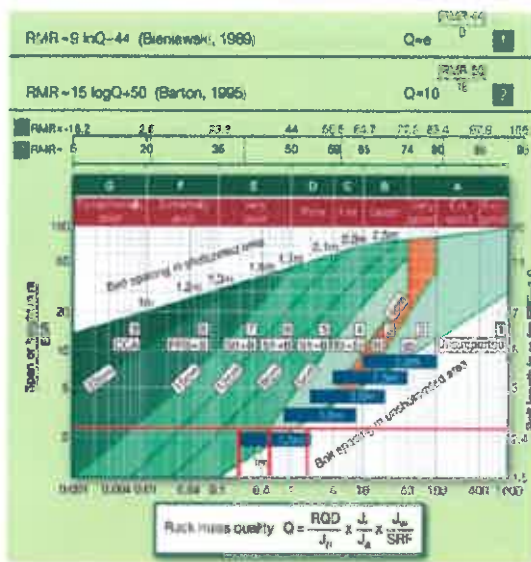
Tabla II.-Parámetros a nivel de macizo rocoso.

Finalmente a partir de los datos tomados con el martillo de Schmidt y de la rugosidad JRC, se han estimado los valores de resistencia al corte de las juntas:

- Unidad Manto fr = 26° (Barton y Choubey); fr = 27° (Franklin).
- Unidad Manto Lajado y Lutitas fr = 24° (Barton y Choubey); fr = 24° (Franklin).

Debido a que las características litológicas son muy similares, se consideró oportuno adoptar el valor medio de fr = 26° para las dos unidades estudiadas.

Figura 4.-Determinación, aproximada, del sostenimiento de un túnel. Barton y Bieniawski (2008), basado en Grinstad y Barton (1993).



Sección	RMR	Sostenimiento recomendado
ST-I	55	Pernos ocasionales 22 mm de 2,5 de longitud
ST-II	55 - 40	Perno 22 mm de 2,5 m de longitud con un espaciado de 1,25 x1,25 m
ST-III	40	9 cm de concreto lanzado Perno 22 mm de 2,5 m de longitud con un espaciado de 1 x1 m

Tabla III.-Recomendaciones de sostenimiento en función de la calidad geomecánica.



Figura 5.-Análisis mediante convergencia-confinamiento. Ud. Lutitas ST-III.

## 5.- Análisis de estabilidad de las galerías

Para realizar el diseño del sostenimiento de un túnel, generalmente se ha seguido una metodología progresiva, que aplica sucesivamente criterios más afinados. En este caso se han empleado métodos empíricos, análisis de caída de cuñas, métodos analíticos y, finalmente, métodos numéricos.

### 5.1 Clasificaciones geomecánicas

Para diseñar el sostenimiento necesario, Barton utiliza las dimensiones de la excavación a realizar y el tipo de uso que se va a dar a la obra (ESR) para definir la 'Dimensión equivalente' (De) en función de la anchura real y del ESR. Conocidos la 'Dimensión equivalente' y el valor Q, el sostenimiento se puede estimar mediante el ábaco, presentado por Grinstad y Barton (1993) y posteriormente, como se muestra en la Figura 4, actualizado por Barton y Bieniawski (2008).

De acuerdo a esta metodología, los sostenimientos recomendados se muestran en la Tabla III.

### 5.2 Análisis mediante convergencia-confinamiento

Estos soportes se han comprobado empleando el método de la convergencia-confinamiento o curvas características. En la Figura 5 se muestra uno de los cálculos realizados.

### 5.3 Análisis estructural

En túneles excavados en terrenos competentes fracturados, pueden producirse problemas de estabilidad, asociados a las juntas del macizo rocoso, que independicen cuñas susceptibles de caer al hueco creado. Este problema de cuñas se da también en los macizos rocosos menos competentes, pero en estos casos el sostenimiento dispuesto para asumir la plastificación del terreno suele cubrir con creces las necesidades derivadas de la caída de bloques en los terrenos de RMR < 50. En la Figura 6 se muestra un ejemplo de los cálculos realizados con el software Unwedge.

## 6.- Análisis de estabilidad de los caserones

En primer lugar se analiza el estado de los pilares de roca existente entre caserones, para posteriormente analizar el estado de los propios caserones de explotación.

### 6.1 Estabilidad de pilares

Para este estudio se ha empleado el Método de los Elementos de Contorno (MEC) utilizando para ello el software Examine 2D v 7.0. En la Figura 7 se muestra uno de los cálculos realizados con esta metodología.

La resistencia de los pilares puede ser estimada mediante formulaciones empíricas que han sido desarrolladas a través del análisis del colapso o estabilidad, según el caso, de pilares ya ejecutados. Para la estimación de la resistencia de los pilares entre los caserones se utilizó el criterio de Lunder y Pakalnis (1997). En la Figura 8 se muestra la gráfica de estabilidad desarrollada en este análisis.

Secciones Tipo	RM R	Unidad	Sobrecarga (m)	Radio de Plastificación (m)		Convergencia (%)		F.S.
				Con sostenimiento	Sin sostenimiento	Con sostenimiento	Sin sostenimiento	
ST-I	< 55	Manto Lajado	475	2,99	-	0,12	-	-
ST-II	40-55	Lutitas	475	4,14	4,03	0,69	0,65	2,20
ST-III	> 40	Lutitas	475	5,77	4,53	2,55	1,48	2,24

Tabla IV.-Resumen de los resultados obtenidos para las secciones tipo propuestas.

Del análisis realizado se obtuvo que las tensiones verticales mayores en el centro del pilar sean de 16 MPa y 15 para el pilar izquierdo y el derecho respectivamente, independientemente del RMR. Con estos valores se deducen los siguientes factores de seguridad:

- Pilar izquierdo (MN06-MN-04) altura 50 m FS= 62/18 = 3,4
- Pilar izquierdo (MN06-MN-04) altura 70 m FS= 51/14 = 3,6
- Pilar derecho (MN04-MN-05) altura 70 m FS= 62/12 = 5,2
- Pilar derecho (MN04-MN-05) altura 70 m FS= 51/12 = 4,3

**6.2 Análisis tensional**

El Factor de Resistencia o Strength Factor, representa la relación entre la resistencia propia del material objeto de estudio y las tensiones inducidas en un determinado punto. Para este análisis se han efectuado tanto análisis en el plano bidimensional (Examine 2D v7.0) como tridimensional (Examine 3D v4.0).

Si el Factor de Resistencia es mayor que 1, indica que la Resistencia del material es mayor que las tensiones inducidas por la excavación. Si, por el contrario, es menor que 1, indica que las tensiones inducidas superan la propia resistencia del material, lo cual es indicativo del cambio de régimen elástico a plástico.

En la Figura 9 se analiza el estado tensional del macizo considerando las propiedades características de la unidad manto para un RMR de 60 puntos, este análisis es válido por tanto únicamente para el espacio entre los caserones MN06 y MN04. Del análisis se aprecia el alto grado de plastificación existente, por lo que las excavaciones generan una gran deformación en el terreno circundante.

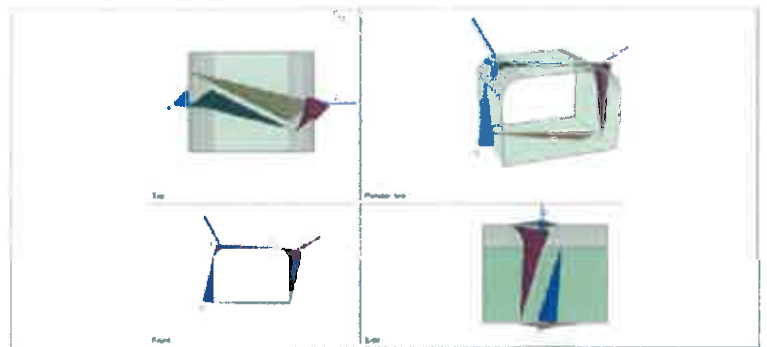


Figura 6.-Análisis estructural de una galería mediante Unwedge.

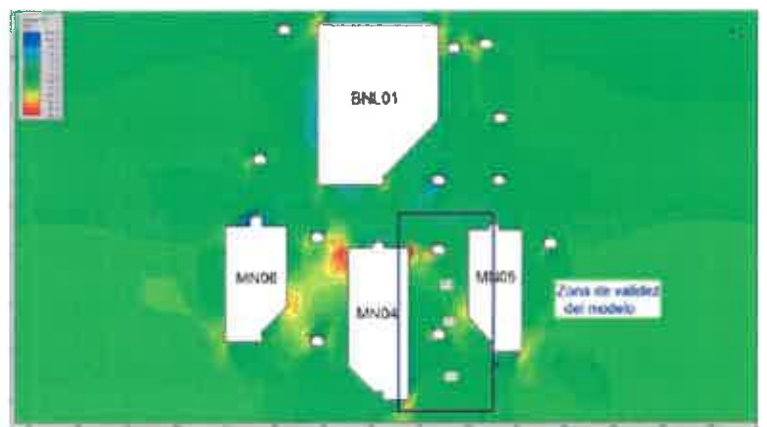


Figura 7.-Tensiones verticales calculadas para uno de los pilares de roca.

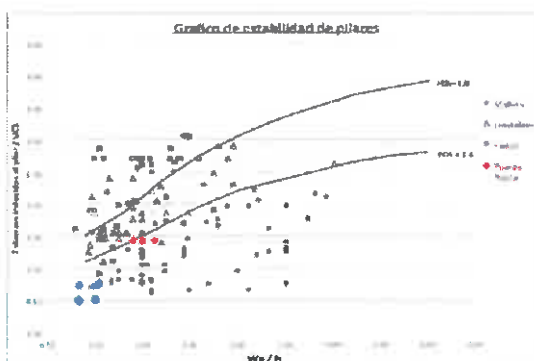


Figura 8.-Estabilidad de pilares de Lunder y Pakalnis incluyendo el análisis de los pilares del Manto Norte.

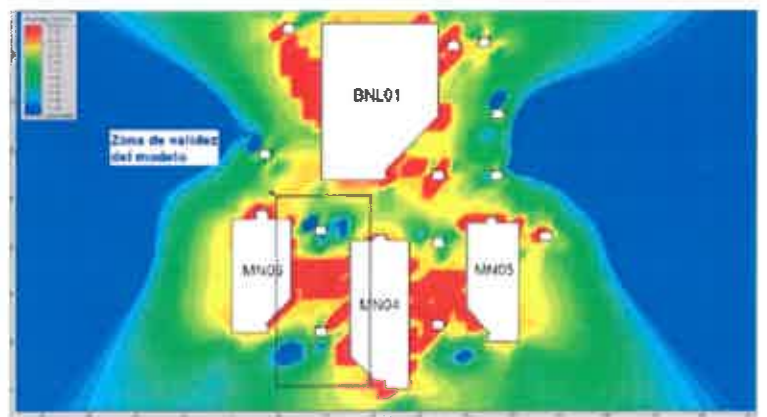


Figura 9.-Distribución del factor de Resistencia considerando las propiedades del terreno equivalentes a un RMR = 60.



Figura 10.-Modelo tridimensional de los caserones excavados y proyectados en sector Manto Norte.



Figura 11.-Isocurvas de Factor de Resistencia = 1 considerando las propiedades del terreno equivalentes a un RMR = 60.

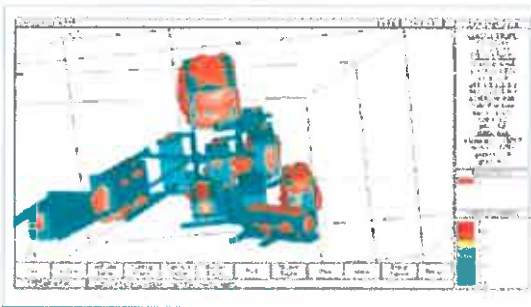


Figura 12.-Plastificación del terreno tras la excavación del undercut.

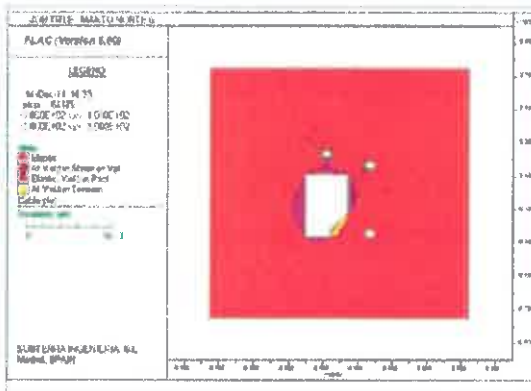
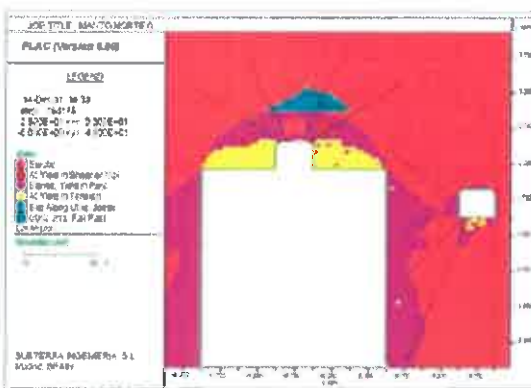


Figura 13.-Plastificaciones en el terreno tras la excavación final.



Paralelamente dada la complejidad geométrico-espacial del problema, se efectuó un tridimensional. En la Figura 10 se muestra el modelo estudiado, en el que se han simplificado las formas de los caserones y de las galerías para facilitar el mallado de cálculo.

En este modelo se han analizado la distribución del factor de resistencia en distintas secciones, en ellas se puede apreciar que el grado de plastificación es menor en los pilares entre caserones. En la Figura 11 se muestran las isosuperficies para un valor de factor de Resistencia igual a 1.

**6.3 Análisis Tensodeformacional**

Para este análisis se empleó el programa FLAC v6.0 considerando dos hipótesis de cálculo. En la primera de ellas se ha considerado la excavación del caserón sin tener en cuenta ningún elemento de sostenimiento y en la segunda, incluyendo la acción de cables de anclaje en las galerías superiores.

Se ha realizado un análisis de sensibilidad al espaciado longitudinal de los cables, considerando pases de excavación de 3,0, 3,5 y 4,0 m, de tal forma que este coincide con el espaciado longitudinal de los pernos cables.

Únicamente se comentan los resultados de la solución adoptada, basada en un espaciado entre filas de pernos cables de 4,0 m, que es la óptima a partir de los resultados. Se ha supuesto que el caserón se encuentra completamente incluido en la unidad de manto y, que por encima del caserón se encuentra un nivel de 10 m de lutitas de forma tabular.

En la Figura 12 se muestra la plastificación producida en el entorno de la excavación, observándose que ésta es del orden de 10 m sobre la caja izquierda y unos 6 m en la caja derecha. El techo por su parte plastifica en su totalidad (aproximadamente 5,0 m), por lo que es aconsejable que la losa sobre el undercut se mantenga con una mayor potencia, se recomienda un mínimo de 15 m.

Así mismo se observa que se pueden producir desprendimientos de parte de la losa en esta etapa de la excavación, del orden de 1,0 m de espesor. En la Figura 13 se muestra la plastificación producida en el entorno de la excavación, resultando que plastifican del orden de 5 m sobre el techo de la excavación final.

De esta figura se deducen dos aspectos principales:

- En las cajas la plastificación es moderada, del orden de los 5 m, plastificando todo el pilar entre caserón y la galería de acceso a drilling, lo que justifica la necesidad de proteger esta zona.
- En el techo del caserón se genera una importante plastificación hasta 10 m, afectando al nivel de lutitas negras situado a techo. Esta situación se traduciría en el posible colapso del techo del caserón (zona amarilla de la figura). Los pernos cable colocados desde la galería de drilling garantizan que el hundimiento no progrese hacia arriba.

**6.4 Análisis mediante el método de Mathews**

El método de Mathews para el diseño de excavaciones subterráneas mineras fue inicialmente propuesto por Mathews et al. (1980). Desde entonces, numerosos autores han recopilado una significativa cantidad de nuevos datos procedentes de una gran variedad de minas profundas (la mayoría de las cuales eran inferiores a 1.000 m) para verificar la validez del método y han propuesto modificaciones (Potvin et al., 1998; Stewart y Forsyth, 1995; Trueman et al., 2000).

El procedimiento de diseño está basado en el cálculo de dos

CASERÓN		NÚMERO DE ESTABILIDAD, N'								RADIO HIDRÁULICO, S			Relación N'/S
		Q	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_t$ (MPa)	$\tau_c/\sigma_c$	A	B	C	N	Área (m <sup>2</sup> )	Perímetro (m)	S (m)	
MN06	CAJA	3,4	124	14	8,9	0,87	0,85	2	5,0	2394	193	12,4	0,41
	TECHO	3,4	124	30	4,1	0,34	0,50	7	4,0	1408	162	8,7	0,47
MN05	CAJA	3,4	124	13	9,5	0,95	0,85	2	5,5	5005	358	14,0	0,39
	TECHO	3,4	124	37	3,4	0,25	0,50	7	3,0	3861	359	10,8	0,28
MN04	CAJA	3,4	124	11	11,3	1,14	0,85	2	6,6	6034	383	15,8	0,42
	TECHO	3,4	124	38	3,3	0,24	0,50	7	2,9	3554	342	10,4	0,28
MN01	CAJA	3,4	124	4	31,0	1,00	0,85	2	5,8	3364	244	13,8	0,42
	TECHO	3,4	124	8	15,5	1,00	0,50	7	11,9	2040	211	9,7	1,23
MN ESTE	CAJA	3,4	124	6	20,7	1,00	0,85	2	5,8	2486	211	11,8	0,49
	TECHO	3,4	124	6	20,7	1,00	0,50	7	11,9	1625	180	9,0	1,32

Tabla V.-Valores del número de estabilidad y del radio hidráulico para las excavaciones.

factores: el número de estabilidad, N, el cual representa la capacidad resistente del macizo rocoso bajo unas condiciones tensionales dadas, y el factor de forma o radio hidráulico, S, el cual da cuenta de la geometría de la superficie de la explotación. El factor de forma se determina como la relación entre el área de la superficie de excavación y su perímetro. El número de estabilidad es comparable con el MRMR de Laubscher, mientras que el factor de forma es idéntico al radio hidráulico usado en el diagrama de hundimiento de Laubscher. Estos factores se representan en un gráfico, el cual se encuentra dividido en zonas donde se predice la estabilidad o inestabilidad de la excavación. Dado que la geometría de cada caserón es diferente se han realizado las estimaciones para cada caserón de forma independiente. En la Tabla V se muestran los parámetros considerados.

En la Figura 14 se proyectan el techo y las cajas de las excavaciones. En este gráfico se puede apreciar que los techos de los caserones se encuentran al límite de la estabilidad, siendo necesario reforzar los techos de los caserones MN01, MN06 y MN-Este, mientras que el resto de los caserones se encuentran en la zona de transición entre estables con refuerzos y el colapso de la estructura.

Así pues, los techos de los caserones son zonas potencialmente inestables, que deberán contemplar la instalación de refuerzos sistemáticos previos a la explotación de los propios caserones.

Por otro lado, debido a la esbeltez de las excavaciones, las cajas de los caserones se enmarcan todas en el rango de inestables con posibilidad de colapso, con la salvedad de las cajas de los caserones MN01 y MN-Este que aun siendo inestable se encuentra en la zona de transición con estable con fortificación, esto se debe a que estos caserones se sitúan más apartados de los caserones próximos.

Por último, en la Figura 15 se proyectan el techo y las cajas de la excavación en el gráfico de estabilidad de Mathews ampliado. En él se confirma que las excavaciones de los techos y de los caserones son inestables, encontrándose la mayor parte de los puntos en el rango del colapso.

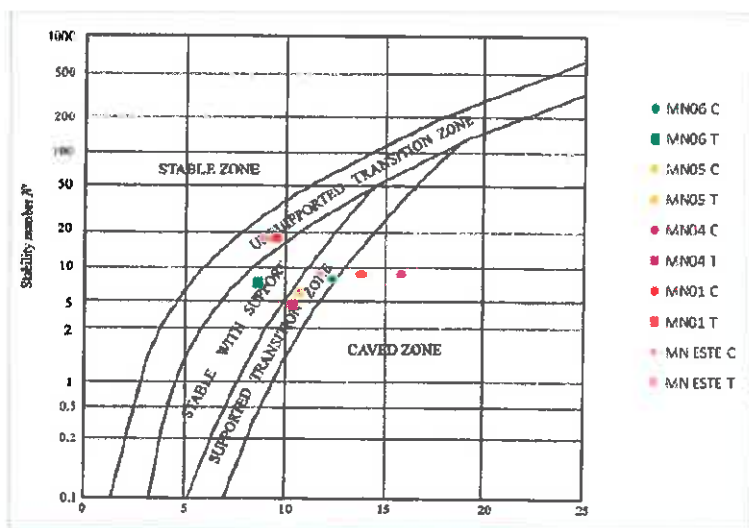


Figura 14.-Situación del techo y las cajas de las excavaciones en el gráfico de estabilidad de Mathews.

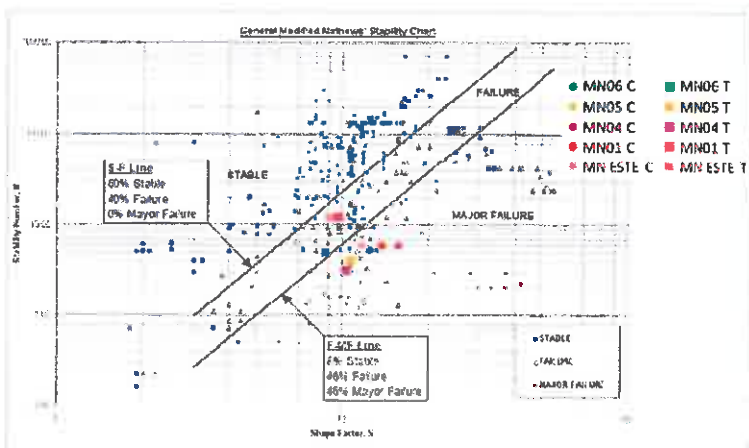


Figura 15.-Situación del techo y las cajas de la excavación en el gráfico de estabilidad de Mathews ampliado.

	MN01		MN ESTE		MN04		MN05		MN06	
	Techo	Caja	Techo	Caja	Techo	Caja	Techo	Caja	Techo	Caja
Estabilidad de Mathews	Inestable	Estable con refuerzo	Transición inestable Estable con refuerzo	Estable con refuerzo	Inestable	Transición inestable Estable con refuerzo	Inestable	Transición inestable Estable con refuerzo	Inestable	Estable con refuerzo
Probabilidad de estabilidad	5-10	40-30	5-10	30-40	0,5	0,5	5,10	5,10	5,10	40-20
Probabilidad de rotura mayor	50-60	5-10	30-40	5,10	60-80	60-80	50-60	50-60	40-50	20-30
Estabilidad de Mathews ampliado	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso

Tabla VI.-Resultados del análisis de Mathews.

En la Tabla VI se muestra el resultado del análisis a partir de los gráficos de iso-probabilidad de estabilidad y de probabilidad de que se produzca una rotura que condicione la excavación (major failure).

**6.5 Análisis estructural**

De la misma manera que para el análisis de las galerías, se ha realizado un análisis de estabilidad de bloques. Los resultados obtenidos ponen de manifiesto la existencia de cuñas inestables susceptibles de caer en el interior de la excavación. Estas cuñas se encuentran en las zonas superiores de las cajas y en el techo de los caserones.

**7.- Fortificación de los caserones**

A la vista de los resultados anteriores se hace inevitable la necesidad de fortificar tanto los techos como las cajas de los caserones.

**7.1 Fortificación de Caserones: Techos**

Dado el sistema de explotación de los caserones, únicamente se pueden fortificar los techos de los caserones desde la galería de drilling y desde la galería transversal que se excava para los trabajos previos de tronadura para la obtención de una cara libre que permita la excavación del caserón.

Se recomendó la instalación de una fortificación sistemática de pernos cable de 15 m de longitud, de tipo pasivo lechados en su totalidad y con una resistencia nominal de 75 t. Los pernos cable se instalarían en el techo de la galería, con una

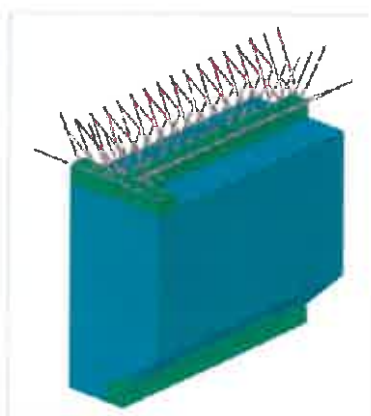


Figura 16.- Esquema de la fortificación del techo del caserón.

separación aproximada de 1,3 m, el espaciado entre filas oscilará entre 3,5 a 4,0 m en función de la calidad de la roca observada. En la Figura 16 se muestra un croquis de la fortificación propuesta.

**7.2 Fortificación de Caserones: Cajas**

En el caso de las cajas de los caserones como se ha podido comprobar, la posibilidad de desplazamientos de las paredes es alta, además se ha podido establecer una elevada plasticidad y la formación de cuñas potencialmente inestables.

Por otro lado, como consecuencia del método de explotación de los caserones no es posible la ejecución de ningún tipo de refuerzo desde el interior de los propios caserones.

Además, hay que salvaguardar la integridad de la galería de acceso al nivel de drilling, ya que por estas galerías se debe asegurar el tránsito de los equipos de drilling hasta que se finalice la explotación de los caserones.

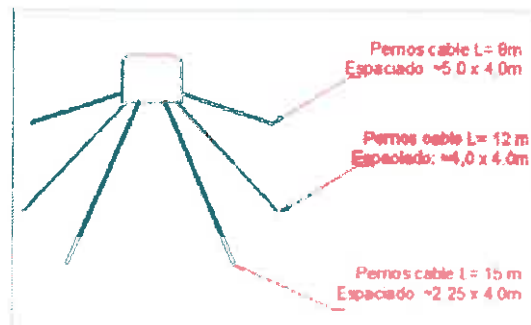


Figura 17.-Croquis de fortificación de las cajas de los caserones desde la galería de acceso al nivel de drilling.

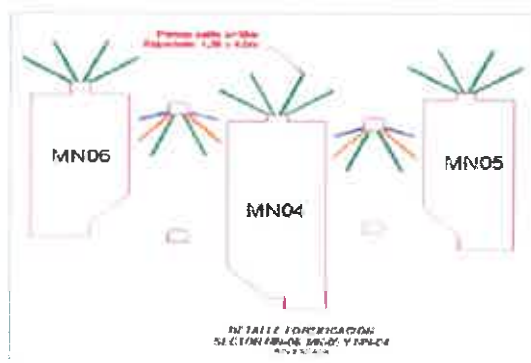


Figura 18.-Croquis de fortificación de las cajas de los caserones desde la galería de acceso al nivel de drilling.

Así pues el único punto en que se pueden llevar a cabo actuaciones para asegurar la estabilidad de las cajas de los caserones y de la galería de acceso al drilling, es desde esta propia galería.

Se propuso, por tanto, una fortificación basada en la instalación de pernos cables distribuidos radialmente alrededor de la labor, con longitudes variables entre 8 y 15 m. Los pernos cables serían de tipo pasivo y deberán cumplir con una resistencia característica de 75 t. Los pernos cables se instalarían en pases de 4,0 m. En la Figura 17 y 18 se muestra un croquis de los sostenimientos.

## 8.- Conclusiones

Los métodos empíricos y analíticos son herramientas fundamentales a la hora del análisis de estabilidad de las excavaciones que se realizan durante las operaciones de extracción de mineral empujando el sistema de Sublevel Stopping.

Dada la complejidad de las excavaciones que se realizan en minería metálica, es fundamental que los análisis que se realicen se comprueben por diversas metodologías.

Los resultados obtenidos permitieron establecer las siguientes conclusiones:

- Las galerías resultan bastante estables si bien pueden presentar localmente inestabilidades debido a la formación de bloques de roca. Estas inestabilidades son fácilmente controlables mediante la fortificación con pernos y malla. Puntualmente puede ser necesario el empleo de shotcrete.
- Los pilares entre los caserones del sector Manto Norte tienen un diseño óptimo.
- Los caserones inducen una apreciable plastificación en el terreno circundante tanto en sus cajas como sobre todo, en techos y, además el análisis estructural define inestabilidades de cuñas de roca.

Todo ello exige el diseño de un sistema de refuerzo condicionado por las dimensiones de las excavaciones y por el método de explotación. Este refuerzo a base de pernos cable se ha optimizado para los techos y para las cajas.

## 9.- Agradecimientos

Los autores quieren agradecer a S.C.M. Atacama Kozan por el permiso dado para preparar y publicar este trabajo. En relación con este artículo existe una amplia bibliografía que puede ser solicitada a los autores./

### **Subterra Ingeniería, S.L.**

Vallehermoso, 30 Bajo A • 28015 Madrid

Tel. 915 340 530

info@subterra-ing.com • www.subterra-ing.com