



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA DE MINAS

**ANÁLISIS DE LOS FACTORES CONTRIBUYENTES EN LA PÉRDIDA DEL ANCHO
DE BERMA EN LA FASE F10N DE MINA LOS PELAMBRES**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL DE MINAS

SEBASTIÁN JOAQUÍN DONOSO RODRÍGUEZ

PROFESOR GUÍA

LUIS ORELLANA ESPINOZA

MIEMBROS DE LA COMISIÓN

JORGE CUBILLOS MIRANDA

JIMMY MADRID MARTÍNEZ

SANTIAGO DE CHILE

2020

ANÁLISIS DE LOS FACTORES CONTRIBUYENTES EN LA PÉRDIDA DEL ANCHO DE BERMA EN LA FASE F10N DE MINA LOS PELAMBRES

El presente trabajo de título desarrolla un análisis de los factores contribuyentes en la pérdida del ancho de berma en la Fase F10N de Mina Los Pelambres, con el objetivo de identificar las causas que contribuyen a la pérdida del ancho de berma en el sector de estudio, para luego, proponer una modificación en función de los diseños de perforación y tronadura, y con ello, lograr minimizar los riesgos asociados a desplazamientos de material a escala de banco, para así, reducir la exposición de trabajadores, equipos e infraestructura a condiciones laborales subestándares.

Los antecedentes que justificaron el desarrollo del estudio fueron tres incidentes geotécnicos sucedidos entre los meses de Abril y Agosto del año 2019, donde la activación de mecanismos de falla a escala de banco y posterior desplazamiento de material, afectó una malla de perforación de remate de banco e impactó a un camión de extracción y a una pala de cable.

Específicamente, se analiza la pérdida del ancho de berma en la Fase F10N de Mina Los Pelambres a través de dos principales factores contribuyentes. El primer potencial factor contribuyente es la condición geomecánica del sector estudiado, verificándose que los sistemas estructurales de la Fase F10N son desfavorables con respecto a la orientación del diseño minero, condición que favorece la formación de mecanismos de inestabilidad a escala banco-berma del tipo falla plana y falla en cuña. El segundo potencial factor contribuyente que interfiere en el cumplimiento del ancho de berma mínimo requerido provendría de los efectos de las tronaduras que afectan al sector en estudio, como por ejemplo, parámetros de diseño de perforación y tronadura, como también, los efectos vibracionales sobre el macizo rocoso que fueron verificados, encontrándose fuera de los rangos permisibles, a través de un criterio de daño aplicado al caso base de tronadura.

Finalmente, identificados los factores que contribuyen a la pérdida del ancho de berma en la Fase F10N, se genera una propuesta de tronadura para reducir las pérdidas del ancho de berma sobre las Unidades Geotécnicas presentes, aplicando un modelo de vibraciones inducidas por tronadura en campo cercano, según el modelo de Holmberg y Persson, y un modelo de daño de PPV crítico escalado a macizo rocoso. En función de esto, se realiza una tronadura en el banco 3365 sobre UGT03, modificando los parámetros de diseño, obteniéndose una pérdida de berma de 3.8 m versus los 9.9 m del caso base, logrando una disminución de la pérdida de berma igual a 61.6 %.

ANALYSIS OF CONTRIBUTING FACTORS IN LOSS OF THE BERM WIDTH IN PHASE F10N OF MINE LOS PELAMBRES

The present title work develops an analysis of the contributing factors in the loss of berm width in phase F10N of Los Pelambres Mine, with the aim of identifying the causes that contribute to the loss of berm width in the study sector, to then propose a modification based on drilling and blasting designs, and with this, minimize the risks associated with moving material on a bench scale, in order to reduce the exposure of workers, equipment and infrastructure to substandard working conditions .

The antecedents that justified the development of the study were three geotechnical incidents that occurred between the months of April and August of the year 2019, where the activation of failure mechanisms at the bench scale and subsequent displacement of material, affected a drilling mesh of bench and hit an extraction truck and a cable shovel.

Specifically, the loss of berm width in phase F10N of Los Pelambres Mine is analyzed through two main contributing factors. The first potential contributing factor is the geomechanical condition of the studied sector, verifying that the structural systems of the F10N phase are unfavorable with respect to the orientation of the mining design, a condition that favors the formation of bench-berm scale instability mechanisms of the fault type flat and wedge fault. The second potential contributing factor that interferes with meeting the minimum required berm width would come from the effects of blasting affecting the sector under study, such as drilling and blasting design parameters, as well as the vibrational effects on the rock mass that were verified, being outside the permissible ranges, through a damage criterion applied to the blasting base case.

Finally, once the factors contributing to the loss of berm width in phase F10N have been identified, a blasting proposal is generated to reduce the berm width losses on the Geotechnical Units present, applying a model of vibrations induced by blasting in the near field, based on the Holmberg and Persson model, and a critical PPV damage model scaled to rock mass. Based on this, a blasting is performed in bench 3365 on UGT03, modifying the design parameters, obtaining a berm loss of 3.8 m versus 9.9 m in the base case, achieving a decrease in berm loss equal to 61.6% .

Dedicatoria

Después de muchos años volveré a leer las frases que vienen a continuación, quizás ya no estemos todos los que formamos parte de ese hermoso camino, tal vez el mundo donde vivía ya no es como el de hoy, pero independiente de todo lo que suceda con el paso del tiempo, ustedes deben saber que siempre vivirán en mí, y me acompañarán en mi andar.

Mi mamá, una persona con un don único, el don de ser ella. Eres verdaderamente extraordinaria, a tal punto de maravillar y sacar lo mejor de las personas a las cuales rodeas. Tú esfuerzo, la motivación y las ganas que tienes día a día entregando todo lo que tienes por nosotros es increíble. Se me vienen muchos recuerdos ahora, pero me quedaré con uno, 7 AM, piscina fiscal y los hermanos Donoso Rodríguez ya entrenando.

Un día de invierno, yo con 14 años y mi hermana con 12. Llegando como todas las mañanas al colegio, mi papá nos dice a ambos una frase que tal vez todavía no la comprendo en su totalidad pero que es la fuente de mi motivación por todo, “Todo lo que hago, lo que tengo y mi vida es por ustedes, estando yo aquí, nada les faltará”. Siempre he pensado que detrás de una gran mujer, existe un gran hombre. Tú caso papá, tu vitalidad, tus ganas de esforzarte por los tres, es admirable. Eres un caballero y estoy agradecido de tenerte. Eres una persona, un hermano tan correcto, tan bueno de corazón, que junto a tu Patty, se ganaron la vida eterna en este universo.

Pero también se encuentra ella, el burro más amado por todos nosotros. Mi hermana, un animal con un carácter especial, que con sólo una mirada te explica todo. Recuerdo todas nuestras peleas de chicos, y a la fecha seguimos siendo los mismos, pero esa es la razón de quererte tanto aunque no te lo diga. Estoy super orgulloso de tus logros y que sigas creciendo como mujer.

Mi coipi, oso, negrita, puddi, guata y tantos nombres que describen el amor por una persona que día a día la quiero más y más. Gracias de corazón por todo el apoyo que me has brindado oso y que sigues entregando en mi vida. Eres realmente fantástica, única, especial. Una mujer digna de admirar por tu entrega día a día en todo lo que haces, por tu corazón tan bello y tú esfuerzo que me cautiva siempre. Eres mi amor, mi vida, mi amiga, mi compañera, mi partner, mi todo.

Pero esta historia no sería nada sin mis amigos, los cuales los llevo en mi corazón y estoy agradecido que sean parte de mi camino: Pipe, Lucho, Cabecita, Chocolo, Oriel, Camilo Cheng, Gio, Fidi, Panita, Jorgito, Igna, Claudio, Esteban, Zurdo, Moisés, Peto, Nachito, Dani, Magneto, Pelado, Alemán, Jurgen, Rodolfo, Profe Cubillos, Profe Luis, Pablo, Fabián, Jimmy, Raúl, César. Gracias a toda la gente maravillosa que conocí en Minera Los Pelambres, en el corazón a todos.

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1 Contexto.....	1
1.2 Motivación y problemática	2
1.3 Objetivos.....	3
1.3.1 Objetivo general	3
1.3.2 Objetivos específicos.....	3
1.3.3 Objetivos operacionales.....	4
1.4 Alcances y limitaciones	4
1.5 Metodología a implementar	6
1.6 Rol de estudio en el contexto minero.....	7
1.7 Carta Gantt.....	10
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO	11
2.1 Caracterización de roca intacta y del macizo rocoso.....	11
2.1.1 Roca intacta	11
2.1.2 Macizo rocoso	12
2.1.3 Propiedades del macizo rocoso.....	12
2.1.4 Métodos de clasificación del macizo rocoso	12
2.1.5 Efecto escala.....	13
2.2 Criterio de falla	14
2.2.1 Criterio de falla de Mohr – Coulomb	14
2.2.2 Ángulo de fricción (ϕ).....	15
2.2.3 Cohesión (C).....	15
2.3 Estabilidad de taludes en el macizo rocoso	16
2.3.1 Modos de falla	16
2.3.1.1 Mecanismos de falla con total control estructural	16
2.3.1.2 Mecanismos de falla sin control estructural.....	19
2.3.2 Factor de seguridad.....	20
2.3.3 Cálculo de estabilidad de taludes.....	21
2.3.3.1 Métodos exactos	22
2.4 Vibraciones	23

2.4.1	Parámetros de las ondas.....	23
2.4.2	Parámetros de vibración	25
2.4.3	Atenuación de ondas en el macizo rocoso.....	26
2.4.4	Tipo de ondas sísmicas	27
2.4.4.1	Onda de compresión (P)	27
2.4.4.2	Onda transversal (S).....	28
2.4.4.3	Onda rayleigh (R)	28
2.5	Modelos de campo lejano	29
2.5.1	Modelo de Devine	30
2.6	Modelos de campo cercano.....	30
2.6.1	Modelo de Holmberg & Persson	30
2.7	Criterios de daño para roca intacta.....	33
2.8	Criterios de daño para macizo rocoso.....	34
2.9	Modelos de PPV escalados a macizo rocoso	36
2.9.1	Consideraciones del Modelo de Vergara (2014)	36
2.9.1.1	Escalamiento de la resistencia a la tracción	36
2.9.1.2	Escalamiento del módulo de deformación	39
2.9.1.3	Modelo de escalamiento propuesto por Vergara (2014).....	39
2.9.1.4	Análisis de sensibilidad	39
2.9.2	Consideraciones del Modelo de Pardo (2016).....	40
2.9.2.1	Escalamiento de la resistencia a la tracción	40
2.9.2.2	Escalamiento del módulo de deformación	41
2.9.2.3	Escalamiento del módulo de deformación.....	41
2.10	Mecanismo de fragmentación por tronadura.....	41
2.11	Distribución de energía en la tronadura	44
2.12	Propiedades de los explosivos.....	45
2.13	Evaluación de vibraciones mediante geófonos	48
2.14	Daño sobre el macizo rocoso	50
2.15	Parámetros que afectan en la generación de vibraciones	50
2.16	Daño inducido por la tronadura.....	51
2.17	Daño inducido por la tronadura a escala banco - berma	52

2.18	Variables críticas del diseño de tronadura.....	54
2.19	Parámetros controlables en la generación de vibraciones.....	57
2.20	Secuencia de tronadura de contorno.....	57
2.21	Técnicas de monitoreo de vibraciones y mediciones en terreno.....	57
2.22	Daño campo lejano.....	58
2.23	Daño campo cercano.....	59
2.24	Limitaciones y ventajas del estudio de vibraciones.....	60
2.25	Análisis técnico-económico asociado a tronadura.....	61
2.26	Experiencias internas y externas relacionadas con el estudio.....	63
CAPÍTULO 3: ANTECEDENTES DE LA FAENA.....		64
3.1	Características generales y ubicación.....	64
3.2	Recursos geológicos y reservas mineras.....	65
3.3	Descripción del proceso productivo.....	65
3.4	Flota de equipos mina.....	66
3.5	Geología del yacimiento.....	67
3.6	Unidades Geotécnicas en Mina Los Pelambres.....	69
3.7	Modelo geológico y estructural de la mina.....	70
3.8	Propiedades resistentes de la roca intacta.....	72
3.9	Propiedades resistentes del macizo rocoso.....	73
3.10	Propiedades resistentes de las estructuras.....	75
3.11	Parámetros de diseño para perforación y tronadura.....	77
3.12	Estándar de perforación y tronadura.....	79
3.13	Proceso de perforación y tronadura.....	80
3.14	Evaluación de daño y calidad geotécnica post tronadura.....	82
3.15	Características de los explosivos utilizados.....	84
3.16	Estándar de tiempos de retardo.....	84
CAPÍTULO 4: MARCO METODOLÓGICO.....		86
4.1	Metodología de trabajo.....	89
4.2	Plan de trabajo para análisis estructural.....	90
4.3	Plan de trabajo pre tronadura.....	91
4.4	Plan de trabajo post tronadura.....	93

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE RESULTADOS	94
5.1 Conciliación geotécnica a nivel banco – berma.....	94
5.2 Revisión de mecanismos de inestabilidad en Fase F10N	118
5.3 Propuesta de diseño a nivel banco - berma.....	123
5.4 Vibraciones inducidas por tronadura en campo cercano	128
5.5 Modelo de daño	131
5.6 Zonas de daño	134
5.7 Ábacos de diseño – Caso Base.....	136
5.8 Ábacos de diseño – Propuestas de tronadura para UGT06.....	140
5.9 Ábacos de diseño – Propuestas de Tronadura para UGT03	155
CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	167
CAPÍTULO 7: BIBLIOGRAFÍA	173
CAPÍTULO 8: ANEXOS	175

Índice de ilustraciones

<i>Ilustración 1: Metodología de Trabajo (Elaboración Propia).</i>	7
<i>Ilustración 2: Ejemplificación de roca intacta, Calificación del Macizo Rocosó (Vallejos, 2018).</i>	11
<i>Ilustración 3: Ejemplificación efecto escala, Hutchinson & Diederichs (1996).</i>	14
<i>Ilustración 4: Proyección estereográfica de falla plana, Estabilidad de Taludes en Roca (Vallejos, 2018).</i>	17
<i>Ilustración 5: Geométrica de falla en cuña, Estabilidad de Taludes en Roca (Vallejos, 2018).</i> ..	17
<i>Ilustración 6: Proyección estereográfica de falla por cuña, Estabilidad de Taludes en Roca (Vallejos, 2018).</i>	18
<i>Ilustración 7: Proyección estereográfica de falla por volcamiento, Estabilidad de Taludes en Roca (Vallejos, 2018).</i>	19
<i>Ilustración 8: Proyección estereográfica de falla circular, Estabilidad de Taludes en Roca (Vallejos, 2018).</i>	20
<i>Ilustración 9: Factor de seguridad de taludes en condición estable e inestable, Estabilidad de Taludes en Roca (Vallejos, 2018).</i>	21
<i>Ilustración 10: Esquema de métodos para cálculo de estabilidad de taludes, Morales (2009).</i> ..	22
<i>Ilustración 11: Esquema de métodos para cálculo de estabilidad de taludes, Vibraciones y Onda Aérea (Cubillos, 2018).</i>	24
<i>Ilustración 12: Dirección de propagación onda P, Ondas sísmicas (Braile, 2020).</i>	27
<i>Ilustración 13: Dirección de propagación de onda S, Ondas sísmicas (Braile, 2020).</i>	28
<i>Ilustración 14: Dirección de propagación onda R, Ondas sísmicas (Braile, 2020).</i>	28

<i>Ilustración 15: Esquema de Holmberg y Persson, Campo Cercano, Bravo (2018).</i>	32
<i>Ilustración 16: Guías para la estimación del factor de alteración D, Hoek E. (2012), Calificación del Macizo Rocoso (Vallejos, 2018).</i>	38
<i>Ilustración 17: Etapas de los mecanismos de fragmentación por tronadura, Manual de Perforación y Tronaduras de Rocas (López Jimeno, 1994).</i>	43
<i>Ilustración 18: Etapas de los mecanismos de fragmentación por tronadura, Manual de Perforación y Tronaduras de Rocas (López Jimeno, 1994).</i>	44
<i>Ilustración 19: Configuración triaxial de geófonos (Protocolo de instalación de Geófonos ENAEX, 2019).</i>	49
<i>Ilustración 20: Esquema de daño producto de tronadura (Elaboración propia, 2019).</i>	50
<i>Ilustración 21: Factores que tienen efecto sobre las vibraciones (Konya, 1990).</i>	51
<i>Ilustración 22: Mecanismos de daño a escala de banco-berma (Fuente Propia).</i>	53
<i>Ilustración 23: Generación de un gradiente de presión (Fuente Propia).</i>	55
<i>Ilustración 24: Variables críticas que afectan el daño por tronadura (Fuente Propia).</i>	56
<i>Ilustración 25: Metodología de Cross Hole (Bravo, 2018).</i>	58
<i>Ilustración 26: Tabla resumen sobre influencia de mecanismos de atenuación de energía.</i>	59
<i>Ilustración 27: Ubicación del complejo minero, Minera Los Pelambres (Bonzi, 2016).</i>	65
<i>Ilustración 28: Proceso productivo de Minera Los Pelambres (Bonzi, 2016).</i>	65
<i>Ilustración 29: Mapa geológico del sector de la Mina Los Pelambres (Bonzi, 2016).</i>	68
<i>Ilustración 30: Mina Los Pelambres, Taller de Explosivos AMSA (Madrid, 2019).</i>	68
<i>Ilustración 31: Definición de las Unidades Geotécnicas (Modelo Estructural MLP, 2018).</i>	69
<i>Ilustración 32: Unidades Geotécnicas Mina Los Pelambres (Modelo Estructural MLP, 2018).</i> ..	70
<i>Ilustración 33: Modelo geológico y estructural de MLP, (Análisis Banco Berma, 2018).</i>	71
<i>Ilustración 34: Ajuste residual de las propiedades de las estructuras (Propiedades Resistentes de Roca Intacta y de Macizo Rocoso, 2017).</i>	76
<i>Ilustración 35: Parámetros geométricos en la construcción de taludes (Manual de Diseño de Perforación y Tronadura ENAEX, 2019).</i>	77
<i>Ilustración 36: Zonas de diseño en rajo Los Pelambres (Budget MLP, 2019).</i>	78
<i>Ilustración 37: Esquema general de perforación en Mina Los Pelambres (Manual de Diseño de Perforación y Tronadura ENAEX, 2019).</i>	79
<i>Ilustración 38: Flujograma del proceso de perforación y tronadura, rajo Los Pelambres (Manual de Diseño de Perforación y Tronadura ENAEX, 2019).</i>	81
<i>Ilustración 39: Definición del factor de diseño (Elaboración propia, 2019).</i>	83
<i>Ilustración 40: Proyección de las UGT en el banco 3380 de F10N (Fuente Propia).</i>	86
<i>Ilustración 41: Esquema de diseño y carguío de precorte (Manual de Diseño de Perforación y Tronadura ENAEX, 2019).</i>	87
<i>Ilustración 42: Perfil de cargas de las UGT03 y UGT12 Pelambres (Manual de Diseño de Perforación y Tronadura ENAEX, 2019).</i>	87
<i>Ilustración 43: Parámetros del diseño de tronadura en UGT03 y UGT12 (Manual de Diseño de Perforación y Tronadura ENAEX, 2019).</i>	88
<i>Ilustración 44: Perfil de cargas de la UGT06 (Manual de Diseño de Perforación y Tronadura ENAEX, 2019).</i>	88

<i>Ilustración 45: Parámetros del diseño de tronadura en UGT06 (Manual de Diseño de Perforación y Tronadura ENAEX, 2019).</i>	89
<i>Ilustración 46: Plan de trabajo para evaluar condición geomecánica-estructural de F10N (Elaboración Propia, 2020).</i>	90
<i>Ilustración 47: Plan de trabajo de condición de tronadura en F10N (Elaboración Propia, 2020).</i>	92
<i>Ilustración 48: Plan de trabajo de condición post-tronadura en F10N (Elaboración Propia, 2020).</i>	93
<i>Ilustración 49: Condición estructural actual de F10N, Mina Los Pelambres (Fuente Propia).</i>	94
<i>Ilustración 50: Análisis estereográfico de la UGT03, Mina Los Pelambres (Modelo Estructural MLP, 2018).</i>	95
<i>Ilustración 51: Análisis estereográfico de la UGT06, Mina Los Pelambres (Modelo Estructural MLP, 2018).</i>	96
<i>Ilustración 52: Análisis estereográfico de la UGT012, Mina Los Pelambres (Modelo Estructural MLP, 2018).</i>	97
<i>Ilustración 53: Condición geotécnica crítica del banco 3425, Fase F10N (Fuente Propia).</i>	98
<i>Ilustración 54: Condición geotécnica crítica del banco 3410, Fase F10N (Fuente Propia).</i>	99
<i>Ilustración 55: Condición geotécnica crítica del banco 3395, Fase F10N (Fuente Propia).</i>	100
<i>Ilustración 56: Condición geotécnica crítica del banco 3380, Fase F10N (Fuente Propia).</i>	101
<i>Ilustración 57: Proyección estereográfica de estructuras críticas de F10N (Elaboración propia).</i>	102
<i>Ilustración 58: Histograma de los manteos de las estructuras críticas declaradas (Fuente Propia).</i>	103
<i>Ilustración 59: Proyección estereográfica de todos los mapeos de F10N (Elaboración propia).</i>	104
<i>Ilustración 60: Histograma de los manteos de estructuras declaradas en F10N (Fuente Propia).</i>	106
<i>Ilustración 61: Proyección estereográfica del Banco 3425, Fase F10N (Fuente Propia).</i>	107
<i>Ilustración 62: Análisis para definir falla plana en 3425 (Fuente Propia).</i>	108
<i>Ilustración 63: Análisis para definir falla en cuña 3425 (Fuente Propia).</i>	108
<i>Ilustración 64: Proyección estereográfica del Banco 3410, Fase F10N (Fuente Propia).</i>	110
<i>Ilustración 65: Análisis para definir falla plana en 3410 (Fuente Propia).</i>	111
<i>Ilustración 66: Análisis para definir falla en cuña 3410 (Fuente Propia).</i>	111
<i>Ilustración 67: Proyección estereográfica del Banco 3395, Fase F10N (Fuente Propia).</i>	112
<i>Ilustración 68: Análisis para definir falla plana en 3395 (Fuente Propia).</i>	113
<i>Ilustración 69: Análisis para definir falla en cuña 3395 (Fuente Propia).</i>	114
<i>Ilustración 70: Proyección estereográfica del Banco 3380, Fase F10N (Fuente Propia).</i>	115
<i>Ilustración 71: Análisis para definir falla plana en 3380 (Fuente Propia).</i>	116
<i>Ilustración 72: Análisis para definir falla en cuña 3380 (Fuente Propia).</i>	117
<i>Ilustración 73: Comparación entre la topografía actual de Fase F10N y el diseño mina (Fuente Propia).</i>	118
<i>Ilustración 74: Discos estructurales a nivel de banco en Fase F10N (Fuente Propia).</i>	119

<i>Ilustración 75: Inestabilidades identificadas en terreno, Fase F10N (Fuente Propia).</i>	119
<i>Ilustración 76: Proyección estereográfica de estructuras identificadas mediante scanner (Fuente Propia).</i>	120
<i>Ilustración 77: Análisis cinemático de estabilidad respecto a la información del scanner (Fuente Propia).</i>	122
<i>Ilustración 78: Análisis cinemático respecto a la información del scanner (Fuente Propia).</i> ...	122
<i>Ilustración 79: Proyección estereográfica para el desarrollo del estudio a escala de banco (Fuente Propia).</i>	124
<i>Ilustración 80: Análisis cinemático de falla plana con un ángulo cara de banco de 70° (Fuente Propia).</i>	125
<i>Ilustración 81: Análisis cinemático de falla plana con un ángulo cara de banco de 75°.</i>	125
<i>Ilustración 82: Análisis cinemático de falla plana con un ángulo cara de banco de 80°.</i>	125
<i>Ilustración 83: Análisis cinemático de falla cuña con un ángulo cara de banco de 70° (Fuente Propia).</i>	126
<i>Ilustración 84: Análisis cinemático de falla cuña con un ángulo cara de banco de 75° (Fuente Propia).</i>	126
<i>Ilustración 85: Análisis cinemático de falla cuña con un ángulo cara de banco de 80°.</i>	127
<i>Ilustración 86: Tabla resumen del análisis de equilibrio límite de Fase F10N (Fuente Propia).</i>	128
<i>Ilustración 87: Perfil de carga explosiva, propuesta N°1 (Fuente Propia).</i>	147
<i>Ilustración 88: Simulación Paradigme, propuesta N°1.</i>	148
<i>Ilustración 89: Perfil de carga explosiva, propuesta N°2 (Fuente Propia).</i>	148
<i>Ilustración 90: Simulación Paradigme, propuesta N°2.</i>	149
<i>Ilustración 91: Perfil de carga explosiva, propuesta N°3 (Fuente Propia).</i>	149
<i>Ilustración 92: Simulación Paradigme, propuesta N°3.</i>	150
<i>Ilustración 93: Perfil de carga explosiva, propuesta N°4 (Fuente Propia).</i>	150
<i>Ilustración 94: Simulación Paradigme, propuesta N°4.</i>	151
<i>Ilustración 95: Perfil de carga explosiva, propuesta N°5 (Fuente Propia).</i>	151
<i>Ilustración 96: Simulación Paradigme, propuesta N°5.</i>	152
<i>Ilustración 97: Sector de la tronadura en F10N, banco 3365 (Fuente Propia).</i>	155
<i>Ilustración 98: Perfil de carga de la tronadura aplicada en F10N, banco 3365 (Fuente Propia).</i>	156
<i>Ilustración 99: Auscultación de pozo, tramo superior del pozo (Fuente Propia).</i>	162
<i>Ilustración 100: Auscultación de pozo, tramo inferior del pozo (Fuente Propia).</i>	162
<i>Ilustración 101: Sector conciliado post tronadura en fase F10N (Fuente Propia).</i>	166
<i>Ilustración 102: Fórmulas de escalamiento a macizo rocoso del módulo de deformación.</i>	176
<i>Ilustración 103: Tipos de sistemas de iniciación (Bravo, 2018).</i>	177
<i>Ilustración 104: Esquema de la prueba de filtro de precorte.</i>	178
<i>Ilustración 105: Banco 3365 de fase F10N, posterior a la tronadura implementada.</i>	179
<i>Ilustración 106: Cumplimiento del ancho de berma por perfil.</i>	181
<i>Ilustración 107: Tabla resumen del cumplimiento del ancho de berma por banco.</i>	182
<i>Ilustración 108: Plan de trabajo Mina Los Pelambres (Fuente Propia).</i>	183

Índice de tablas

<i>Tabla 1: Métodos de clasificación de macizo rocoso, Casanegra (2008).</i>	13
<i>Tabla 2: Modelo de daño de McKenzie.</i>	34
<i>Tabla 3: Criterio de daño escalado a macizo rocoso (Vergara, 2016).</i>	35
<i>Tabla 4: Tabla resumen de limitaciones y ventajas del estudio de vibraciones.</i>	60
<i>Tabla 5: Equipos mina año 2019 para Mina Los Pelambres</i>	67
<i>Tabla 6: Resumen de los sets estructurales de MLP (Análisis Banco Berma, 2018).</i>	72
<i>Tabla 7: Propiedades geomecánicas de la roca intacta (Análisis Banco Berma, 2018).</i>	73
<i>Tabla 8: Valores de RMR, RQD y GSI por Unidades Geotécnicas.</i>	74
<i>Tabla 9: Resumen de las propiedades de las estructuras por tipo de relleno (Propiedades Resistentes de Roca Intacta y de Macizo Rocosos, 2017).</i>	75
<i>Tabla 10: Parámetros base de análisis de estabilidad (Propiedades Resistentes de Roca Intacta y de Macizo Rocosos, 2017).</i>	76
<i>Tabla 11: Bases de diseño proyectadas para el año 2020 (Budget MLP, 2019).</i>	77
<i>Tabla 12: Cartilla de evaluación del factor de condición.</i>	83
<i>Tabla 13: Características de los explosivos (Guía del Explosivista Enaex 2019).</i>	84
<i>Tabla 14: Tabla resumen de tiempos de retardo por UGT (Manual de Diseño de Perforación y Tronadura ENAEX, 2019).</i>	85
<i>Tabla 15: Sets estructurales de UGT03.</i>	95
<i>Tabla 16: Sets estructurales de UGT06.</i>	96
<i>Tabla 17: Sets estructurales de UGT12.</i>	96
<i>Tabla 18: Mecanismos de inestabilidad del banco 3425.</i>	98
<i>Tabla 19: Mecanismos de inestabilidad del banco 3410.</i>	99
<i>Tabla 20: Mecanismos de inestabilidad del banco 3395.</i>	101
<i>Tabla 21: Mecanismos de inestabilidad del banco 3380.</i>	102
<i>Tabla 22: Set estructurales identificados a partir de la proyección estereográfica crítica.</i>	103
<i>Tabla 23: Set estructurales identificados a partir de la proyección estereográfica total.</i>	105
<i>Tabla 24: Sets estructurales del banco 3425.</i>	107
<i>Tabla 25: Análisis de estabilidad del banco 3425.</i>	109
<i>Tabla 26: Sets estructurales del banco 3410.</i>	110
<i>Tabla 27: Análisis de estabilidad del banco 3410.</i>	112
<i>Tabla 28: Set estructurales del banco 3395.</i>	113
<i>Tabla 29: Análisis de estabilidad del banco 3395.</i>	114
<i>Tabla 30: Set estructurales del banco 3380.</i>	116
<i>Tabla 31: Análisis de estabilidad del banco 3380.</i>	117
<i>Tabla 32: Sets estructurales definidos a partir del mapeo geológico sobre el scanner.</i>	120
<i>Tabla 33: Factor de seguridad de las inestabilidades críticas identificadas.</i>	123

<i>Tabla 34: Set estructurales a utilizar para el análisis banco-berma.</i>	124
<i>Tabla 35: Parámetros de ajuste H&P para UGT03.</i>	129
<i>Tabla 36: Parámetros de ajuste H&P para UGT06.</i>	130
<i>Tabla 37: Parámetros geomecánicos y PPVc para UGT03.</i>	131
<i>Tabla 38: Parámetros geomecánicos y PPVc para UGT06.</i>	132
<i>Tabla 39: Parámetros geomecánicos y PPVc para UGT12.</i>	132
<i>Tabla 40: Parámetros geomecánicos y PPVcmr para UGT03.</i>	133
<i>Tabla 41: Parámetros geomecánicos y PPVcmr para UGT06.</i>	133
<i>Tabla 42: Parámetros geomecánicos y PPVcmr para UGT12.</i>	133
<i>Tabla 43: Criterio de daño de McKenzie para UGT03.</i>	134
<i>Tabla 44: Criterio de daño de McKenzie para UGT06.</i>	134
<i>Tabla 45: Criterio de daño de McKenzie para UGT12.</i>	135
<i>Tabla 46: Criterio de daño de Vergara para UGT03.</i>	135
<i>Tabla 47: Criterio de daño de Vergara para UGT06.</i>	136
<i>Tabla 48: Criterio de daño de Vergara para UGT12.</i>	136
<i>Tabla 49: Nivel de vibraciones para UGT03 (Fuente Propia).</i>	137
<i>Tabla 50: Nivel de vibraciones para UGT06.</i>	138
<i>Tabla 51: Nivel de vibraciones para UGT12.</i>	139
<i>Tabla 52: Parámetros de tronadura para la propuesta N°1.</i>	141
<i>Tabla 53: Parámetros de tronadura para la propuesta N°2.</i>	142
<i>Tabla 54: Parámetros de tronadura para la propuesta N°3.</i>	143
<i>Tabla 55: Parámetros de tronadura para la propuesta N°4 (Fuente Propia).</i>	144
<i>Tabla 56: Parámetros de tronadura para la propuesta N°5.</i>	146
<i>Tabla 57: Resumen de simulaciones de vibración mediante Paradigme.</i>	152
<i>Tabla 58: Niveles de vibraciones por propuesta.</i>	153
<i>Tabla 59: Comparación de los niveles de vibraciones respecto caso base.</i>	154
<i>Tabla 60: Parámetros de tronadura para la propuesta N°5.</i>	156
<i>Tabla 61: Niveles de vibraciones de la propuesta y caso base.</i>	157
<i>Tabla 62: Comparación de los niveles de vibraciones respecto caso base.</i>	158
<i>Tabla 63: Costo de propuesta y caso base.</i>	164
<i>Tabla 64: Gasto de propuesta y caso base.</i>	164
<i>Tabla 65: Parámetros geotécnicos conciliados Post Tronadura.</i>	166
<i>Tabla 66: Resumen pruebas en terreno.</i>	175
<i>Tabla 67: Modelo de Bauer y Calder.</i>	175
<i>Tabla 68: Modelo de Hoek y Bray.</i>	175
<i>Tabla 69: Modelo de Oriad.</i>	176

Índice de ecuaciones

<i>Ecuación 1: Criterio de falla de Mohr – Coulomb (Coulomb, 1776).</i>	15
<i>Ecuación 2: Desplazamiento de una onda sísmica.</i>	24
<i>Ecuación 3: Frecuencia de la onda sísmica.</i>	24
<i>Ecuación 4: Longitud de onda sísmica.</i>	25
<i>Ecuación 5: Desplazamiento de una onda sísmica.</i>	25
<i>Ecuación 6: Velocidad de una onda sísmica.</i>	25
<i>Ecuación 7: Aceleración de una onda sísmica.</i>	26
<i>Ecuación 8: Factor de atenuación geométrica.</i>	26
<i>Ecuación 9: Factor de atenuación inelástico.</i>	27
<i>Ecuación 10: Modelo de vibraciones de campo lejano, Duvalí (1971).</i>	29
<i>Ecuación 11: Modelo de Devine, Campo Lejano (Devine, 1966).</i>	30
<i>Ecuación 12: Peso de la carga, Holmberg y Persson.</i>	31
<i>Ecuación 13: Modelo de velocidad propuesto por Holmberg y Persson.</i>	31
<i>Ecuación 14: PPV resultado, Holmberg y Persson.</i>	31
<i>Ecuación 15: Relación de deformación de McKenzie.</i>	33
<i>Ecuación 16: Relación PPV crítica, criterio de daño.</i>	33
<i>Ecuación 17: PPV crm escalado a macizo rocoso, criterio de daño.</i>	35
<i>Ecuación 18: Criterio de falla de Hoek & Brown.</i>	36
<i>Ecuación 19: Constante del material a.</i>	37
<i>Ecuación 20: Resistencia a la tracción escalada a macizo rocoso.</i>	37
<i>Ecuación 21: Constante del material s.</i>	37
<i>Ecuación 22: Valor reducido de la constante del material m.</i>	37
<i>Ecuación 23: Módulo de Young, Hoek & Diederichs (2006).</i>	39
<i>Ecuación 24: Modelo de PPV cmr, Vergara (2014).</i>	39
<i>Ecuación 25: Esfuerzo de tracción escalado a macizo rocoso (Sheorey, 1997).</i>	40
<i>Ecuación 26: Módulo de Young, Galera (2005).</i>	41
<i>Ecuación 27: Modelo de PPV cmr, Pardo (2016).</i>	41
<i>Ecuación 28: Costo final de perforación y tronadura</i>	46
<i>Ecuación 29: Factor de Carga Total.</i>	61
<i>Ecuación 30: Costo de perforación por metro.</i>	62
<i>Ecuación 31: Costo de perforación por tonelada.</i>	62
<i>Ecuación 32: Costo de explosivos</i>	63
<i>Ecuación 33: Costo final de perforación y tronadura</i>	63
<i>Ecuación 34: Factor de diseño aplicado en Mina Los Pelambres</i>	82

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 Contexto

El presente trabajo de título se desarrolla a partir de la solicitud realizada por el Comité de Revisión Geotécnica 2019 (GRB-Geotechnical Review Board) a Minera Los Pelambres, en adelante, Mina Los Pelambres, para de esta forma, unificar su mención dentro del texto según el sector de estudio. Específicamente, el trabajo se realiza en la Superintendencia de Perforación y Tronadura, entre el 22 de Julio del 2019 y el 22 de Enero del 2020.

Actualmente, uno de los mayores riesgos en la minería mundial es perder los permisos y licencias de explotación minera debido a incidentes laborales, es por esto, que los aspectos de seguridad dentro de las faenas, y concretamente, en las distintas operaciones unitarias que componen la secuencia de explotación minera, tienen un rol clave en el cumplimiento de los planes de producción y en mantener sin interferencia alguna, la continuidad operacional de las minas.

Las operaciones unitarias de perforación y tronadura en la minería a cielo abierto cobran una importancia significativa en los objetivos de la mina, especialmente en términos de fragmentación, estabilidad del macizo rocoso y construcción efectiva de taludes mineros.

En base a los aspectos de fragmentación, la operación unitaria de perforación y tronadura en la minería a cielo abierto es fundamental para obtener una adecuada granulometría de mineral y lastre, y de esta forma, lograr una conminución efectiva que favorezca los procesos aguas abajo. Junto a esto, la tronadura tiene un rol fundamental en la construcción y cumplimiento del diseño de taludes mineros, por ende, comprender y entender los factores que contribuyen a la construcción efectiva de taludes es clave para optimizar esta operación unitaria a través de un proceso de mejoramiento continuo y de esta manera, poder minimizar los costos de las operaciones complementarias, reducir retrasos operacionales post tronadura y aumentar las condiciones de seguridad en las operaciones mineras de superficie.

En Mina Los Pelambres, específicamente en la Fase F10N, se registran incumplimientos de las líneas de diseño de taludes cuantificado a través de la pérdida del ancho de berma, la cual conlleva un riesgo inherente a la operación minera y al cumplimiento de los planes de

producción, por lo que se desarrollará una propuesta de tronadura que contribuya al mejoramiento geométrico de los taludes a construir, basado en la reducción de vibraciones inducidas por tronadura mediante una metodología de campo cercano (Holmberg y Persson, 1977) y un modelo de daño de PPV crítico escalado a macizo rocoso (Pardo, 2016).

Cabe decir que las vibraciones generadas en tronaduras producen efectos sobre la pared del banco, ya que pueden modificar las propiedades geomecánicas del macizo rocoso y eventualmente contribuir a condiciones de inestabilidad a nivel banco-berma, lo que reduce los anchos mínimos de berma producto de los deslizamientos de material.

Para finalizar, se incorporará a la propuesta de tronadura, una conciliación geotécnica de Fase F10N, para comprender el efecto de los sistemas estructurales principales y secundarios sobre la pérdida del ancho de berma, y así poder integrar la condición estructural en los diseños de perforación y tronadura.

1.2 Motivación y problemática

Se registran pérdidas del ancho de berma en la Fase F10N de Mina Los Pelambres, lo que se traduce en una disminución de la capacidad de contención de derrames. En base a lo anterior, se establece el propósito del estudio, el cual consiste en reducir significativamente la exposición de trabajadores, equipos e infraestructura a condiciones laborales inseguras, y junto a ello, aumentar la continuidad operacional de la mina, específicamente de la Fase F10N, afectada durante los meses de Abril, Julio y Agosto del año 2019, por incidentes asociados a desplazamientos de material y activación de mecanismos de falla post tronadura.

La naturaleza del trabajo a desarrollar es de orden cuantitativo relacionado con un estudio técnico-económico de geotecnia y tronadura, donde el tema de estudio es el “Análisis de los factores contribuyentes en la pérdida del ancho de berma en la Fase F10N de Mina Los Pelambres”. La finalidad que busca el trabajo es caracterizar las pérdidas del ancho de berma en función de los principales factores contribuyentes a través de un análisis en detalle de estos.

Los factores contribuyentes a analizar corresponden a la condición geomecánica-estructural de la Fase F10N y el diseño de tronadura desde una componente vibracional, uno de los factores más influyentes en el daño inducido al macizo rocoso por tronadura. De esta forma, la importancia del estudio es relacionar dichos factores con la condición del banco post tronadura y la pérdida de

cresta que sufren los bancos en su proceso de construcción en la Fase F10N, específicamente en las UGT03-06-12. Otra motivación del trabajo a desarrollar, es la solicitud establecida por parte del Comité de Revisión Geotécnica 2019 a la Superintendencia de Perforación y Tronadura, la cual consiste en determinar la velocidad crítica de partícula (PPVc) para cada Unidad Geotécnica en la Fase F10N desde una componente de roca intacta y de macizo rocoso. Esta solicitud corresponde a un objetivo operacional clave para obtener éxito en el desarrollo del trabajo.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Generar una propuesta de tronadura para disminuir las pérdidas del ancho de berma en Mina Los Pelambres sobre las Unidades Geotécnicas correspondientes a la Fase F10N considerando información geotécnica, parámetros del diseño minero y restricciones según los niveles de vibraciones simuladas. Con esto, se espera reducir el daño inducido por tronadura al macizo rocoso y así, contribuir al cumplimiento de la capacidad de contención esperada, evitar deslizamientos estructurales a escala banco-berma en futuros bancos y reducir la exposición de personas, equipos e infraestructuras a condiciones riesgosas de trabajo.

1.3.2 Objetivos específicos

Para cumplir con el objetivo general, se realizarán las siguientes actividades:

- Identificar zonas de daño y sectores de incumplimiento del ancho de berma mínimo requerido en la Fase F10N para enfocar las modificaciones sobre las prácticas de tronadura.
- Realizar una conciliación estructural de la Fase F10N considerando mecanismos de inestabilidad e información geotécnica a escala de banco-berma de los bancos 3440-3410-3380.
- Revisar y evaluar los diseños actuales de tronaduras de remate de banco aplicados en la Fase F10N en base a los criterios de PPV considerando parámetros de roca intacta y parámetros de macizo rocoso.
- Evaluar y comparar de forma técnica-económica la propuesta de tronadura a implementar con respecto al caso base de diseño para la Unidad Geotécnica evaluada.

1.3.3 Objetivos operacionales

A continuación, se presenta una serie de objetivos operacionales que permiten el cumplimiento efectivo del objetivo general planteado:

- Utilizar softwares geotécnicos (Dips, RocPlane, Swedge) para procesar la información estructural de la Fase F10N y evaluar inestabilidades proyectadas por Geotecnia MLP.
- Aplicar información estructural y caracterización del macizo rocoso en el desarrollo de nuevas propuestas de tronadura que buscan aumentar el cumplimiento del ancho de berma mínimo requerido y la reducción de condiciones inseguras de trabajo.
- Calcular PPVcríticos escalado a macizo rocoso para las Unidades Geotécnicas correspondientes a la Fase F10N.
- Generar ábacos de diseño y modelo de daño a partir de un estudio de vibraciones inducidas por tronadura en campo cercano.
- Ajustar los diseños de tronadura en base al modelo de daño de PPV escalado a macizo rocoso en función del RMR para cada Unidad Geotécnica.
- Realizar evaluación del cumplimiento de los parámetros de diseño del banco (ancho de berma, ángulo cara de banco, línea de pata) posterior a la entrega del banco post tronadura.
- Realizar validación de propuestas a través de medición en terreno de vibraciones y pozos de auscultación para observar el daño inducido al macizo rocoso por la tronadura.

1.4 Alcances y limitaciones

En base a la información y antecedentes disponibles, se establecen los siguientes alcances del trabajo a desarrollar en la Mina Los Pelambres:

- El estudio de vibraciones se limita sólo al desarrollo en campo cercano, ya que el daño sobre la berma y el macizo rocoso se asocia al nivel de vibraciones que genera la tronadura en el talud contiguo, a una distancia inferior a 50 [m]. También el estudio tiene una escala de análisis a nivel banco-berma, por lo que los modelos de daño en campo cercano representan de mejor forma la naturaleza del trabajo.

- Se excluye del trabajo los análisis de vibraciones a partir de tronaduras de rampas, tronaduras de producción y tronaduras de borde, debido a que este tipo de tronaduras no involucra el cuidado de la pared cercana. El estudio sólo involucra tronaduras de remate.
- La zona de estudio es la Fase F10N, específicamente sobre los bancos 3440-3410-3380, ya que para el proceso constructivo de estos bancos, se utilizó los diseños de tronadura del caso base y además son los bancos que consideran un ángulo cara de banco de 80° , parámetro de diseño establecido para el desarrollo de la mina durante el año 2020.
- Las mediciones de vibraciones a utilizar para el desarrollo del trabajo son obtenidas entre los años 2018 y 2019, además se considera la adquisición de nueva información mediante pruebas en campo cercano para generar modelos de vibraciones de Holmberg y Persson para cada Unidad Geotécnica de la Fase F10N.
- Los factores contribuyentes que influyen en la pérdida del ancho de berma y que serán parte del análisis del estudio, son la condición geomecánica-estructural de la Fase F10N y el diseño de tronadura desde una componente vibracional. Estos factores se consideran porque la Fase F10N se encuentra afectada por el sistema estructural principal de Mina Los Pelambres, además que la orientación de esta familia de estructuras es similar al DipDirection de la fase estudiada, siendo la razón de la formación de mecanismos de inestabilidad a escala banco-berma, generando significativas pérdidas del ancho de berma.
- Las Unidades Geotécnicas donde se enfoca el trabajo son las UGT03, UGT06 y UGT12. Además todos los parámetros de roca intacta y de macizo rocoso son proporcionadas por la Superintendencia de Geotecnia de Mina Los Pelambres para el desarrollo del estudio.
- Para realizar la simulación de tronadura y también para comparar los niveles de vibración simulados a partir del modelo en términos del control de daño por vibraciones, se utiliza el software Paradigme, proporcionado por la empresa Enaex.
- La modificación de diámetros de perforación y tipos de explosivos para el desarrollo de propuestas de tronadura con el objetivo de reducir el nivel de vibraciones inducidas al macizo rocoso y con ello aumentar el cumplimiento del ancho de berma, se ejecutan bajo la asesoría de la Superintendencia de Perforación y Tronadura.
- Los parámetros geotécnicos utilizados en el desarrollo del estudio son previamente revisados a partir de un análisis de distribución probabilística para definir su

representatividad en base a la robustez estadística de la muestra, y con ello, establecer las variables que se emplean para el escalamiento a macizo rocoso de los parámetros.

- El caso base de tronadura empleado en el estudio es representativo ya que corresponde al diseño establecido en el manual de tronadura de MLP – ENAEX durante el año 2019, además que ha sido empleado para las Unidades Geotécnicas (UGT) respectivas desde el banco 3440 hasta el banco 3380.
- La representatividad de la tronadura experimental está sujeta al proceso de calibración, planificada a ejecutarse mediante la medición de vibraciones de campo cercano en terreno mediante geófonos y análisis de pozos de auscultación en la berma de diseño.
- A través del proceso de auscultación, se puede interpretar de forma confiable la generación de nuevas fracturas post tronadura, ya que corresponde a una técnica de inspección visual de daño causado al macizo rocoso.
- El éxito de las mediciones de vibraciones en terreno está supeditado a factores operacionales, como por ejemplo, la posición del geófono con respecto al tren de ondas.

1.5 Metodología a implementar

La metodología a implementar tiene como propósito estructurar el trabajo de manera de cumplir con los objetivos del estudio a partir de un secuenciamiento cronológico de las tareas necesarias para el éxito de la investigación.

En detalle, para lograr los objetivos propuestos según la metodología a seguir, se consideran los siguientes aspectos de trabajo:

- Establecer los principales factores que contribuyen a la pérdida del ancho de berma, y de forma paralela, a la disminución significativa en la capacidad de contención de derrames y a la potencial activación de mecanismos de falla a nivel banco-berma.
- Realizar inspecciones en terreno de los resultados obtenidos según los diseños de tronadura actuales y también observar los bancos superiores de la Fase F10N para identificar alguna condición crítica que pudiese relacionarse con la condición actual, y de esta forma, establecer una línea base para compararse con las propuestas a implementar.
- Utilizar métodos de análisis objetivos para justificar cuantitativamente las propuestas de diseño y la información base del trabajo.

De forma esquemática, se presenta a continuación la metodología de trabajo:



Ilustración 1: Metodología de Trabajo (Elaboración Propia).

1.6 Rol de estudio en el contexto minero

Dentro del negocio minero, los aspectos relacionados con seguridad laboral son fundamentales para el éxito de la explotación minera, es por ello, que conocer e identificar la relevancia de la geotecnia y tronadura en dichos aspectos, es clave para reducir al mínimo posibles incidentes y accidentes que interfieran con el normal desarrollo minero de las faenas.

El trabajo realizado en la Mina Los Pelambres aborda y estudia dos áreas técnicas muy relevantes de la operación de las minas a cielo abierto: a) la geotecnia minera y b) el proceso de tronadura.

Considerando la relevancia, es fundamental comprender el rol de estas dos áreas en el marco de proyectos, estudios, y operaciones mineras, para así, cuantificar su real importancia dentro del éxito técnico – económico de las compañías.

Respecto de la geotecnia minera, esta se asocia directamente con dos aspectos claves en la explotación de los yacimientos: i) la seguridad de los trabajadores y ii) la robustez de los procesos productivos dentro de las faenas. Desde el punto de vista de la seguridad, la geotecnia minera toma un rol crítico en la operación ya que debe asegurar la estabilidad estructural de las paredes de la mina a distintas escalas. De esta manera, lograr permitir que las personas y la realización de sus labores sean bajo los mayores estándares de seguridad.

El segundo aspecto se relaciona con la robustez operacional de los procesos productivos. En efecto, una buena caracterización y monitoreo de la respuesta del macizo rocoso a la minería, permite desarrollar una explotación minera sustentada en una continuidad operacional, reduciendo al mínimo costos no planificados debido a retrasos causados por fallas e incidentes geotécnicos.

Por otra parte, la tronadura en la minería a cielo abierto está sujeta a horizontes de corto y largo plazo. En términos de corto plazo, la tronadura busca generar una adecuada fragmentación de la roca para facilitar su extracción y óptimo procesamiento aguas abajo. Así también, la tronadura debe realizarse induciendo bajos niveles de vibración, sujetos a planes de medición para actualizar y mejorar continuamente los diseños de tronadura aplicados. De esa manera, se busca contener el daño inducido al macizo rocoso. También busca desarrollar el cumplimiento de las líneas de programa y líneas de pata, con el objetivo de seguir en base a los planes mineros y, la secuencia de extracción mina. Por otro lado, el rol de la tronadura en el largo plazo es aumentar la vida útil del macizo rocoso a través de la reducción del daño que se le induce por la operación misma de tronadura, y con ello, aumentar la viabilidad de las explotaciones mineras asegurando la productividad y rentabilidad de las faenas a lo largo de los años.

Un aspecto a destacar sobre este estudio, es la interacción de la geotecnia en la tronadura, la cual en forma resumida, consiste en entregar los inputs iniciales necesarios para la planificación, desarrollo y optimización de los diseños de tronadura. Las características geológicas y geotécnicas en un paño de tronadura son fundamentales, ya que controlan la tasa de fragmentación del macizo rocoso. Específicamente, la litología, alteración, calidad geomecánica

y, sobre todo, los sistemas estructurales, definen y determinan las variables del diseño de tronadura y también el tipo de explosivo a utilizar, en función de la energía necesaria, la cual se propagará a través del macizo rocoso.

Finalmente, cabe indicar que este trabajo se realiza en el marco del desarrollo de una nueva propuesta de tronadura para reducir las pérdidas del ancho de berma de la Fase F10N. Para ello se han incorporado a la revisión bibliográfica del estudio, las experiencias internas de Mina Los Pelambres y también casos de estudio externos de Minera Spence y Andina. Este estudio incluye información geo – estructural del sector de la Fase F10N, así como también, ajustes en los diseños respecto a niveles de vibraciones simulados y modelos de daños de PPV considerando parámetros de macizo rocoso y no de roca intacta. El estudio es innovador a nivel nacional ya que incorporar una metodología de escalamiento de parámetros a una escala de macizo rocoso, la cual integra de forma más representativa, las características del yacimiento considerando los efectos intrínsecos de la minería sobre la roca.

1.7 Carta Gantt

Año	AÑO 2019 - MINERAL OS PELAMBRES																AÑO 2020 - MINERAL OS PELAMBRES											
	Mes	AGOSTO				SEPTIEMBRE				OCTUBRE				NOVIEMBRE				DICIEMBRE				ENERO						
Actividad / Semana	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Recopilación de antecedentes bibliográficos																												
Levantamiento de información sobre la operación de Pyl																												
Levantamiento de datos y recursos para el área de Pyl																												
Geología e información geomecánica del Pago Los Pelambres																												
Desarrollo de la propuesta de trabajo																												
Verificación de objetivos																												
Definición de metodología y plan de trabajo																												
Definición estructural de FION en términos del ancho de banca																												
Condición estructural de FION y análisis de estabilidad																												
Evaluación de la condición estructural actual de MIP y análisis de estabilidad																												
Desarrollo del estudio de vibraciones inducidas por inmadura en campo cercano																												
Evaluación de los diseños actuales de perforación y inmadura de MIP																												
Generar modelo de dato de PPV escalado a maquina nueva sobre las LUGI de FION																												
Generar modificaciones y propuestas de diseño de Pyl para reducir el dabo inabudido																												
Realizar simulaciones de las propuestas de diseño mediante el software Paradigm																												
Comparación entre las propuestas de diseño y los estándares actuales de Pyl																												
Calibración y validación a partir de mediciones de vibraciones en terreno																												
Realizar pruebas de simulación de pozos en las propuestas aplicadas en terreno																												
Análisis de resultados obtenidos, cumplimiento de líneas de programa y ancho de banca																												
Generar plan de trabajo integrado entre Minaera Los Pelambres y ENAPX para aplicar mejoramiento continuo																												
Evaluación económica de las propuestas aplicadas																												
Redacción del informe entregable																												
Revisión y corrección del informe																												
Presentación General en Minaera Los Pelambres																												

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

2.1 Caracterización de roca intacta y del macizo rocoso

2.1.1 Roca intacta

Se define como el volumen de roca a nivel macroscópico ubicado entre las discontinuidades y estructuras geológicas presentes en el macizo rocoso (Hoek, 1994; Hudson & Harrison, 1997). Mediante ensayos a escala de laboratorio, se determinan las características de la roca intacta, considerando el material rocoso como un medio isótropo, homogéneo y continuo.

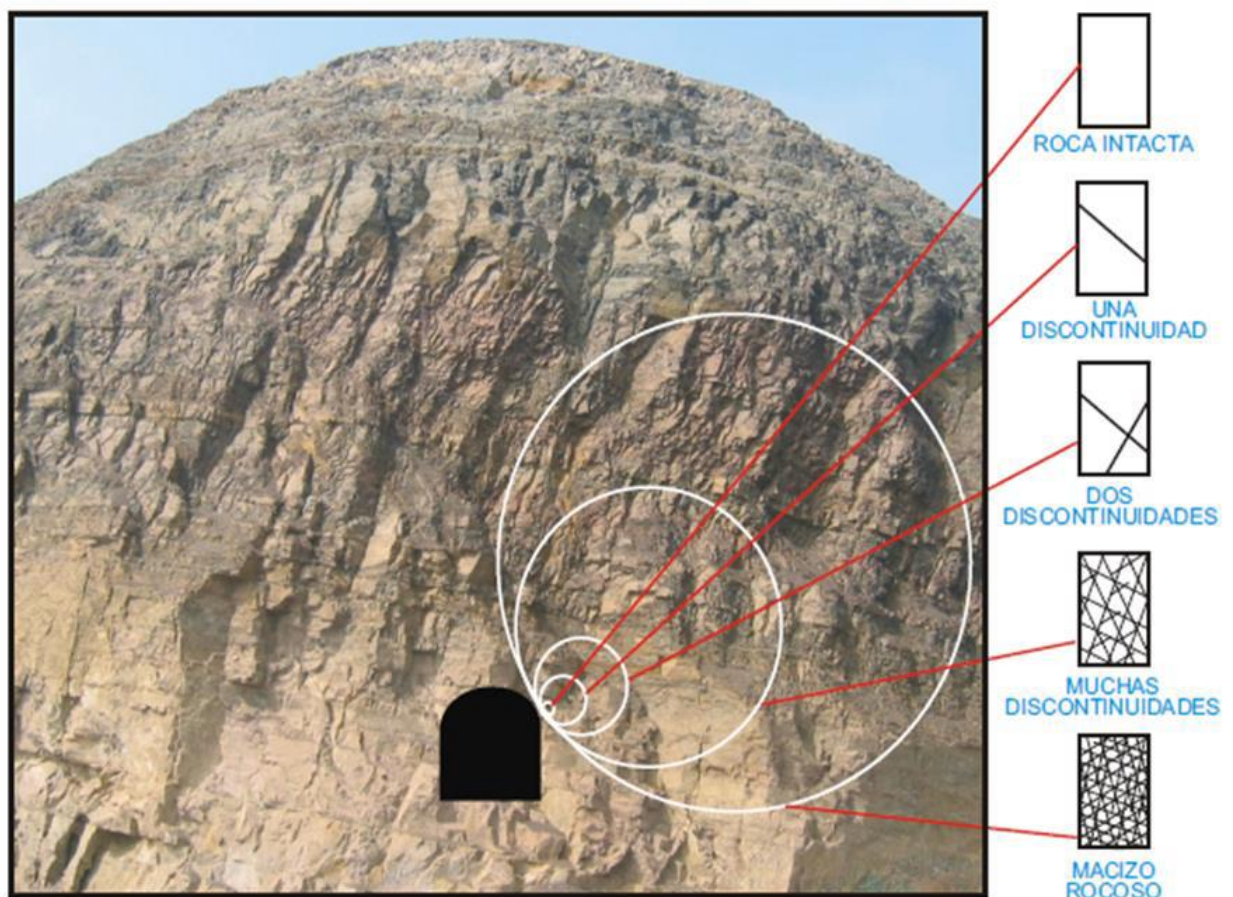


Ilustración 2: Ejemplificación de roca intacta, Calificación del Macizo Rocoso (Vallejos, 2018).

2.1.2 Macizo rocoso

Corresponde al conjunto de bloques de matriz rocosa y discontinuidades geológicas (Hoek, 1980). Es de carácter heterogéneo, comportamiento discontinuo y usualmente anisótropo. Estas características que definen al macizo rocoso condicionan y limitan su comportamiento mecánico e hidráulico, por lo que se debe considerar de forma cautelosa el volumen de éste, tal que represente de forma adecuada el comportamiento a estudiar.

Las características del macizo rocoso no se pueden medir directamente, sino que deben estimarse a partir de las propiedades de la roca intacta y de las características del arreglo blocoso que conforma al macizo rocoso.

2.1.3 Propiedades del macizo rocoso

Las principales propiedades del macizo rocoso son: su composición geológica, tipo de textura y cementación de las discontinuidades presentes, estructuras geológicas, porcentaje de humedad contenido en el macizo, porosidad, densidad de la roca, índice de permeabilidad, resistencia a la compresión, resistencia a la tracción, durabilidad, velocidad de propagación de las vibraciones, frecuencia de fracturas y espaciamiento de discontinuidades (Casanegra, 2008).

Las características más influyentes en la estabilidad del macizo rocoso son la resistencia a la compresión de la roca, la resistencia a la tracción, resistencia al corte de las estructuras en función del ángulo de fricción y cohesión, y las propiedades y orientación de las estructuras presentes en el macizo rocoso.

2.1.4 Métodos de clasificación del macizo rocoso

La clasificación del macizo rocoso se basa en una serie de parámetros empíricos que describen la roca, los cuales, en su mayoría, se determinan a partir de observaciones cualitativas, por lo que es de suma relevancia una interpretación correcta de las condiciones en terreno. Estas clasificaciones entregan como resultado una visión de la resistencia del macizo rocoso frente cambios del entorno, como, por ejemplo, desarrollos y labores mineras, construcción de taludes y eventos sísmicos. Se presenta a continuación una revisión de los principales sistemas de

clasificación de macizo rocoso empleados en minería a cielo abierto, estos corresponden a: RQD, Q-Barton, GSI, RMR, MRMR.

Tabla 1: Métodos de clasificación de macizo rocoso, Casanegra (2008).

Clasificación	Definición	Parámetros	Autor
RQD (Rock Quality Designation)	$\frac{100 * \sum X_i}{L}$	X_i =Largo Individual de roca intacta [cm] L =Largo del sondaje [cm]	De Deere, 1963-67
Calidad de Barton Q	$Q = \left(\frac{RQD}{J_n}\right) * \left(\frac{J_r}{J_a}\right) * \left(\frac{J_w}{SRF}\right)$	RQD=Rock Quality Designation J_n =Joint Set Number J_r =Joint Roughness J_a =Joint Alteration Number J_w =Joint Water Number SRF=Stress Reduction Factor	Barton, 1974
Geological Strength Index GSI	Estima la reducción de la resistencia del macizo rocoso debido a condiciones geológicas en la roca	Tablas	Brady and Brown, 2004
Rock Mass Rating RMR	Índice de calidad del macizo rocoso	1.-UCS 2.-RQD 3.-Espaciamiento de estructuras 4.-Condición de estructuras 5.- Condición de agua 6.-Orientación de estructuras	Bieniawski, 1976
Mining Rock Mass Rating MRMR	Valor ajustado por la presencia de infraestructura minera	Tablas	Laubscher, 1990

2.1.5 Efecto escala

Para entender este efecto, se debe tener en cuenta que el mecanismo de falla de la roca cambia en función de la escala y que los diferentes mecanismos, consideran al macizo rocoso de forma distinta en función del volumen de roca estimado. El efecto escala se relaciona directamente con la característica discontinua del macizo rocoso y con la resistencia mecánica, correlacionada directamente con las estructuras y discontinuidades geológicas. Las discontinuidades presentan una menor resistencia y rigidez que los bloques de roca intacta o que los bloques sin un claro

control estructural. Estas discontinuidades generan el efecto tamaño/escala, donde la resistencia mecánica de una región de estudio disminuye a medida que aumentan el tamaño de la región hasta un punto donde se logra un volumen representativo (Harrison & Hudson, 1996). Cabe destacar que existen propiedades de la roca cuya magnitud aumenta al incrementar el volumen ensayado, por ejemplo, la conductividad hidráulica.

Usualmente, las muestras a escala de laboratorio son de menor tamaño que los bloques de roca intacta en un macizo rocoso, por lo que este efecto considera los diversos tamaños de los sectores afectados. En torno a esto, se tiene que la perforación de un pozo de tronadura se representa con las propiedades resistentes de roca intacta, debido a que la sección del pozo es del orden de cm^2 , pero para representar el desarrollo de una excavación subterránea o de un talud minero, se consideran las propiedades mecánicas a escala de macizo rocoso, en función de los potenciales mecanismos de falla y los sistemas estructurales principales, ya que las secciones son del orden de m^2 . Por último, para el caso de grandes excavaciones (caserones, taludes) el macizo rocoso puede ser simulado como un medio pseudo-continuo (Bravo, 2018).

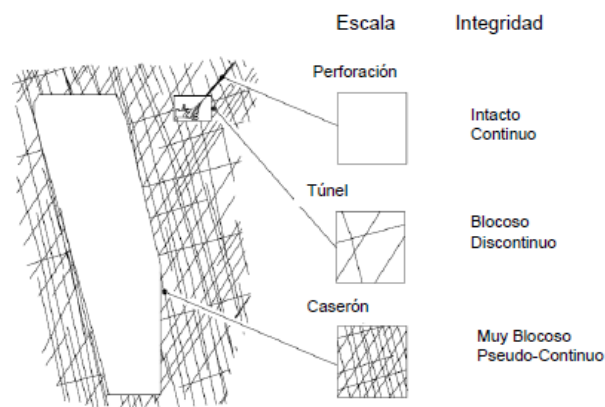


Ilustración 3: Ejemplificación efecto escala, Hutchinson & Diederichs (1996).

2.2 Criterio de falla

2.2.1 Criterio de falla de Mohr – Coulomb

El criterio de falla de Mohr – Coulomb determina a través de una relación lineal, la resistencia al corte a lo largo de un plano de debilidad. El criterio de falla se compone por dos partes, una componente de cohesión constante y una componente de fricción dependiente de los esfuerzos

normales (Coulomb, 1776). Las principales observaciones respecto al criterio de falla, es que asume un plano de falla de corte al momento de alcanzar la resistencia peak, lo cual no siempre ocurre, también asume una dirección de falla por corte, la cual no siempre coincide con lo que se observa experimentalmente, pero independiente de esto, el criterio entrega una buena representación de la resistencia residual, particularmente de discontinuidades (Sheorey, 1989).

$$\tau = (\sigma - \mu) * \tan(\phi) + C$$

Ecuación 1: Criterio de falla de Mohr – Coulomb (Coulomb, 1776).

Donde:

τ = Esfuerzo de corte [MPa].

σ = Tensión normal [MPa].

μ = Presión de poros [MPa].

ϕ = Ángulo de fricción [°].

C = Cohesión [MPa].

2.2.2 Ángulo de fricción (ϕ)

Corresponde al ángulo de rozamiento interno de las partículas, y depende de una serie de factores, como, por ejemplo, el tipo de mineral constitutivo de las partículas, de la forma, tamaño y distribución de los granos, tipo de fábrica o microestructura, densidad, permeabilidad y presión de poros.

2.2.3 Cohesión (C)

Corresponde al grado de cementación o a la capacidad de mantener unidas las partículas que conforman una roca en virtud de fuerzas internas. En mecánica de suelos y roca, la cohesión es utilizada para modelar la resistencia al corte producido por la cementación entre las partículas. La resistencia al corte de la matriz rocosa y de las estructuras geológicas que forman un talud minero, se expresan en términos de los parámetros de esfuerzos efectivos, C y ϕ , los cuales se obtienen ensayando muestras de roca representativas a escala de laboratorio.

2.3 Estabilidad de taludes en el macizo rocoso

2.3.1 Modos de falla

La estabilidad de taludes en minería a cielo abierto es fundamental para tener operaciones unitarias seguras, y, además, mantener la continuidad operacional de la faena. Es por ello, que se presenta a continuación una revisión de los mecanismos de falla que afectan a los taludes mineros, los cuales se subdividen en mecanismos con total control estructural y en mecanismos sin control estructural. La subdivisión de los mecanismos es función del efecto de las familias de discontinuidades geológicas en la estabilidad de los taludes.

2.3.1.1 Mecanismos de falla con total control estructural

Estas inestabilidades definen bloques y/o geometrías regulares, cuya condición de estabilidad se verá influenciada por la geometría del talud, la geometría del bloque y la resistencia de los planos o estructuras que definen al bloque deslizante. Principalmente, se presentan a nivel de banco (estructuras geológicas menores) pero en algunos casos podrían definir inestabilidades a niveles inter-rampa y global (estructuras geológicas mayores). Hay que destacar que los mecanismos de falla con total control estructural condicionan el diseño de la unidad banco-berma, y las metodologías de análisis de estabilidad utilizadas con principalmente los métodos de equilibrio límite en dos o tres dimensiones.

- Mecanismo de falla plana

Se define como falla plana, a un mecanismo de inestabilidad que genera un deslizamiento a través de una única superficie plana definida por una estructura geológica. Las principales condiciones para la ocurrencia de una falla plana son la existencia de un plano de debilidad perteneciente al dominio estructural del sector de estudio, el rumbo de la estructura debe formar un ángulo igual o menor a 30° con respecto al rumbo del talud (condición de subparalelismo), la estructura geológica debe aflorar en el talud con un manteo menor que el ángulo cara de banco y además, la inclinación de la estructura deber ser mayor que el ángulo de fricción, asociada a una condición resistente (Norrish, 1996; Goodman, 1989; Hoek, 1991).

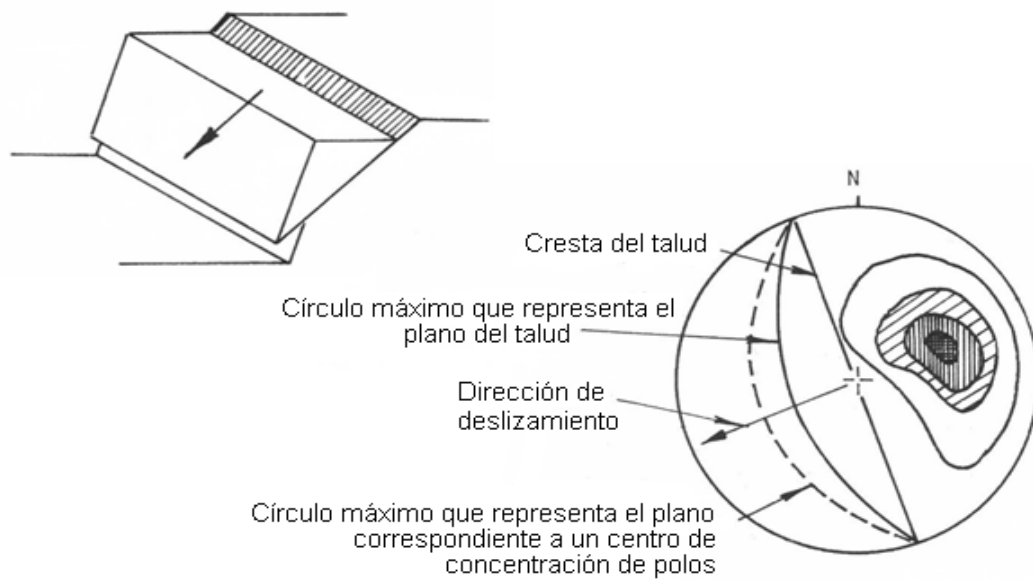


Ilustración 4: Proyección estereográfica de falla plana, Estabilidad de Taludes en Roca (Vallejos, 2018).

- Mecanismo de falla en cuña

Se define como falla en cuña, un mecanismo de inestabilidad generado por la intersección de dos estructuras, donde la línea de intersección de éstas debe aflorar en el talud. Específicamente, este tipo de falla se compone por dos familias de discontinuidades con rumbos oblicuos respecto al rumbo del talud, el cual queda comprendido entre los de las familias de discontinuidades geológicas. La condición geométrica de una falla en cuña es $\emptyset < \Psi_i < \Psi_{ti}$ (Hoek, 1981), la cual se ejemplifica a continuación:

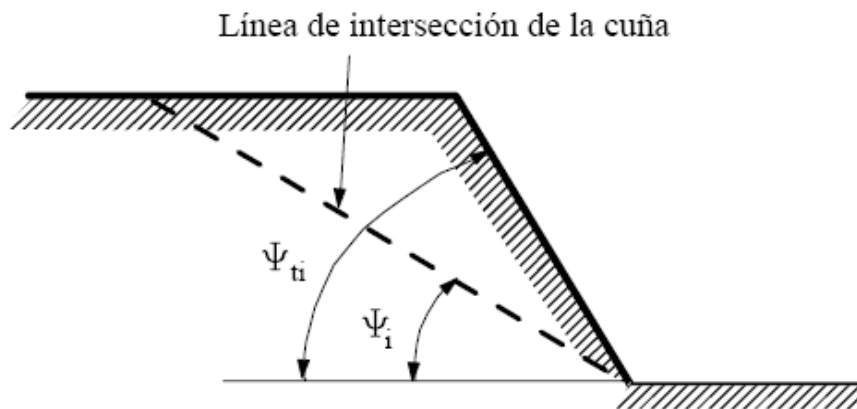


Ilustración 5: Geométrica de falla en cuña, Estabilidad de Taludes en Roca (Vallejos, 2018).

Donde:

Ψ_i = Ángulo de inclinación de la línea de intersección de la cuña [°].

Ψ_{ti} = Ángulo de inclinación del talud [°].

\emptyset = Ángulo de fricción de la estructura [°].

En términos de proyección estereográfica, se debe cumplir que el punto de intersección de las dos estructuras este por delante de la curva que represente al talud y que se encuentre contenido dentro del límite del ángulo de fricción.

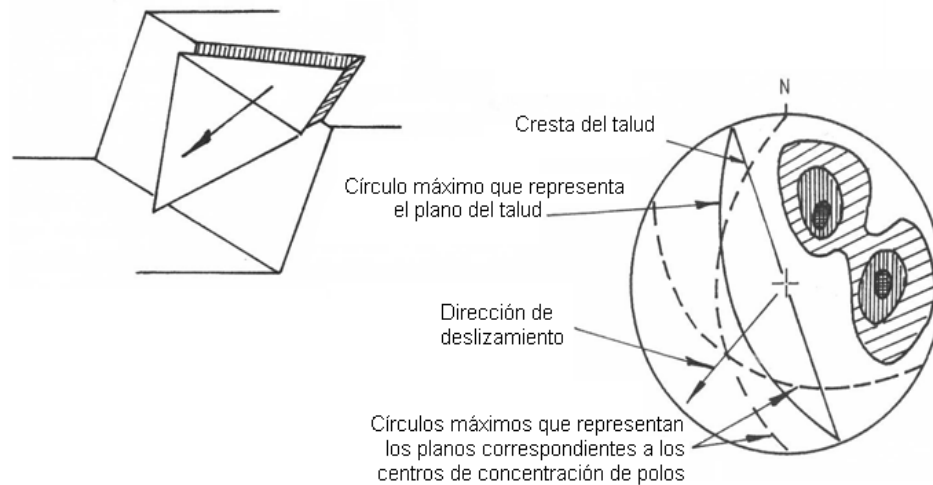


Ilustración 6: Proyección estereográfica de falla por cuña, Estabilidad de Taludes en Roca (Vallejos, 2018).

- Mecanismo de volcamiento

Los volcamientos se generan debido a la existencia de dos sets estructurales, un primer set de orientación subparalelo y un segundo set perpendicular. La intersección entre estos sets forma bloques de roca los cuales se separan del macizo rocoso, pudiendo rotar o desprenderse completamente por efecto de la fuerza de gravedad. Existe una serie de condiciones geométricas que posibilitan la existencia de volcamientos, como, por ejemplo, el rumbo de las estructuras no puede generar un ángulo de intersección mayor de 30° con respecto al rumbo del talud, el manto de las estructuras debe ser en dirección apuesta a la dirección del manto del ángulo cara de banco y se debe cumplir la siguiente condición geométrica (Goddman, 1989):

$$\alpha > 90^\circ - \alpha_B + \phi_J$$

Donde:

α = Ángulo de manteo de la estructura [°].

α_B = Ángulo cara de banco [°].

ϕ_J = Ángulo de fricción de la estructura [°].

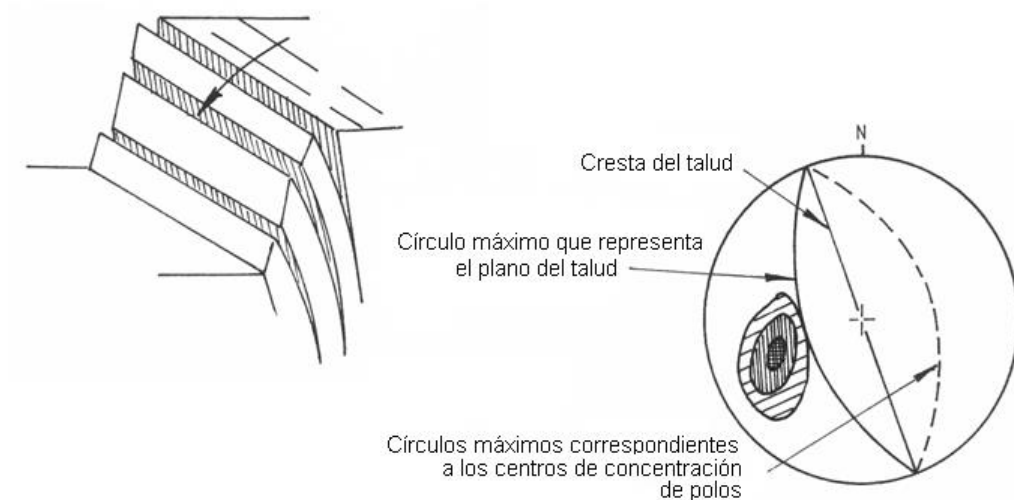


Ilustración 7: Proyección estereográfica de falla por volcamiento, Estabilidad de Taludes en Roca (Vallejos, 2018).

2.3.1.2 Mecanismos de falla sin control estructural

- Mecanismo de falla circular

El mecanismo de falla circular o deslizamiento rotacional se produce cuando el macizo rocoso presenta una gran cantidad de fracturas y estructuras, asumiendo un comportamiento isotrópico, de manera tal que no exista ningún control estructural asociado a la inestabilidad (Hoek, 1981). Este tipo de mecanismos de inestabilidad se presentan en materiales tipo suelos, botaderos, acopios de material poco consolidado y/o macizos rocosos muy alterados.

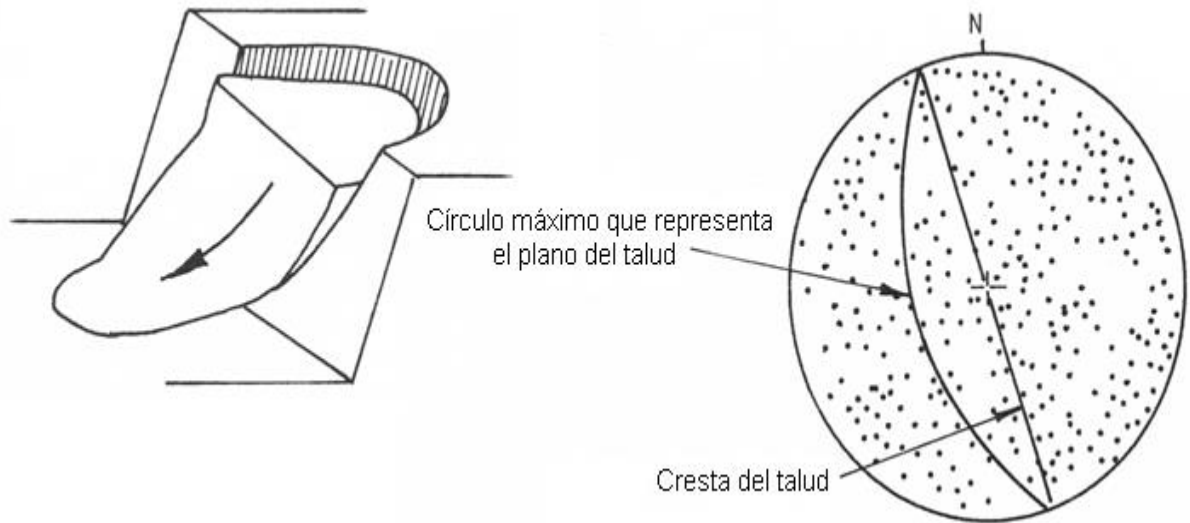


Ilustración 8: Proyección estereográfica de falla circular, Estabilidad de Taludes en Roca (Vallejos, 2018).

- Caída de rocas

Este mecanismo de inestabilidad se produce cuando rocas desconfiadas salen de su estado de equilibrio producto de una perturbación del medio, generando un movimiento de material sobre el talud hasta lograr la contención de este en bermas, zonas de contención o barreras dinámicas. A través de software de modelamiento, se puede predecir con bastante certeza la trayectoria de una caída de rocas, para así, ajustar los métodos de contención.

2.3.2 Factor de seguridad

El análisis de estabilidad sobre los mecanismos de falla en taludes permite calcular el factor de seguridad, entregando de esta forma, la condición de seguridad mínima para desarrollar las labores mineras.

En ingeniería geotécnica se emplea un factor de seguridad mínimo para taludes mineros de 1.3. En detalle, se observa en la siguiente ilustración, los resultados del análisis retrospectivo de taludes estables e inestables en pórfidos cupríferos, donde se sugiere un $FS \geq 1.3$ (Hoek, 1969).

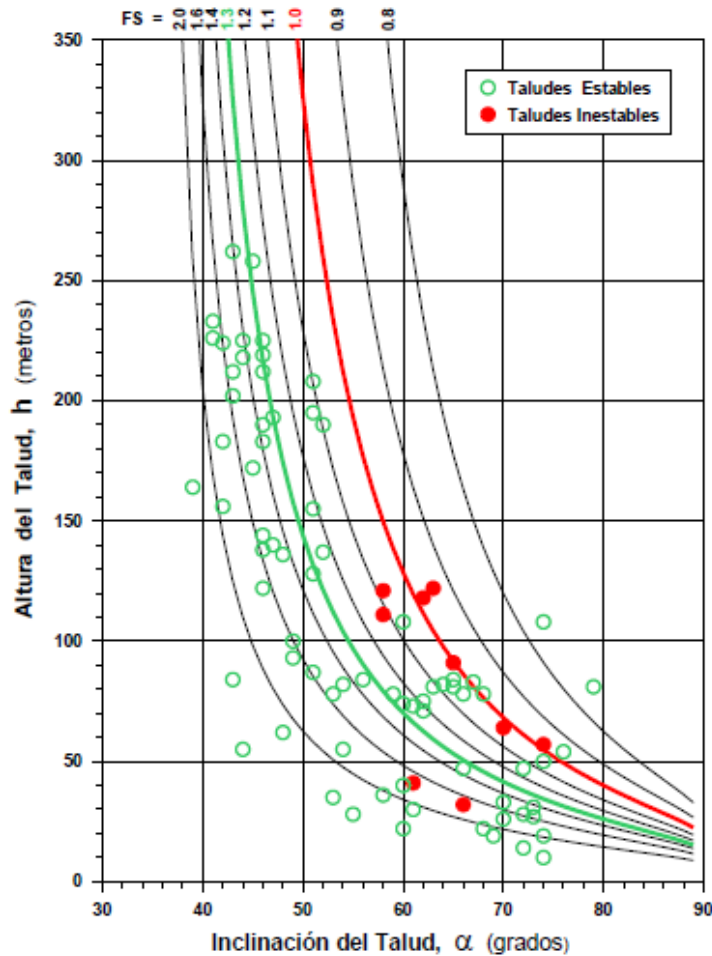


Ilustración 9: Factor de seguridad de taludes en condición estable e inestable, Estabilidad de Taludes en Roca (Vallejos, 2018).

2.3.3 Cálculo de estabilidad de taludes

Los métodos de cálculo utilizados para analizar la estabilidad de taludes buscan definir el factor de seguridad (Morales, 2009). Existen dos tipos de métodos, el primero corresponde a los métodos de equilibrio límite y el segundo, a los métodos de cálculo de deformaciones.

Específicamente, los métodos de equilibrio límite se basan en determinar el estado de equilibrio estático de un volumen de roca potencialmente inestable, sin considerar posibles deformaciones del terreno. Estos métodos suponen que la resistencia al corte es constante en magnitud y dirección a lo largo de la superficie de debilidad, además de subdividirse en métodos exactos (fallas planas y fallas en cuña) y métodos aproximados.

Por otra parte, los métodos de cálculo de deformaciones consideran los desplazamientos y deformaciones del terreno. Su aplicación práctica es de gran complejidad y el problema debe estudiarse usando métodos de elementos finitos u otras soluciones numéricas.

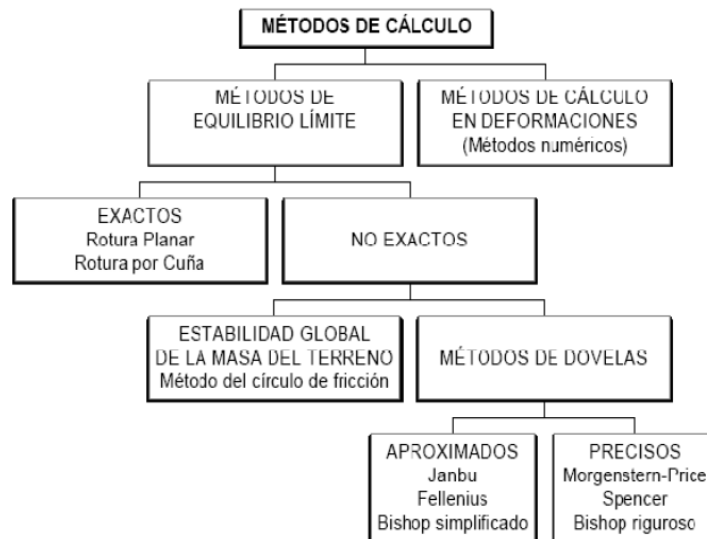


Ilustración 10: Esquema de métodos para cálculo de estabilidad de taludes, Morales (2009).

2.3.3.1 Métodos exactos

Estos métodos hacen referencia a los análisis de estabilidad para fallas planas y fallas en cuña. También se relacionan con que la causa más probable de un colapso es producto de la formación de inestabilidades potenciales a deslizar, a partir de discontinuidades y estructuras geológicas.

La forma de calcular el factor de seguridad es mediante la asignación de un valor determinístico a las variables que intervienen en el análisis de estabilidad, como por ejemplo el ángulo de fricción y la cohesión. El factor de seguridad entrega un indicador de estabilidad, donde valores sobre la unidad indican que la inestabilidad debería no deslizar respecto a las condiciones de borde del análisis.

En el caso de falla plana, el factor de seguridad se calcula de forma directa como cociente entre las fuerzas que tienden a generar el movimiento y las fuerzas resistentes que se oponen al mismo, proyectadas en la dirección del plano de fractura. Al determinar el FS mediante este método, se supone que el FS es constante a lo largo de la superficie de rotura, lo cual es aceptado a pesar de no ser estrictamente cierto. Dependiendo de los resultados que se obtengan para cada perfil de

análisis, el cálculo se repite variando el ángulo del talud, hasta alcanzar el factor de seguridad mínimo requerido.

Para el análisis de estabilidad de fallas en cuña, el FS se obtiene como cociente entre las fuerzas resistentes del terreno y las fuerzas que tienden a provocar el deslizamiento.

2.4 Vibraciones

Esta sección se basa en los siguientes autores, donde se revisarán los parámetros de la onda y la descripción matemática de las vibraciones:

- KONYA C., ALBARRÁN E. 1990. Diseño de voladuras. Selección múltiple. Vibraciones y ondas sísmicas; Normas de vibración para tronaduras pp. 231-274.

La vibración del terreno corresponde a la principal alteración generada por la tronadura, la cual se propaga a través del macizo rocoso, medio elástico conformado por infinitas partículas individuales.

Las vibraciones son generadas por la transmisión de ondas sísmicas originadas al momento de la detonación de la carga explosiva. Las ondas sísmicas provocan un movimiento oscilatorio en las partículas que componen el medio, sacándolas de su estado de equilibrio y generando una transmisión de energía entre las partículas. Al momento de transmitirse la energía entre las partículas, también se produce el fenómeno de pérdida energética, por lo que la intensidad del movimiento oscilatorio se reduce en función de la distancia de la onda sísmica y la fuente explosiva.

2.4.1 Parámetros de las ondas

El desplazamiento de la onda sísmica se modela mediante un movimiento armónico simple, compuesto por una serie de parámetros que describen el movimiento de la onda a través del medio de propagación.

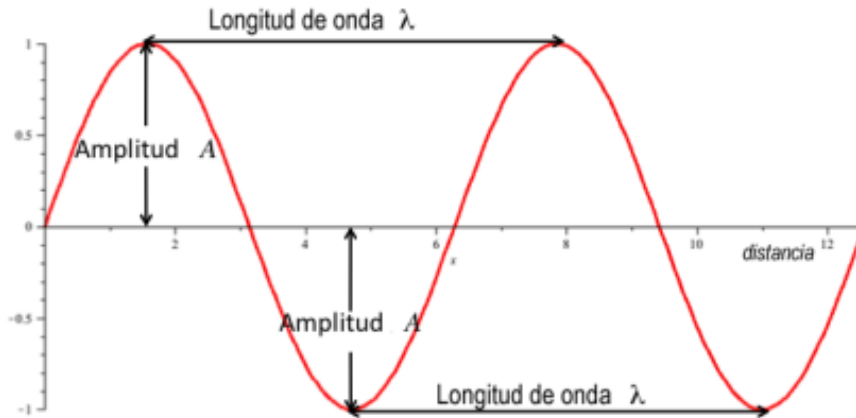


Ilustración 11: Esquema de métodos para cálculo de estabilidad de taludes, Vibraciones y Onda Aérea (Cubillos, 2018).

El movimiento armónico simple que describe la propagación de la onda sísmica se representa mediante la siguiente ecuación:

$$\gamma = A * \sin(w * t)$$

Ecuación 2: Desplazamiento de una onda sísmica.

Donde:

γ = Desplazamiento de la onda en cualquier tiempo t [m].

t = Tiempo [s].

A = Amplitud de la onda [m].

T = Periodo que demora la onda en un ciclo completo [s].

f = Frecuencia (número de ciclos que ocurren por segundo) [Hz].

$w = 2 * \pi * f$ [Hz].

Hay que destacar que el periodo y la frecuencia son recíprocos, por lo tanto, se cumple la siguiente relación matemática entre estos dos parámetros:

$$f = \frac{1}{T}$$

Ecuación 3: Frecuencia de la onda sísmica.

Además, decir que la longitud de onda λ es la distancia que recorre una onda sísmica que se propaga por un medio en un ciclo completo, este parámetro se representa mediante la siguiente ecuación:

$$\lambda = \frac{v}{f}$$

Ecuación 4: Longitud de onda sísmica.

Donde:

λ = Longitud de onda [m].

v = Velocidad de onda [m/s].

f = Frecuencia [Hz].

2.4.2 Parámetros de vibración

Los variables fundamentales que se utilizan para caracterizar el movimiento del medio y la propagación de la onda mecánica, son los parámetros de vibración, estos se presentan a continuación:

- Desplazamiento: Es la distancia a la que se encuentra una partícula en un momento determinado respecto a su posición de reposo, se mide en milímetros.

$$D(t) = A * \cos(2 * \pi * f * t)$$

Ecuación 5: Desplazamiento de una onda sísmica.

- Velocidad: Es la rapidez con que la partícula se mueve de forma oscilatoria en un determinado momento, se mide en milímetros por segundo.

$$V(t) = A * 2 * \pi * f * \sin(2 * \pi * f * t)$$

Ecuación 6: Velocidad de una onda sísmica.

- Aceleración: Es el rango al cual la velocidad de la partícula cambia al momento de desplazarse a través de un medio cualquiera. La aceleración se mide en fracciones de “g”, la aceleración de la fuerza de gravedad.

$$A(t) = 2 * A * (2 * \pi * f) * \cos(2 * \pi * f * t)$$

Ecuación 7: Aceleración de una onda sísmica.

- Frecuencia: El número de vibraciones u oscilaciones que ocurren en un segundo, se mide en Hertz (Hz).

$$f = \frac{1}{T}$$

Donde:

T = Tiempo [s].

f = Frecuencia [Hz].

2.4.3 Atenuación de ondas en el macizo rocoso

La amplitud de una onda se ve atenuada a medida que ésta se propaga a través del macizo rocoso. Se pueden distinguir dos tipos de atenuaciones:

- Atenuación geométrica: En medios homogéneos, elásticos e isótropos, la amplitud de una onda vibracional se reduce a medida que avanza a través del macizo rocoso. La fórmula para calcular el factor de atenuación geométrico es la siguiente:

$$FAG = \frac{1}{R * n}$$

Ecuación 8: Factor de atenuación geométrica.

Donde:

R = Distancia entre el punto de la perturbación y el de recepción [m].

n = Constante que depende del medio en que se propaga la onda.

- Atenuación inelástica: Debido a que el macizo rocoso no se comporta como un medio homogéneo, elástico e isotrópico, las ondas al encontrarse con estructuras inelásticas pierden parte de la energía mecánica transferida por la onda hacia la roca. El factor de atenuación inelástica está definido por (Barkan, 1962):

$$FAI = e^{(-I \cdot R)}$$

Ecuación 9: Factor de atenuación inelástico.

Donde:

I = Coeficiente de atenuación.

R = Distancia entre el punto de la perturbación y el de recepción [m].

2.4.4 Tipo de ondas sísmicas

Las ondas sísmicas, dependiendo de la clase de movimiento que les confieren a las partículas, se clasifican en ondas internas y ondas superficiales. A su vez, las ondas internas se dividen en ondas P y ondas S, mientras que las ondas superficiales, se dividen en ondas R, ondas Q, ondas Canal y ondas Stonnelly. El movimiento generado en el macizo rocoso se origina de la combinación de todos estos tipos de ondas. Se describen a continuación sólo las ondas de mayor relevancia en las tronaduras a cielo abierto.

2.4.4.1 Onda de compresión (P)

Es la onda de mayor velocidad de propagación y amplitud que viaja a través del medio. La onda de compresión se compone por ciclos de expansión y compresión. Este tipo de onda genera un movimiento en las partículas en la misma dirección de propagación de la onda. Produce cambios volumétricos, por no origina la deformación del medio de propagación. Finalmente, la onda de compresión se transmite en medios sólidos, líquidos y gaseosos.

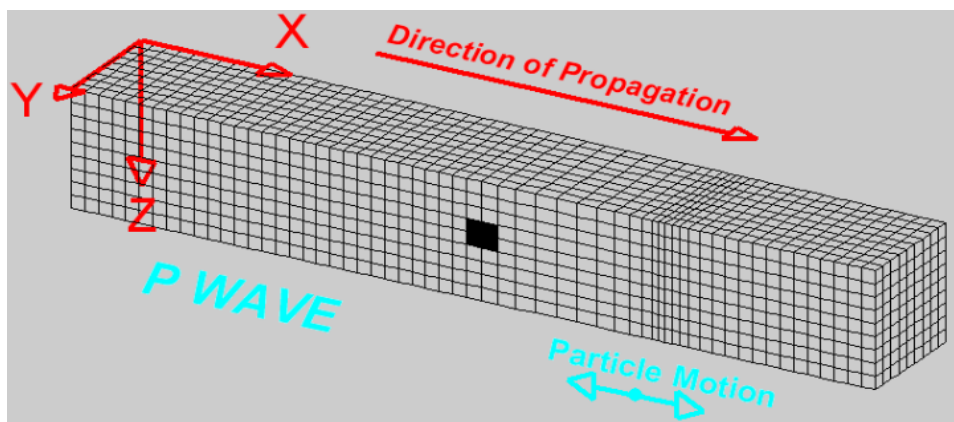


Ilustración 12: Dirección de propagación onda P, Ondas sísmicas (Braille, 2020).

2.4.4.2 Onda transversal (S)

También conocida como onda secundaria de cizalle. Esta onda presenta una velocidad de propagación menor que la onda de compresión. Genera un movimiento de la partícula en dirección perpendicular a la dirección de propagación. Produce cambios en el medio de propagación mediante esfuerzos de corte, pero no modifica el volumen del medio. Se transmite en sólidos.

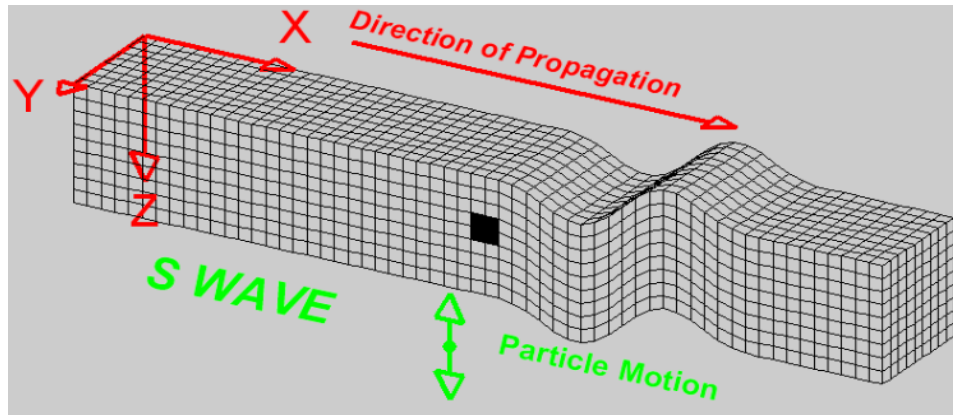


Ilustración 13: Dirección de propagación de onda S, Ondas sísmicas (Braile, 2020).

2.4.4.3 Onda rayleigh (R)

Esta onda de propaga a través de la superficie, y la amplitud de esta decrece rápidamente en función de la profundidad. El movimiento de las partículas es de forma elíptica en un plano vertical respecto a la superficie. Finalmente, su velocidad de propagación es menor que las ondas de cuerpo (ondas internas).

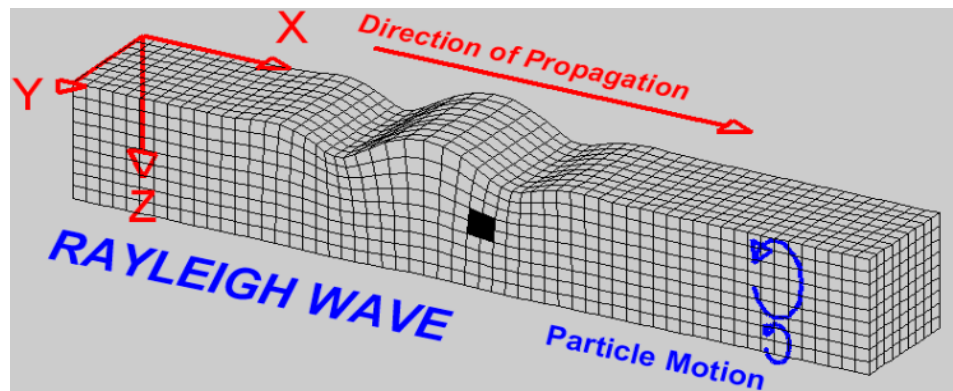


Ilustración 14: Dirección de propagación onda R, Ondas sísmicas (Braile, 2020).

2.5 Modelos de campo lejano

La velocidad peak de partícula se considera actualmente como un indicador del potencial de daño relacionado a una vibración sísmica. Es por ello, que se han desarrollado una serie de modelos de vibraciones que estiman la velocidad máxima de partícula, a partir de la carga máxima por retardo y de la distancia del punto de interés al sector de tronadura.

Una de las principales ventajas de determinar la velocidad de partícula producto de una tronadura, es la posibilidad de desarrollar criterios de daños ajustados a cada faena minera en función de las características propias del macizo rocoso, de los diferentes tipos de explosivos utilizados en los diseños de tronadura y de las necesidades operaciones de corto plazo, como por ejemplo, la estabilidad de un mecanismo de falla identificado a nivel de banco que compromete la efectividad de las operaciones de carguío y transporte.

A partir de esto, se realizan investigaciones enfocadas en relacionar matemáticamente el nivel de vibración, el tamaño de la carga explosiva y la distancia entre la zona de interés y el sector de la tronadura. Como resultado de las investigaciones, la Agencia de Minas de USA postula a través de un boletín (escrito por Nichols, Johnson y Duvalí en 1971) la siguiente relación:

$$V = K * \left(\frac{D}{Q^\alpha} \right)^{-\beta}$$

Ecuación 10: Modelo de vibraciones de campo lejano, Duvalí (1971).

La expresión $\left(\frac{D}{Q^\alpha} \right)$ se denomina distancia escalar y busca relacionar los niveles de vibración generados a diferentes distancias y para diferentes cantidades de explosivo (Johnson & Duvalí, 1971). Una de las formas más frecuente de modelar el comportamiento de las vibraciones es mediante un gráfico de velocidad de partícula en función de la distancia escalar.

Para determinar el valor de las constantes de ajuste, se realizan pruebas en terreno midiendo los niveles de vibración que producen las cargas explosivas detonadas a una distancia conocida. De modo similar, se calcula la precisión del ajuste en función del coeficiente de correlación y la desviación estándar.

2.5.1 Modelo de Devine

Los supuestos del modelo son asumir la medición de vibraciones como si fuese una detonación de cargas puntuales, además considera un acoplamiento total de las cargas, una geometría cilíndrica de las cargas explosivas y no considera el efecto de la secuencia de salida de los tiros ni la efectividad de los tiempos de retardo de los pozos (Devine, 1966).

$$V = H * \left(\frac{D}{W^{0.6}} \right)^{-\beta}$$

Ecuación 11: Modelo de Devine, Campo Lejano (Devine, 1966).

Donde:

V = Velocidad de partícula de la onda vibracional [mm/s].

D = Distancia desde el sensor al sector de la tronadura [m].

W = Cantidad de explosivo por retardo [kg].

H & β = Constantes adimensionales, propiedad de la roca.

El modelo de Devine presenta una serie de restricciones, donde se destaca que el modelo no es recomendable de aplicar en macizos rocosos altamente fracturados y con sistemas estructurales predominantes. Finalmente, se recomienda este modelo para distancias mayores a dos o tres veces la longitud de la carga explosiva.

2.6 Modelos de campo cercano

2.6.1 Modelo de Holmberg & Persson

El modelo de Holmberg y Persson de campo cercano indica que la onda sísmica generado por la tronadura se desplaza de forma elíptica por el macizo rocoso, decreciendo en función de la distancia, además el daño producido por la detonación alrededor del pozo detonado es el resultado del quiebre de la roca en la zona elástica y homogénea del medio en que se transmite la onda mecánica vibracional (Holmberg y Persson, 1977).

Este modelo considera una columna cilíndrica de carga explosiva dividida en una serie de cargas infinitesimales, cada una de longitud dx , siendo q el peso por unidad de longitud de cada una de ellas. Entonces, el peso total de cada porción de explosivo se representa de la siguiente forma:

$$W = q x dx$$

Ecuación 12: Peso de la carga, Holmberg y Persson.

A partir de lo anterior, y en función de la forma cilíndrica de la carga explosiva y de la ecuación general de la velocidad de partícula, se tiene la relación matemática de la velocidad peak de partícula según Holmberg y Persson, esta se presenta a continuación:

$$v = K q^\alpha \left[\int_0^h \frac{dx}{\{R_o^2 + (Z - x)^2\}^{\beta/2\alpha}} \right]^\alpha$$

Ecuación 13: Modelo de velocidad propuesto por Holmberg y Persson.

$$v = K \left[\left(\frac{q}{R_o} \right) * \left[\tan^{-1} \frac{Z}{R_o} + \tan^{-1} \frac{Z - h}{R_o} \right] \right]^\alpha$$

Ecuación 14: PPV resultado, Holmberg y Persson.

Donde:

v = Velocidad peak de partícula [mm/s].

K, α, β = Constantes empíricas determinadas por monitoreo.

q = Densidad lineal de carga [kg/m].

h = Largo total de la carga en el pozo [m].

x = Posición de carga elemental medido desde el fondo del pozo [m].

R_o = Distancia de medición desde la carga [m].

En la ecuación N°14, el término entre paréntesis se le denomina distancia escalada y corresponde al factor de Holmberg y Persson (Factor H&P).

A continuación, se presenta el esquema que representa el modelo de campo cercano propuesto por Holmberg y Persson:

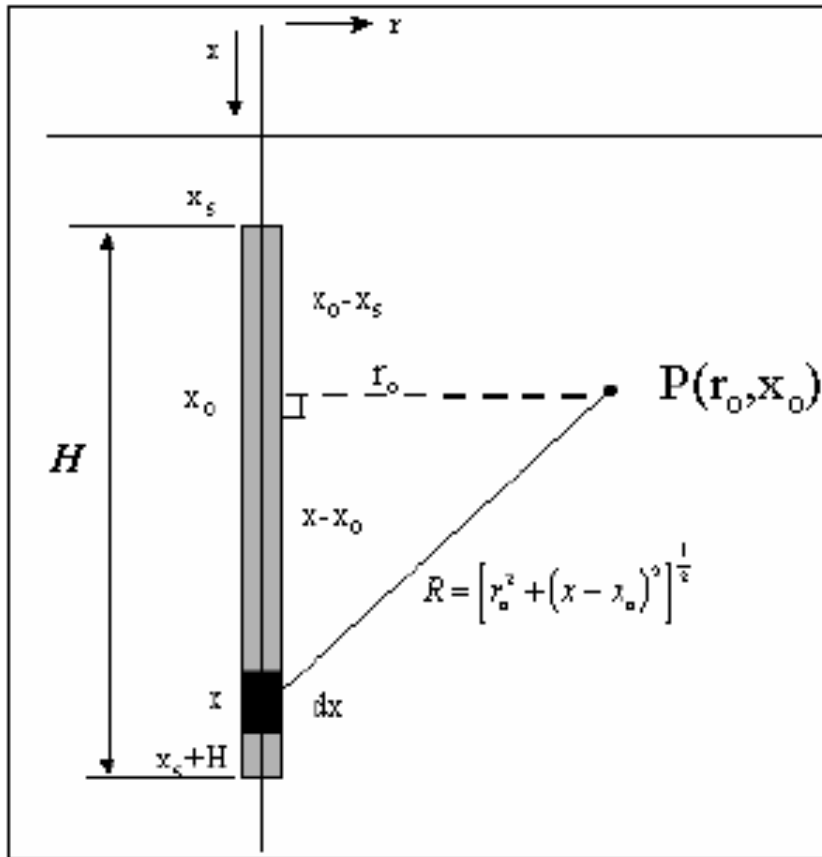


Ilustración 15: Esquema de Holmberg y Persson, Campo Cercano, Bravo (2018).

El parámetro que impacta mayoritariamente en la estimación de la velocidad peak de la partícula es la carga lineal del explosivo, la cual depende del diámetro del pozo y de la densidad lineal de carga.

El modelo al no considerar la influencia de la secuencia de detonación ni los tiempos de retardo, estima velocidades de partícula superiores a los medidos en terreno.

Cabe mencionar que el módulo de deformación de la roca y los sistemas estructurales, producen el fenómeno de atenuación de la onda mecánica. Donde rocas con un bajo módulo de deformación, presentan deformaciones tipo plásticas, generando altas pérdidas energéticas en la propagación de la onda sísmica. Por otro lado, macizos rocosos con un alto módulo de deformación, sufren deformaciones elásticas, generando pequeñas pérdidas energéticas al propagarse la onda vibracional.

2.7 Criterios de daño para roca intacta

La velocidad vibracional de las partículas induce un grado de fracturamiento sobre el macizo rocoso asociado a una deformación dinámica, válida para la roca circundante a los pozos de explosivo, donde el daño por la tronadura es mayor y los niveles de esfuerzos inducidos por la detonación son similares a los esfuerzos necesarios para la fragmentación de la roca. C.K. McKenzie, en función de la Ley de Hooke, propone una relación entre la velocidad de partícula y la deformación inducida por la tronadura, esta corresponde a:

$$\varepsilon = \frac{PPV}{V_p} = \frac{\sigma_t}{E}$$

Ecuación 15: Relación de deformación de McKenzie.

Donde:

ε = Deformación lineal inducida [mm].

V_p = Velocidad de la onda de compresión P [mm/s].

PPV = Velocidad de partícula crítica [mm/s].

σ_t = Resistencia a la tracción [MPa].

E = Módulo de Young [GPa].

En base a lo anterior, y asumiendo un comportamiento elástico del macizo rocoso, la velocidad de partícula máxima (PPV_c) que puede ser soportada por la roca antes que ocurra un fallamiento por tracción, queda expresada por:

$$PPV_c = \frac{\sigma_t * V_p}{E}$$

Ecuación 16: Relación PPV_c crítica, criterio de daño.

Cabe mencionar que la velocidad de partícula máxima se determina a partir de parámetros obtenidos a través de ensayos de laboratorio de roca intacta. El valor obtenido es distinto al valor medido en terreno, ya que la escala es a nivel de macizo rocoso, pero es una estimación razonable y utilizada habitualmente en la industria minera.

En función de las características que definen la propagación de la onda sísmica en el macizo rocoso y de la relación existente entre la velocidad de partícula y la deformación lineal, se

establecen zonas de fracturamiento alrededor del pozo, originadas por las vibraciones de los pozos detonados. Estas zonas permiten definir en función de la quebradura, la distancia mínima de la línea de pozos Buffer N°1, para reducir el daño sobre el macizo rocoso.

Actualmente, existe una serie de criterios de daño basados en el estudio de vibraciones para obras civiles y para minería subterránea. El modelo de daño de McKenzie es el más utilizado en minería a cielo abierto para roca intacta, este modelo se adjunta a continuación:

Tabla 2: Modelo de daño de McKenzie.

Modelo de McKenzie	
Zona	Nivel de daño
4 * PPV _{crítica} [mm/s]	Intenso fracturamiento
PPV _{crítica} [mm/s]	Nuevas fracturas
PPV _{crítica} 4 [mm/s]	Extender fracturas

2.8 Criterios de daño para macizo rocoso

Corresponde a una modificación del criterio de daño PPV_C , el cual utiliza parámetros tanto de roca intacta (σ_t y E) como de macizo rocoso (V_p). Hay que recalcar que los parámetros de roca intacta se obtienen mediante ensayos a escala de laboratorio y la velocidad de compresión, se determina a través de la técnica en terreno denominada Cross Hole.

En base a lo anterior, se concluye que el criterio de daño PPV_C carece de sustento al combinar información geomecánica de distinta escala, por lo que se propone aplicar un criterio de daño adaptado considerando todos los parámetros a escala de macizo rocoso.

Mediante este criterio de daño, se da respuesta a una necesidad de escalar las propiedades elásticas de roca intacta a macizo rocoso, y de esta manera, cuantificar con un mayor grado de precisión el nivel de vibraciones que soportan distintos macizos rocosos, en función de distintos métodos indirectos, los cuales consideran la calidad geotécnica del macizo, añadiendo así la condición de la roca en los cálculos de resistencia a la tracción, módulo de deformación y velocidad de compresión.

A continuación, se presenta el criterio de daño para macizo rocoso:

$$PPV_{crm} = \frac{\sigma_{trm} * V_p (Cross-Hole)}{E_{rm}}$$

Ecuación 17: PPV_{crm} escalado a macizo rocoso.

Donde:

σ_{trm} = Resistencia a la tracción escalada a macizo rocoso [MPa].

E_{rm} = Módulo de deformación escalado a macizo rocoso [MPa].

El modelo de daño propuesto es el de Vergara (2016), ya que combina el criterio de daño de McKenzie con el parámetro de PPV_{crm} (macizo rocoso).

Tabla 3: Criterio de daño escalado a macizo rocoso (Vergara, 2016).

Criterio de daño J. Vergara (2015)	
Criterio de Daño	Descripción de Daño Inducido
Zona 1 > PPV_C	Se supera la resistencia a la tracción de la roca intacta, por lo que se produce la ruptura de la matriz de roca intacta y se generan nuevas estructuras.
$PPV_C > Zona 2 > PPV_{crm}$	Se supera la resistencia a la tracción del macizo rocoso, por lo que se produce ruptura en el macizo rocoso (puentes de roca), además de la apertura de estructuras preexistentes.
Zona 3 < PPV_{crm}	No se produce daño inducido en el macizo rocoso producto de la voladura.

2.9 Modelos de PPV escalados a macizo rocoso

2.9.1 Consideraciones del Modelo de Vergara (2014)

El modelo de daño de PPV escalado a macizo rocoso propuesto por Vergara (2016) considera el escalamiento de la resistencia a la tracción mediante el criterio de falla de Hoek & Brown (2002) y el escalamiento del módulo de deformación a partir del modelo de Hoek & Diederichs (2006).

2.9.1.1 Escalamiento de la resistencia a la tracción

La resistencia a la tracción de roca intacta (σ_t) indica el máximo esfuerzo que resiste la roca antes de fracturarse. En cambio, cuando Hoek propone la resistencia a la tracción escalada a macizo rocoso (σ_{trm}), se refiere a la máxima resistencia que presentan los puentes de roca entre los bloques que componen el macizo rocoso. Es por esto que se espera un valor menor para la resistencia σ_{trm} cuando la condición geotécnica del macizo rocoso disminuye.

La ruptura de la roca se desarrolla por el esfuerzo de tracción de la onda originado a medida que la onda sísmica se propaga a través del medio, en donde la onda de compresión radial se propaga por la roca y al alcanzar una cara libre, es reflejada como onda de tracción. Esta onda de tracción se devuelve hacia la roca produciendo las primeras fracturas, al presentar el macizo rocoso una menor resistencia a la tracción. En este proceso dinámico, en donde la roca es expuesta a las ondas compresivas y traccionales, se genera el fisuramiento y quiebre del macizo rocoso al superarse la resistencia a la tracción.

Por lo tanto, el escalamiento de la resistencia a la tracción viene dado por el criterio de falla generalizado de Hoek & Brown:

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

Ecuación 18: Criterio de falla de Hoek & Brown.

Donde:

s = Constante del material.

m_b = Valor reducido de la constante m_i .

α = Constante del macizo rocoso.

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

Ecuación 19: Constante del material a.

El parámetro s es la medida de disminución de la resistencia a la compresión simple de la roca debido al fracturamiento. Por otra parte, m_b se relaciona con la resistencia al corte de la roca. Ambos parámetros se obtienen a partir de la clasificación geomecánica de RMR (Bieniawski, 1976).

En base a lo anterior, la resistencia a la tracción del macizo rocoso queda expresada mediante la siguiente relación:

$$\sigma_t = -\frac{s * \sigma_{ci}}{m_b}$$

Ecuación 20: Resistencia a la tracción escalada a macizo rocoso.

Donde las constantes s y m_b se expresan de la siguiente manera:

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

Ecuación 21: Constante del material s.

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

Ecuación 22: Valor reducido de la constante del material m.

En las dos expresiones anteriores se presenta el factor D , parámetro que forma parte del criterio de falla de Hoek & Brown y representa el grado de perturbación al que se ha sometido el macizo rocoso producto del daño por tronadura y por la relajación de esfuerzos.

El factor de perturbación D se incorpora dentro del criterio de rotura de Hoek & Brown (Hoek & Brown failure criterion; Hoek, Carranza, Corkum, 2002) porque para el caso de macizos rocosos no perturbados ($D = 0$), el criterio de falla entregaba resistencias mecánicas muy altas. Es por ello, que el factor D toma valores entre 0 y 1, siendo el menor valor para macizos rocosos sin ningún grado de alteración y el valor máxima (Factor $D = 1$), para rocas con un alto índice de perturbación, como, por ejemplo, taludes en minas a cielo abierto que aplican tronaduras masivas de producción.

En la siguiente ilustración se muestran los valores del factor de perturbación D , para distintos tipos de macizos (Blast Damage Factor D ; Hoek E; 2012).

Apariencia del macizo rocoso	Descripción del macizo rocoso	Valor D sugerido
	Excelente calidad de voladura controlada o excavación con tuneladora, TBM, con resultados de alteración mínima del macizo rocoso confinado circundante al túnel.	$D=0$
	Excavación mecánica o manual en macizos rocosos de mala calidad (sin voladuras) con una alteración mínima en el macizo circundante. Cuando aparezcan problemas de deformación en el piso durante el avance, la alteración puede ser severa a menos que se coloquen una contrabóveda temporal, tal como se muestra en la figura.	$D=0$ $D=0.5$ No invert
	Voladura de muy mala calidad en un túnel en roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2 o 3m en el macizo rocoso circundante.	$D=0.8$
	Pequeñas voladuras en taludes de ingeniería civil dan lugar a pequeños daños al macizo rocoso, particularmente si se usan voladuras de contorno como se muestra en el lado izquierdo de la fotografía. Sin embargo la liberación de tensión resulta en alguna alteración.	$D=0.7$ Good blasting $D=1.0$ Poor blasting
	Los taludes en las grandes minas a cielo abierto sufren alteraciones significativas debido a las grandes voladuras de producción y también debido a la relajación de tensiones al retirar el estéril de recubrimiento. En algunas rocas blandas la excavación puede llevarse a cabo mediante el ripado y empuje con tractores de orugas y el grado de afección a los taludes será menor.	$D=1.0$ Production blasting $D=0.7$ Mechanical excavation

Ilustración 16: Guías para la estimación del factor de alteración D , Hoek E. (2012), Calificación del Macizo Rocosó (Vallejos, 2018).

2.9.1.2 Escalamiento del módulo de deformación

Para el proceso de escalamiento del módulo de deformación, se considera la relación propuesta por Hoek & Diederichs (2006) que representa la relación entre el esfuerzo de compresión y la deformación axial para roca intacta.

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

Ecuación 23: Módulo de Young, Hoek & Diederichs (2006).

El módulo de deformación se comporta de forma distinta cuando el macizo rocoso tiene un claro control estructural, ya que las estructuras tienden a deformarse con mayor facilidad por lo que el módulo de deformación en condiciones de macizo debería ser menor que el empleado para roca intacta.

2.9.1.3 Modelo de escalamiento propuesto por Vergara (2014)

A continuación, se presenta el modelo de PPV escalado a macizo rocoso propuesto por Vergara (2014):

$$PPV_{cmr} = -\frac{\sigma_{ci}}{m_b} * \frac{\exp\left[\frac{GSI * (19 - 17D) - 3700 + 1700 * D}{42 * (3 - D) * (2 - D)}\right]}{E_i * \left[0.02 + \frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\left(\frac{60+15*D-GSI}{11}\right)}} \right]} * V_{p (Cross Hole)}$$

Ecuación 24: Modelo de PPVcmr, Vergara (2014).

2.9.1.4 Análisis de sensibilidad

En base al análisis de sensibilidad realizado por Peter Ván & Vásárhelyi (Sensitivity analysis of GSI based mechanical parameters of the rock mass, 2014), se concluye que existe una relación directa entre los parámetros de Hoek & Brown con la variable GSI y factor de perturbación D . Por lo tanto, es fundamental determinar exactamente esos factores para el diseño óptimo de la ingeniería de rocas. La idea central del análisis mencionado es no cuestionar el sistema GSI ni los

criterios de falla de Hoek & Brown, sino que indicar como varían los parámetros de entrada, ya que estos son utilizados y aplicados con frecuencia en distintos análisis en la ingeniería de rocas.

Del mismo modo, Bieniawski en su publicación (Errores en la aplicación de las clasificaciones geomecánicas y su correlación, 2011) demuestra una gran sensibilidad de los criterios de falla de Hoek & Brown en base a los resultados presentados por Malkowski (Application of studies in mines and laboratories for selection of the constants in the Hoek-Brown criterion, 2010) donde se indica que un cambio de 5 puntos en la variable GSI, produce un aumento de 37 [%] en la resistencia a la compresión uniaxial, un incremento de 20 [%] en el parámetro m_b y un aumento de 33 [%] en el módulo de deformación.

Actualmente, el modelo de Vergara (2014) no se utiliza, dado que se encuentra influenciado directamente por el parámetro GSI. Asimismo, sus resultados son muy alejados de la realidad, por lo que se consideran no válidos por su alta desviación con respecto a los datos medidos en terreno.

2.9.2 Consideraciones del Modelo de Pardo (2016)

El modelo de daño de PPV escalado a macizo rocoso propuesto por Pardo considera el escalamiento de la resistencia a la tracción mediante el criterio de falla de Sheorey (1997) en función del RMR de Bieniawski y el escalamiento del módulo de deformación a partir del modelo de Galera (2005).

2.9.2.1 Escalamiento de la resistencia a la tracción

En 1997, Sheorey propone la siguiente relación para escalar a macizo rocoso la resistencia a la tracción:

$$\sigma_{tmr} = \sigma_{tci} * \exp\left(\frac{RMR - 100}{27}\right)$$

Ecuación 25: Esfuerzo de tracción escalado a macizo rocoso (Sheorey, 1997).

Donde:

σ_{tci} = Esfuerzo a la tracción de roca intacta [MPa].

RMR = Rock Mass Rating (Bieniawski, 1976).

2.9.2.2 Escalamiento del módulo de deformación

En cuanto al módulo de deformación, el modelo de Galera (2005) considera:

$$E_{rm} = E_i * \exp\left(\frac{RMR - 100}{36}\right)$$

Ecuación 26: Módulo de Young, Galera (2005).

Donde:

E_i = Módulo de Young para roca intacta [GPa].

2.9.2.3 Escalamiento del módulo de deformación

A continuación, se presenta el modelo de PPV escalado a macizo rocoso propuesto por Pardo (2016):

$$PPV_{cmr} = \frac{[\sigma_{ti} * \exp\left(\frac{RMR - 100}{27}\right)] * V_{p(Cross-Hole)}}{E_i * \left[\exp\left(\frac{RMR - 100}{36}\right)\right]}$$

Ecuación 27: Modelo de PPVcmr, Pardo (2016).

Donde:

E_i = Módulo de Young para roca intacta [GPa].

σ_{ti} = Esfuerzo a la tracción de roca intacta [MPa].

$V_{p(Cross-Hole)}$ = Velocidad de onda P [mm/s].

RMR = Rock Mass Rating (Bieniawski, 1976).

2.10 Mecanismo de fragmentación por tronadura

Cada tipo de explosivo tiene su respectiva energía química potencial la cual se transforma a través del proceso de detonación en gases de alta presión y temperatura, producto del incremento de volumen que experimenta el explosivo al transformarse de forma violenta en gas dentro del pozo de tronadura, y a la reacción exotérmica de la detonación.

El proceso físico de fragmentación corresponde a un impacto dinámico, que se asocia con la reacción termoquímica de descomposición del explosivo, cuya acción es la propagación de una onda sísmica hacia el macizo rocoso y la generación de un empuje mediante la presión que ejercen los gases formados.

Se ha demostrado que, para fracturar la roca, se requiere una gran potencia propia de los explosivos, para así liberar a gran velocidad la energía que contienen durante el proceso de detonación. Sólo el 40 [%] de la energía liberada se transforma en trabajo útil, el resto se pierde en forma de calor, vibraciones y energía acústica.

La teoría de la detonación indica que la onda de choque y la presión ejercida por los gases, se relaciona directamente con la energía química del explosivo, pero especialmente, con la velocidad y forma de liberación.

Los mecanismos de fragmentación, producto de la detonación del explosivo, se subdividen en tres etapas:

- Etapas I y II: La presión de detonación que se relaciona con la onda de choque, supera la resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso, generando el fenómeno de pulverización o trituración en la zona circundante al pozo de tronadura. La onda sísmica vibracional que se transfiere y propaga a través de la roca, se desplaza a una velocidad entre los 3,000.0 [m/s] y 5,000.0 [m/s], produciendo esfuerzos tangenciales que originan la formación de grietas radiales, las que se desarrollan a partir del pozo detonado (Hagan, 1977).
- Etapa III: La onda de compresión se propaga a través del macizo rocoso y cuando dicha onda alcanza una cara libre, se refleja en forma de onda de tracción. La onda de tracción se desplaza hacia el macizo, lo que genera fisuras en la roca, ya que el medio de propagación resiste menos los esfuerzos extensivos que los esfuerzos compresivos. Continuando, en la primera y segunda etapa, el objetivo de la energía de la onda de choque es pre-acondicionar la roca a través de la inducción de fracturas radiales. En muchos explosivos, la cantidad energética de la onda de choque es del orden de 5 [%] a 15 [%] del total de la energía liberada del explosivo. Finalmente, esto indica que la onda de choque no genera la fragmentación total de la roca, pero si entrega las condiciones básicas para la última etapa del proceso.

- Etapa IV y V: Debido a la alta influencia de la presión de gases, las primeras grietas que se forman se expanden por la combinación del esfuerzo de tracción inducido por la compresión radial y la fuerza de expansión de los gases. De esta forma, cuando el macizo rocoso se fractura, se genera una liberación súbita de energía de deformación. El efecto de la liberación se traduce en esfuerzos de tracción que completan la fragmentación del macizo rocoso tronado. Cuando han actuado los mecanismos mencionados anteriormente, las rocas fragmentadas son proyectadas debido a la liberación del volumen de los gases, produciéndose colisiones entre sí, dando lugar a una fragmentación adicional (Petkof, 1961).

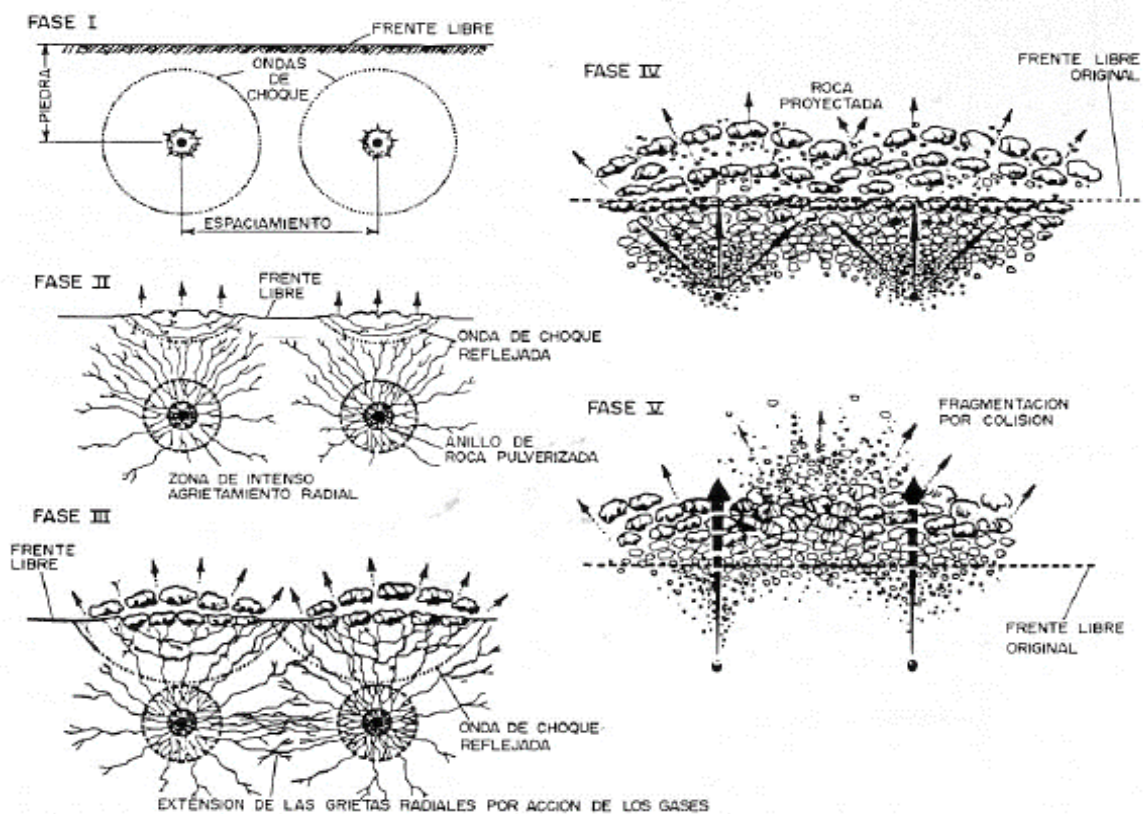


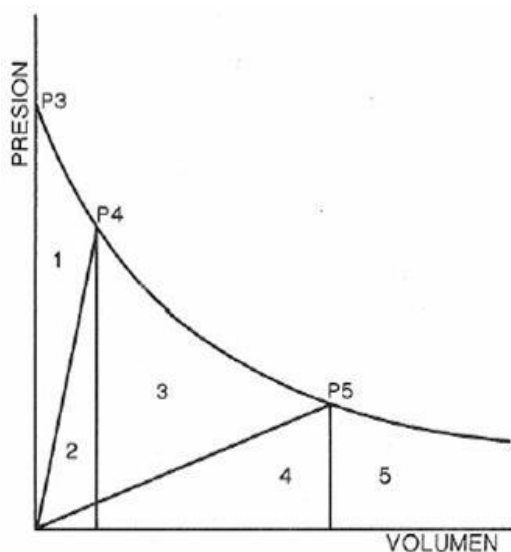
Ilustración 17: Etapas de los mecanismos de fragmentación por tronadura, Manual de Perforación y Tronaduras de Rocas (López Jimeno, 1994).

2.11 Distribución de energía en la tronadura

A partir del gráfico propuesto por Lownds (1986), se relaciona el reparto de energía durante el proceso de tronadura, en base a un modelo de interacción entre roca y el explosivo.

Lownds propone una distribución de energía en diferentes zonas según la curva típica de Presión – Volumen de los gases producidos en la detonación de la carga explosiva. Dichas zonas se presentan a continuación:

- Zona N°1: En esta zona se presenta el trabajo ejecutado por el explosivo durante el proceso expansivo, con una energía cinética la cual se pierde como trabajo útil y de manifiesta a través de la trituración de la roca circundante al pozo detonado.
- Zona N°2 y N°3: Acá se tiene la energía extensiva almacenada en el macizo rocoso. Toda la energía almacenada en estas zonas, se denomina energía de fragmentación por su utilidad en el proceso de tronadura.
- Zona N°4: La energía presente en esta zona es del tipo extensiva, la cual se almacena en la roca y se relaciona con la presión ejercida por los gases a través de las grietas en las cercanías del pozo detonado.
- Zona N°5: Acá se tiene la energía de proyección, junto con la energía emitida al medio en forma de calor y ruido (onda sonora).



ZONA	ENERGIA
1	Componente cinética de la energía de choque o tensión
2	Componente de tensión de la energía de choque.
1+2	Energía rompedora.
3+4	Energía liberada durante la propagación de las grietas.
2+3	Energía de fragmentación.
4	Energía de tensión en la roca en el instante de escape de los gases.
1+2+3+4	Energía de voladura
5	Energía de proyección y pérdida de energía en el escape de los gases.
1+2+3+4+5	Energía total disponible o valor de potencia absoluta.

Ilustración 18: Etapas de los mecanismos de fragmentación por tronadura, Manual de Perforación y Tronaduras de Rocas (López Jimeno, 1994).

2.12 Propiedades de los explosivos

Las características propias de cada explosivo determinan su correcta utilización, en función de las características geomecánicas de la roca a tronar y las condiciones del sector (López Jimeno, 1994; Cubillos, 2018).

- Densidad

Corresponde al peso del explosivo por unidad de volumen. Este parámetro es clave para decidir la utilización de un explosivo según las condiciones del sector a tronar (condición seca y húmeda) y las características de la roca, puesto que influye significativamente en la presión y velocidad de detonación.

El valor de la densidad depende de la naturaleza de los componentes del explosivo, de la granulometría de estos y, en algunos casos, de la inclusión de elementos modificadores de densidad, como, por ejemplo, micro esferas de perlita o burbujas de aire creadas físicamente.

Dentro de los alcances prácticos para este tópico, se puede mencionar que:

- En cargas de fondo, se deben emplear explosivos de alta densidad para entregar una concentración energética suficiente para la fragmentación.
- Si el objetivo de la tronadura es controlar el daño inducido al macizo rocoso o tronar una zona de baja competencia geomecánica, se recomienda el uso de explosivos de baja densidad.

- Velocidad de detonación (*VOD*)

Es la velocidad a la cual se propaga la reacción química a lo largo de la columna explosiva durante el proceso de detonación.

La velocidad de detonación define la potencia que alcanza el explosivo para fragmentar la roca. Esta característica depende de la composición del explosivo, diámetro de perforación, densidad del explosivo, grado de confinamiento de la carga y sensibilidad del explosivo.

Dentro de los alcances prácticos, se puede mencionar que:

- Si el objetivo es fracturar roca de alta competencia, se debe utilizar un explosivo de alta *VOD*, de modo que su alta energía de choque genere el fracturamiento. Por el contrario, para roca de baja competencia, es conveniente utilizar explosivos de baja velocidad de detonación, para así, expandir las fracturas preexistentes y desplazar la roca.

- Presión de detonación (P_D)

La presión de detonación se produce por el paso de la onda de choque y se mide justo en la parte posterior de la zona de reacción de un explosivo, llamado plano Chapman & Jouget (CJ).

Corresponde a un indicador de la capacidad de fragmentación del explosivo, ya que define la energía cinética producida por la propagación de la onda de choque (Energía de Choque).

Según Du Pont, la presión de detonación se calcula a través de la siguiente relación matemática:

$$P_D \approx 2.5 * \rho_e * VOD^2 * 10^{-6} [Kbar]$$

Ecuación 28: Costo final de perforación y tronadura

Donde:

ρ_e = Densidad del explosivo [t/m³].

VOD = Velocidad de detonación [m/s].

P_D = Presión de detonación [Kbar]. .

- Trabajo de expansión de los gases:

Es el trabajo termodinámico teórico que realizan los gases al expandirse de forma adiabática desde el estado de explosión hasta un estado en condiciones ambientales de presión. Se expresa en [Kcal/kg].

- Volumen de gases

Se define como el volumen que ocupan los gases producidos por la detonación de 1 [kg] de explosivo referido a las condiciones normales de presión y temperatura (1 [atm] y 25 [°C]).

- Presión de explosión

Se define como la presión que alcanzan los gases en el estado de explosión, es decir, la presión en el pozo de tronadura antes de iniciarse el desplazamiento o fracturamiento de la roca circundante por esfuerzos de compresión y tracción.

- Potencia relativa en peso

Es la medida relativa de la capacidad que tiene un explosivo con respecto a otro para fragmentar y desplazar el material tronado. La potencia se estima en la cantidad de energía liberada por la detonación y según Langefors, la potencia relativa en peso se expresa de la siguiente forma:

$$S = \frac{5}{6} * \frac{Q}{Q_o} + \left(\frac{1}{6}\right) * \left(\frac{VG}{VG_o}\right)$$

Donde:

Q = Calor de explosión a volumen constante por kg de explosivo [kcal/kg].

Q_o = Calor de explosión a volumen constante por kg del explosivo [kcal/kg].

VG = Volumen de gases por kg de explosivo [m³].

VG_o = Volumen de gases por kg del explosivo de referencia [m³].

- Diámetro crítico

Corresponde al diámetro mínimo que debe tener la columna explosiva para que la detonación se propague en forma estable, es decir, para que el explosivo detone en forma correcta, su diámetro debe ser mayor que su diámetro crítico, condición que limita la elección del explosivo.

Este parámetro depende del grado de confinamiento, la presencia de agua, la presión que ejerce la columna de explosivo y el desacoplamiento de la carga.

- Resistencia al agua

Es la capacidad que tiene un explosivo de estar en contacto con el agua sin perder su sensibilidad y eficiencia de detonación, luego de un tiempo considerable de exposición a la condición húmeda.

- Sensibilidad

Es una medida de la cantidad de energía requerida para que el explosivo detone.

2.13 Evaluación de vibraciones mediante geófonos

Para realizar el monitoreo de vibraciones en Mina Los Pelambres se utilizan geófonos. Este instrumento de medición consiste en un transductor electromagnético que genera una diferencia de tensión eléctrica proporcional a la velocidad de partícula de la onda. Los geófonos entregan una medición directa de la velocidad de vibraciones en [mm/s]. Por lo general, los geófonos se componen de un sistema de bobina móvil soportada por un resorte y un imán fijo. Es preciso señalar que los geófonos tienen un rango de sensibilidad que varía entre $0.003 [Volt/(\frac{mm}{s})]$ y $0.041 [Volt/(\frac{mm}{s})]$, además presentan una respuesta a la frecuencia que varía entre 4.5 [Hz] a 1,000.0 [Hz] y miden de forma confiable los niveles de vibraciones en un rango de 1.0 [mm/s] hasta 1,200.0 [mm/s].

Se diferencian dos tipos de geófonos, en base al rango de aceptabilidad de la medición respecto a la frecuencia que son capaces de registrar, estos corresponden a los geófonos de campo cercano y geófonos de campo lejano.

Los geófonos de campo cercano miden niveles de vibración a partir de frecuencias superiores a 28.0 [Hz]. Este instrumento es del tipo semimóvil ya que se instala de forma fija dos días previo a la tronadura mediante el uso de cemento. Al finalizar la tronadura, estos geófonos no se recuperan.

Del mismo modo, los geófonos de campo lejano miden niveles de vibración a partir de frecuencias de 14.0 [Hz]. Este tipo de instrumento se recupera y se reutiliza luego de la tronadura.

Recalcar que, para tener éxito en la medición de vibraciones producidas por la tronadura, se debe utilizar una adecuada instrumentación en torno a lo que se busca medir, además un punto clave es la orientación y ubicación de los transductores. La orientación de los transductores en los geófonos triaxiales es de forma ortogonal para de esta forma registrar la onda vertical, radial y transversal, también es necesario mantener una disposición coherente de las tres componentes en función de la dirección del tren de ondas generado por la tronadura, para así medir niveles de vibraciones positivos. Otro punto a tener en cuenta en la interpretación de vibraciones es que la onda superficial es de menor amplitud, por lo tanto, es importante en el estudio de campo lejano, al contrario de la onda P y S, que son claves en el estudio de campo cercano, foco del trabajo a

realizar. Es por ello, que todos los registros de vibraciones obtenidos a partir de geófonos se interpretan mediante el uso de un sismógrafo, el cual capta la información proveniente de los transductores y almacena los datos, para luego ser analizados en un software pertinente.

Los sismógrafos, a partir de los registros de la onda vertical, radial y transversal, entregan una velocidad peak de partícula, amplitud máxima registrada entre las tres ondas analizadas.

Un problema asociado a la medición de vibraciones es la forma en que se activan los instrumentos, es por ello que existen los siguientes métodos:

- Por Umbral: El instrumento se activa al superar un cierto nivel de vibraciones ajustado previamente. Método deseable en campo lejano.
- Por Cable Cortado: El equipo se activa al iniciar la tronadura ya que se encuentra conectado mediante un cable el cual le da el inicio. Método deseable en campo cercano por la capacidad de verificar los tiempos de salida de cada tiro y registrar el nivel de vibraciones que genera.

En el siguiente esquema se indica la configuración de un geófono triaxial:

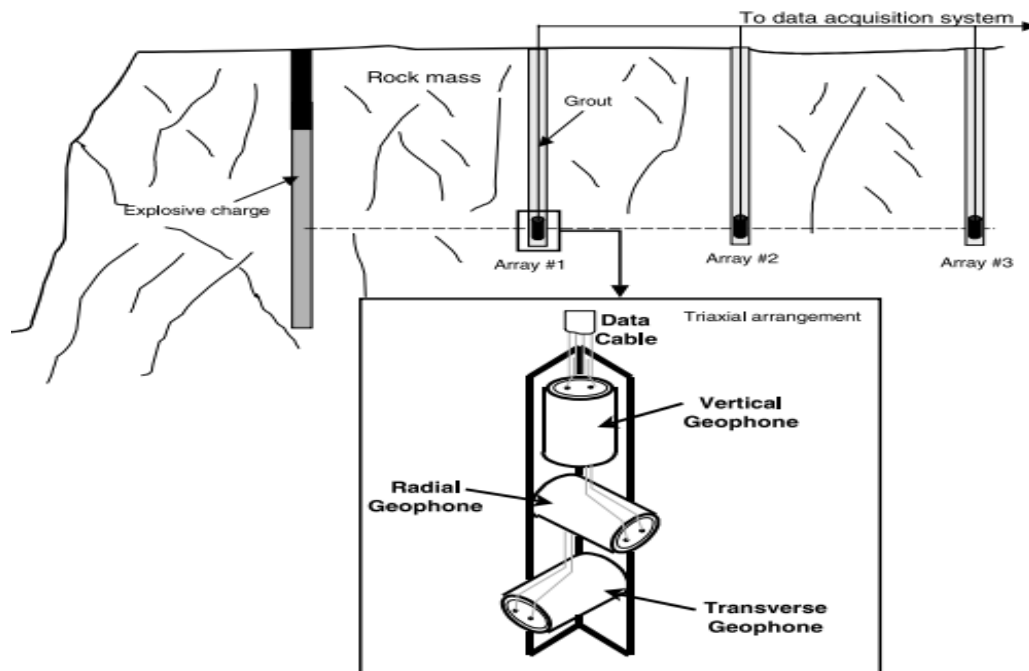


Ilustración 19: Configuración triaxial de geófonos (Protocolo de instalación de Geófonos ENAEX, 2019).

2.14 Daño sobre el macizo rocoso

Se define el daño producto de la tronadura como una alteración que disminuye la resistencia del macizo rocoso. La disminución de la calidad geotécnica se asocia a la generación de nuevas fracturas al superarse la resistencia dinámica de la roca, también el daño sobre el macizo rocoso se refleja en la apertura de estructuras geológicas preexistentes y en la activación de mecanismos de falla, por ejemplo, fallas planas y fallas en cuña. Finalmente, el daño producto de la tronadura genera una redistribución de esfuerzos en el macizo. Para complementar la definición del daño sobre el macizo rocoso, se adjunta el siguiente esquema:

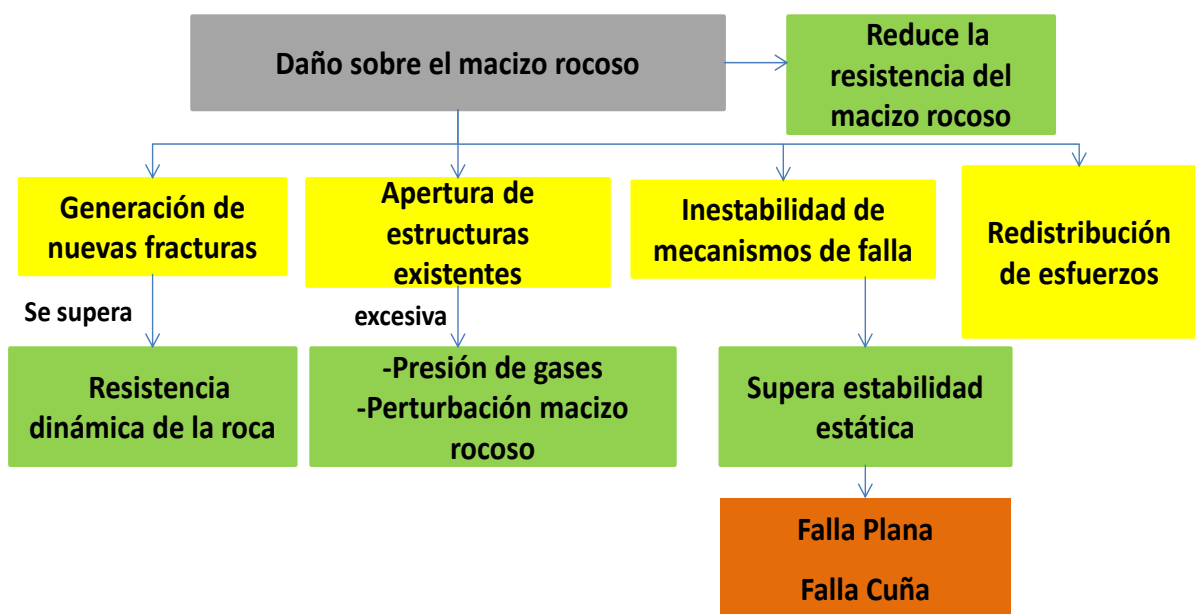


Ilustración 20: Esquema de daño producto de tronadura (Elaboración propia, 2019).

2.15 Parámetros que afectan en la generación de vibraciones

Los parámetros que intervienen en las características de las vibraciones sobre el macizo rocoso son prácticamente los mismos que se correlacionan con los resultados de la tronadura. Estos parámetros se subdividen en controlables y no controlables.

1. **Parámetros controlables:** Se relacionan con las variables que definen el diseño de perforación y tronadura, y también con la cantidad de kilos por retardo, el grado de

confinamiento de la carga, los tiempos de salida entre retardos y la distribución del explosivo dentro del pozo.

2. **Parámetros no controlables:** Se determinan en base a la geología local del entorno, las características geomecánicas del macizo rocoso, clima, condición de viento, y también se asocian con los factores conductuales de los operadores de perforación. Destacar que una desviación significativa de un pozo de perforación puede afectar la detonación de las cargas explosivas cercanas debido a una posible detonación por simpatía o también afectar los detonadores aledaños debido al fenómeno denominado presión dinámica.

Junto a lo mencionado anteriormente, se adjunta un listado de variables controlables que interfieren en la generación de vibraciones:

FACTORES QUE TIENEN EFECTO SOBRE LA VIBRACIÓN

1 Bordo	14. Número de reforzadores
2 Espaciamiento	15. Composición del detonador
3. Sub-barrenación	16. Reforzadores
4. Profundidad del taco	17. Factores geológicos
5. Material del taco	18. Número de barrenos por hilera
6. Altura del banco	19. Número de hileras
7. Número de tacos intermedios	20. Tipo de iniciador
8. Geometría de la carga	21. Retardo de hilera a hilera
9. Longitud de la columna de explosivo	22 Retardos dentro del barreno
10. Tipo de roca	23. Precisión del iniciador
11. Propiedades físicas de la roca	24. Distancia a la estructura
12 Energía del explosivo	25. Ángulo de la cara con respecto a la estructura
13. Energía real aportada	

Ilustración 21: Factores que tienen efecto sobre las vibraciones (Konya, 1990).

2.16 Daño inducido por la tronadura

Existen dos tipos de procesos que generan daño sobre el macizo rocoso (Raina, Chakraborty, Ramulu y Jethwa, 2000). El primer proceso se relaciona con el daño inherente generado por movimientos tectónicos y el daño asociado a la existencia de sistemas estructurales de alta complejidad. El segundo proceso corresponde al daño inducido por el efecto de la minería, un ejemplo es la redistribución de esfuerzos producto de excavaciones y tronaduras. Indicar que el daño por tronadura se subdivide en función de la distancia a la fuente sísmica, existiendo daño en campo cercano y daño en campo lejano.

La metodología de trabajo se basa en relacionar las pérdidas de ancho de berma con el daño inducido por las tronaduras y el daño inherente debido a la situación estructural presente en la pared norte de la Fase F10, la cual es de suma complejidad ya que la orientación de los bancos en el sector de estudio es desfavorable con respecto a la dirección de los sistemas estructurales, favoreciendo la generación de mecanismos de inestabilidad (fallas planas y fallas en cuña).

El daño inducido por tronadura es atribuible a la propagación de la onda de tracción y frecuencia de vibración, pero también es función de la velocidad peak de partícula (PPV), parámetro que indica el potencial daño de la onda sísmica-mecánica generada por el proceso de tronadura y definido como la velocidad de partícula máxima en un punto fijo al momento del paso de la onda de detonación. En torno al parámetro PPV, se han desarrollado modelos que estiman la magnitud de la velocidad de partícula. Estos modelos son en función de la presión de detonación, confinamiento de la carga explosiva, cantidad de explosivo por pozos, la distancia desde el lugar de la tronadura, el grado de atenuación de la onda compresiva en el macizo rocoso y la generación de esfuerzos sobre la roca a partir de la secuencia de las cargas explosivas. Las vibraciones que se inducen por la tronadura generan daño dependiendo del nivel energético que tengan, es por ello, que la energía se refleja en el desplazamiento, velocidad, aceleración y frecuencia de vibración. En mayor detalle, la magnitud de las vibraciones tiene directa relación con la distancia a la cual se monitorea la tronadura, también con respecto a la cantidad máxima de explosivos por retardo, tipos de explosivos y orientación de las tronaduras.

Usualmente se utiliza la velocidad de la partícula como un indicador de intensidad de vibraciones generadas por tronadura, la cual es de menor sensibilidad respecto a las condiciones geológicas-estructurales del entorno que la aceleración o desplazamiento, otorgándole al parámetro de PPV, un mayor grado de consistencia (Casanegra, 2008).

2.17 Daño inducido por la tronadura a escala banco - berma

El daño por tronadura es un tema complejo que involucra muchos campos de la ciencia, como, por ejemplo, la termodinámica, mecánica de roca, mecánica de fractura, mecánica de ondas, cinemática y dinámica de gases. Actualmente, no existen modelos de daño que integren todas esas disciplinas. Sin embargo, conceptos simples se pueden postular a través la observación de los resultados de la tronadura en Mina Los Pelambres.

El daño a escala banco-berma se genera principalmente debido a tres mecanismos, estos corresponden a:

- El campo de ondas sísmicas que, en el entorno inmediato de la carga, pulveriza la roca (zona de alta presión dinámica), y en un rango de 10.0 [m] a 20.0 [m], es capaz de romper la roca, específicamente destruir la matriz rocosa o el relleno de las discontinuidades y activar fracturas.
- Los gases de detonación, producto de la reacción química del explosivo al momento de detonar, pueden extender las fracturas radiales que migran de la zona de alta presión dinámica, abrir fracturas existentes, y, por efecto de dilatación, destrabar bloques inestables presentes en el macizo rocoso.
- La presencia de una cara libre horizontal, que favorece el movimiento vertical del material, ya sea por esponjamiento o proyección, según el mecanismo de craterización.

A continuación, se ejemplifica en un esquema los mecanismos de daño por tronadura a escala banco-berma:

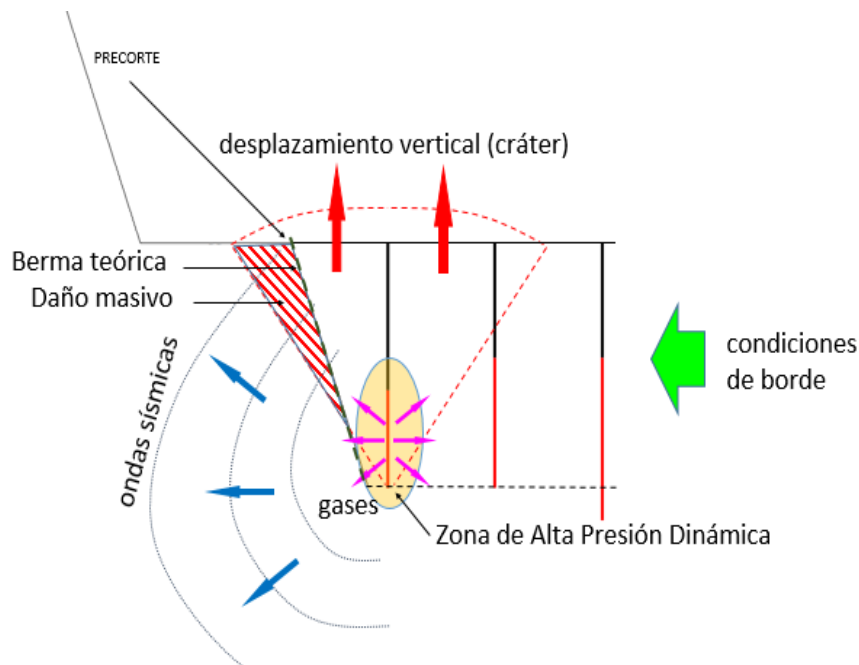


Ilustración 22: Mecanismos de daño a escala de banco-berma (Fuente Propia).

El daño observado producto de la tronadura proviene de la combinación de los tres mecanismos mencionados anteriormente, y también de las características geomecánicas-estructurales del macizo rocoso a nivel de matriz (propiedades mecánicas, textura, dureza, abrasividad), a nivel de

vetilla (propiedades mecánicas del relleno, extensión de fracturas), y a nivel de discontinuidades (frecuencia de fractura, blocosidad de la roca, capacidad de desconfinamiento de cuñas). A esos tres mecanismos mencionados, se incorporan cuatro condiciones operacionales que mitigan o refuerzas el daño por tronadura, estas condiciones se indican a continuación:

1. Las tronaduras superiores al banco en estudio, que daña previamente el macizo rocoso, reduciendo sus propiedades geomecánicas y favorece la extensión de fracturas.
2. La existencia de un precorte, que afecta cada uno de los mecanismos de daño en términos de su propagación a través del macizo rocoso, y, por lo tanto, su alcance.
3. Las condiciones de borde de la tronadura corresponden al ancho de la tronadura y a la presencia de una cara libre, las cuales afectan directamente el grado de confinamiento de las últimas filas de pozos, actuando específicamente sobre la presión de gases. La presencia de una cara libre debe afectar también el campo de onda, pero su influencia ya sea positiva o negativa sobre el daño por tronadura, es un tema que sigue en discusión a nivel de expertos.
4. Las desviaciones en la implementación de los diseños de perforación y tronadura (desviación de pozos, pozos cortos, pozos no cargados producto de factores operacionales).

2.18 Variables críticas del diseño de tronadura

Se definirá como variable crítica los elementos de las condiciones de diseño que incrementen o reduzcan el daño producto de tronadura de manera significativa, y que pueden ser modificados, es decir, principalmente los parámetros del diseño de la tronadura.

Se clasifican las variables críticas del diseño en cuatro categorías:

- Variables que afectan el campo de ondas.
- Variables que afectan el campo de gases.
- Variables que generan un daño previo.
- Variables que afectan la formación del fenómeno de craterización.

Las variables críticas que afectan el campo de onda de la tronadura son:

- El offset, es decir, la distancia entre la fila Buffer N°1 y la línea de diseño (pata).
- El burden de la Buffer N°1, es decir, la distancia entre filas Buffer N°1 y Buffer N°2.

- El diámetro de perforación de los pozos de Buffer N°1 y Buffer N°2.
- El tipo de explosivo (caracterizado por la presión de barreno y velocidad de detonación) de los pozos Buffer N°1 y Buffer N°2.
- La longitud de carga y la cantidad de explosivo en los pozos Buffer N°1 y Buffer N°2.
- Los retardos entre pozos, para evitar así el acoplamiento de ondas.

Las variables críticas que afectan el campo de gases son las mismas que afectan el campo de onda, pero se deben agregar las siguientes variables:

- La presencia de un taco de aire, que permite reducir la presión de gases.
- El confinamiento de la fila Buffer N°1, es decir, el ancho de la tronadura de contorno, la secuencia de salida de iniciación, por ejemplo, paralela al talud, perpendicular al talud, con canalón central, en V, y el movimiento de la pila en dirección perpendicular a la pared.

Con respecto a lo último, destacar que la capacidad de movimiento de la pila es un elemento clave en la reducción de la presión de gases de los pozos de la fila Buffer N°1. En efecto, en condición confinada, se puede considerar que el campo de presión es uniforme. En presencia de un material en movimiento, se produce la aparición de un gradiente de presión en la dirección del movimiento, que minimiza la presión hacia el talud. Se ha observado por ejemplo que tronaduras de contorno o cierre con una fila de pozo (es decir sin movimiento de pila previa a la detonación de los pozos Buffer N°1) genera más daño que las tronaduras con varias filas.

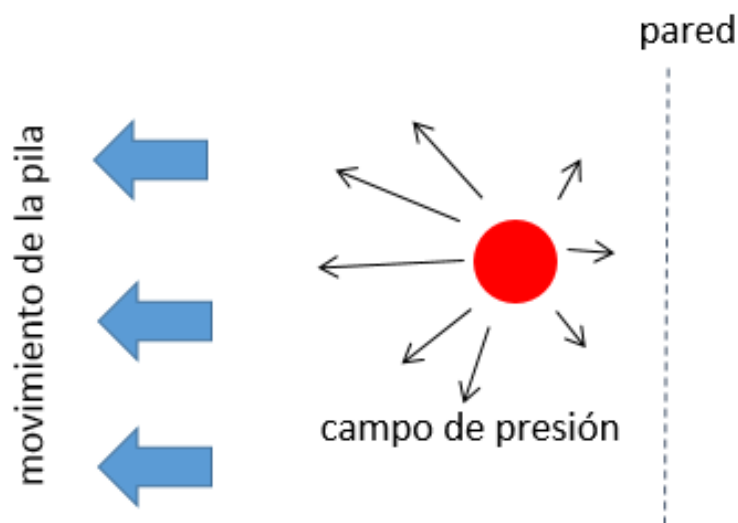


Ilustración 23: Generación de un gradiente de presión (Fuente Propia).

Las variables críticas que influyen en la formación de la craterización son:

- El diámetro de la carga explosiva.
- El largo de la columna cargada.

Las variables críticas que generan el daño previo son los parámetros de diseño de la tronadura superior, es decir:

- La presencia y longitud de las pasaduras de los pozos sobre la berma de diseño (Buffer N°1 y Buffer N°2 principalmente para bancos simple).
- La longitud de la pasadura de los pozos de la fila de Producción N°1, al encontrarse cerca de la cresta del banco a construir.
- La distancia a la cresta de los pozos de las filas de Buffer N°2 y Producción N°1.

A continuación, se indica un esquema con las variables críticas:

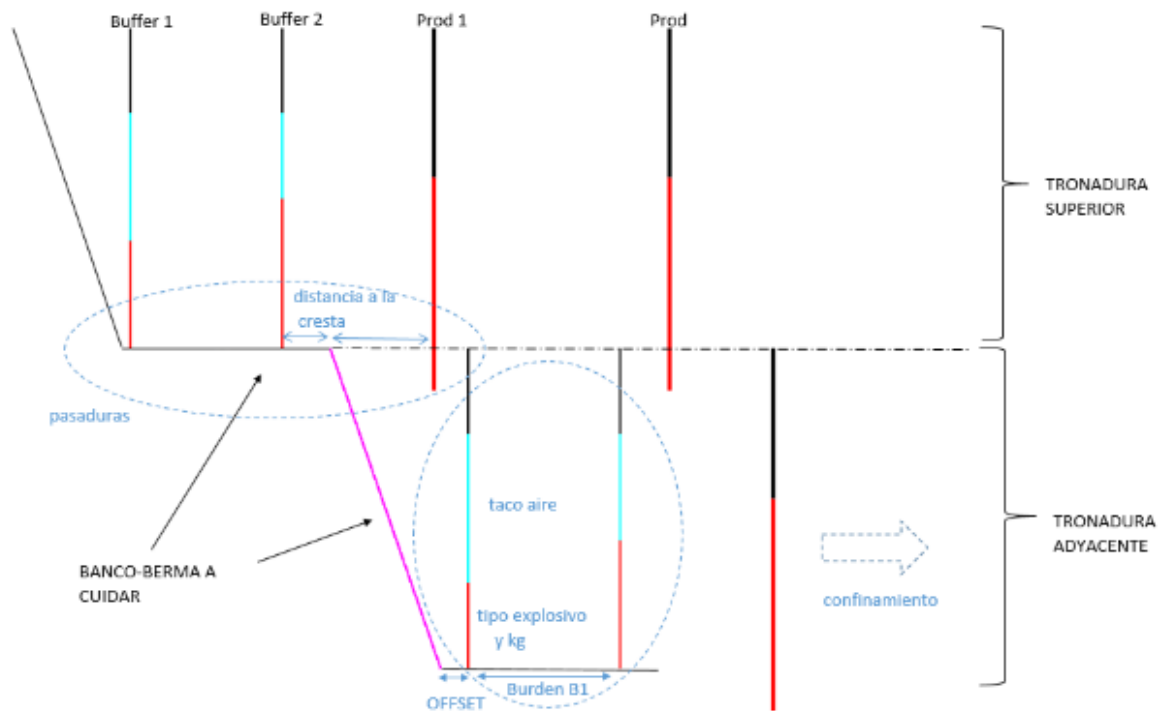


Ilustración 24: Variables críticas que afectan el daño por tronadura (Fuente Propia).

2.19 Parámetros controlables en la generación de vibraciones

En torno a la información recopilada y al trabajo en conjunto de Mina Los Pelambres con Enaex, se determinan los siguientes parámetros controlables en la generación de vibraciones que forman parte del diagnóstico actual de la condición en estudio, estos parámetros son:

- Secuencia de tronadura de contorno.
- Tiempos de retardo.

2.20 Secuencia de tronadura de contorno

Las secuencias de iniciación en Mina Los Pelambres contemplan en general los siguientes estándares de diseño:

1. Detonación de los pozos de precorte. Actualmente, todos los diseños de tronadura para las distintas UGT que se presentan en el rajo Los Pelambres consideran el diseño y detonación de precortes, para así reducir los niveles de vibraciones inducidas hacia el talud y también, para mejorar la estabilidad de los bancos en construcción.
2. Proceso de detonación inicia en la fila de Producción N°2, generando una zanja de filtro para el tren de ondas.
3. Detonación de los pozos de producción perpendiculares al talud.
4. Detonación de los pozos de Producción N°1.
5. Detonación de los pozos de Buffer N°2.
6. Detonación de los pozos Buffer N°1.

2.21 Técnicas de monitoreo de vibraciones y mediciones en terreno

En el campo cercano, las vibraciones pueden ocasionar daño al macizo rocoso si no son controladas adecuadamente, para ello, es necesario realizar mediciones que permitan determinar las velocidades de propagación de las ondas sísmicas en el macizo rocoso (V_p), así como los niveles máximos de vibraciones. Para la obtención de esta información, se utilizará la técnica de Cross-Hole, la cual consiste en generar ondas sísmicas con cargas explosivas y captar el tiempo de arribo de las ondas con transductores ubicados en el interior del macizo rocoso, además de capturar las ondas provenientes de algunos pozos que simulen el perfil de una tronadura normal.

La medición se debe llevar a cabo en una zona de estudio que sea de interés del área de P&T y que este dentro del plan mensual de vibraciones. Las perforaciones para los geófonos y cargas puntuales deben ser de 9 [m] de profundidad y en un diámetro de 6 ½ pulgadas.

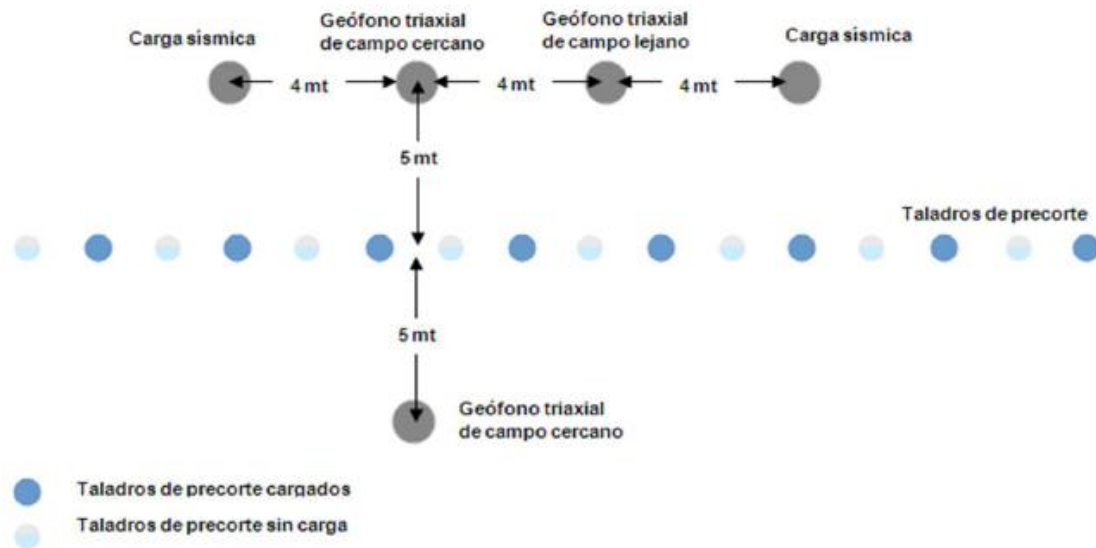


Ilustración 25: Metodología de Cross Hole (Bravo, 2018).

2.22 Daño campo lejano

A nivel de campo lejano, la propagación de la onda vibracional es alterada por la calidad geotécnica del macizo rocoso. Influye principalmente el grado de alteración y fracturamiento de la roca, al producir la atenuación de la onda mecánica según a la cantidad de estructuras geológicas presentes y la competencia de la roca. Específicamente, el grado de fracturamiento es clave sobre el efecto de la atenuación, producto que un mayor grado de fracturas se traduce en una mayor reducción de las propiedades friccionantes de la roca, debido al movimiento entre las caras de las estructuras.

Es relevante considerar que la cantidad de fracturas en el macizo rocoso se modifica en función del tiempo, debido a la acción de las tronaduras durante el proceso de la minería, por lo tanto, el aumento de la atenuación es un parámetro variable.

El daño en campo lejano se refleja principalmente en la extensión de fracturas y por la activación de mecanismos de inestabilidad (Moraga, 2018). En la siguiente ilustración se indican mecanismo de atenuación y su influencia sobre la reducción de PPV.

Mecanismo de atenuación		Influencia sobre la atenuación del PPV
Atenuación geométrica		PPV disminuye de manera exponencial con respecto a la distancia del foco emisor de energía
Atenuación friccional y dispersión en el espacio	Litología	Mineralogía y textura determinan fricción en matriz rocosa
	Alteración	
	Grado de fracturamiento	Mayor grado de fracturamiento aumenta la pérdida por fricción en discontinuidades y dispersión de la energía en el espacio
	Presencia de agua	Saturación de agua aumenta pérdida de energía
	Discontinuidades mayores	Atenuación está controlada por el espesor, orientación, tipo de relleno y espectro de frecuencia de la onda.

Ilustración 26: Tabla resumen sobre influencia de mecanismos de atenuación de energía.

En términos generales, el daño de campo lejano producto de tronadura es influenciado por una serie de parámetros físicos, pero cada uno de ellos depende directamente de la distancia entre la zona en estudio y la zona de tronadura, por lo que una regla de dedo es establecer el daño en campo lejano cuando la distancia supera cinco veces el largo de la columna cargada.

Los principales modelos de campo lejano se basan en que la aceleración de las partículas (característica de la onda vibracional) influye sobre el estado de equilibrio friccional que existe en los bloques de roca que componen al macizo rocoso (Moraga, 2018). Para comprender en detalle los modelos de campo lejano, se indican ciertas limitaciones de éstos (Bravo, 2018):

- La magnitud de la tronadura se refleja sólo en la cantidad de kilos detonados por retardo, sin considerar la secuencia de tronadura y el perfil de carga de los pozos.
- Los modelos empíricos estiman sólo el nivel máximo de vibración, sin modelar el comportamiento general de la onda de vibración.
- Las constantes de ajuste son de alta sensibilidad respecto a modificaciones del diseño de tronadura y cambios en las condiciones geomecánicas del macizo rocoso.

2.23 Daño campo cercano

A nivel de campo cercano, el daño es producto de la energía vibracional, la cual fractura y genera agrietamiento en la pared del banco cercano a la tronadura. Este daño inducido al macizo rocoso produce condiciones de inestabilidad en la pared.

Teóricamente, la magnitud del daño producido por tronadura es directamente proporcional a la energía de la onda de choque generada por la detonación de explosivos, la cual está en estrecha relación con la velocidad máxima de partícula o PPV (peak particle velocity), donde la energía será proporcional al cuadrado de la velocidad. En ese sentido, es muy común ver modelos de daño en campo cercano en relación con los rangos PPV.

2.24 Limitaciones y ventajas del estudio de vibraciones

A continuación, se presenta la Tabla 31 indicando las limitaciones y ventajas del estudio de vibraciones. Esta información es útil para tener presente las restricciones asociadas a los modelos de campo cercano, al criterio de daño de PPV_{cmr} y a los ábacos de diseños aplicados.

Tabla 4: Tabla resumen de limitaciones y ventajas del estudio de vibraciones.

Estrategia	Limitaciones	Ventajas
Modelo de campo cercano H&P	<ul style="list-style-type: none"> - No considera tiempos de retardo, ni secuencia de tronadura. - Se debe calibrar el factor k y alfa, por cada UGT, tipo de explosivo y diámetro de perforación, sin poder extrapolar dichas variables. - Existe un error en el formulismo, ya que supone que la PPV es una variable escalar y no vectorial. - Se hace una simplificación en la resolución de la integral, para obtener una solución analítica. - No incorpora el grado de confinamiento del explosivo. - No considera el mecanismo real de generación y propagación de ondas de esfuerzo por detonación de explosivos, las cuales son cónicas y de distinta naturaleza (Onda P y S). 	<ul style="list-style-type: none"> -Considera la cantidad de explosivo por pozo, el largo del taco, pasadura y distancia al talud.
Criterio de daño mediante	<ul style="list-style-type: none"> - Considera el medio isotrópico, continuo y elástico. 	<ul style="list-style-type: none"> -Permite generar zonas daño, para evaluar los diseños de perforación y tronadura, en términos de

PPVcmr	<ul style="list-style-type: none"> - El criterio solamente simula el daño asociado a ondas de esfuerzo. No considera el daño por gases. - Utiliza parámetros de roca intacta y de macizo rocoso. 	vibración.
Ábacos de diseño	<ul style="list-style-type: none"> - Depende directamente del ajuste de los parámetros que definen el modelo H&P. - No considera directamente la presencia o no de un precorte. 	-Establece un nivel de vibraciones en función de la cantidad de explosivo, respecto a una distancia de la pared, y permite definir un offset óptimo.

2.25 Análisis técnico-económico asociado a tronadura

Para realizar un análisis técnico-económico de perforación y tronadura, se deben determinar los siguientes parámetros claves:

- Factor de carga

$$\text{Factor de Carga} \left[\frac{g}{t} \right] = \frac{\text{grs. Explosivo}}{\text{Tonelaje a remover}}$$

$$\text{Factor de Carga} = \frac{\rho_e * \left[((H + P) - T) * \frac{\pi}{4} * \phi^2 \right]}{(B * E * \rho_r * H)}$$

Ecuación 29: Factor de Carga Total.

Donde:

ρ_e = Densidad del explosivo [g/cm³].

ρ_r = Densidad de la roca [t/m³].

B = Burden [m].

E = Espaciamiento [m].

T = Taco [m].

P = Pasadura [m].

H = Altura de banco [m].

ϕ = Diámetro del pozo [cm].

- Costo de perforación por metro

$$\text{Costo de perforación} = \frac{PT}{VU} + \frac{CM}{VP}$$

Ecuación 30: Costo de perforación por metro.

Donde:

PT = Precio del tricono [USD].

VU = Vida útil del tricono [m].

CM = Costo máquina [USD/h].

VP = Velocidad de penetración [m/h].

- Costo de perforación por tonelada

$$\text{Costo de perforación por tonelada} = \frac{(H + P) * \text{Costo de perforación}}{B * E * H * \rho_r}$$

Ecuación 31: Costo de perforación por tonelada.

Donde:

ρ_r = Densidad de la roca [t/m³].

B = Burden [m].

E = Espaciamiento [m].

P = Pasadura [m].

H = Altura de banco [m].

- Costo de explosivos

$$\text{Costo explosivo} \left[\frac{\text{USD}}{t} \right] = \frac{\text{Precio}_{\text{explosivo}} * \text{Toneladas}_{\text{explosivo}} + \text{Precio}_{\text{accesorio}} * \text{Accesorios}}{\text{Tonelaje a remover}}$$

Ecuación 32: Costo de explosivos

- Costo de perforación y tronadura

$$\text{Costo final por ton. (PyT)} \left[\frac{\text{USD}}{t} \right] = C_p + C_t$$

Ecuación 33: Costo final de perforación y tronadura

Donde:

C_p = Costo de perforación por tonelada [USD/t].

C_t = Costo de tronadura por tonelada [USD/t].

2.26 Experiencias internas y externas relacionadas con el estudio

Estudios similares al realizado se hicieron durante el año 2018 en Minera Spence, donde a través de un estudio de vibraciones inducidas en campo cercano, se ajustan diseños de tronadura considerando factores de escalamiento de macizo rocoso, pero no considerando dentro del marco del trabajo, fases de explotación con un claro control estructural, para de esta forma, sólo enfocarse en parámetros de tronadura.

Otro estudio similar se realizó en Minera Andina, donde la metodología de cálculo de PPV escalado a macizo rocoso se validó en algunos sectores de explotación donde existía un soporte de información relevante.

Dentro de Mina Los Pelambres, durante el año 2019, se solicitó un estudio a la empresa Geocontrol para determinar los parámetros de PPV críticos, y con ello, entregar una serie de parámetros que permitan ajustar los diseños de tronadura para reducir los niveles de vibraciones inducidas al macizo rocoso.

Otra experiencia interna, es el apoyo de la empresa INGEOL en el desarrollo de modificaciones en los diseños de tronadura en F10N y F7R1, a través de cambios de explosivos, secuencia de tronadura y modificaciones en las variables que definen el offset.

CAPÍTULO 3: ANTECEDENTES DE LA FAENA

3.1 Características generales y ubicación

Minera Los Pelambres (MLP) es un complejo minero metalúrgico perteneciente al Grupo Minero Antofagasta Minerals S.A (AMSA). En base a las estadísticas reportadas por la Comisión Chilena del Cobre en el año 2018 (Producción cobre de mina por empresa, 2019), se posiciona como la quinta empresa con mayor producción de cobre a nivel nacional, con una producción anual de 370.5 [kt].

El complejo minero metalúrgico se encuentra subdividido en tres sectores operacionales. El primero corresponde a la mina a cielo abierto dedicada a la explotación de un yacimiento masivo del tipo pórfido de cobre y molibdeno, ubicándose a 45.0 [km] al Este de la ciudad de Salamanca, en la IV región de Coquimbo, y solo a 1.0 [km] de la frontera geográfica entre Chile y Argentina, a una altura de entre 3,100.0 [msnm] y 3,600.0 [msnm].

El segundo sector operacional es la planta concentradora, localizada en el sector precordillerano de Piuquenes, a 35.0 [km] de Salamanca, y a una altura de 1,600.0 [msnm]. Este sector del complejo minero metalúrgico incluye el sistema completo de molienda, flotación e infraestructura complementaria.

Finalmente, el tercer sector es el puerto de Punta Chungo emplazado a 3.5 [km] al norte de la ciudad de Los Vilos, dedicado a la exportación vía marítima de concentrado de cobre hacia China principalmente.

Minera Los Pelambres pertenece en un 60.0 [%] a Antofagasta PLC, a través de Antofagasta Minerals S.A (8.8 [%]) y Los Pelambres Invest. Co. Ltda. (51.2 [%]), y el 40.0 [%] restante es propiedad del Grupo Mitsubishi.



Ilustración 27: Ubicación del complejo minero, Minera Los Pelambres (Bonzi, 2016).

3.2 Recursos geológicos y reservas mineras

Al año 2019, se declaran 6,024 [Mt] de Recursos geológicos, con una ley promedio de cobre de 0.51 [%]. En términos de Reservas Mineras, se reportan 1,193 [Mt] con ley media de cobre de 0.60 [%].

3.3 Descripción del proceso productivo

En la siguiente ilustración se indica el esquema general del proceso productivo de Minera Los Pelambres, destacando las etapas de extracción mina, chancado, molienda, flotación y embarque.



Ilustración 28: Proceso productivo de Minera Los Pelambres (Bonzi, 2016).

3.4 Flota de equipos mina

La extracción de mineral en Mina Los Pelambres esta subdividida en cuatro operaciones unitarias encargadas del cumplimiento de los planes de producción de corto, mediano y largo plazo. La primera operación es perforación, donde la faena minera cuenta con ocho perforadoras las cuales trabajan con diámetros de perforación variables en base a las distintas necesidades y requerimientos mineros. Las perforadoras de precorte utilizan un diámetro de 6 ½ [in], y las perforadoras de producción tienen un diámetro de 12 ¼ [in] y 10 5/8 [in]. En detalle, las labores de perforación en el yacimiento están enfocadas en los sectores de mineralización primaria y secundaria, donde los principales insumos de la operación son energía eléctrica, aceites lubricantes, petróleo y aceros de perforación.

La segunda operación es carguío, la cual se realiza en base a una flota de equipos de extracción para el año 2019 de siete palas con capacidades nominales de movimiento de material de 43.0 [yd³] y 73.0 [yd³].

Para el transporte y movimiento del mineral, tercera operación unitaria, se utilizan camiones de extracción mina. La flota de transporte se compone por 56 camiones híbridos CAEX modelo Komatsu 930E. Este modelo de camión tiene una capacidad promedio de 300 [t]. El Match Pala-Camión es de aproximadamente tres baldadas.

A continuación, se indica el detalle de los equipos de minería declarados por la Mina Los Pelambres para el año 2019:

Tabla 5: Equipos mina año 2019 para Mina Los Pelambres

Equipos Mina 2019	Cantidad de equipos	Detalles y modelos de equipos
Perforadoras	08	05-Pit Viper 351 02-Pit Viper 316 01-DM45
Camiones CAEX	56	Komatsu 930E
Palas de Extracción	07	01-PC 5500 43yd3 03-XPB 73yd3 03-XPC 73yd3

Finalmente, la cuarta operación es la tronadura, la cual es externalizada a través de la Empresa Nacional de Explosivos (ENAEEX). Dicha empresa proporciona los activos para el desarrollo de dicha operación. ENAEEX comercializa y manipula agentes de tronadura y explosivos, entregando asesoría técnica y logística en cada etapa de la tronadura para la Mina Los Pelambres.

3.5 Geología del yacimiento

La mena de la Mina Los Pelambres corresponde a un yacimiento del tipo pórfido de cobre y molibdeno de edad Miocénica. El perfil de mineralización se asocia a un complejo intrusivo de 5.0 [km] de largo por 2.0 [km] de ancho. Se deposita en rocas andesíticas volcánicas y en forma de pórfido estéril feldespático (Información Geotécnica MLP, 2019). El depósito geológico se compone por una serie de brechas geológicas ígneas e hidrotermales. La mineralización primaria es calcopirita, molibdeno y bornita, y como mineralización secundaria, se tiene calcosina y vetillas de covelina (Información Geotécnica MLP, 2018). En detalle, una serie de procesos supérgenos han formado una zona de material lixiviado sobre el enriquecimiento secundario el cual cubre la zona de mineralización primaria. Las dimensiones de la mina a cielo abierto son: 3.8 [km] de Norte a Sur (desde fase F10N hasta edificio el COM), 3.5 [km] de Este a Oeste (desde fase F9PD hasta mirador Hualtatas) y 1.2 [km] de profundidad (desde fondo mina hasta fase F10N).

A continuación, se presenta un mapa geológico y una imagen del sector donde se localiza la Mina Los Pelambres:

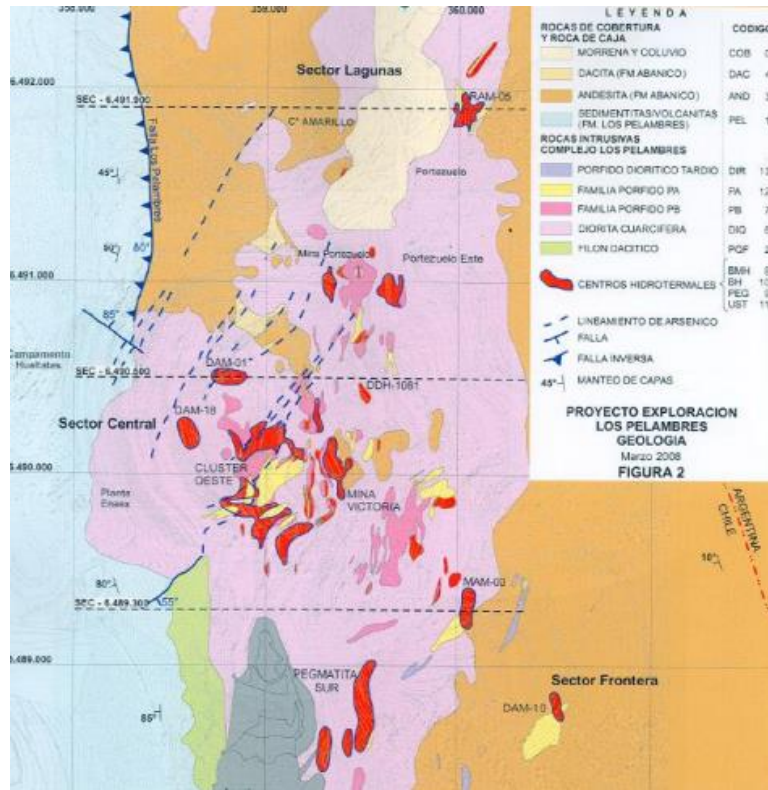


Ilustración 29: Mapa geológico del sector de la Mina Los Pelambres (Bonzi, 2016).

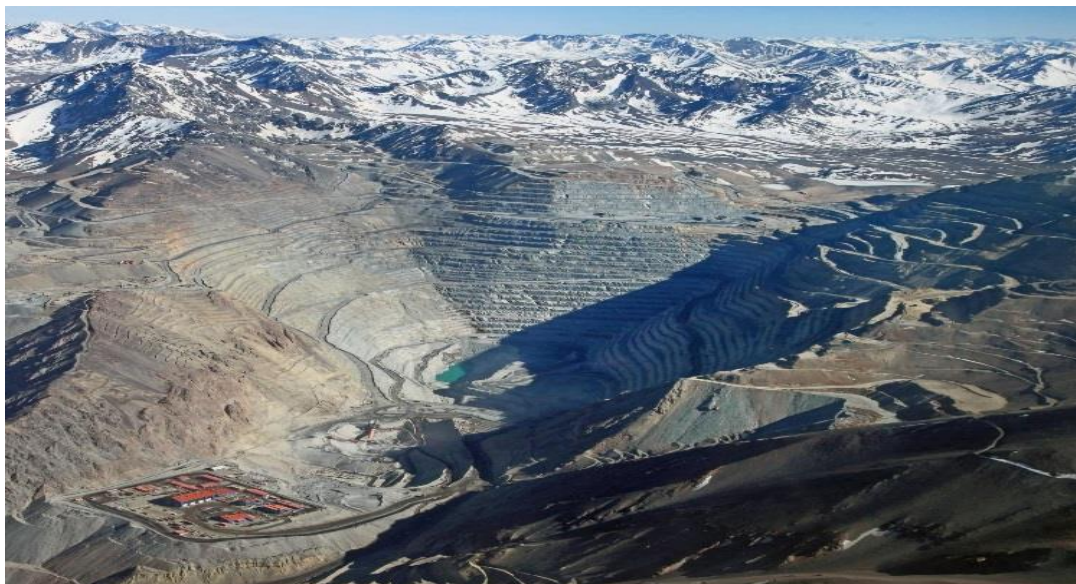


Ilustración 30: Mina Los Pelambres, Taller de Explosivos AMSA (Madrid, 2019).

3.6 Unidades Geotécnicas en Mina Los Pelambres

En Mina Los Pelambres existe una zonificación del yacimiento a través de Unidades Geotécnicas (también referenciadas como UGT), agrupando características litológicas, mineralógicas y mecánicas similares (Modelo Estructural MLP, 2018). En específico, las UGT son una integración entre los ambientes mineralógicos de formación del yacimiento, las unidades litológicas del modelo geológico y su ubicación con respecto al techo de anhidrita, división geológica entre la mineralización supérgena e hipógena.

A continuación, se presenta un esquema con las consideraciones técnicas para definir una UGT en base a lo mencionado anteriormente:

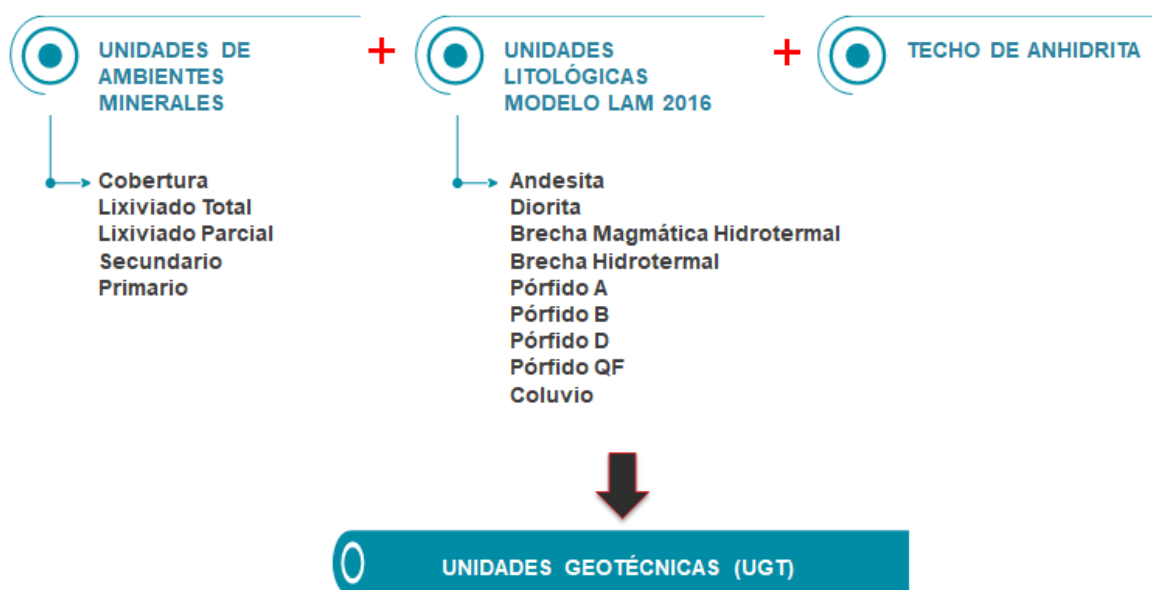


Ilustración 31: Definición de las Unidades Geotécnicas (Modelo Estructural MLP, 2018).

Hay que recordar también que los diseños de perforación y tronadura se generan de acuerdo a la Unidad Geotécnica presente en el sector y si se encuentra en primera o segunda pasada, además si el material a tronar corresponde a mineral o lastre.

UGT-03 Secundario: Unidad litológica constituida principalmente por diorita y pórfidos con alteraciones geológicas del tipo potásica y cuarzo-sericítica, dicha unidad es el tipo supérgena, emplazada sobre el techo de anhidrita. Se presenta como una zona regular en términos de calidad geotécnica.

UGT-06 Andesita Marginal Oeste Superior: Unidad integrada por rocas volcánicas con alteración propilítica, principalmente andesitas, localizadas en el sector oeste del rajo Los Pelambres, sobre el techo de anhidrita. Se establece esta unidad como una zona de regular calidad geotécnica.

UGT-12 Intrusivos Menores Secundarios: Esta unidad corresponde a pórfidos andesíticos y dacíticos, y brechas magmáticas-hidrotermales con alteración potásica. Se encuentra ubicado en los sectores este, norte y sur del rajo. Es una zona de regular calidad geotécnica.

En la siguiente ilustración se presentan las Unidades Geotécnicas de la mina Los Pelambres, en la que se pueden diferenciar trece UGT. Hay que destacar que el desarrollo del trabajo estará enfocado en las UGT03-UGT06-UGT12.

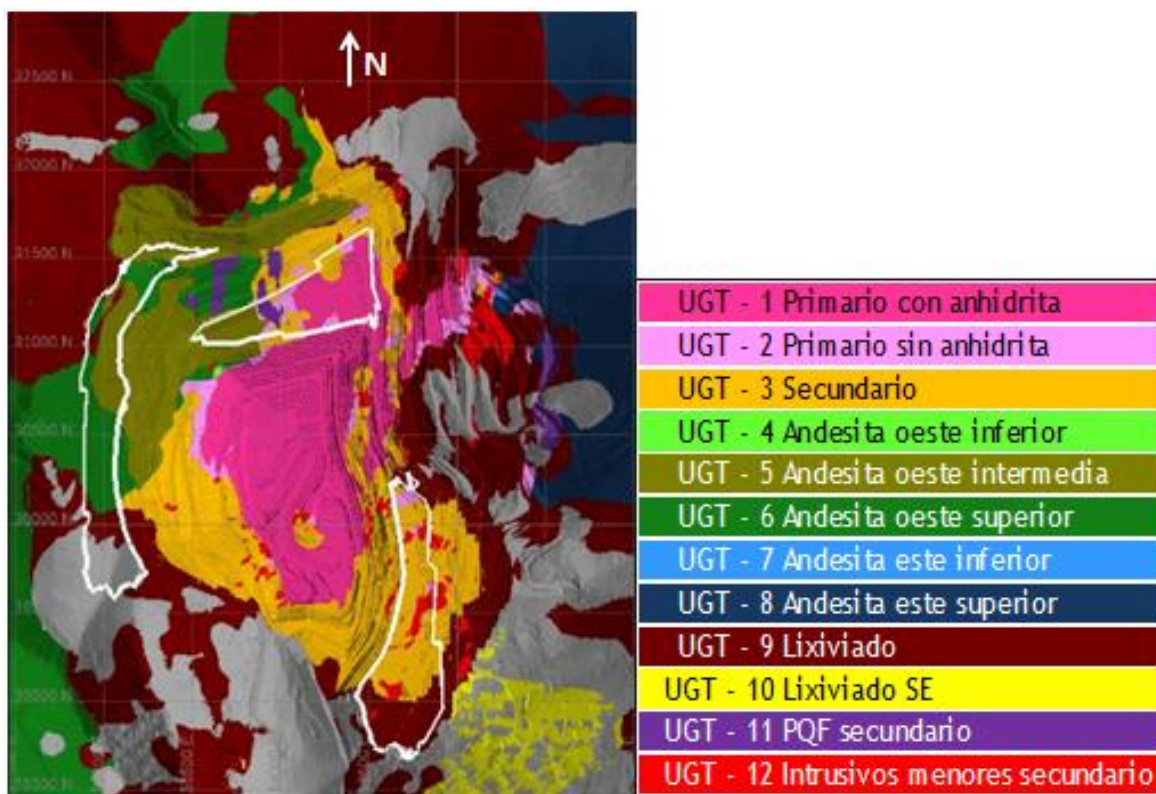


Ilustración 32: Unidades Geotécnicas Mina Los Pelambres (Modelo Estructural MLP, 2018).

3.7 Modelo geológico y estructural de la mina

A Octubre del 2019, el modelo geológico-estructural se compone de información proveniente de sondajes, mapeo lineal histórico sobre las distintas fases productivas de la mina y mapeo de

celdas (Modelo Macizo Rocos, 2018), en detalle, la definición de los dominios estructurales de la Mina Los Pelambres se construye a partir de la integración de las diferentes fuentes de información, generando una serie de estereogramas integrados por Unidad Geotécnica los cuales son empleados en los análisis de estabilidad a nivel banco-berma y en los diseño de perforación y tronadura. En la siguiente ilustración se presenta el modelo geológico con los respectivos dominios estructurales:

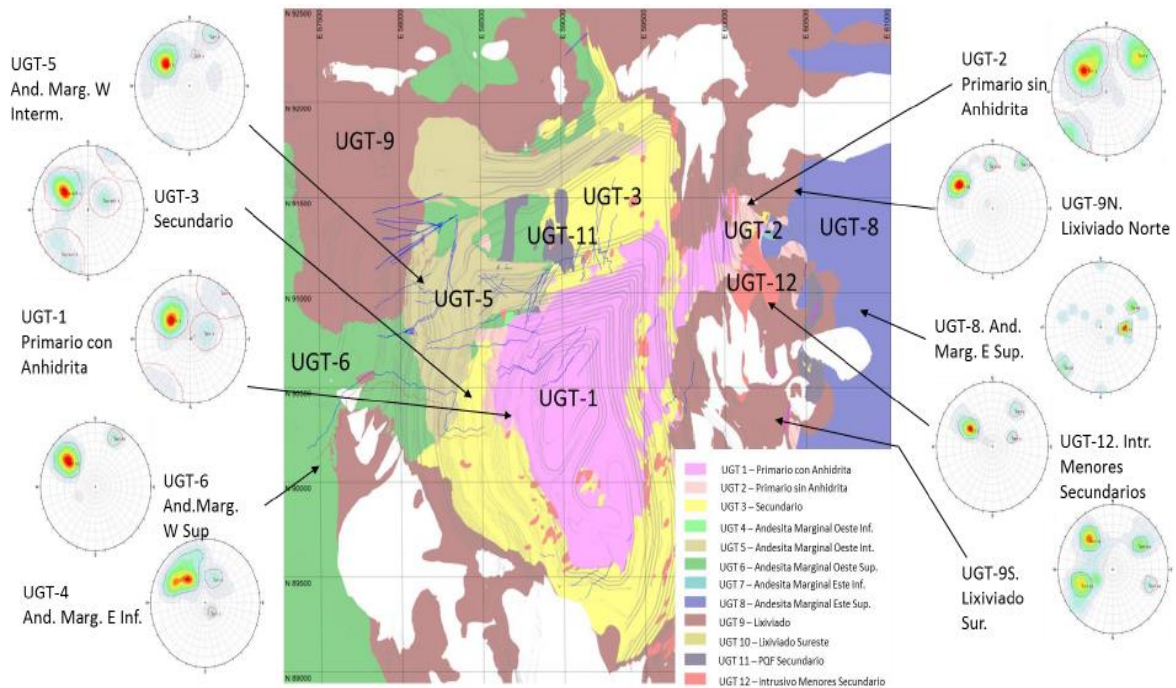


Ilustración 33: Modelo geológico y estructural de MLP, (Análisis Banco Berma, 2018).

Además, se adjunta el resumen de los sets estructurales por UGT.

Tabla 6: Resumen de los sets estructurales de MLP (Análisis Banco Berma, 2018).

UGT	Set Estructural	Dip [°]	Dip/Dir [°]
1-Primario con Anhidrita	1	49	133
	2	32	248
	3	86	217
2-Primario sin Anhidrita	1	52	135
	2	79	255
3-Secundario	1	54	125
	2	78	36
	3	37	238
4-Andesita W Inf	1	59	136
	2	46	202
	3	21	320
5-Andesita W Interm	1	59	129
	2	82	206
	3	53	192
6-Andesita W Sup	1	64	128
	2	80	204
9N-Lixiviado	1	71	122
	2	84	217
	3	69	176
9S-Lixiviado	1	64	138
	2	63	68
	3	63	232
	4	70	289
12-Intrusivo Menor	1	52	125
	2	70	216
	3	42	247

3.8 Propiedades resistentes de la roca intacta

Las unidades geotécnicas evaluadas son desde la UGT01 hasta la UGT12, excluyendo la UGT13, correspondiente a un conjunto de sedimentos no consolidados. Las propiedades de la roca intacta por UGT resumidas en la siguiente tabla son la resistencia a la compresión uniaxial (UCS), el módulo de elasticidad (E_i), el peso unitario y la resistencia a la tracción indirecta (T_i). Destacar que para el desarrollo del trabajo se utilizan los valores promedios.

Tabla 7: Propiedades geomecánicas de la roca intacta (Análisis Banco Berma, 2018).

UGT	Peso unitario [t/m ³]				Módulo de elasticidad Ei [GPa]				UCS [MPa]				Tracción indirecta [MPa]			
	N	Max	Medio	Min	N	Max	Medio	Min	N	Max	Medio	Min	N	Max	Medio	Min
UGT-1	150	2.7	2.66	2.63	123	83	61	30	94	167	135	98	64	7	6	4
UGT-2	27	2.66	2.63	2.6	23	86	62	35	16	136	106	77	10	9	7	4
UGT-3	81	2.53	2.52	2.47	48	62	36	20	27	140	90	53	53	8	5	3
UGT-4	16	2.82	2.79	2.72	13	107	67	35	15	225	132	79	6	11	8	6
UGT-5	19	2.79	2.74	2.69	9	71	53	33	8	115	95	74	12	7	5	3
UGT-6	15	2.84	2.77	2.72	2	-	42	-	8	115	76	89	6	6	5	3
UGT-7	6	2.86	2.79	2.69	4	68	55	40	5	154	140	125	13	8	5	4
UGT-8	3	2.84	2.82	2.8	3	-	34	-	2	-	90	-	3	4	4	3
UGT-9	59	2.56	2.49	2.4	26	52	32	12	8	70	58	42	23	6	3	3
UGT-10	6	2.66	2.55	2.42	2	-	28	-	3	-	52	-	5	3	2	1
UGT-11	13	2.6	2.56	2.53	9	41	29	15	7	195	163	135	8	12	11	10
UGT-12	25	2.62	2.50	2.45	19	60	32	15	37	123	66	34	15	7	4	2

El resumen de las propiedades de roca intacta incluye el soporte de información, indicando la cantidad de datos (N), y los valores máximos (Max), mínimos (Min) y promedio (Medio). Cabe destacar que el valor máximo corresponde al percentil 90 de la distribución de datos y el valor mínimo, es el percentil 10 de la respectiva distribución.

3.9 Propiedades resistentes del macizo rocoso

La caracterización geotécnica del macizo rocoso depende específicamente de los tipos de litología, alteración geológica, dominios estructurales preferenciales y comportamiento mecánico, es por ello, que para cada Unidad Geotécnica de la Mina Los Pelambres, se entregará un resumen con los principales índices geotécnicos de clasificación del macizo rocoso.

El primer índice es el RQD (Rock Quality Designation, Deere (1966)) definido como el porcentaje de recuperación de testigos de más de 10.0 [cm] de longitud sin considerar las roturas asociadas al proceso de perforación respecto al largo total del sondaje.

El segundo índice es el RMR (Rock Mass Rating, Bieniawski (1989)) que determina la calidad del macizo rocoso respecto a la resistencia a la compresión simple, el índice RQD, el espaciamiento de las estructuras, condición de las estructuras y presencia de agua en el macizo evaluado. El parámetro RMR se mueva en un rango que va desde 10 a 100.

El último indicador es el GSI (Geological Strength Index, Hoek (1994)) el cual se desarrolla con el propósito de escalar la resistencia del macizo rocoso según el criterio de Hoek-Brown. El parámetro GSI depende de la estructura del macizo rocoso según su blocosidad y la naturaleza de la superficie de las discontinuidades.

Las propiedades del macizo rocoso en estudio por UGT se indican a continuación:

Tabla 8: Valores de RMR, RQD y GSI por Unidades Geotécnicas.

UGT	RMR (Inferior)	RMR (Superior)	RMR (Promedio)	RQD Promedio [%]	GSI
1	80	85	82	98	77
2	75	80	69	84	64
3	60	65	61	81	56
4	75	80	77	95	72
5	40	45	43	27	39
6	50	55	54	51	49
7	80	85	82	100	77
8	40	45	50	56	45
9	55	60	57	77	52
10	35	40	42	41	37
11	65	70	64	82	59
12	60	65	62	83	58

3.10 Propiedades resistentes de las estructuras

En base a una serie de ensayos de laboratorio (Propiedades Resistentes de Roca Intacta y de Macizo Rocosos, 2017), específicamente pruebas de resistencia al corte, se determinó las propiedades geomecánicas de las estructuras respecto al tipo de relleno. Las propiedades caracterizadas son el ángulo de fricción residual, indicador de la resistencia al deslizamiento causado por la fricción que existe entre las superficies de contacto de las partículas y la cohesión residual, correspondiente a la fuerza de unión entre las partículas. En la siguiente tabla se presenta el resumen de las propiedades resistentes de las estructuras por tipo de relleno.

Tabla 9: Resumen de las propiedades de las estructuras por tipo de relleno (Propiedades Resistentes de Roca Intacta y de Macizo Rocosos, 2017).

Relleno	Residual		
	N° de Ensayos	Ángulo de Fricción [°]	Cohesión [kPa]
ARC	33	29.7	103.5
CL	6	30.5	64.4
LIM	15	28.4	101.8
MO	0	-	-
OXC	0	-	-
OXFE	24	30.4	93.4
QZ	6	28.7	54.7
SC	12	25.5	106.5
SF	6	33.9	108.7
SI	22	28.5	63.3
SR	21	29.3	53.4
YS	54	30.0	96.3
Sin Info	366	32.0	51.6

También se debe indicar que actualmente los análisis de estabilidad a nivel banco-berma no se hacen en función de las propiedades de los rellenos respecto a las estructuras críticas declaradas como potenciales mecanismos de falla, sino que se considera un valor determinístico promedio de cohesión y ángulo de fricción residual integrando los parámetros máximos y mínimos, dichos valores se utilizan para todos los análisis de estabilidad, independiente de la UGT en que se localice la estructura mapeada.

Tabla 10: Parámetros base de análisis de estabilidad (Propiedades Resistentes de Roca Intacta y de Macizo Rocoso, 2017).

Parámetro	Ángulo de Fricción [°]	Cohesión [kPa]
Medio	31	58
Max	37	100
Min	25	0

Se adjunta el ajuste residual asociado a la determinación del ángulo de fricción y cohesión, junto con las rectas máximas y mínimas, con sus respectivas ecuaciones de la recta.

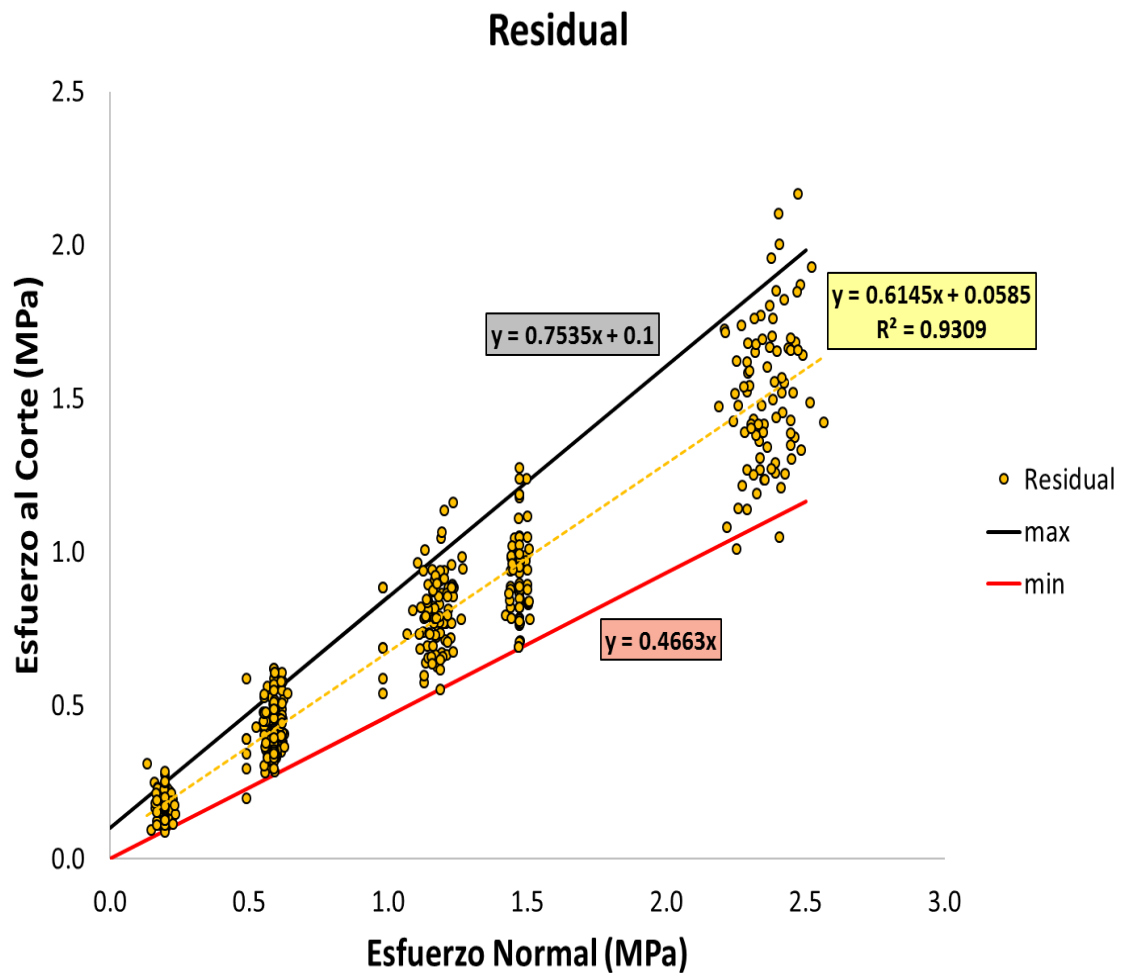


Ilustración 34: Ajuste residual de las propiedades de las estructuras (Propiedades Resistentes de Roca Intacta y de Macizo Rocoso, 2017).

Finalmente cabe decir que la cohesión y ángulo de fricción residual se reducen en un 50.0 [%] (*Análisis Banco Berma, 2018*) producto del efecto de la tronadura sobre la pérdida de las propiedades de las estructuras, dicha reducción es declarada por el área de geotecnia para sus análisis de estabilidad para condiciones desfavorables.

3.11 Parámetros de diseño para perforación y tronadura

El diseño a nivel banco-berma en el rajo Los Pelambres considera la construcción de bancos simples (15 [m] de altura) y bancos dobles (30 [m] de altura). A continuación, se indican las configuraciones y parámetros geométricos de la construcción de taludes proyectados para el año 2020 en función de análisis de estabilidad y sectores a explotar según los planes de producción de largo plazo entregados por el área de planificación.

Tabla 11: Bases de diseño proyectadas para el año 2020 (Budget MLP, 2019).

Zona	Ángulo Inter-rampa [°]	Ángulo Cara de Banco [°]	Ancho Berma [m]	Ancho Requerido [m]	Pérdida máxima de Berma [m]	Altura de Banco [m]	Altura Inter-rampa [m]
1	54	80	16.5	11.9	4.6	30	210
2	52	80	18.1	11.9	6.2	30	180
3	46	70	9.0	7.9	1.1	15	210
4	46	70	9.0	7.9	1.1	15	120
5	46	70	9.0	7.9	1.1	15	150
6	52	80	18.1	11.9	6.2	30	120
	47	80	22.7	11.9	10.8	30	180

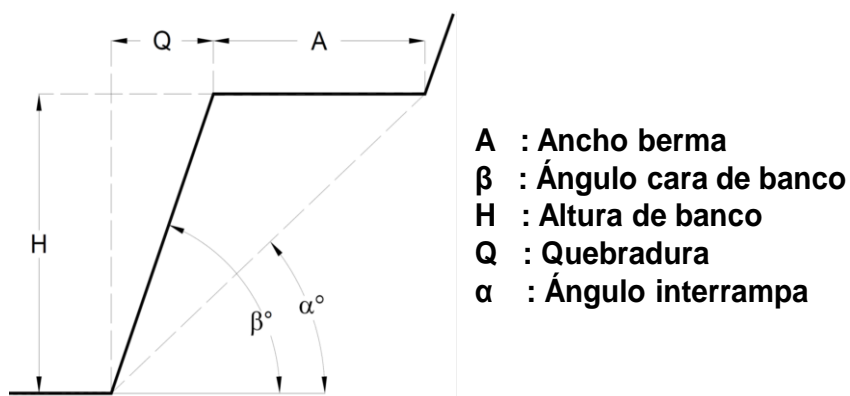


Ilustración 35: Parámetros geométricos en la construcción de taludes (Manual de Diseño de Perforación y Tronadura ENAEX, 2019).

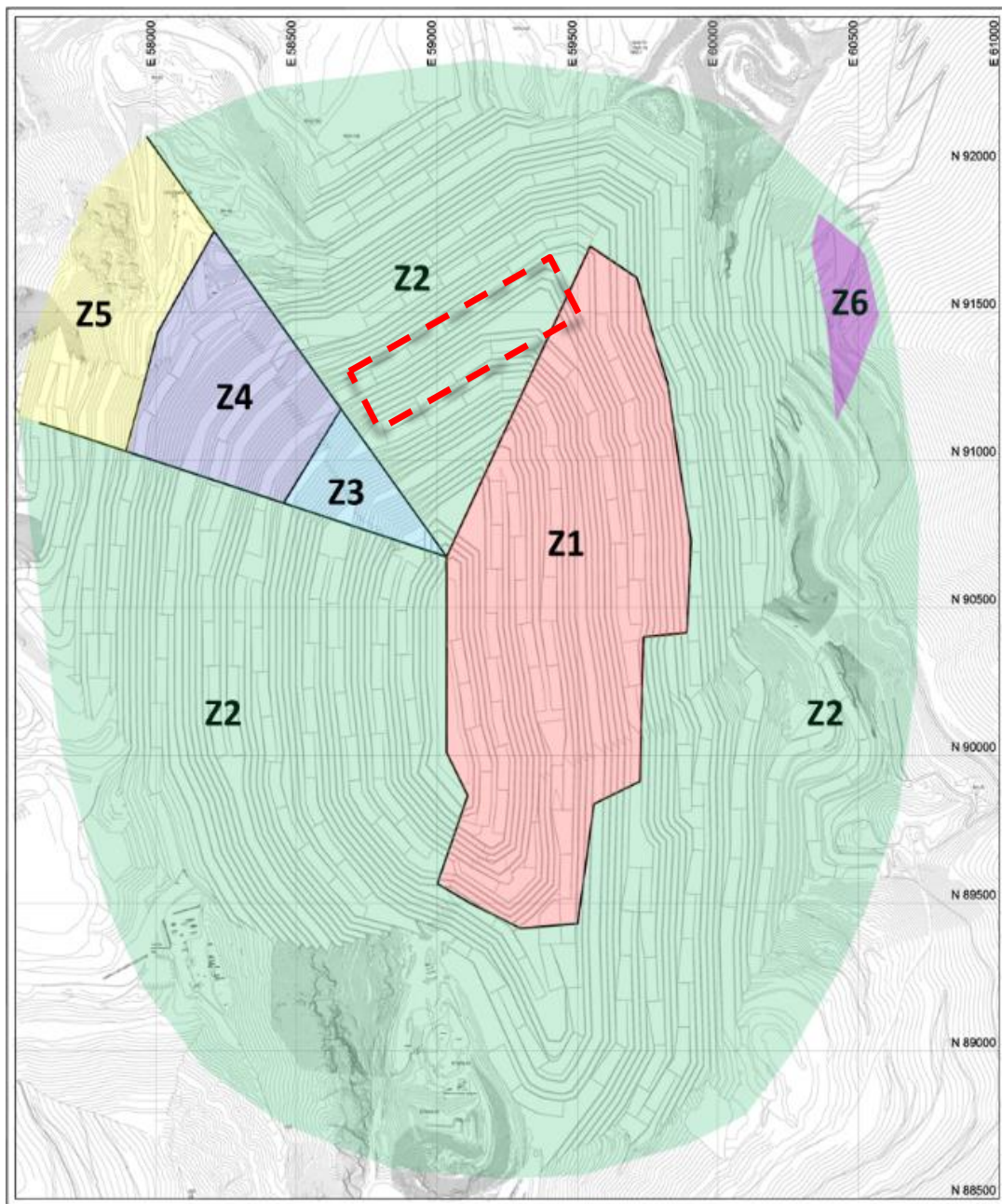


Ilustración 36: Zonas de diseño en rajo Los Pelambres (Budget MLP, 2019).

El sector de estudio corresponde a fase F10N, zona indicada con un recuadro de color rojo en la imagen anterior. Los parámetros de diseño base se asocian a la construcción de bancos dobles, con un ángulo cara de banco de $80.0 [^\circ]$, un ancho de berma por diseño de $18.1 [m]$ y un ancho de berma mínimo de $11.9 [m]$. Respecto a las pérdidas de anchos de berma de la fase F10N, se proyecta una pérdida máxima de berma de $6.2 [m]$. Esta pérdida se justifica en torno a los dos

principales factores contribuyentes, el primero es la condición geomecánica-estructural de fase F10N y el segundo es el diseño de perforación y tronadura desde una componente vibracional.

3.12 Estándar de perforación y tronadura

Los criterios de diseño de perforación y tronadura que se utilizan en la Mina Los Pelambres se generan de acuerdo a la Unidad Geotécnica presente en el sector y si se encuentran en primera o segunda pasada del banco (Manual de Diseño de Perforación y Tronadura ENAEX, 2019). En general, las mallas de perforación contemplan el diseño de dos filas amortiguadas en dirección al talud del banco, definidas como Buffer N°1 y Buffer N°2, en un diámetro de perforación de 10 5/8 [in]. Una fila de transición entre amortiguación y producción, denominada como Producción N°1, la cual se diseña en un diámetro de perforación de 10 5/8 [in] y 12 1/4 [in] según corresponda. Las siguientes “n” filas hasta el borde del banco se perforan en un diámetro de 12 1/4 [in]. A continuación, se muestra el esquema de perforación donde se contempla un sector con los pozos de Precorte, filas amortiguadas, fila de transición, filas con pozos de Producción y filas de borde. Hay que recordar que es posible que el evento de tronadura pueda contener todos los diseños mencionados anteriormente.

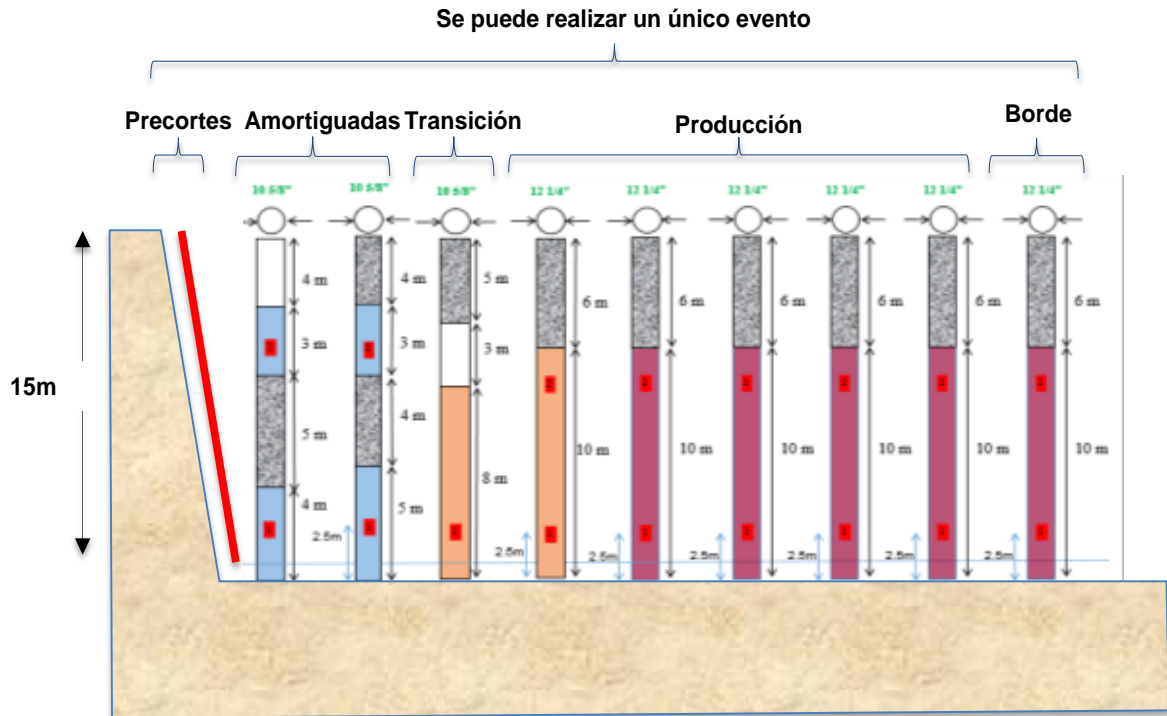


Ilustración 37: Esquema general de perforación en Mina Los Pelambres (Manual de Diseño de Perforación y Tronadura ENAEX, 2019).

En específico, el diseño de precorte considera el diámetro de perforación, espaciamiento entre pozos, longitud de perforación y el ángulo cara de banco. Por otra parte, el diseño de los pozos de producción se ajusta en función del offset (distancia entre la pata del banco a tronar y la línea Buffer N°1), diámetro de perforación de líneas Buffer y producción, burden y espaciamiento y la longitud de perforación.

3.13 Proceso de perforación y tronadura

En la siguiente ilustración se observa el flujograma del proceso de perforación y tronadura utilizado en la Mina Los Pelambres. En detalle, se presentan los actores involucrados en el proceso y sus responsabilidades. El proceso inicia con la recopilación de la información base proveniente de topografía mina, geología mina y geotecnia. Luego se envía la información al personal de Enaex para realizar el diseño de las mallas de perforación y tronadura, respetando los estándares de PyT. Continuando, la información generada por la empresa Enaex respecto a los diseños se envía al personal de topografía mina para generar las marcaciones y posterior perforación de pozos. Paralelamente, el trabajo en terreno de las perforadoras es monitoreada mediante el sistema de navegación continuamente. Al finalizar el proceso de perforación, ingresa el personal para el carguio de explosivos y también para generar la secuencia de salida de los pozos. Recalcar que todas las etapas mencionadas hasta ahora están bajo una supervisión constante del personal propio de Mina Los Pelambres, como del personal de Enaex. Finalmente se ejecuta la tronadura del polígono diseñado, y se evalúa el resultado en función de la fragmentación y el daño inducido hacia el macizo rocoso producto de la tronadura. Destacar que las tronaduras diseñadas se ajustan al plan minero anual de largo plazo, ajustando los diseños en función de los planes mensuales y semanales.

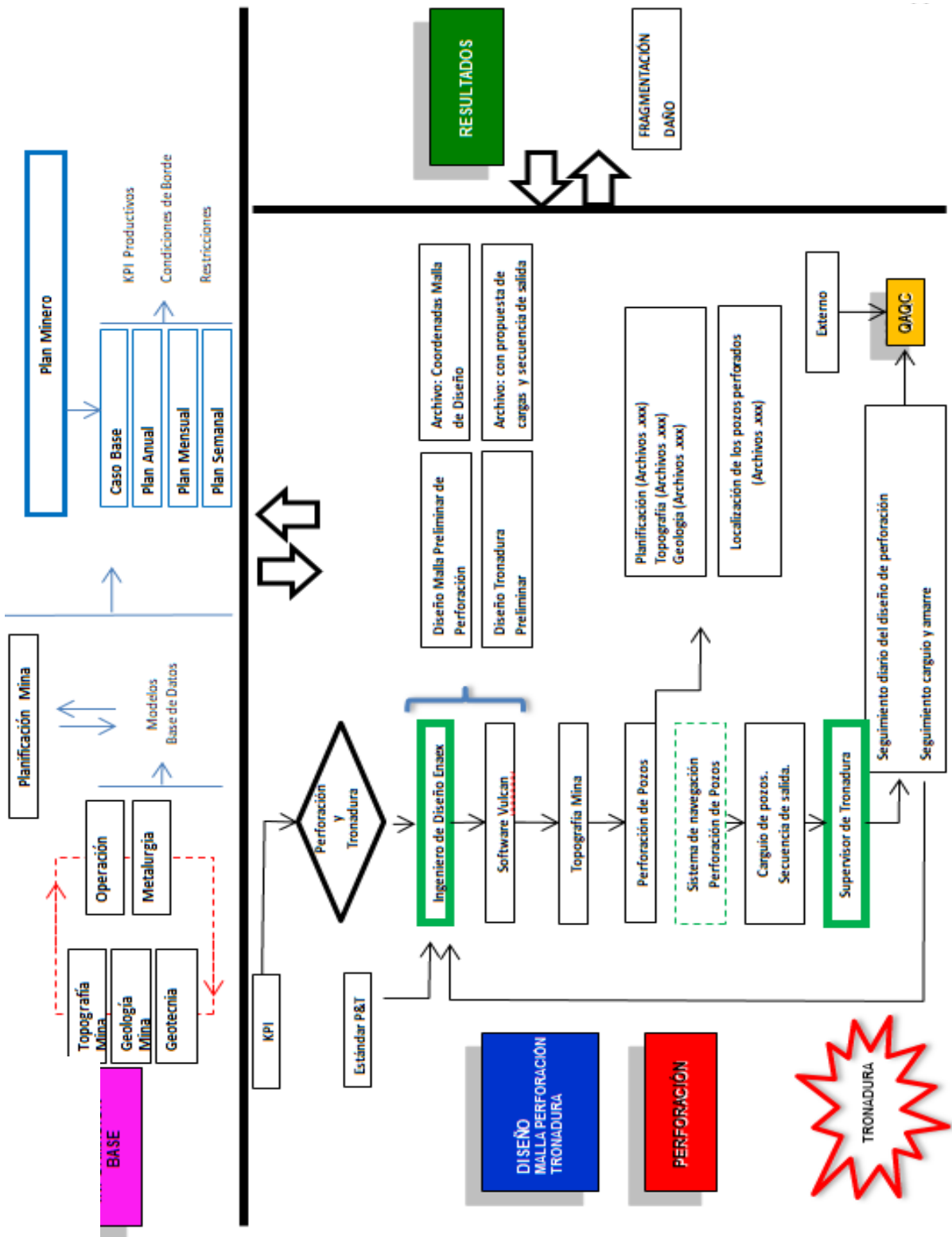


Ilustración 38: Flujo del proceso de perforación y tronadura, rajo Los Pelambres (Manual de Diseño de Perforación y Tronadura ENAEX, 2019).

3.14 Evaluación de daño y calidad geotécnica post tronadura

Existen dos tipos de daño producto de las tronaduras, estos corresponden a los daños directos y los daños indirectos. Los daños directos se generan en el momento de la tronadura, en cambio, los daños indirectos se pueden manifestar a lo largo de un periodo temporal que, a partir de la experiencia empírica y según la magnitud de la tronadura, puede extenderse durante años. Específicamente, los daños directos son aquellos que afectan o modifican los parámetros de diseño a nivel banco-berma. El principal daño directo es la pérdida total o parcial del ancho de berma, foco principal del tema a desarrollar. Por otra parte, con el objetivo de cuantificar el daño por tronadura, Mina Los Pelambres desarrolla un Índice de Daño (ID) basado en indicadores que dan cuenta del impacto de las tronaduras a nivel global, inter-rampa y banco. Estos indicadores corresponden al Factor de Diseño (FD) y Factor de Condición (FC). El factor de diseño cuantifica la razón de la geometría del banco resultante respecto al diseño de planificación. Los aspectos geométricos analizados son el ancho de berma, el ángulo cara de banco y la línea de programa. El factor de condición indica la condición geotécnica del talud, para lo cual se han definido seis parámetros relevantes a evaluar, estos corresponden a la condición de la cara del banco a través de la visibilidad de las medias cañas, cantidad de grietas inducidas en la berma post-tronadura, condición de los sistemas de discontinuidades menores, presencia de bloques inestables, geometría del perfil del talud y condición de la cresta del talud. La evaluación de los dos parámetros se desarrolla mediante una matriz de doble entrada (FD y FC) donde los valores asignados para cada componente presentan valores de cero a uno. Se consideran bancos aceptables con un FD y $FC \geq 0.6$. A continuación, se adjunta cartilla de evaluación FC y la ecuación correspondiente al factor de diseño.

$$F_D = 0.3 * \%cumpl. de \beta + 0.3 * \%cumpl. de L_p + 0.4 * \%cumpl. de AB$$

Ecuación 34: Factor de diseño aplicado en Mina Los Pelambres

Donde:

β = Ángulo cara de banco [°]

L_p = Línea de programa.

AB = Ancho de berma [m].

Tabla 12: Cartilla de evaluación del factor de condición.

Parámetros		Muy Bueno	Bueno	Regular	Malo	Muy Malo
		1	Medias Cañas	> 75%	50-75%	25-50%
		25	15	7	8	0
2	Grietas Inducidas	< 3	3 a 5	5 a 10	10 a 15	> 15
		10	8	6	3	0
3	Condición de Discontinuidades Menores	Todos los Sistemas Cerrados	Algunas Discontinuidades Rellenas Abiertas	Todos Abiertos	Pocos Sistemas Abiertos	Todos los sistemas abiertos
		10	8	7	3	0
4	Presencia de Bloques Inestables	Sin Bloques Inestables	Ciertos Bloques Inestables	Varios Bloques Inestables	Muchos Bloques Inestables	Muchos Bloques Inestables
		15	10	7	3	0
5	Geometría del Talud	0-10% Sobre-Excavado en la base	10-20% Sobre-Excavado en la base	20-40% Sobre-Excavado en la base	40-80% Sobre-Excavado en la base	80-1000% Sobre-Excavado en la base
		25	20	15	10	0
6	Condición de la Cresta	Cresta limpia	0 a 1 m Fracturado	1 a 2 m Fracturado	2 a 3 m Fracturado	> 3m Fracturado en Roca Suelta
		15	9	6	3	0

De modo similar, se adjunta el método de evaluación del factor de diseño.

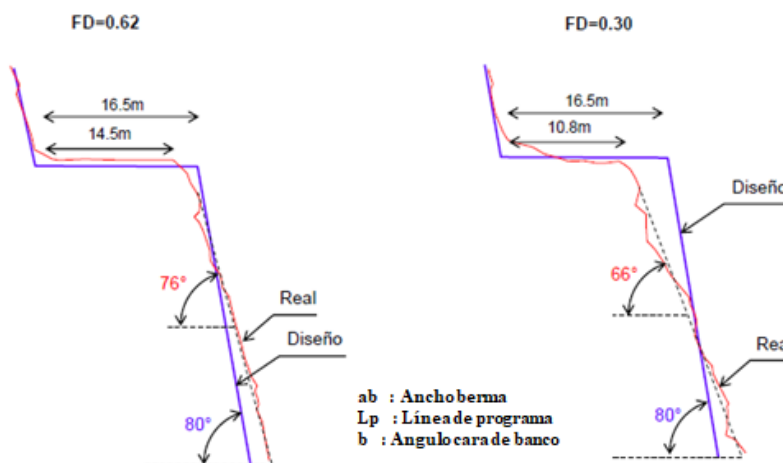


Ilustración 39: Definición del factor de diseño (Elaboración propia, 2019).

3.15 Características de los explosivos utilizados

En la siguiente tabla se indican las principales características de los explosivos utilizados en los diseños de tronadura en Mina Los Pelambres.

Tabla 13: Características de los explosivos (Guía del Explosivista Enaex 2019).

Tipo de Explosivo	Densidad Teórica [g/cm ³]	Velocidad de Detonación VOD [m/s]	Energía [kJ/kg]	Volumen de gases [l/kg]	Resistencia al agua	Potencia relativa al Anfo (en peso)
Blendex-930	1.00 ± 5%	3,000 – 4,020	3,473	1,076	Nula	0.93
Blendex-950	1.32 ± 5%	3,000 – 4,250	3,247	1,094	Buena	0.88
Emultex-BN	1.32 ± 3%	3,000 – 4,680	3,017	1,081	Buena	0.84
Vertex-50	1.32 ± 5%	3,100 – 3,621	3,163	1,105	Nula	0.87

3.16 Estándar de tiempos de retardo

En Mina Los Pelambres, existen tiempos de retardo establecidos entre filas y pozos en función de las Unidades Geotécnicas presentes, dichos tiempos se adjuntan en la siguiente tabla:

Tabla 14: Tabla resumen de tiempos de retardo por UGT (Manual de Diseño de Perforación y Tronadura ENAEX, 2019).

UGT	Buffer 1	Buffer 2	Producción 1	Producción	
Unidad Geotécnica	Tiempo entre Pozos [ms]	Tiempo entre Pozos [ms]	Tiempo entre Pozos [ms]	Tiempo entre Pozos [ms]	Tiempo entre Filas [ms]
UGT 1-2	61	61	36	5	95
UGT 3-12	37	49	61	5	84
UGT 7 Fases superiores	37	49	61	5	84
UGT 4-5-6-7-8	23	23	43	7	84
UGT 9-10-11	37	49	61	7	110

De forma complementaria, se indica que los tiempos de retardo entre filas de Producción N°1 a Buffer N°2, y desde las filas Buffer N°2 a filas de Buffer N°1, se determinan de acuerdo al burden de alivio a generar, buscando el cuidado del talud. El burden de alivio de Producción N°1 a Buffer N°2 es de 30.0 [ms/m] y desde Buffer N°2 a Buffer N°1 es de 40.0 [ms/m].

También indicar que el tiempo de inicio de la tronadura es de 5,000.0 [ms] y el tiempo de inicio de Precortes es de 100.0 [ms].

Recaltar que cada tronadura se trata en particular pudiendo sufrir cambios en las secuencias de salida, tiempos de retardo y burden de alivio.

CAPÍTULO 4: MARCO METODOLÓGICO

La zona de estudio en la Mina Los Pelambres donde se desarrollará el análisis sobre los factores contribuyentes que influyen en la pérdida de ancho de berma es la Fase F10N, específicamente en los bancos 3440-3410-3380-3350. En dicho sector y como se mencionó anteriormente, existe un claro control geológico-geotécnico según las UGT03-UGT06-UGT12, es por ello, que la siguiente ilustración indica el sector de análisis junto con la proyección de las UGT.

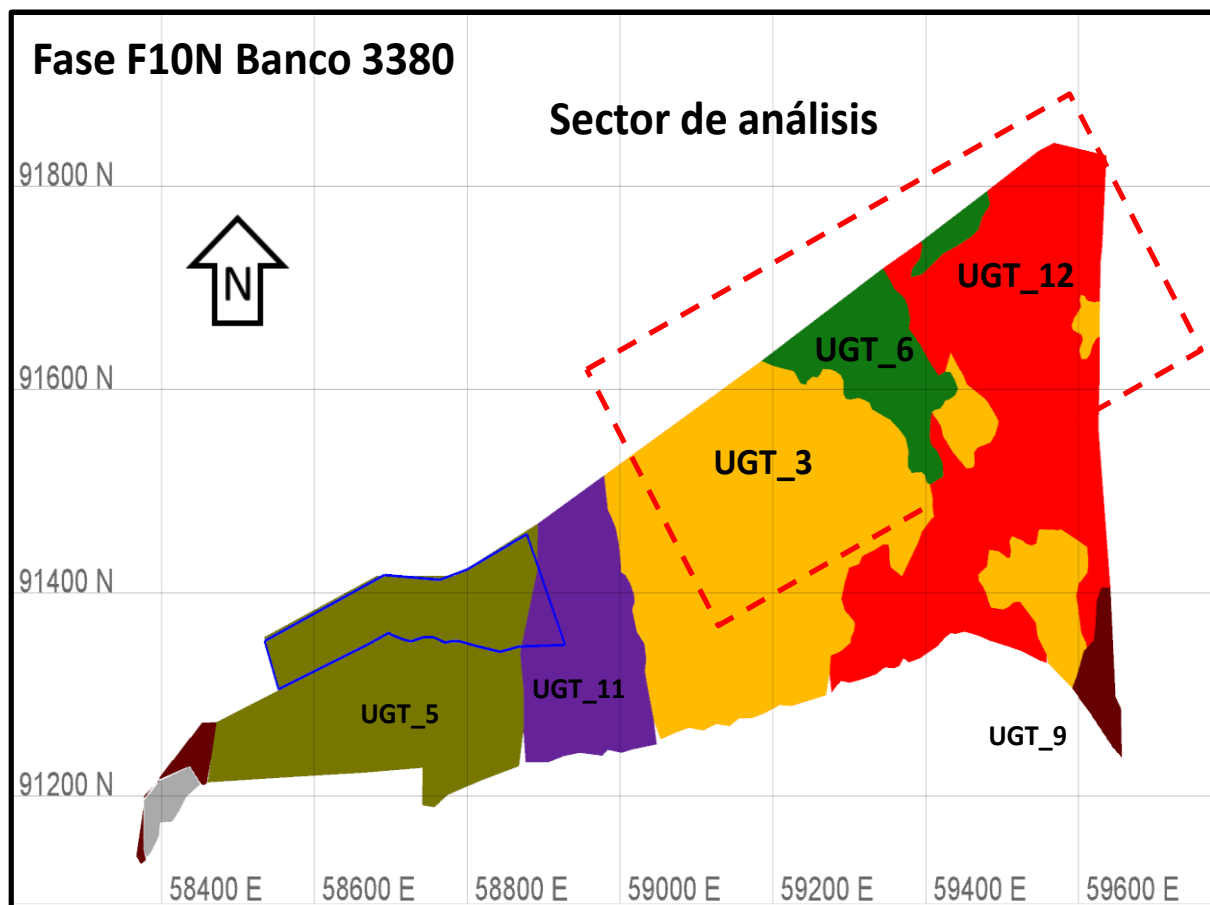


Ilustración 40: Proyección de las UGT en el banco 3380 de F10N (Fuente Propia).

A continuación, se presenta los esquemas de diseño y carguío de precortes para bancos doble y bancos simples sobre las UGT03-UGT06-UGT12, Unidades Geotécnicas donde se enfoca el sector de estudio. Es importante añadir que el diámetro de perforación de precortes es 6 ½ [in], el diámetro del explosivo es 1 ½ [in], el espaciado entre pozos de precorte es de 2.0 [m] y el

explosivo a utilizar corresponde a Enaline, suministrado a la Mina Los Pelambres a través de la empresa Enaex.

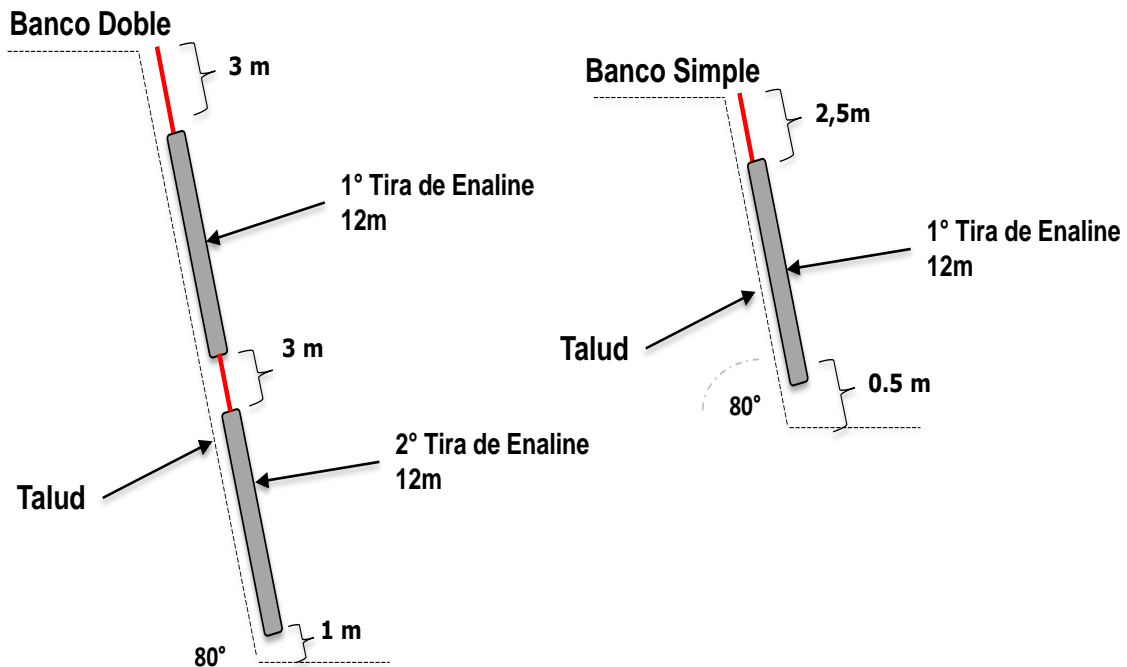


Ilustración 41: Esquema de diseño y carguío de precorte (Manual de Diseño de Perforación y Tronadura ENAEX, 2019).

Con respecto al diseño de perforación y tronadura actual de las UGT03 y UGT12 de la Fase F10N, se tiene el siguiente perfil de cargas destacando el uso del explosivo Blendex-930 en las líneas Buffer N°1 y Buffer N°2, el uso del explosivo Blendex-950 para la línea de Producción N°1 y el uso de Vertex-50 para las sucesivas líneas de Producción:

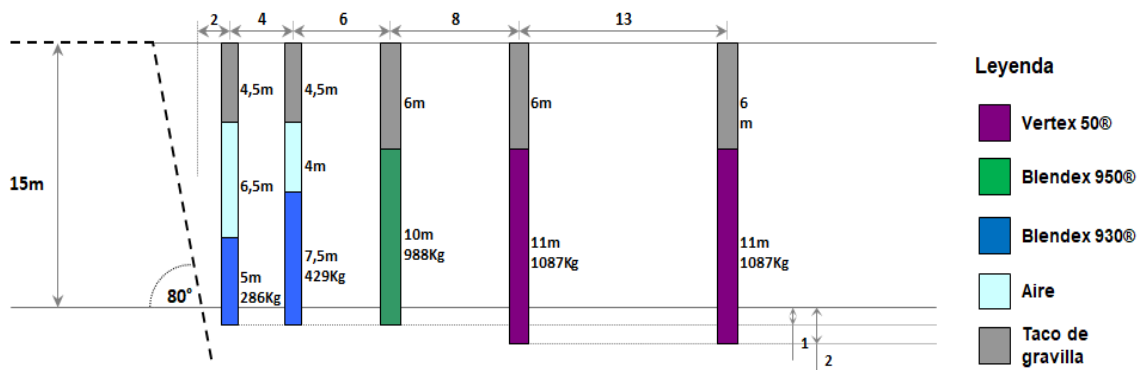


Ilustración 42: Perfil de cargas de las UGT03 y UGT12 Pelambres (Manual de Diseño de Perforación y Tronadura ENAEX, 2019).

Del mismo modo, se presenta el diseño de tronadura para las UGT03 y UGT12 en primera pasada, se indica principalmente el burden, espaciamiento, pasadura, largo del taco, diámetro de perforación y factor de carga.

UGT3-UGT12 1 Pasada	DP [pulg]	B [m]	S [m]	J [m]	A. sup	Q Fondo/Columna			Taco [m]	D.Seg.[m]	F.C. [g/ton]	
					A. inf	Agente	H [m]	Q [Kg]		SD[m/k ^{1/3}]		
Buffer 1	10 5/8	6	6	1	6,5	B-930	5	286	4,5	187 1,44	200	
Buffer 2	10 5/8	6	8	1	4	B-930	7,5	429	4,5	250 1,26	225	
Producción 1	12 1/4	8	11	1		B-950	10	988	6	353 1,12	282	
Producción 2	12 1/4	13	14	2		V-50	11	1087	6	353 1,12	150	
Producción	12 1/4	13	14	2		V-50	11	1087	6	353 1,12	150	
Indíces Ponderados	Costos x2dets	Trad Elec	9,9 10,4	cUS/t cUS/t					I. Perf. Total	211 t/m	F. Carga Total	190 g/t

Ilustración 43: Parámetros del diseño de tronadura en UGT03 y UGT12 (Manual de Diseño de Perforación y Tronadura ENAEX, 2019).

De igual manera, se adjunta el perfil de cargas de la UGT6 en Fase F10N, recalcar que para las líneas Buffer N°1, Buffer N°2 y Producción N°1 se utiliza el explosivo Blendex-930 y para las siguientes filas de producción hasta el borde del banco, se emplea el explosivo Vertex-50.

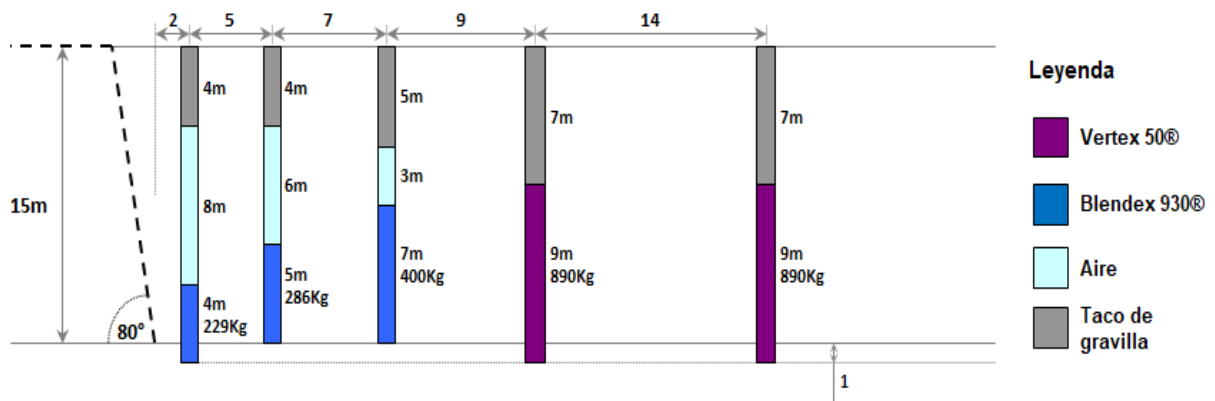


Ilustración 44: Perfil de cargas de la UGT06 (Manual de Diseño de Perforación y Tronadura ENAEX, 2019).

También se presenta el detalle del diseño de tronadura para las UGT06 en primera pasada, se indica principalmente el burden, espaciamiento, pasadura, largo del taco, diámetro de perforación y factor de carga.

UGT-4-5-6-7-8 1P-Min	DP [plg]	B [m]	S [m]	J [m]	A sup	Q Fondo/Columna			Taco [m]	D.Seg.[m]	F.C. [g/ton]
					A inf	Agente	H [m]	Q [Kg]		SD[m/k ^{1/3}]	
Buffer 1	10 5/8	7	6	1	8	B-930	4	229	4	187	145
										1,44	
Buffer 2	10 5/8	7	8	0	6	B-930	5	286	4	234	136
										1,3	
Producción 1	10 5/8	9	10	0	3	B-930	7	400	5	220	119
										1,33	
Producción	12 1/4	14	14	1		V-50	9	890	7	269	121
										1,27	
Indices Ponderados	Costos x2dets	Trad Elec	7 7,5	cUS/t cUS/t				I. Perf. Total	226 t/m	F. Carga Total	126 g/t

Ilustración 45: Parámetros del diseño de tronadura en UGT06 (Manual de Diseño de Perforación y Tronadura ENAEX, 2019).

4.1 Metodología de trabajo

En torno a lo observado en terreno y a los antecedentes existentes sobre la condición a estudiar, se propone la siguiente metodología de trabajo:

- Evaluar la condición estructural actual de Mina Los Pelambres a partir de una conciliación de los cumplimientos de las líneas de diseño, específicamente de la Fase F10N, en base a los deslizamientos observados y análisis de estabilidad sobre los mecanismos de falla identificando principales zonas, fases, UGT con pérdidas de berma significativas.
- A partir de mediciones de vibraciones y registros históricos, se desarrollará un estudio de vibraciones inducidas por tronadura en campo cercano según el modelo de Holmberg-Persson.
- Evaluar desde una componente vibracional los diseños actuales de perforación y tronadura de Mina Los Pelambres.
- Generar un modelo en términos de control de daño por vibraciones cuantificado mediante PPV crítica calibrado a macizo rocoso mediante información geotécnica sobre las UGT existentes en la zona de estudio.

- Generar modificaciones sobre el diseño de perforación y tronadura para reducir el daño inducido por tronaduras sobre los futuros bancos a construir para cumplir las líneas de programas y anchos de berma.
- Realizar simulación de la propuesta de diseño.
- Calibración y validación del modelo a partir de mediciones de vibraciones e información proveniente de back analysis.
- Realizar pruebas de auscultación de pozos de la propuesta para validación en terreno.

4.2 Plan de trabajo para análisis estructural

Como respecto al estudio de la condición geomecánica-estructural de la Fase F10N correspondiente al análisis del primer factor contribuyente en la pérdida del ancho de berma, se presenta a continuación, el plan de trabajo respectivo destacando que dicho factor es justificado bajo una conciliación geotécnica a nivel banco – berma compuesta por tres principales hitos, estos son la identificación de zonas de daño, la construcción de proyecciones estereográficas para identificar sistemas estructurales que condicionen el éxito en la construcción de taludes mineros y finalmente, un análisis de estabilidad para el procesamiento de información estructural entregada por la Superintendencia de Geotecnia soportado en el uso de softwares geotécnicos (*Dips*, *RocPlane* y *Swedge*).

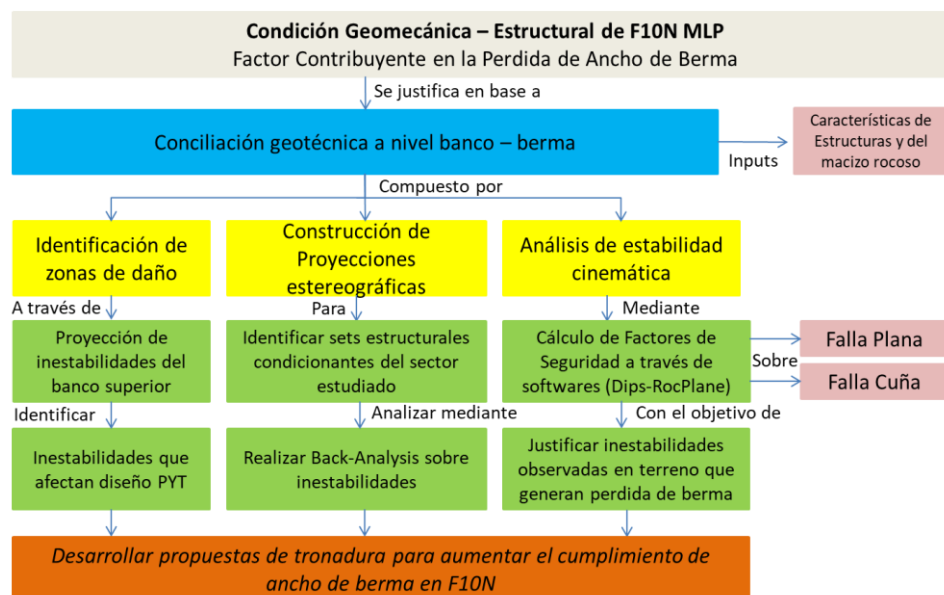


Ilustración 46: Plan de trabajo para evaluar condición geomecánica-estructural de F10N (Elaboración Propia, 2020).

4.3 Plan de trabajo pre tronadura

En base a los antecedentes e información analizada y las condiciones actuales de Mina Los Pelambres, se propone el siguiente plan de trabajo para estimar el daño inducido por tronadura, y de esta forma, aplicarla en el desarrollo de las propuestas de diseño de tronadura:

1. Aplicar el modelo de Holmberg-Persson de campo cercano para estimar la velocidad peak de partícula (PPV). Se utiliza el parámetro de ajuste K50 y alfa, en función de la Unidad Geotécnica presente, además se considera como criterio de aceptabilidad un coeficiente mínimo de correlación de 80.0 [%].
2. Generar ábacos de diseño a partir de la estimación realizada de PPV. Se relaciona la estimación de vibraciones cuantificada mediante PPV con la cantidad lineal de explosivo a una distancia variable de la línea de pozos Buffer N°1, Buffer N°2 y Producción N°1.
3. Generar ábacos de diseño respecto a las configuraciones de tronadura actuales de Mina Los Pelambres y también sobre las propuestas de tronadura, para cuantificar los diseños desde una componente vibracional.
4. Aplicar modelo de daño de PPV crítico escalado a macizo rocoso, para definir las zonas de daño en función de las propuestas de diseño.
5. Establecer modelos de daño para las UGT03-06-12 presentes en la Fase F10N, para así ajustar los diseños de tronadura y reducir el nivel de vibración inducido por tronadura que genera en un cierto porcentaje, la pérdida del ancho de berma.
6. Diseñar y ajustar propuestas de tronadura en función de PPV crítico escalado a macizo rocoso para las distintas UGT.

En base a lo mencionado anteriormente, se indica de forma gráfica el plan de trabajo de tronadura adoptado para el análisis del segundo factor contribuyente correspondiente al diseño de tronadura desde una componente vibracional.

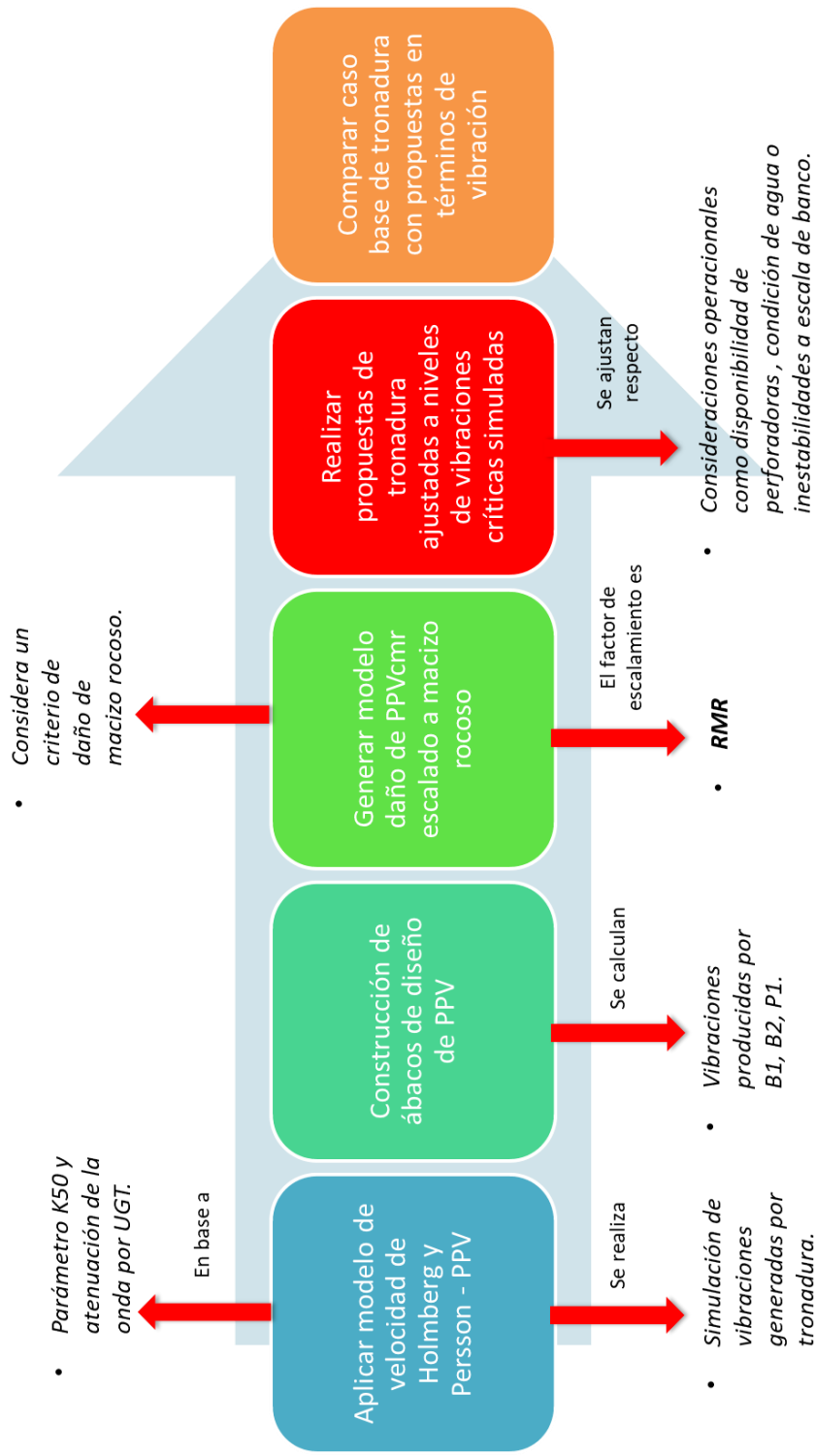


Ilustración 47: Plan de trabajo de condición de tronadura en F10N (Elaboración Propia, 2020).

4.4 Plan de trabajo post tronadura

En el siguiente esquema se presenta el plan de trabajo post tronadura, el cual tiene como objetivo evaluar la aplicación de la propuesta de tronadura implementada en base a una conciliación estructural post tronadura donde el principal factor evaluado es el ancho de berma, como también el análisis de los datos obtenidos a partir de la medición de vibraciones mediante geófonos, donde se comparan las vibraciones reales con respecto a las simuladas según el estudio de vibraciones inducidas por tronadura en campo cercano.

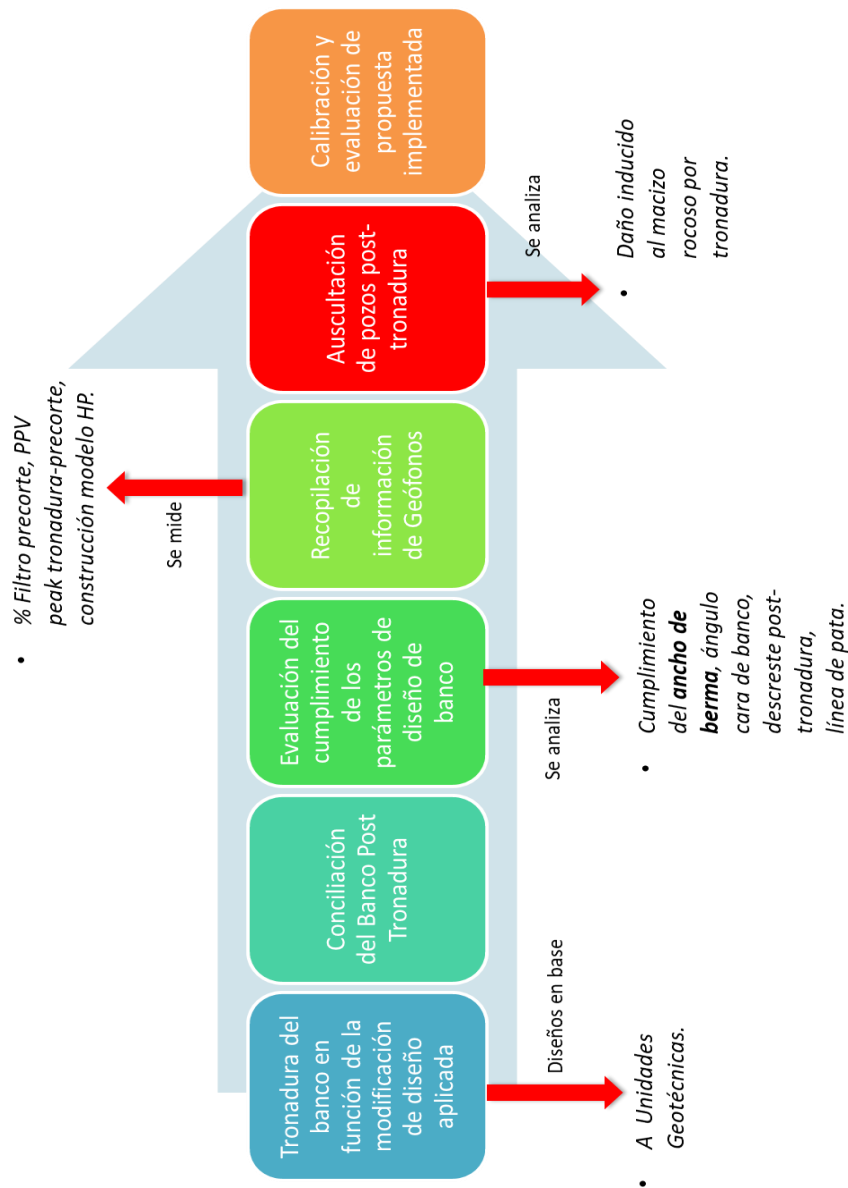


Ilustración 48: Plan de trabajo de condición post-tronadura en F10N (Elaboración Propia, 2020).

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE RESULTADOS

5.1 Conciliación geotécnica a nivel banco – berma

Se analiza como primer factor contribuyente en la pérdida del ancho de berma, la condición geomecánica-estructural de la Fase F10N. Para ello, se construyen proyecciones estereográficas de las estructuras críticas declaradas en los bancos 3440-3410-3380, además de realizar un análisis de estabilidad a nivel banco-berma sobre los mecanismos de falla identificados.

Para complementar, se adjunta una imagen de la Fase F10N, específicamente de los bancos 3470-3440-3410, de esta forma, se corrobora el control estructural existente en el sector de estudio, donde se identifican los sistemas principales NE (Noreste). De forma esquemática, se muestran las estructuras a escala banco-berma con orientación NE.



Ilustración 49: Condición estructural actual de F10N, Mina Los Pelambres (Fuente Propia).

Las Unidades Geotécnicas presentes en Fase F10N, específicamente en el banco 3380-3365 (bancos en proceso de construcción), son las UGT03-UGT06-UGT12. Es por ello, que a continuación se adjunta la conciliación estructural histórica de las UGT mencionadas anteriormente (reportadas por la Superintendencia de Geotecnia), para así, indicar la información estructural actual que existe sobre la zona de estudio y poder comparar dicha información, con la conciliación geotécnica a realizar. Específicamente, se adjunta para cada una de las UGT presentes en el sector de análisis, los sets estructurales principales, junto con la proyección estereográfica pertinente. Destacar que las proyecciones informadas por la Superintendencia de Geotecnia se construyen a partir de mapeos lineales en terreno, información histórica de sondajes y mapeos tipo cell-mapping. Dicha información se integra y proyecta mediante el uso del software Dips 6.0.

- UGT03-Secundario:

Se adjuntan los sets estructurales principales de la UGT03:

Tabla 15: Sets estructurales de UGT03.

SET	Dip [°]	Dip/Dir [°]	Longitud [m]	Espaciamiento [m]
1	54	125	6.16	1.4
2	78	36	4.28	1.4
3	37	238	1.69	0.1

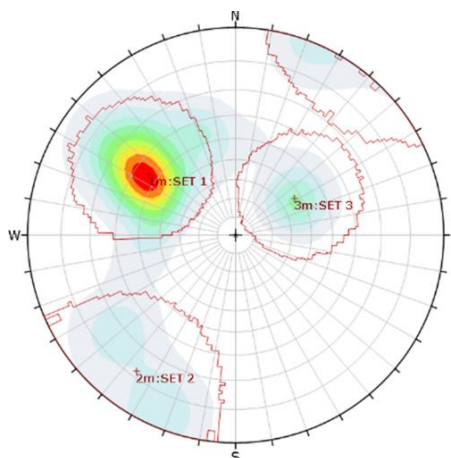


Ilustración 50: Análisis estereográfico de la UGT03, Mina Los Pelambres (Modelo Estructural MLP, 2018).

- UGT06-Andesita Oeste Superior:

Se adjuntan los sets estructurales principales de la UGT06:

Tabla 16: Sets estructurales de UGT06.

SET	Dip [°]	Dip/Dir [°]	Longitud [m]	Espaciamiento [m]
1	64	128	4.3	0.1
2	80	204	2.7	0.4

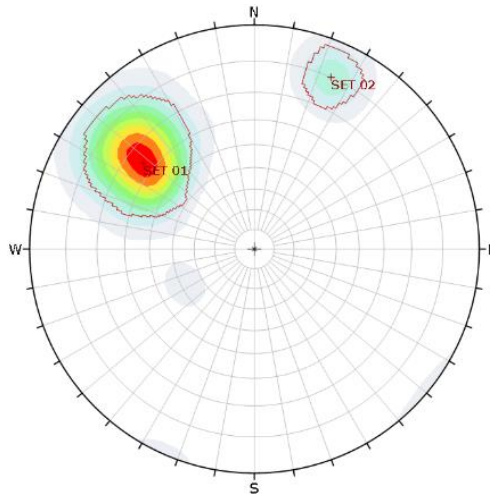


Ilustración 51: Análisis estereográfico de la UGT06, Mina Los Pelambres (Modelo Estructural MLP, 2018).

- UGT12-Intrusivos Menores Secundarios:

Se adjuntan los sets estructurales principales de la UGT012:

Tabla 17: Sets estructurales de UGT12.

SET	Dip [°]	Dip/Dir [°]	Espaciamiento [m]
1	52	125	0.2
2	70	216	0.6
3	42	247	0.8

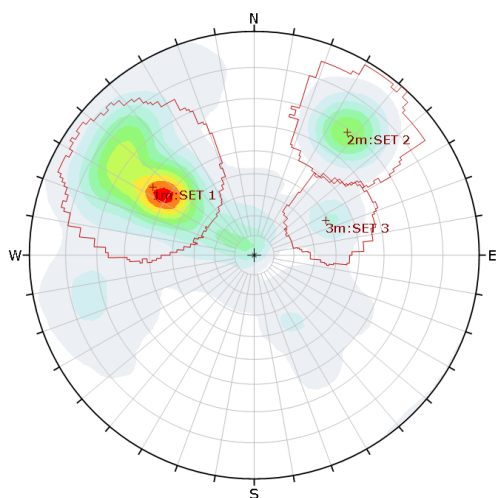


Ilustración 52: Análisis estereográfico de la UGT012, Mina Los Pelambres (Modelo Estructural MLP, 2018).

En torno a la información estereográfica de las UGT03-06-12, se identifica una condición estructural principal de orientación Noreste, la cual es observada claramente en terreno. Particularmente, el set principal N°1 de la UGT03 tiene una orientación Dip/DipDirection de $54^{\circ}/125^{\circ}$, para la UGT06, el set principal presenta una orientación de $64^{\circ}/128^{\circ}$, y respecto a la UGT12, la orientación principal es de $52^{\circ}/125^{\circ}$.

Continuando con la conciliación geotécnica a nivel banco-berma de Fase F10N, se construye una proyección estereográfica considerando las estructuras críticas declaradas que generan mecanismos de falla plana y cuñas en el sector de estudio. Cabe decir, que para la construcción estereográfica, se utiliza la información estructural crítica de los bancos mencionados anteriormente detallando el análisis respecto al desarrollo minero de los bancos en primera y segunda pasada.

Se muestra en las siguientes ilustraciones, la condición geotécnica crítica por banco, junto con una proyección de las estructuras con su respectiva orientación, tipos de estructuras, mecanismos de falla correspondientes y el volumen proyectado de la inestabilidad. Recordar que las proyecciones se realizan mediante el software Vulcan.

- Banco 3425-F10N:

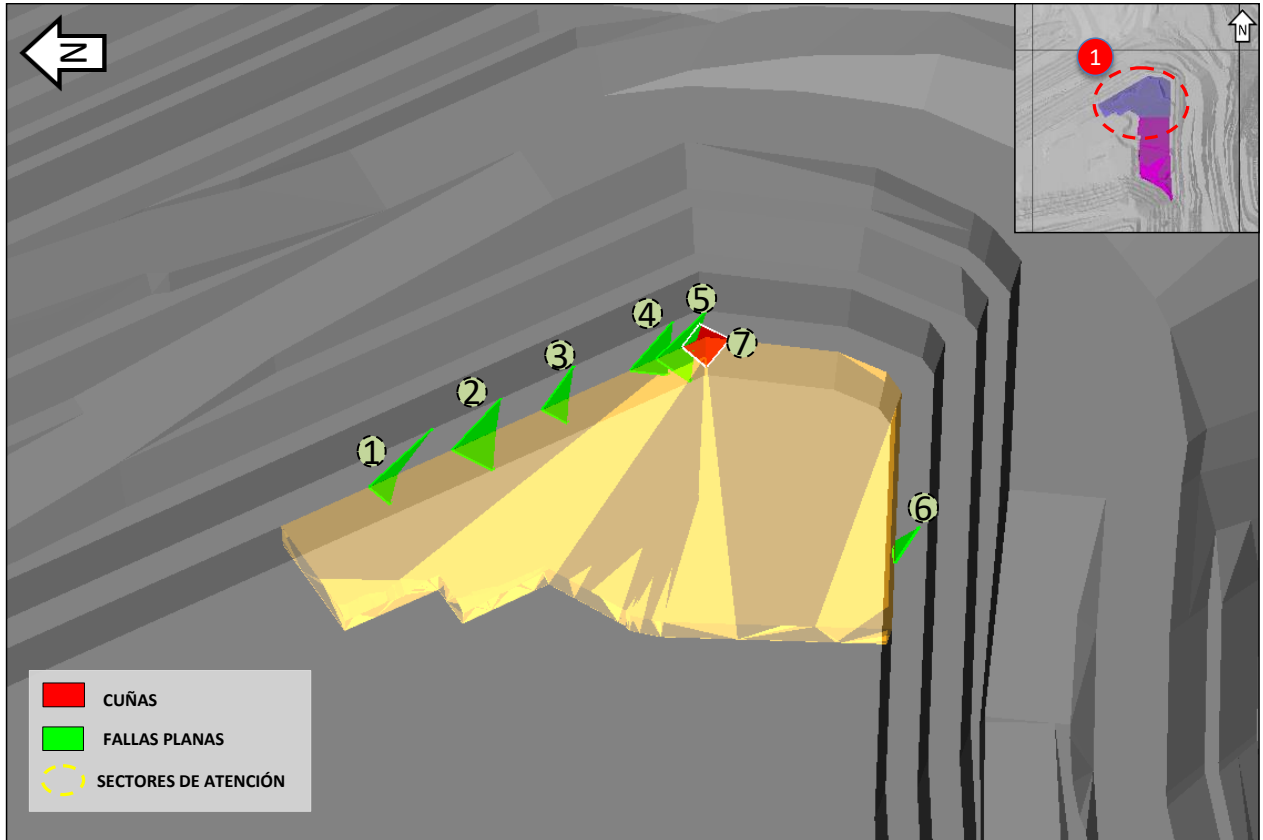


Ilustración 53: Condición geotécnica crítica del banco 3425, Fase F10N (Fuente Propia).

Tabla 18: Mecanismos de inestabilidad del banco 3425.

ID Mecanismo Inestabilidad	Tipo Mecanismo Inestabilidad	Tipo Estructura	Dip/DipDir [°]	Volumen Aproximado [m ³]
1	Falla Plana	Joint (J)	70/131	1,223
2	Falla Plana	Falla (F)	64/127	2,612
3	Falla Plana	Veta (V)	61/120	1,024
4	Falla Plana	Joint (J)	52/195	1,294
5	Falla Plana	Veta Falla (VF)	68/130	2,025
6	Falla Plana	Joint (J)	38/298	229

- Banco 3410-F10N:

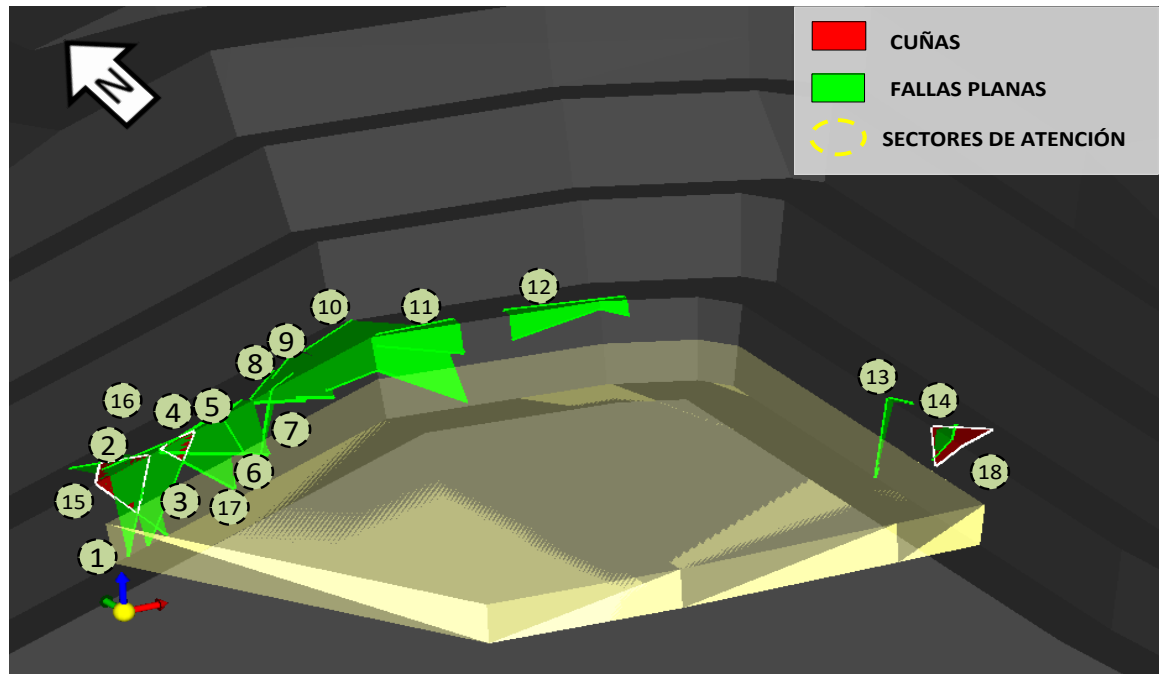


Ilustración 54: Condición geotécnica crítica del banco 3410, Fase F10N (Fuente Propia).

Tabla 19: Mecanismos de inestabilidad del banco 3410.

ID Mecanismo Inestabilidad	Tipo Mecanismo Inestabilidad	Tipo Estructura	Dip/DipDir [°]	Volumen Aproximado [m ³]
1	Falla Plana	Joint (J)	60/185	1,724
2	Falla Plana	Joint (J)	57/121	2,198
3	Falla Plana	Joint (J)	72/157	1,099
4	Falla Plana	Joint (J)	74/145	647
5	Falla Plana	Veta Falla (VF)	72/147	583
6	Falla Plana	Joint (J)	76/140	186
7	Falla Plana	Veta (V)	86/141	68
8	Falla Plana	Joint (J)	41/132	477
9	Falla Plana	Joint (J)	43/132	1,191
10	Falla Plana	Joint (J)	38/145	5,061
11	Falla Plana	Joint (J)	59/180	319

12	Falla Plana	Joint (J)	51/194	383
13	Falla Plana	Joint (J)	82/245	101
14	Falla Plana	Joint (J)	57/302	164
15	Cuña	Joint (J)	60/185	830
		Joint (J)	57/121	
16	Cuña	Joint (J)	72/157	324
		Veta (V)	50/102	
17	Cuña	Joint (J)	74/145	26
		Joint (J)	72/157	
18	Cuña	Joint (J)	41/330	708
		Joint (J)	64/222	

- Banco 3395-F10N:

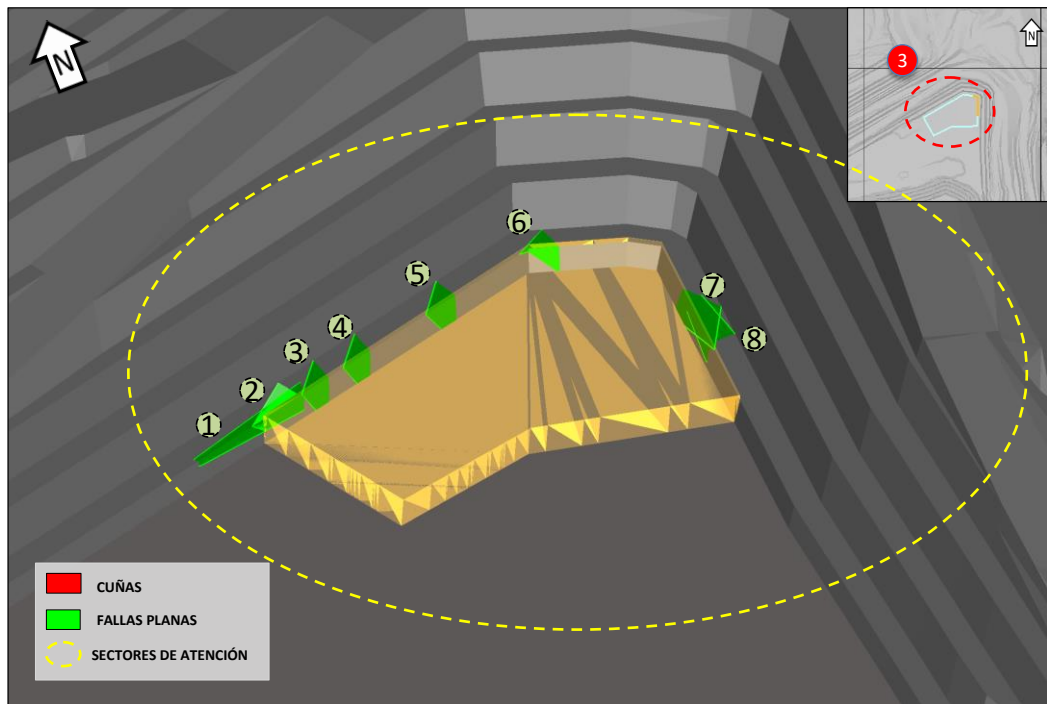


Ilustración 55: Condición geotécnica crítica del banco 3395, Fase F10N (Fuente Propia).

Tabla 20: Mecanismos de inestabilidad del banco 3395.

ID Mecanismo Inestabilidad	Tipo Mecanismo Inestabilidad	Tipo Estructura	Dip/DipDir [°]	Volumen Aproximado [m ³]
1	Falla Plana	Joint (J)	42 / 147	2,297
2	Falla Plana	Joint (J)	54 / 129	4,226
3	Falla Plana	Joint (J)	61 / 121	2,404
4	Falla Plana	Joint (J)	61 / 121	2,407
5	Falla Plana	Joint (J)	58 / 120	2,625
6	Falla Plana	Joint (J)	39 / 137	1,102
7	Falla Plana	Joint (J)	35 / 295	4,296

- Banco 3380-F10N:

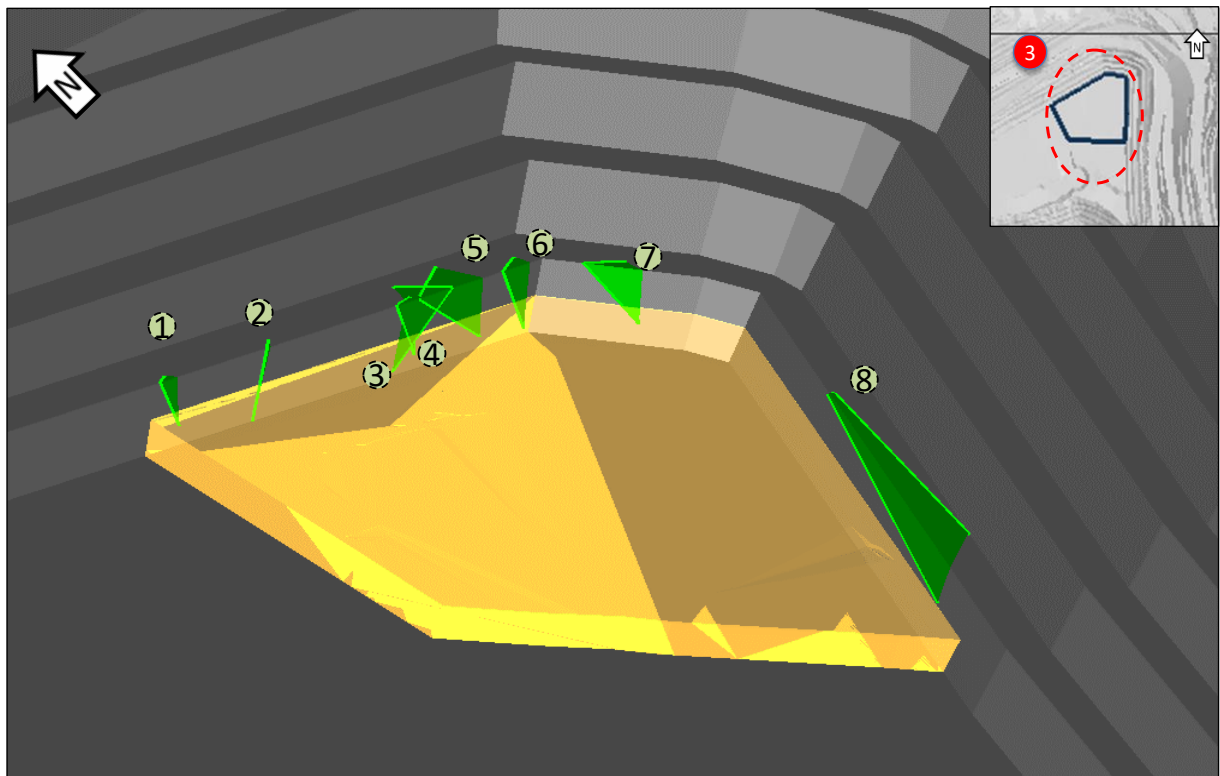


Ilustración 56: Condición geotécnica crítica del banco 3380, Fase F10N (Fuente Propia).

Tabla 21: Mecanismos de inestabilidad del banco 3380.

ID Mecanismo Inestabilidad	Tipo Mecanismo Inestabilidad	Tipo Estructura	Dip/DipDir [°]	Volumen Aproximado [m ³]
1	Falla Plana	Joint (J)	65 / 127	97
2	Falla Plana	Joint (J)	84 / 116	58
3	Falla Plana	Joint (J)	59 / 174	1,377
4	Falla Plana	Joint (J)	73 / 139	111
5	Falla Plana	Joint (J)	47 / 124	2,350
6	Falla Plana	Falla (F)	67 / 128	466
7	Falla Plana	Joint (J)	63 / 171	444
8	Falla Plana	Joint (J)	29 / 263	6,298

En función de las estructuras críticas indicadas anteriormente, se presenta a continuación la proyección estereográfica crítica de la Fase F10N:

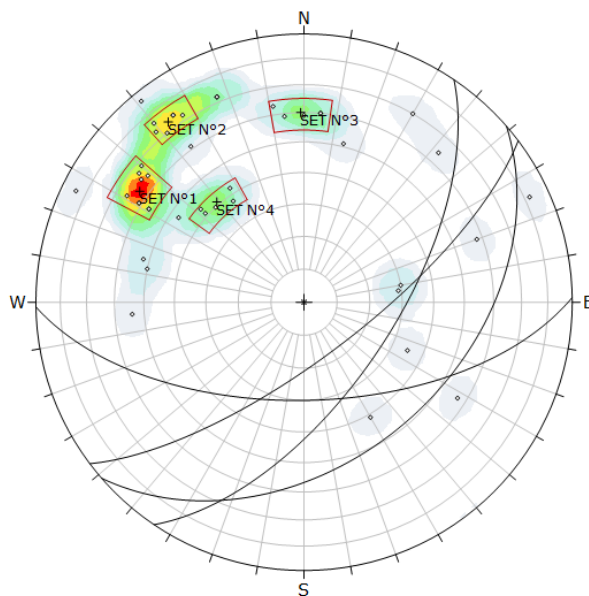


Ilustración 57: Proyección estereográfica de estructuras críticas de F10N (Elaboración propia).

A partir de la proyección estereográfica anterior, se identifican cuatro sets estructurales principales, estos se indican a continuación:

Tabla 22: Set estructurales identificados a partir de la proyección estereográfica crítica.

SET	Dip [°]	Dip/Direction [°]
1	63	124
2	73	143
3	60	179
4	41	139
N° DATOS: 45		

En torno a la proyección estereográfica de las estructuras que generan mecanismos de inestabilidad en la Fase F10N, se observa una clara tendencia estructural de orientación preferencial NE, que corrobora las fallas planas observables en terreno (Ilustración N°49) y se relaciona con los sets estructurales principales declarados por la Superintendencia de Geotecnia para las UGT03-06-12. Para complementar la información, se genera un histograma con los manteos de las estructuras críticas declaradas mediante el software Dips.

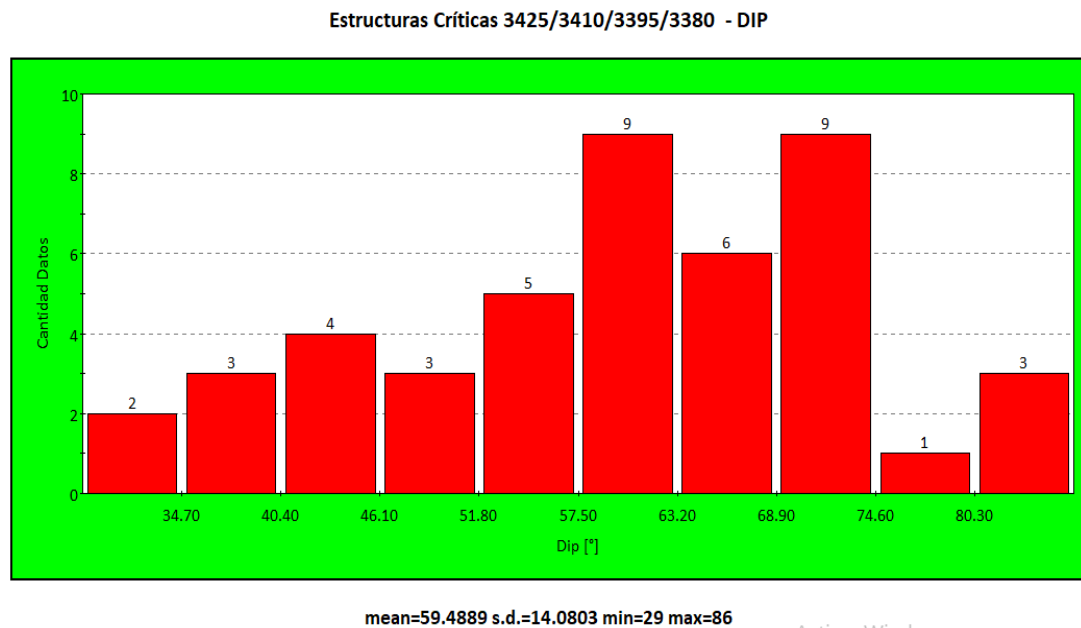


Ilustración 58: Histograma de los manteos de las estructuras críticas declaradas (Fuente Propia).

Respecto al histograma anterior, se tiene que el Dip promedio de las estructuras críticas declaradas es 60° , existiendo una gran cantidad de estructuras con manteos que superan los 68° . Indicar que el ángulo cara de banco en el sector estudiado es de 80° , por lo que la mayoría de las estructuras afloran hacia el talud del banco, generando una condición estructural crítica.

Pero la información presentada anteriormente, no se correlaciona con las cuñas visibles en la Fase F10N, mecanismos de inestabilidad que producen en un cierto porcentaje, las pérdidas del ancho de berma en la zona de análisis. Es por ello, que se genera una proyección estereográfica completa, considerando toda la información histórica en términos de mapeos estructurales existentes de la Fase F10N. El objetivo de este análisis es identificar un conjunto de sets estructurales que refleje la condición estructural actual de la Fase F10N, donde a nivel de banco-berma, se presentan en mayor cantidad, fallas planas y fallas en cuñas.

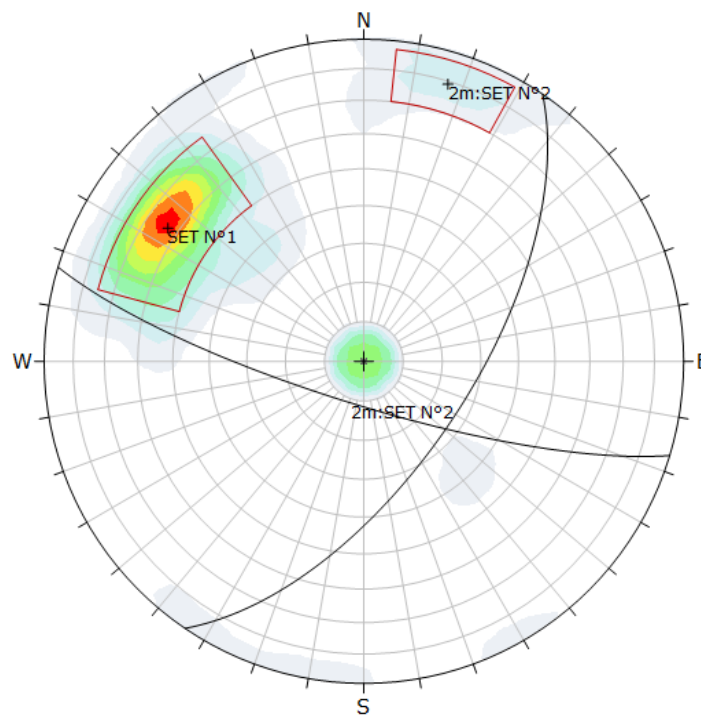


Ilustración 59: Proyección estereográfica de todos los mapeos de F10N (Elaboración propia).

A partir de la proyección estereográfica que considera los mapeos estructurales históricos de la Fase F10N, se identifican dos sets estructurales principales, estos se presentan en la siguiente tabla resumen:

Tabla 23: Set estructurales identificados a partir de la proyección estereográfica total.

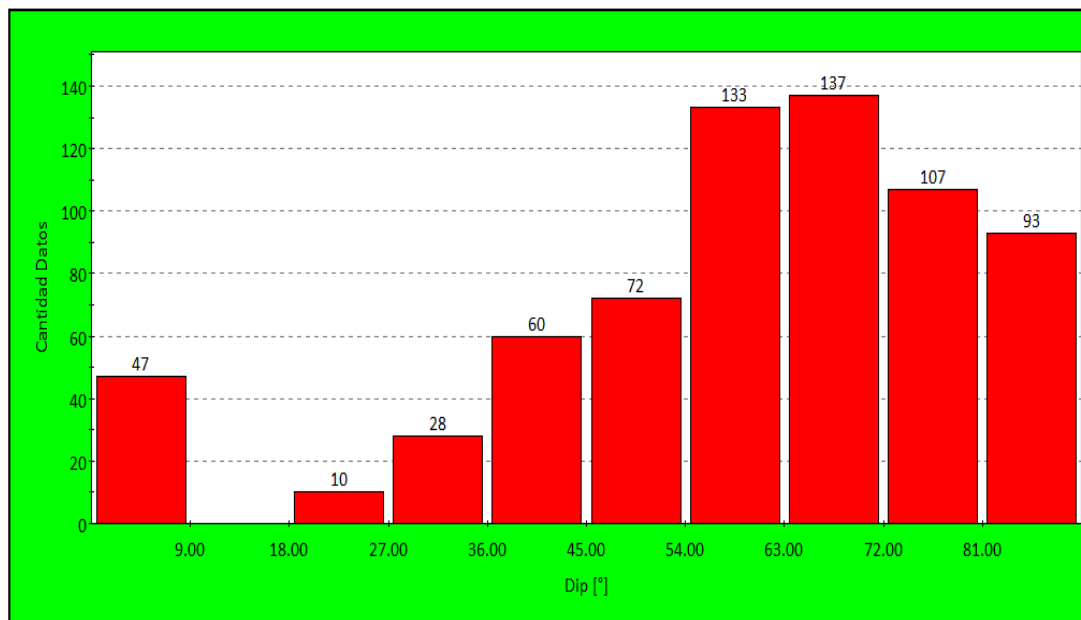
SET	Dip [°]	Dip/Direction [°]
1	63	124
2	79	197
N° DATOS: 687		

El set estructural N°1, en función de su orientación NE, se correlaciona directamente con los sets estructurales declarados para las UGT03-06-12 y, además, genera potenciales mecanismos de falla plana respecto a la orientación preferencial del talud en la Fase F10N, el cual tiene un DipDirection de $130^\circ \pm 30^\circ$ y un ángulo cara de banco de 80° .

Del mismo modo, el set estructural N°2 de orientación $79^\circ/197^\circ$, se relaciona con el plano secundario observado en terreno que produce los mecanismos de falla en cuña al interceptar al set N°1, provocando de esa forma, la inestabilidad a nivel de banco. En resumen, los mecanismos de inestabilidad con total control estructural a nivel banco-berma presentes en la Fase F10N, generan descrestes en los bancos analizados, favoreciendo la pérdida del ancho de berma por el deslizamiento de los planos de debilidad, lo cual reduce significativamente la capacidad de contención de posibles derrames.

Para complementar la información, se genera un histograma con los manteos de las estructuras mapeadas en la Fase F10N, donde se tiene un promedio de 59° , existiendo una gran cantidad de estructuras con manteos que superan los 63° .

Conciliación Estructural 3425/3410/3395/3380 Dip



mean=59.1485 s.d.=22.1045 min=0 max=90

Ilustración 60: Histograma de los manteos de estructuras declaradas en F10N (Fuente Propia).

Continuando con la conciliación geotécnica de la Fase F10N, para relacionar la condición estructural actual con las pérdidas del ancho de berma, se realiza un análisis de estabilidad cinemático sobre los bancos 3425-3410-3395-3380, con el objetivo de corroborar la formación de fallas planas y cuñas a escala de banco. Además, se construye una proyección estereográfica específica por banco analizado y se calculan una serie de factores de seguridad considerando la siguiente información:

- I. Las propiedades resistentes de las estructuras según el tipo de relleno presente (*FS Residual Relleno*).
- II. Las propiedades residuales declaradas por la Superintendencia de Geotecnia (*FS Residual Ajuste*).
- III. Las propiedades resistentes de las estructuras reducidas en un 50.0 [%] producto del efecto de la tronadura (*FS Residual Relleno Tronadura*).
- IV. Las propiedades residuales reducidas en un 50.0 [%] producto del efecto de la tronadura (*FS Residual Ajuste Tronadura*).

- Análisis cinemático-Banco 3425

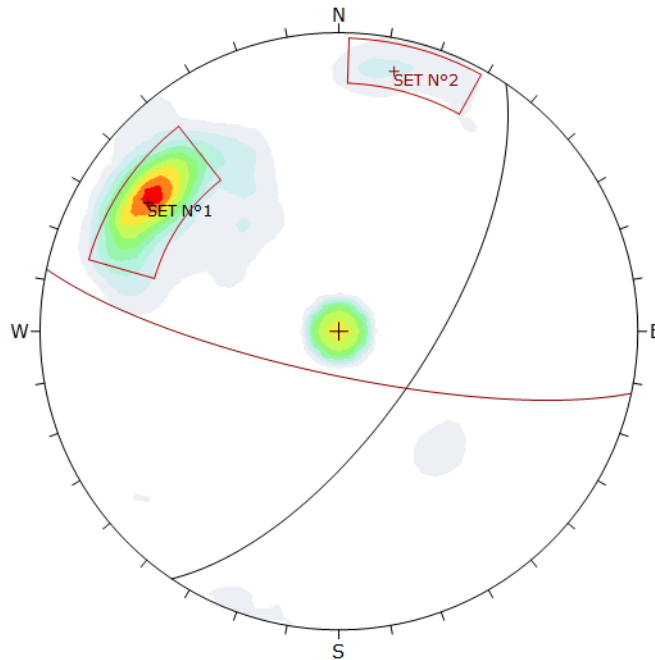


Ilustración 61: Proyección estereográfica del Banco 3425, Fase F10N (Fuente Propia).

Respecto a la proyección estereográfica del banco 3425, se identifican los siguientes sets estructurales:

Tabla 24: Sets estructurales del banco 3425.

SET	Dip [°]	Dip/Direction [°]
1	66	124
2	78	192

En base a los sets principales del banco 3425, se hace un análisis cinemático para identificar posibles inestabilidades a nivel de banco-berma.

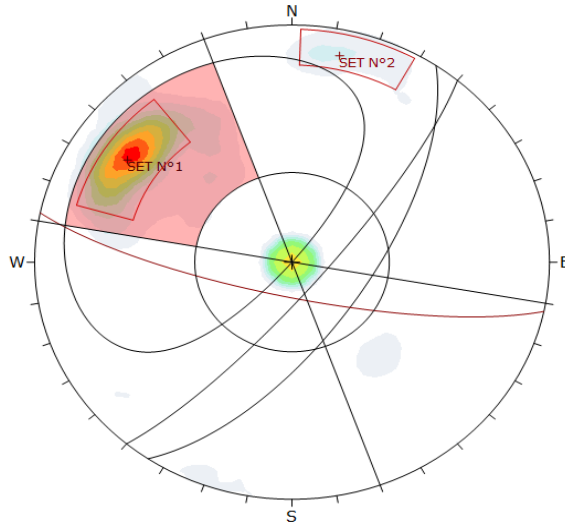


Ilustración 62: Análisis para definir falla plana en 3425 (Fuente Propia).

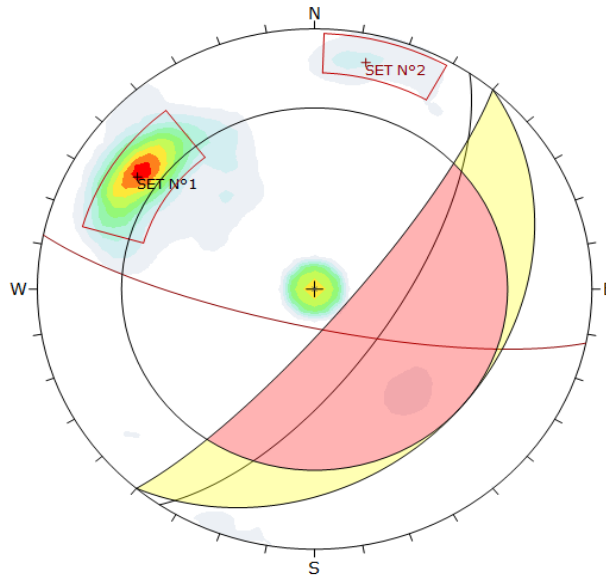


Ilustración 63: Análisis para definir falla en cuña 3425 (Fuente Propia).

En torno a los análisis cinemáticos, los cuales consideran un ángulo cara de banco de 80° , un ángulo de fricción de 31° y una orientación DipDirection del talud de $130^\circ \pm 30^\circ$, se justifica la formación de fallas planas según el set estructural N°1. Este set estructural tiene una orientación NE claramente identificado en terreno (Ilustración 49) y en las proyecciones estereográficas de las UGT03-06-12. Del mismo modo, se justifica la formación de cuñas respecto a la intersección de los sets estructurales N°1 y N°2, condición actual de Mina Los Pelambres.

Por último, se realiza un análisis de estabilidad, considerando las estructuras críticas declaradas (Ilustración N°50). Este análisis se adjunta en la siguiente tabla resumen, indicando el tipo de relleno presente en la estructura, junto con el ángulo de fricción residual del relleno y la cohesión residual del relleno:

Tabla 25: Análisis de estabilidad del banco 3425.

ID Mecanismo Inestabilidad	Tipo Relleno	Ángulo de Fricción [°] Residual del Relleno	Cohesión Residual [kPa] Relleno	FS Residual Relleno	FS Residual Ajuste	FS Residual Relleno	FS Residual Ajuste
1	SI	28.5	63.3	2.1	1.9	1.1	1.1
2	SR	29.3	53.4	1.3	1.4	0.7	0.8
3	SI	28.5	63.3	1.3	1.3	0.8	0.8
4	ARC	29.7	103.5	1.7	1.1	1.0	0.8
5	YS	30.0	96.3	2.6	1.7	1.4	0.9
7	SI	28.5	63.3	2.9	2.2	1.7	1.3
	OXFE	30.4	93.4				

Con respecto a la tabla anterior, se tiene que todas las estructuras críticas declaradas tienen un factor de seguridad superior a la unidad considerando los parámetros cohesivos y friccionantes declarados por la Superintendencia de Geotecnia (59 [kPa] y 31[°]) para las estructuras identificadas. Luego, en primera instancia, no existen potenciales activaciones de mecanismos de falla. Pero al considerar el efecto de la tronadura sobre las propiedades geomecánicas de las estructuras, se tiene que los mecanismos de inestabilidad N° 2-3-4-5 presentan un factor de seguridad inferior a la unidad, por tanto, se espera que dichas estructuras se descarguen debido al efecto de la detonación de la carga explosiva y su impacto sobre la reducción de las propiedades resistentes de las estructuras.

Por otra parte, los mecanismos de inestabilidad N° 1-7, luego de aplicar el efecto de la tronadura, mantienen un factor de seguridad superior a la unidad geotécnica, por lo que dichas estructuras se mantendrán estables posterior a la detonación.

- Análisis cinemático-Banco 3410

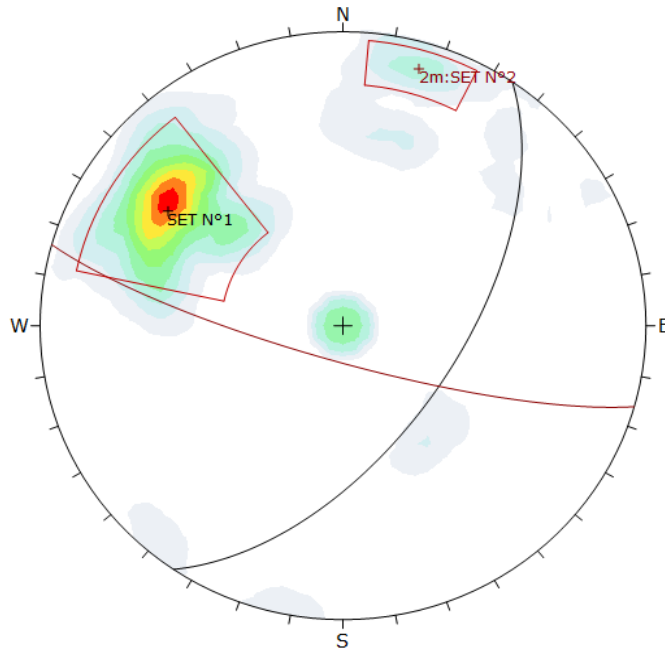


Ilustración 64: Proyección estereográfica del Banco 3410, Fase F10N (Fuente Propia).

A partir de la proyección estereográfica del banco 3410, se identifican los siguientes sets estructurales:

Tabla 26: Sets estructurales del banco 3410.

SET	Dip [°]	Dip/Direction [°]
1	59	124
2	80	196

Respecto a los sets principales del banco 3410, se realiza un análisis cinemático para identificar posibles inestabilidades a nivel banco-berma.

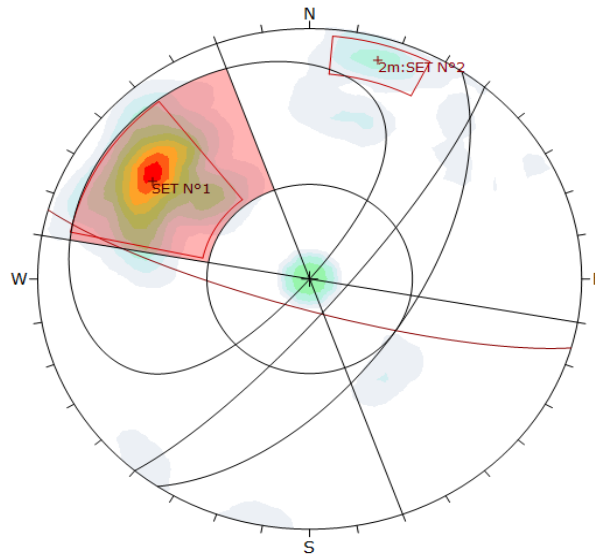


Ilustración 65: Análisis para definir falla plana en 3410 (Fuente Propia).

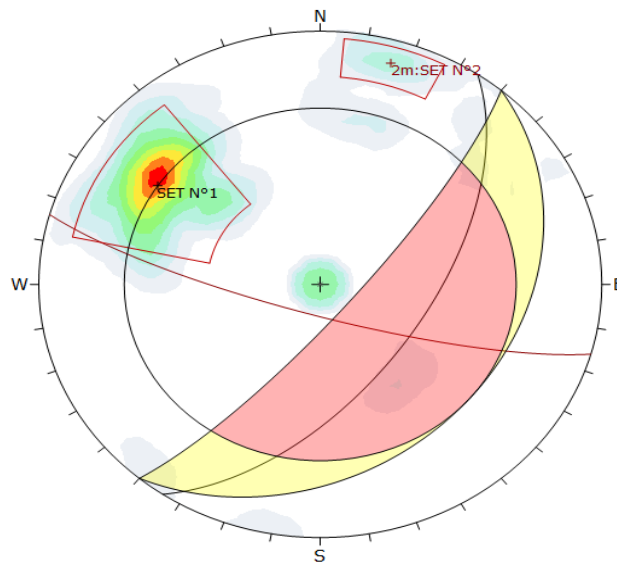


Ilustración 66: Análisis para definir falla en cuña 3410 (Fuente Propia).

En torno a los análisis cinemáticos, según un ángulo cara de banco de 80° , un ángulo de fricción de 31° y una orientación del talud de $130^\circ \pm 30^\circ$, se justifica la formación de fallas planas a partir del set estructural N°1, el cual tiene una orientación NE claramente identificado en terreno. Se justifica la formación de cuñas respecto a la intersección de los sets estructurales N°1 y N°2, condición actual de Mina Los Pelambres.

Por último, se realiza un análisis de estabilidad, según las estructuras críticas declaradas (Tabla N°26). Este análisis se adjunta en la siguiente tabla resumen:

Tabla 27: Análisis de estabilidad del banco 3410.

ID Mecanismo Inestabilidad	Tipo Relleno	Ángulo de Fricción [°] Residual del Relleno	Cohesión Residual [kPa] Relleno	FS Residual Relleno	FS Residual Ajuste	FS Residual Relleno	FS Residual Ajuste
9	SI	28.5	63.3	1.2	1.2	0.9	0.9
10	SR	29.3	53.4	1.2	1.3	0.9	0.9
11	SR	29.3	53.4	1.1	1.2	0.7	0.8
12	SR	29.3	53.4	1.0	1.1	0.7	0.8
14	SR	29.3	53.4	1.1	1.2	0.7	0.8
15	SR	29.3	53.4	1.7	1.7	1.0	1.1
	SI	28.5	63.3				
16	SR	29.3	53.4	1.1	0.9	0.8	0.7
	OXFE	30.4	93.4				
17	SR	29.3	53.4	1.5	1.7	0.9	0.9
	SR	29.3	53.4				

- Análisis cinemático-Banco 3395

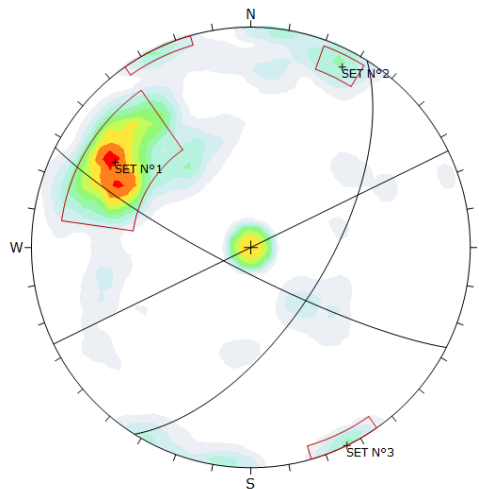


Ilustración 67: Proyección estereográfica del Banco 3395, Fase F10N (Fuente Propia).

Según la proyección estereográfica anterior, se identifican los siguientes sets estructurales:

Tabla 28: Set estructurales del banco 3395.

SET	Dip [°]	Dip/Direction [°]
1	62	122
2	81	207

En base a los sets principales del banco 3395, se realiza un análisis cinemático para identificar posibles inestabilidades a nivel banco-berma.

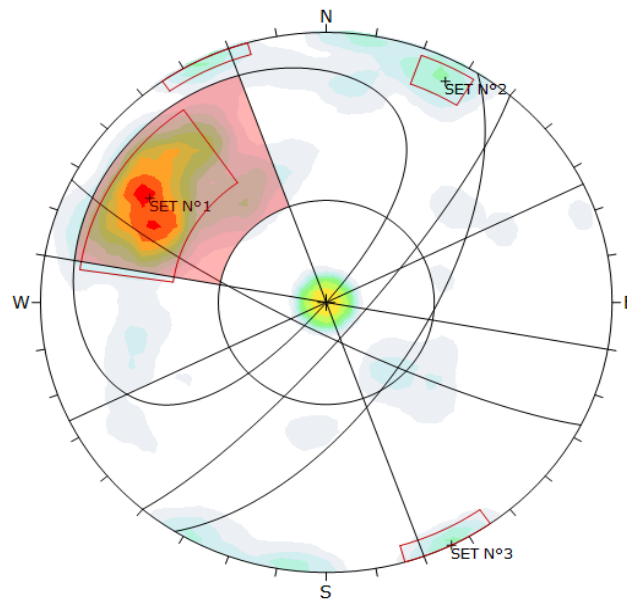


Ilustración 68: Análisis para definir falla plana en 3395 (Fuente Propia).

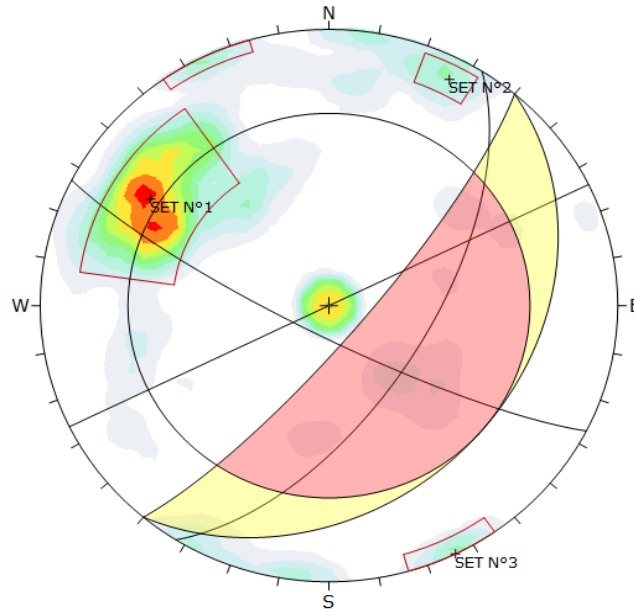


Ilustración 69: Análisis para definir falla en cuña 3395 (Fuente Propia).

Con respecto al análisis cinemáticos realizado, se justifica la formación de fallas planas según el set estructural N°1, de orientación NE, similar al identificado en terreno y al observado en las proyecciones estereográficas de las UGT03-06-12. De esta misma forma, se justifica la formación de cuñas respecto a la intersección de los sets estructurales N°1 y N°2.

Para finalizar, se realiza un análisis de estabilidad, considerando las estructuras críticas declaradas (Tabla N°28). Este análisis se adjunta en la siguiente tabla resumen:

Tabla 29: Análisis de estabilidad del banco 3395.

ID Mecanismo Inestabilidad	Tipo Relleno	Ángulo de Fricción [°] Residual del Relleno	Cohesión Residual [kPa] Relleno	FS Residual Relleno	FS Residual Ajuste	FS Residual Relleno	FS Residual Ajuste
1	OxFe	30.4	93.4	1.58	1.21	1.06	0.88
2	SR	29.3	53.4	1.05	1.14	0.68	0.75
3	SR	29.3	53.4	1.16	1.27	0.69	0.76
4	SR	29.3	53.4	1.16	1.27	0.69	0.76
5	SR	29.3	53.4	1.09	1.19	0.68	0.75
6	SR	29.3	53.4	1.14	1.24	0.84	0.91

7	SR	29.3	53.4	1.25	1.35	0.95	1.02
8	SR	29.3	53.4	1.39	1.51	1.08	1.17

Con respecto a la tabla anterior, se tiene que los mecanismos de inestabilidad N° 1-2-3-4-5-6 presentan un factor de seguridad inferior a la unidad al considerar el efecto de la tronadura sobre las propiedades geomecánicas de las estructuras, por tanto, se espera que dichas estructuras se descarguen debido al efecto de la detonación de la carga explosiva al momento de la tronadura.

- Análisis cinemático-Banco 3380

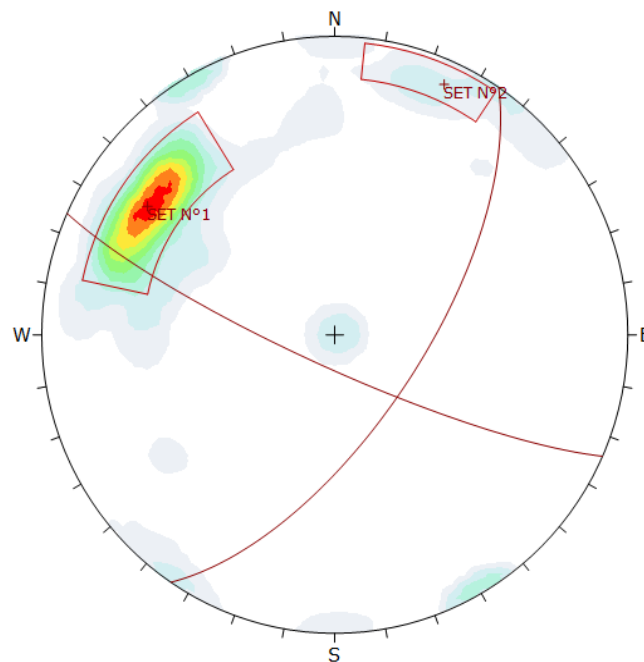


Ilustración 70: Proyección estereográfica del Banco 3380, Fase F10N (Fuente Propia).

Observando la proyección estereográfica del banco 3380, se identifican los siguientes sets estructurales:

Tabla 30: Set estructurales del banco 3380.

SET	Dip [°]	Dip/Direction [°]
1	66	124
2	81	204

Con los sets principales del banco 3380, se realiza un estudio cinemático para identificar posibles inestabilidades a escala de banco.

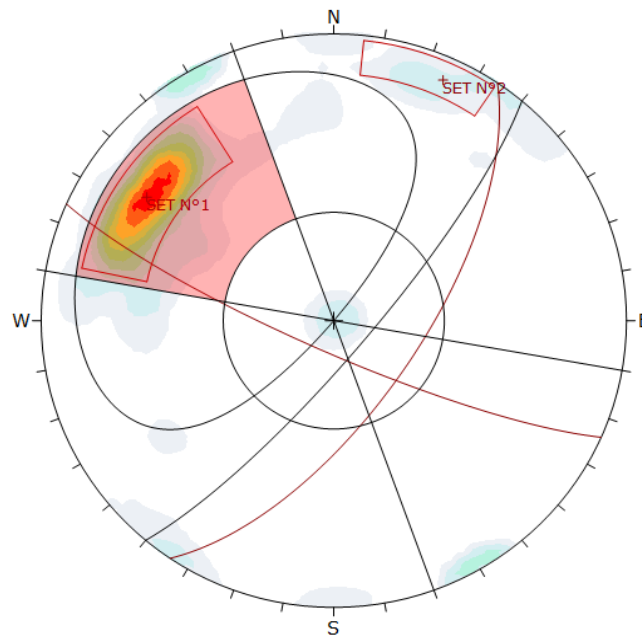


Ilustración 71: Análisis para definir falla plana en 3380 (Fuente Propia).

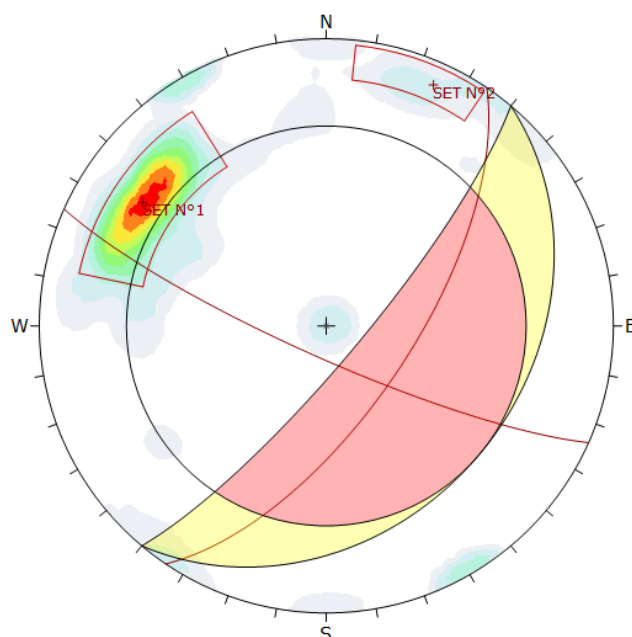


Ilustración 72: Análisis para definir falla en cuña 3380 (Fuente Propia).

Según los análisis cinemáticos, los cuales consideran un ángulo cara de banco de 80° , un ángulo de fricción de 31° y una orientación DipDirection del talud de $130^\circ \pm 30^\circ$, se justifica la formación de fallas planas según el set estructural N°1, el cual tiene una orientación NE claramente identificado en terreno y en las proyecciones estereográficas de las UGT03-06-12. Del mismo modo, se justifica la formación de cuñas respecto a la intersección de los sets estructurales N°1 y N°2, condición actual de Mina Los Pelambres.

Finalmente, se realiza un análisis de estabilidad, considerando las estructuras críticas declaradas (Tabla N°30). Este análisis se adjunta en la siguiente tabla resumen, indicando el tipo de relleno presente en la estructura, junto con el ángulo de fricción residual del relleno y la cohesión residual del relleno:

Tabla 31: Análisis de estabilidad del banco 3380.

ID Mecanismo Inestabilidad	Tipo Relleno	Ángulo de Fricción [°] Residual del Relleno	Cohesión Residual [kPa] Relleno	FS Residual Relleno	FS Residual Ajuste	FS Residual Relleno	FS Residual Ajuste
1	ARC	29.7	103.5	2.37	1.45	1.29	0.83
3	ARC	29.7	103.5	1.91	1.22	1.07	0.75

4	SR	29.3	53.4	2.39	2.65	1.24	1.38
5	OXFE	30.4	93.4	1.55	1.15	1.00	0.80
6	YS	30	96.3	2.33	1.59	1.33	0.89
7	SR	29.3	53.4	1.22	1.34	0.71	0.79
8	SR	29.3	53.4	1.42	1.55	1.12	1.21

Según la tabla anterior, se tiene que los mecanismos de inestabilidad N° 1-3-5-6-7 presentan un factor de seguridad inferior a la unidad al considerar el efecto de la tronadura sobre la reducción de las propiedades geomecánicas de las estructuras, por tanto, se espera que dichas estructuras se descarguen debido al efecto de la detonación de la carga explosiva.

5.2 Revisión de mecanismos de inestabilidad en Fase F10N

Con el propósito de identificar y revisar los principales mecanismos de inestabilidad que han generado pérdidas significativas de ancho de berma, se compara un scanner del sector de estudio (Ilustración 73) con respecto al diseño mina de largo plazo. A partir de la comparación realizada en Vulcan, se identifican los sectores afectados por los fallamientos en cuña observados en la Fase F10N, entre los bancos 3470 y 3395. El análisis se representa en la siguiente ilustración:

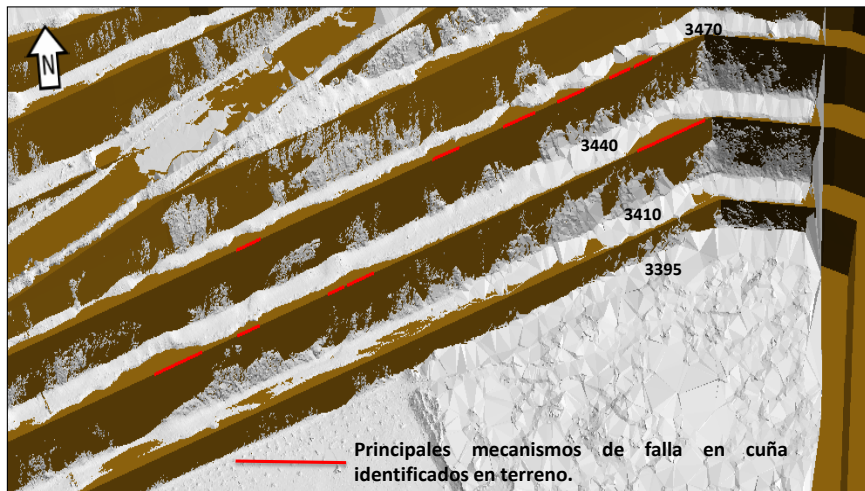


Ilustración 73: Comparación entre la topografía actual de Fase F10N y el diseño mina (Fuente Propia).

Los sectores de la Fase F10N con pérdidas de ancho de berma producto de inestabilidades a escala de banco se marcan de color rojo. En dichos sectores, la berma lograda post tronadura es menor a 11.9 [m], ancho de berma mínimo requerido para contener posibles derrames desde bancos superiores. También se muestran a continuación, las estructuras mapeadas e identificadas que se vinculan con los fallamientos en cuñas observables en la Fase F10N:

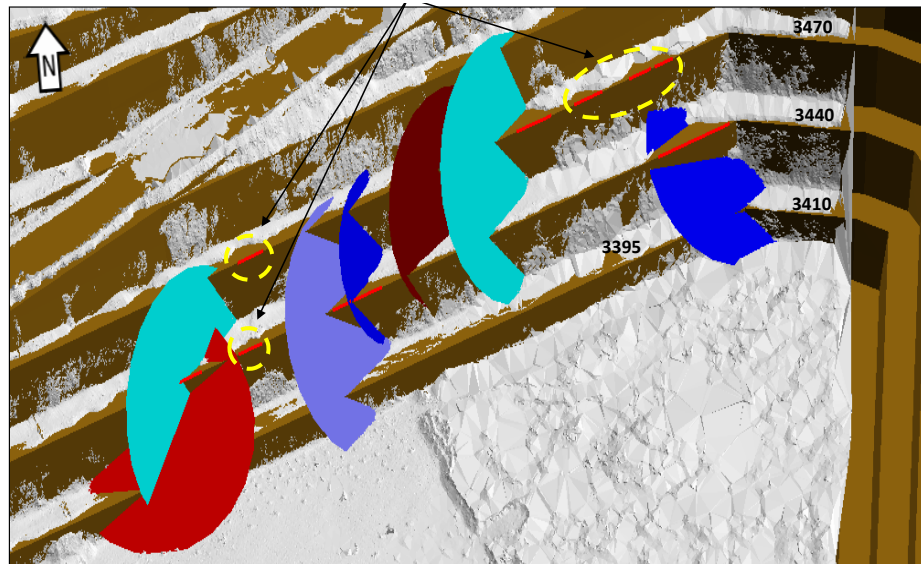


Ilustración 74: Discos estructurales a nivel de banco en Fase F10N (Fuente Propia).

En la siguiente ilustración, se indican las inestabilidades observadas en terreno, las cuales generaron las mayores pérdidas de ancho de berma. Dichas inestabilidades asocian una pérdida promedio de berma de 7.0 [m].



Ilustración 75: Inestabilidades identificadas en terreno, Fase F10N (Fuente Propia).

Se detalla el análisis sobre el scanner topográfico (Ilustración N°73), para de esta forma, realizar un back-análisis de las estructuras que deslizaron en los bancos superiores (3470-3440-3410). De esta manera, se identifican 25 estructuras que favorecieron a la pérdida de ancho de berma. En la siguiente proyección estereográfica, se representan las estructuras observadas:

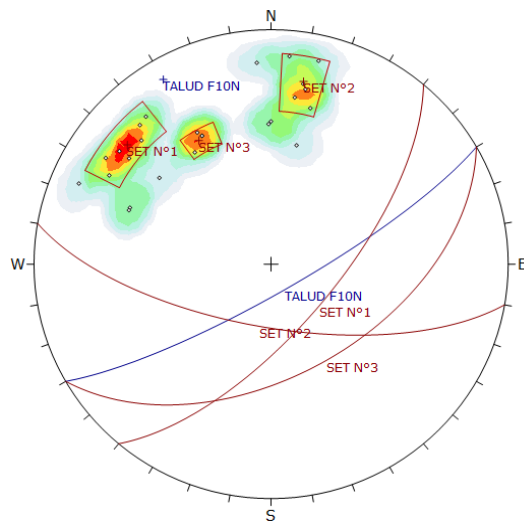


Ilustración 76: Proyección estereográfica de estructuras identificadas mediante scanner (Fuente Propia).

En relación a la proyección estereográfica, se identifican los siguientes sets estructurales que generaron pérdidas de ancho de berma superiores a 7.0 [m].

Tabla 32: Sets estructurales definidos a partir del mapeo geológico sobre el scanner.

SET	Dip [°]	Dip/Direction [°]
1	68	130
2	68	190
3	51	150

Cabe mencionar, que, para el desarrollo del análisis, la orientación del talud de Fase F10N es 80°/150°. En detalle, el sistema estructural N°1, de orientación NE, se correlaciona con la información existente de las UGT03-06-12, según el modelo estructural de Mina Los Pelambres.

Además, corresponde a un potencial set estructural para la formación de fallas planas, situación que se refleja en terreno y en los análisis presentados anteriormente. Por otro lado, el sistema estructural N°2, con orientación preferencial NW, se asocia a discontinuidades de baja extensión que son difíciles de identificar en terreno, por lo que a partir de este back-análisis de estructuras que deslizaron y provocaron pérdidas de ancho de berma, se concluye que el set N°2, es el conjunto de planos secundarios que al interactuar con el set N°1, producen cuñas a nivel banco-berma, reduciendo el ancho efectivo de la berma.

De modo similar, el sistema estructural N°3, de orientación subparalelo al talud de Fase F10N, favorece la generación de fallas planas. Destacar que dicho set estructural no se había logrado identificar antes, ya que su orientación desfavorable para el mapeo geotécnico no permitía su registro.

En resumen, se identifican los tres principales sets estructurales que generan inestabilidades con total control estructural a escala de banco, y con esto, se justifica que la condición geomecánica-estructural de Fase F10N, es un factor contribuyente para las pérdidas de ancho de berma registradas actualmente en la zona de estudio.

Con el objetivo de justificar el impacto de la condición estructural sobre el cumplimiento de las líneas de diseño, y considerando los resultados obtenidos a partir del back-análisis que se realiza en función de los mecanismos de inestabilidad observados a través del scanner, se realiza un análisis cinemático de estabilidad a partir de los tres sets estructurales mencionados anteriormente, los resultados se presentan a continuación:

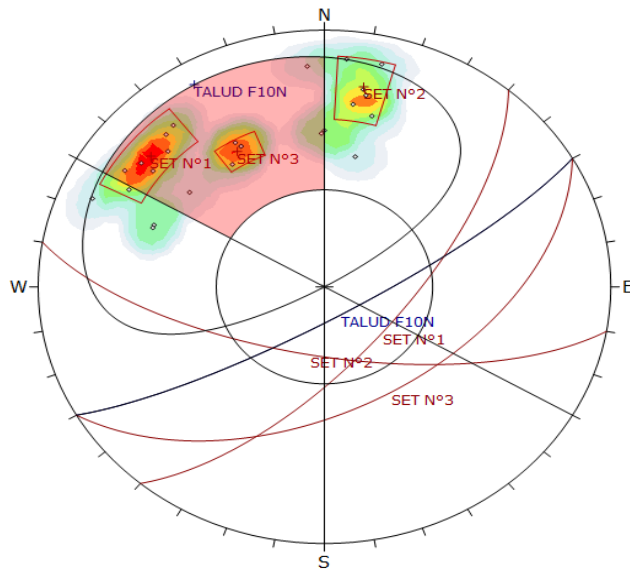


Ilustración 77: Análisis cinemático de estabilidad respecto a la información del scanner (Fuente Propia).

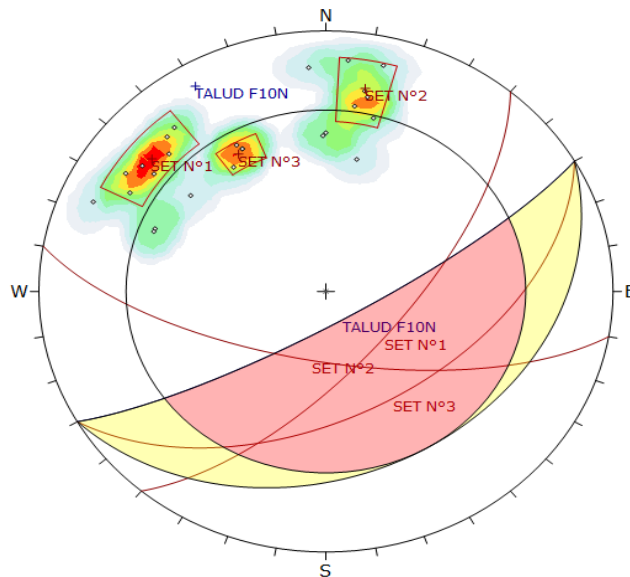


Ilustración 78: Análisis cinemático respecto a la información del scanner (Fuente Propia).

Se generan potenciales mecanismos de falla plana con los sets estructurales N°1-3, producto de sus orientaciones con respecto al talud de F10N. Del mismo modo, se producen inestabilidades tipo cuña con la intersección entre el set estructural N°1 y el set estructural N°2. Esto explica las cuñas descargadas en terreno y con ello, las pérdidas de ancho de berma.

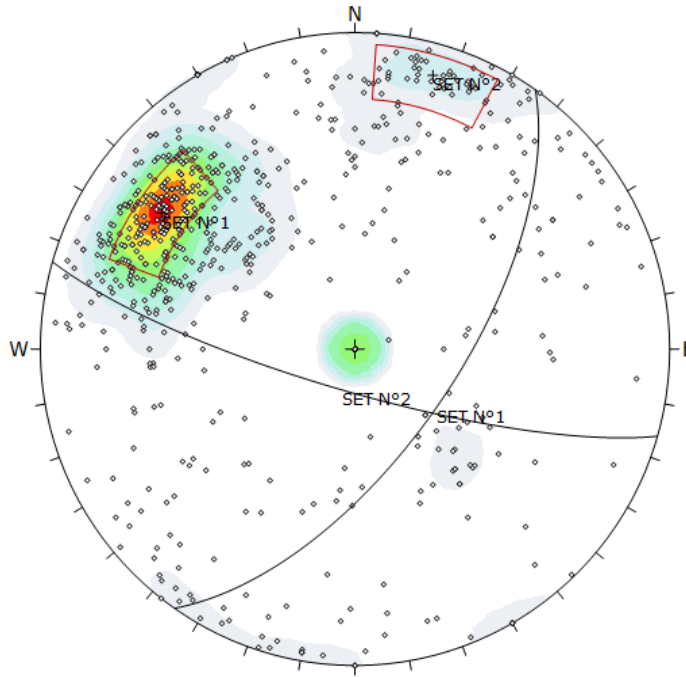
Tabla 33: Factor de seguridad de las inestabilidades críticas identificadas.

Dip [°]	Dip Direction [°]	Tipo Mecanismo Inestabilidad	FS Residual Ajuste Tronadura
54	112	Cuña	0.74
75	176		
50	128	Cuña	0.89
65	191		
48	146	Falla Plana	0.79
54	111	Falla Plana	0.75
51	180	Falla Plana	0.77
67	119	Falla Plana	0.71
64	127	Cuña	1.21
78	193		
72	123	Falla Plana	0.80
52	152	Falla Plana	0.61
54	151	Falla Plana	0.75
69	127	Falla Plana	0.66

5.3 Propuesta de diseño a nivel banco - berma

Con el objetivo de reducir las pérdidas de ancho de berma en Fase F10N, se propone una modificación del diseño minero, justificado a través de un análisis de equilibrio límite a escala banco-berma. La propuesta de modificación se valida según los resultados obtenidos por la empresa INGEOL, consultora experta en tronadura contratada por Mina Los Pelambres, para analizar de forma paralela la situación actual de la Fase F10N.

El análisis a escala banco-berma, inicia con una conciliación estructural completa de Fase F10N, considerando toda la información estructural histórica del sector de estudio, y también incorporando las estructuras identificadas mediante el back-análisis presentado anteriormente. En base a esto, se construye la siguiente proyección estereográfica base para el desarrollo del análisis de diseño a escala de banco:



*Ilustración 79: Proyección estereográfica para el desarrollo del estudio a escala de banco
(Fuente Propia).*

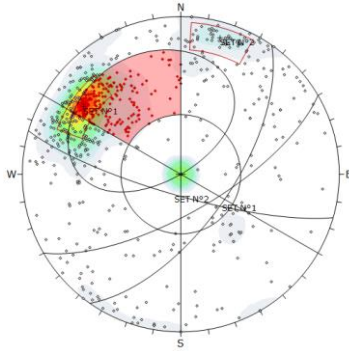
En torno a la proyección estereográfica, se determinan los siguientes sets estructurales, que serán utilizados para el desarrollo del análisis:

Tabla 34: Set estructurales a utilizar para el análisis banco-berma.

SET	Dip [°]	Dip/Direction [°]
1	64	125
2	79	196

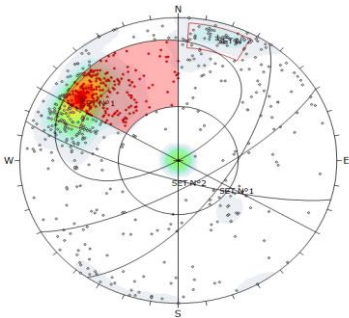
Para desarrollar la propuesta de modificación, se realiza un análisis cinemático respecto a los sets estructurales indicados en la tabla N°34, pero variando el ángulo cara de banco, con el propósito de cuantificar la cantidad de estructuras que generan potenciales mecanismos de falla plana y cuña. Los ángulos cara de banco evaluados son: 70°, 75° y 80°.

- Mecanismo de Falla Plana



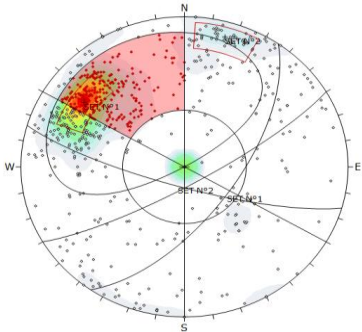
Mecanismo Falla Plana			
Parámetro	Critical	Total	%
Planar Sliding (All)	197	712	27.67
Planar Sliding (Set 1)	95	154	61.69
Slope Dip [°]	70		
Slope Dip Direction [°]	150 ± 30		
Friction Angle [°]	31		

Ilustración 80: Análisis cinemático de falla plana con un ángulo cara de banco de 70°.



Mecanismo Falla Plana			
Parámetro	Critical	Total	%
Planar Sliding (All)	233	712	32.72
Planar Sliding (Set 1)	118	154	76.62
Slope Dip [°]	75		
Slope Dip Direction [°]	150 ± 30		
Friction Angle [°]	31		

Ilustración 81: Análisis cinemático de falla plana con un ángulo cara de banco de 75°.



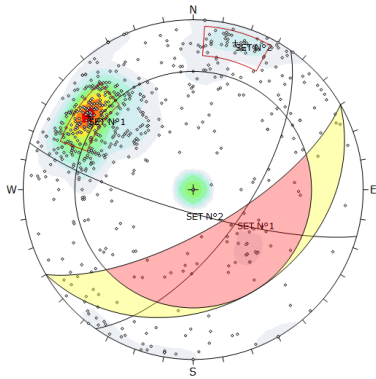
Mecanismo Falla Plana			
Parámetro	Critical	Total	%
Planar Sliding (All)	255	712	35.81
Planar Sliding (Set 1)	118	154	76.62
Slope Dip [°]	80		
Slope Dip Direction [°]	150 ± 30		
Friction Angle [°]	31		

Ilustración 82: Análisis cinemático de falla plana con un ángulo cara de banco de 80°.

Para un ángulo cara de banco de 70°, se obtiene que el 27.7 [%] de las estructuras consideradas para el análisis, forman potenciales mecanismos de inestabilidad. Por otra parte, utilizando un ángulo de 75°, el porcentaje de estructuras totales que generan potenciales inestabilidades es un 32.7 [%]. Finalmente, para un ángulo cara de banco de 80°, el porcentaje de potenciales inestabilidades es de 35.8 [%].

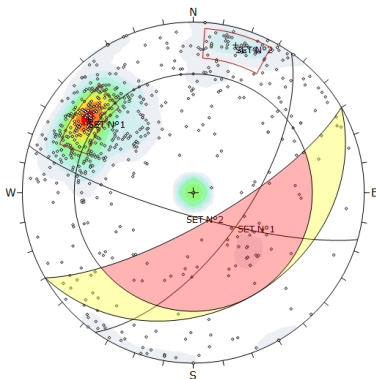
En síntesis, a medida que el ángulo cara de banco aumenta, la cantidad de potenciales inestabilidades tipo falla plana a escala banco-berma aumenta, ya que al tener un mayor ángulo, las estructuras afloran con mayor facilidad en el talud del banco analizado.

- Mecanismo de Falla Cuña



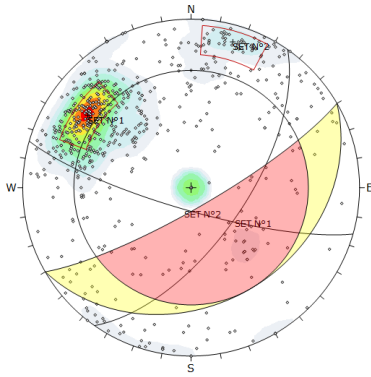
Mecanismo Falla Cuña			
Parámetro	Critical	Total	%
Wedge Sliding	100684	251980	39.96
Slope Dip [°]	70		
Slope Dip Direction [°]	150 ± 30		
Friction Angle [°]	31		

Ilustración 83: Análisis cinemático de falla cuña con un ángulo cara de banco de 70° (Fuente Propia).



Mecanismo Falla Cuña			
Parámetro	Critical	Total	%
Wedge Sliding	117064	251980	46.46
Slope Dip [°]	75		
Slope Dip Direction [°]	150 ± 30		
Friction Angle [°]	31		

Ilustración 84: Análisis cinemático de falla cuña con un ángulo cara de banco de 75° (Fuente Propia).



Mecanismo Falla Cuña			
Parámetro	Critical	Total	%
Wedge Sliding	127851	712	50.74
Slope Dip [°]	80		
Slope Dip Direction [°]	150 ± 30		
Friction Angle [°]	31		

Ilustración 85: Análisis cinemático de falla cuña con un ángulo cara de banco de 80°.

En relación a los análisis cinemáticos de falla cuña en función del ángulo cara de banco, se obtiene que el 39.9 [%] de las estructuras consideradas para el análisis, forman potenciales mecanismos de inestabilidad con un ángulo cara de banco de 70°. Por otra parte, utilizando un ángulo de 75°, el porcentaje de estructuras totales que generan potenciales inestabilidades es un 46.4 [%]. Y según un ángulo cara de banco de 80°, el porcentaje de potenciales inestabilidades es un 50.7 [%].

En síntesis, a medida que el ángulo cara de banco aumenta, la cantidad de potenciales inestabilidades tipo cuña a escala banco-berma aumenta, ya que, al tener un mayor ángulo, las estructuras afloran con mayor facilidad en el talud del banco analizado.

Finalmente, se adjunta una tabla resumen del análisis de equilibrio límite desarrollado a través de los softwares RocPlane, Swedge y Dip, donde se indica el ángulo crítico de cara de banco por modo de falla, considerando como criterio de aceptabilidad, un factor de seguridad de 1.3 (Hoek, 1996; Wyllie and Mah, 2004).

Equilibrio Límite - Banco Berma - DipDirection 150°				
Fase	Tipo de Falla	Set	Mínimo ϕ_b [°] (FS>1.3)	80° ϕ_b [°] (FS = 1.34)
F10N – DipDirection (150°±30°)	Falla por Cuña	SET N°1-SET N°2	80	80
Equilibrio Límite - Banco Berma - DipDirection 140°				
Fase	Tipo de Falla	Set	Mínimo ϕ_b [°] (FS>1.3)	80° ϕ_b [°] (FS = 1.23)
F10N - DipDirection (140°±30°)	Falla por Cuña	SET N°1-SET N°2	78	80
Equilibrio Límite - Banco Berma - DipDirection 130°				
Fase	Tipo de Falla	Set	Mínimo ϕ_b [°] (FS>1.3)	80° ϕ_b [°] (FS = 1.14)
F10N – DipDirection (130°±30°)	Falla por Cuña	SET N°1-SET N°2	77	80
Equilibrio Límite - Banco Berma				
Fase	Tipo de Falla	Set	Mínimo ϕ_b [°] (FS>1.3)	80° ϕ_b [°] (FS = 0.81)
F10N – DipDirection (150°±30°)	Falla Plana	SET N°1	72	80

Ilustración 86: Tabla resumen del análisis de equilibrio límite de Fase F10N (Fuente Propia).

Como resultado, se propone implementar un ángulo cara de banco de 72° en la pared norte de Fase F10N, bajo el criterio de aceptabilidad mencionado anteriormente. Esta modificación en el diseño minero permite reducir las pérdidas del ancho berma, al reducir drásticamente la formación de mecanismos de inestabilidad con total control estructural a escala de banco, condición estructural actual que contribuye significativamente al incumplimiento de los anchos mínimos requeridos.

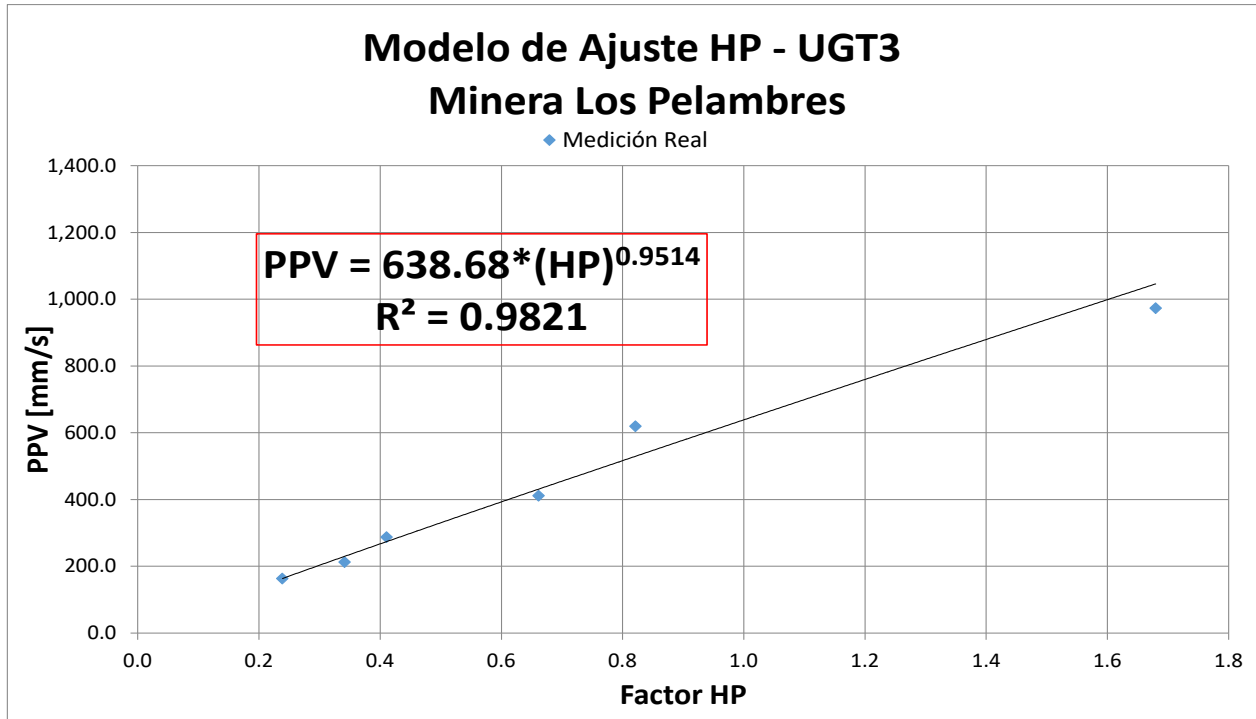
5.4 Vibraciones inducidas por tronadura en campo cercano

5.4.1 Modelo de ajuste de Holmberg y Persson

Para la UGT03 (Gráfico 1, Tabla 35) y UGT06 (Gráfico 2, Tabla 36) de Fase F10N, en función de las mediciones en terreno de campo cercano, se presentan los siguientes modelos de velocidad

peak de partícula (PPV) según el ajuste de Holmberg y Persson. Hay que destacar, que el criterio de aceptabilidad para el modelo de ajuste es un coeficiente mínimo de correlación de 80.0 [%].

Gráfico 1: Modelo de velocidad H&P para UGT03 (Fuente Propia).

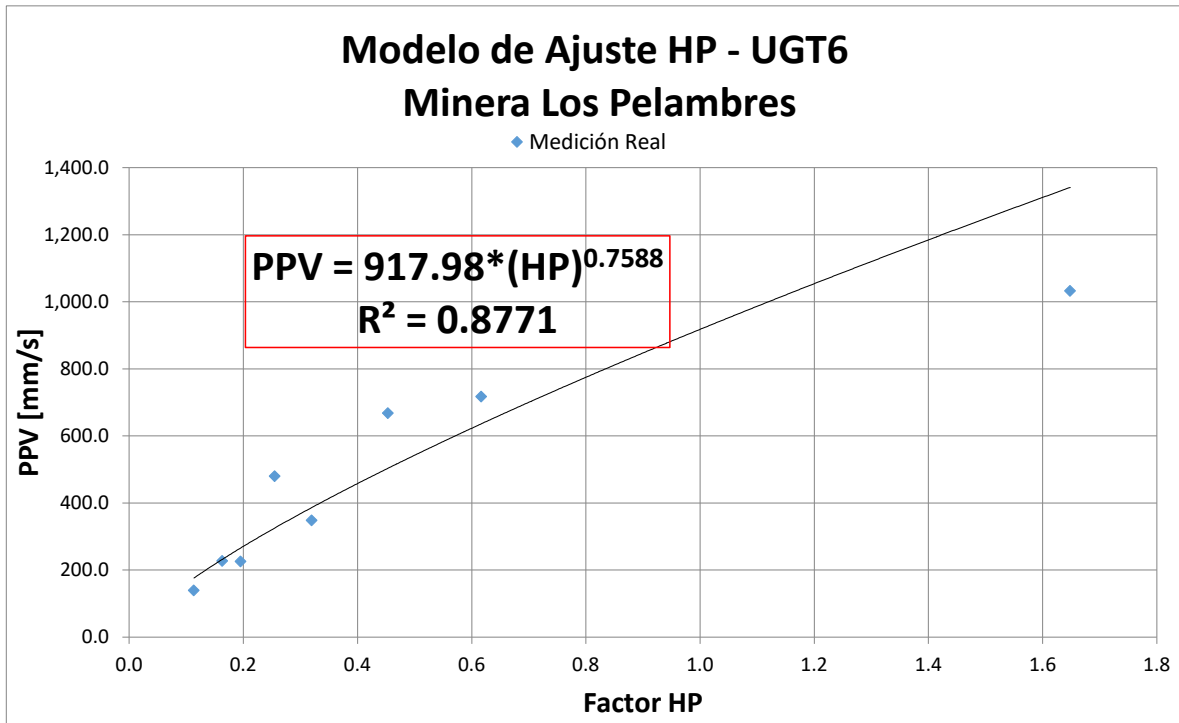


Los parámetros de ajuste, constantes características de la UGT03, en términos de propagación y atenuación de ondas mecánicas, se resumen a continuación:

Tabla 35: Parámetros de ajuste H&P para UGT03.

Parámetro	Valor
K – 50%	638.68
Alfa - α	0.95

Gráfico 2: Modelo de velocidad H&P para UGT06 (Fuente Propia).



Los parámetros de ajuste, constantes características de la UGT06, en términos de propagación y atenuación de ondas mecánicas, se resumen a continuación:

Tabla 36: Parámetros de ajuste H&P para UGT06.

Parámetro	Valor
K – 50%	917.98
Alfa - α	0.76

Con respecto a la UGT12, hasta la fecha no se ha realizado un modelo de campo cercano de Holmberg y Persson, pero para el estudio y en función de la similitud geológica, se evaluará la UGT12 a través del modelo de UGT06.

5.5 Modelo de daño

A partir del modelo de daño de roca intacta y del modelo de daño escalado a macizo rocoso, se determinan los niveles críticos de vibraciones para las respectivas UGT presentes en la Fase F10N (Ecuación 16). En detalle, para el modelo de roca intacta, se define el parámetro PPV_c , que indica el nivel crítico de vibraciones a escala de roca intacta, obtenido al superar la resistencia a la tracción de la roca, según la ley de Hooke. Por otra parte, en relación al modelo de daño calibrado a macizo rocoso, se obtiene el parámetro PPV_{cmr} , nivel crítico de vibraciones que resiste el macizo.

A continuación, se presentan los valores de PPV_c y los parámetros geomecánicos respectivos para las UGT03, UGT06 y UGT12, los cuales corresponden a los valores promedio de resistencia a la tracción y módulo de Young. Estos últimos definidos a partir de ensayos de laboratorio (Tabla 7 y Tabla 8). Además, la V_{pcmr} para cada UGT, se determina a partir del promedio de las mediciones obtenidas en terreno (Ecuación 17) (Anexos: Resumen pruebas en terreno Mina Los Pelambres).

- PPV_c Roca Intacta – UGT03

Tabla 37: Parámetros geomecánicos y PPV_c para UGT03.

UGT 03	
Parámetros	Valor
Sigma Ti Resistencia a la tracción [MPa]	5.0
Ei Módulo de Young [GPa]	36.0
Vpcmr Velocidad Onda P [m/s] Cross Hole	3,639.0
PPVc Velocidad Partícula Crítica [mm/s]	505.5

- PPVc Roca Intacta – UGT06

Tabla 38: Parámetros geomecánicos y PPVc para UGT06.

UGT 06	
Parámetros	Valor
Sigma Ti Resistencia a la tracción [MPa]	5.0
Ei Módulo de Young [GPa]	42.0
Vpcmr Velocidad Onda P [m/s] Cross Hole	3,358.5
PPVc Velocidad Partícula Crítica [mm/s]	399.8

- PPVc Roca Intacta – UGT12

Tabla 39: Parámetros geomecánicos y PPVc para UGT12.

UGT 12	
Parámetros	Valor
Sigma Ti Resistencia a la tracción [MPa]	4.0
Ei Módulo de Young [GPa]	32.0
Vpcmr Velocidad Onda P [m/s] Cross Hole	3,909.0
PPVc Velocidad Partícula Crítica [mm/s]	488.7

También se indica a continuación, el parámetro PPVcmr para las UGT presentes en la zona de estudio, correspondiente al nivel crítico de vibraciones escalado a macizo rocoso. Mediante la aplicación del modelo de daño de macizo, se incorpora la anisotropía de la roca, en función del parámetro RMR, índice geomecánico que estima la calidad del macizo (Tabla 1).

- PPVcmr Macizo Rocoso – UGT03

Tabla 40: Parámetros geomecánicos y PPVcmr para UGT03.

UGT 03	
Parámetros	Valor
RMR UGT	61.0
Sigma Tmr Resistencia a la tracción Macizo rocoso [MPa]	1.2
Emr Módulo de Young Macizo rocoso [GPa]	12.2
Vpcmr Velocidad Onda P [m/s] Cross Hole	3,639.0
PPVcmr Velocidad Partícula Crítica [mm/s]	352.2

- PPVcmr Macizo Rocoso – UGT06

Tabla 41: Parámetros geomecánicos y PPVcmr para UGT06.

UGT 06	
Parámetros	Valor
RMR UGT	54.0
Sigma Tmr Resistencia a la tracción Macizo rocoso [MPa]	0.9
Emr Módulo de Young Macizo rocoso [GPa]	11.7
Vpcmr Velocidad Onda P [m/s] Cross Hole	3,358.5
PPVcmr Velocidad Partícula Crítica [mm/s]	261.2

- PPVcmr Macizo Rocoso – UGT12

Tabla 42: Parámetros geomecánicos y PPVcmr para UGT12.

UGT 12	
Parámetros	Valor
RMR UGT	62.0
Sigma Tmr Resistencia a la tracción Macizo rocoso [MPa]	1.0
Emr Módulo de Young Macizo rocoso [GPa]	11.1

Vpcmr Velocidad Onda P [m/s] Cross Hole	3,909.0
PPVcmr Velocidad Partícula Crítica [mm/s]	343.7

Para las tres Unidades Geotécnicas, existe una diferencia entre los niveles críticos de vibraciones según los modelos de daño de roca intacta y de macizo rocoso. Específicamente, para la UGT03, el parámetro PPVcmr es 30.3 [%] menor que el PPVc. Con respecto a la UGT06, la velocidad crítica de partícula escalada a macizo rocoso es 34.7 [%] menor al valor de PPVc. Finalmente, la PPVcmr de la UGT12, es 29.7 [%] inferior al parámetro PPVc.

5.6 Zonas de daño

A partir del modelo de daño de roca intacta propuesto por McKenzie (Tabla 2), se definen las siguientes zonas de daño para las UGT presentes en la Fase F10N:

- Zona de daño Roca Intacta – UGT03

Tabla 43: Criterio de daño de McKenzie para UGT03.

Desde [mm/s]	Hasta [mm/s]	Descripción	Criterio Daño McKenzie
<	126.4	Daño no observable	PPVc/4
126.4	505.5	Daño Aceptable	PPVc
505.5	2,021.9	Alto Nivel de Daño (nuevas fracturas)	4*PPVc
2,021.9	<	Daño Severo (Trituración)	<

- Zona de daño Roca Intacta – UGT06

Tabla 44: Criterio de daño de McKenzie para UGT06.

Desde [mm/s]	Hasta [mm/s]	Descripción	Criterio Daño McKenzie
<	100.0	Daño no observable	PPVc/4
100.0	399.8	Daño Aceptable	PPVc
399.82	1,599.3	Alto Nivel de Daño (nuevas fracturas)	4*PPVc
1,599.3	<	Daño Severo (Trituración)	<

- Zona de daño Roca Intacta – UGT12

Tabla 45: Criterio de daño de McKenzie para UGT12.

Desde [mm/s]	Hasta [mm/s]	Descripción	Criterio Daño McKenzie
<	122.2	Daño no observable	PPVc/4
122.2	488.7	Daño Aceptable	PPVc
488.7	1,954.7	Alto Nivel de Daño (nuevas fracturas)	4*PPVc
1,954.7	<	Daño Severo (Trituración)	<

Según el modelo de daño propuesto por Vergara (Tabla 3) el cual integra los parámetros que describen geo-mecánicamente el macizo rocoso, se determinan las zonas de daño para las UGT presentes en Fase F10N. Destacar que los niveles de vibraciones generados por la fila de pozos Buffer N°1, Buffer N°2 y Producción N°1 deben ajustarse a la zonas de daño N°3, para evitar la potencial activación de mecanismos de falla a escala de banco y con ello, la pérdida del ancho de berma.

Actualmente, los niveles de vibraciones generados por los diseños de tronadura de las UGT03, UGT06 y UGT12 superan significativamente las zonas de daño propuestas, por lo que se reajustarán dichos diseños considerando un nivel crítico de vibraciones escalado a macizo rocoso.

- Zona de daño Macizo Rocosó – UGT03

Tabla 46: Criterio de daño de Vergara para UGT03.

Desde [mm/s]	Hasta [mm/s]	Descripción	Criterio Daño Vergara
<	352.3	Daño no observable	ZONA 3
352.3	505.5	Potencial Activación Mecanismos de Falla	ZONA 2
505.5	<	Alto Nivel de Daño (nuevas fracturas)	ZONA 1

- Zona de daño Macizo Rocosó – UGT06

Tabla 47: Criterio de daño de Vergara para UGT06.

Desde [mm/s]	Hasta [mm/s]	Descripción	Criterio Daño Vergara
<	261.2	Daño no observable	ZONA 3
261.2	399.8	Potencial Activación Mecanismos de Falla	ZONA 2
399.8	<	Alto Nivel de Daño (nuevas fracturas)	ZONA 1

- Zona de daño Macizo Rocosó – UGT12

Tabla 48: Criterio de daño de Vergara para UGT12.

Desde [mm/s]	Hasta [mm/s]	Descripción	Criterio Daño Vergara
<	343.7	Daño no observable	ZONA 3
343.7	488.7	Potencial Activación Mecanismos de Falla	ZONA 2
488.7	<	Alto Nivel de Daño (nuevas fracturas)	ZONA 1

5.7 Ábacos de diseño – Caso Base

A continuación, se presentan los niveles simulados de vibraciones generados a partir de la línea de pozos Buffer N°1, Buffer N°2 y Producción N°1 según los diseños actuales de tronadura (Ilustración 43 e Ilustración 45) para las UGT03, UGT06 y UGT12. Además se indica la zona de daño según el criterio de Vergara para macizo rocoso en base a la configuración actual de tronadura.

- Ábaco de diseño – Configuración actual de tronadura UGT03

Gráfico 3: Ábaco de diseño, caso base para UGT03.

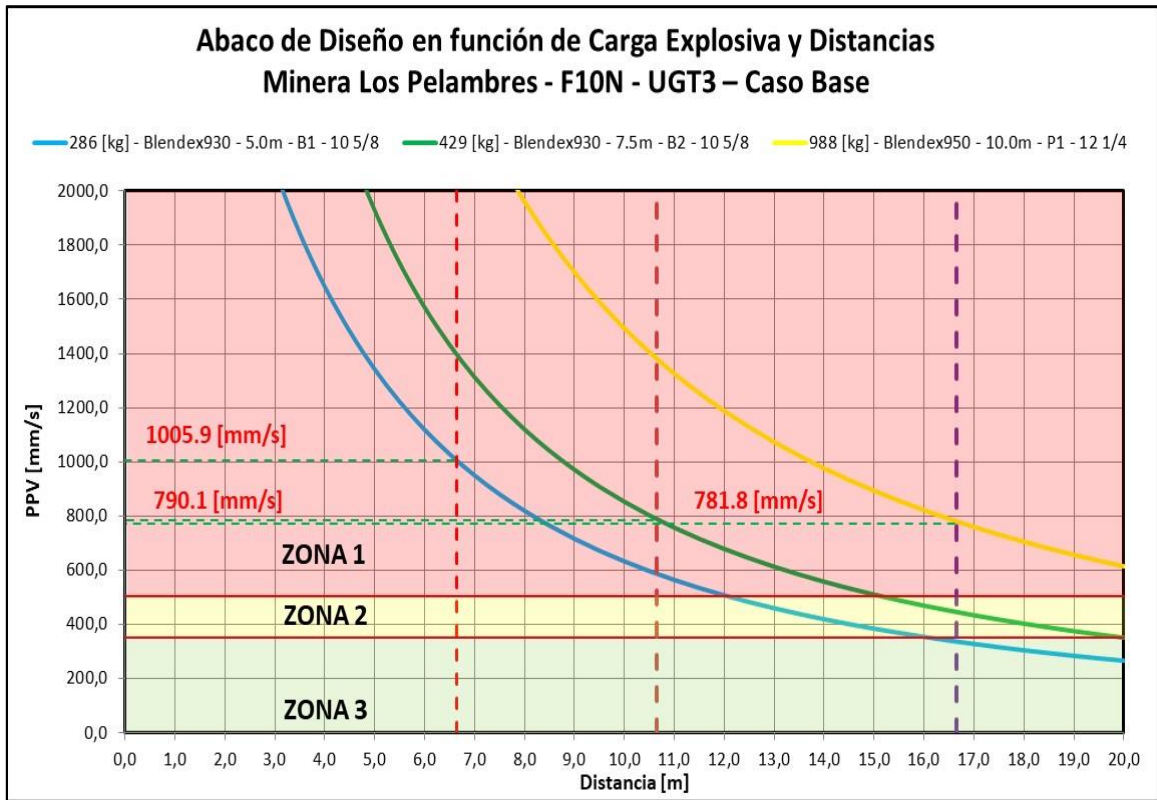


Tabla 49: Nivel de vibraciones para UGT03 (Fuente Propia).

Línea de Pozo	Nivel de Vibración PPV [mm/s]	Zona de Daño
Buffer N°1	1,005.9	Zona 1
Buffer N°2	790.1	Zona 1
Producción N°1	781.8	Zona 1

- Ábaco de diseño – Configuración actual de tronadura UGT06

Gráfico 4: Ábaco de diseño, caso base para UGT06 (Fuente Propia).

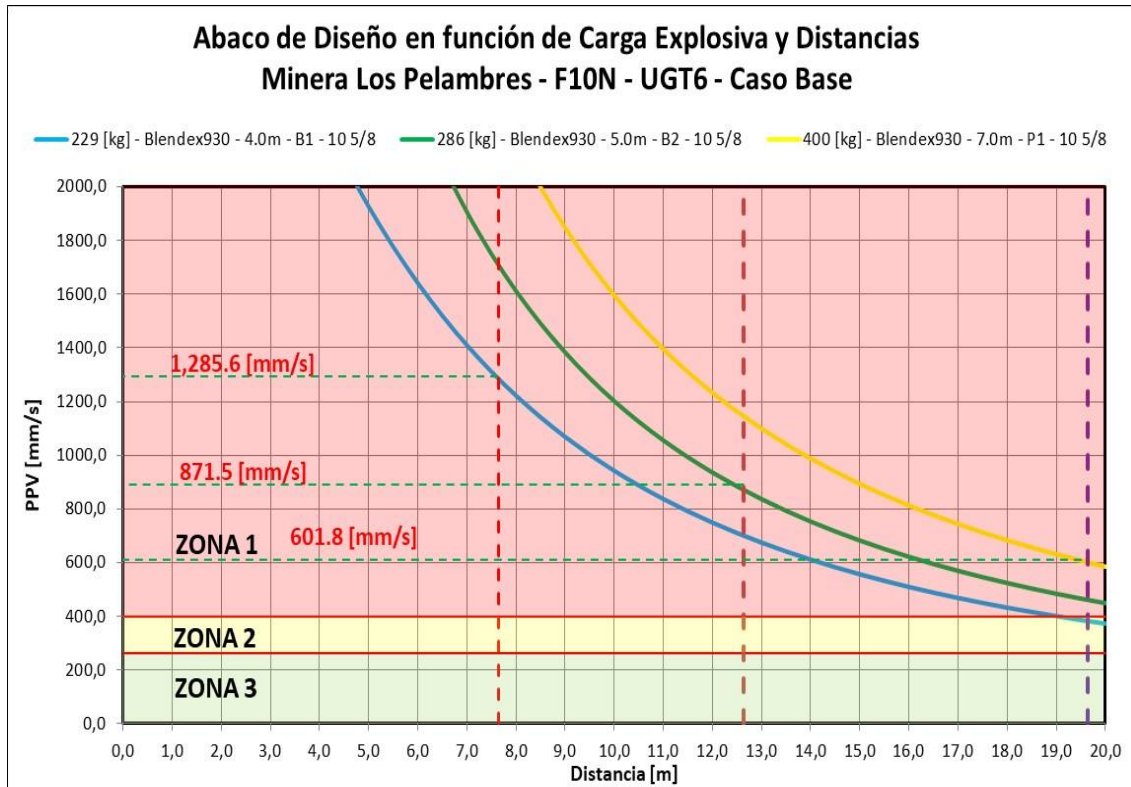


Tabla 50: Nivel de vibraciones para UGT06.

Línea de Pozo	Nivel de Vibración PPV [mm/s]	Zona de Daño
Buffer N°1	1,285.6	Zona 1
Buffer N°2	871.5	Zona 1
Producción N°1	601.8	Zona 1

En base al diseño actual de tronadura para la UGT06, se identifica que la Buffer N°1, Buffer N°2 y Producción N°1 superan los niveles críticos de vibraciones, ubicándose en la zona de daño N°1, por lo que la activación de mecanismos de inestabilidad observadas en terreno (Ilustración 49) concuerdan con los resultados obtenidos.

- Ábaco de diseño – Configuración actual de tronadura UGT12

Gráfico 5: Ábaco de diseño, caso base para UGT12 (Fuente Propia).

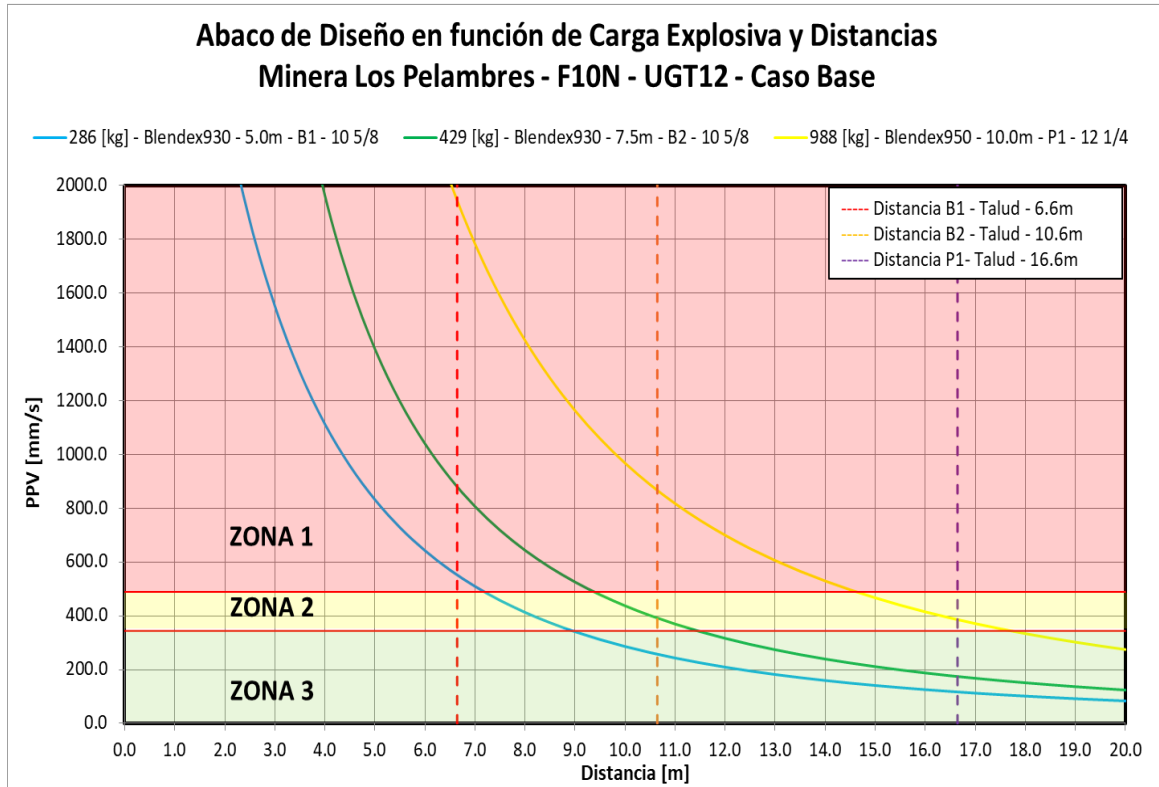


Tabla 51: Nivel de vibraciones para UGT12.

Línea de Pozo	Nivel de Vibración PPV [mm/s]	Zona de Daño
Buffer N°1	551.7	Zona 1
Buffer N°2	391.7	Zona 2
Producción N°1	385.8	Zona 2

En relación a la UGT03, los niveles de vibraciones generados a partir de la configuración actual de la línea de pozos Buffer N°1, Buffer N°2 y Producción N°1, se ubican en la zona de daño N°1, superando la resistencia a la tracción del macizo rocoso, lo que se traduce en la ruptura de la matriz rocosa y en la generación de nuevas estructuras.

Del mismo modo, para la UGT12, la línea de pozos Buffer N°2 y Producción N°1, producen un nivel de vibración localizado dentro de la zona de daño N°2, generando un daño intermedio al

macizo rocoso, pero respecto a la línea de pozos Buffer N°1, el nivel de vibraciones origina la ruptura del macizo y la formación de nuevas grietas, asociado al daño por tronadura.

Finalmente, respecto a la UGT06, las tres líneas de pozos generan un nivel de vibración crítica, induciendo un daño grave al macizo rocoso, y con ello, produciendo la pérdida de ancho de berma, al activar mecanismos de falla.

5.8 Ábacos de diseño – Propuestas de tronadura para UGT06

Las propuestas de diseño se subdividen en función de la técnica de precorte a emplear. La primera técnica corresponde al precorte simple, con una fila de pozos espaciados cada 2.0 [m]. Con esta técnica de precorte, se proyecta un porcentaje de filtro de vibraciones de aproximadamente 35.0 [%]. La segunda técnica de precorte es el precorte slot, la cual consiste en dos filas de pozos espaciados cada 2.0 [m]. El porcentaje de filtro proyectado mediante esta técnica es de 65.0 [%]. Finalmente, todas las propuestas a desarrollar consideran un offset de 2.5 [m], para así, reducir los niveles de vibración, y disminuir el daño inducido por la detonación de la fila Buffer N°1.

5.8.1 Con precorte simple

Se presentan dos propuestas con precorte simple. La propuesta N°1, considera reducir el diámetro de perforación a 7 7/8 [in] en las filas Buffer N°1 y Buffer N°2, con lo cual, se disminuye la cantidad de kilos de explosivo por pozo. Además, se propone desacoplar las cargas para reducir el nivel de vibraciones, mediante cámaras de aire con una diferencia de detonación de 35.0 [ms] entre la carga superior e inferior. Otra diferencia con respecto al caso base, es la pasadura negativa de la fila Buffer N°2, propuesta para disminuir el daño inducido por tronadura sobre la berma del banco en construcción, la cual debe tener un ancho mínimo requerido de 9.0 [m], ya que los futuros bancos en la Fase F10N serán de 15.0 [m] de altura, y así poder controlar de forma más eficaz, los deslizamientos a escala de banco.

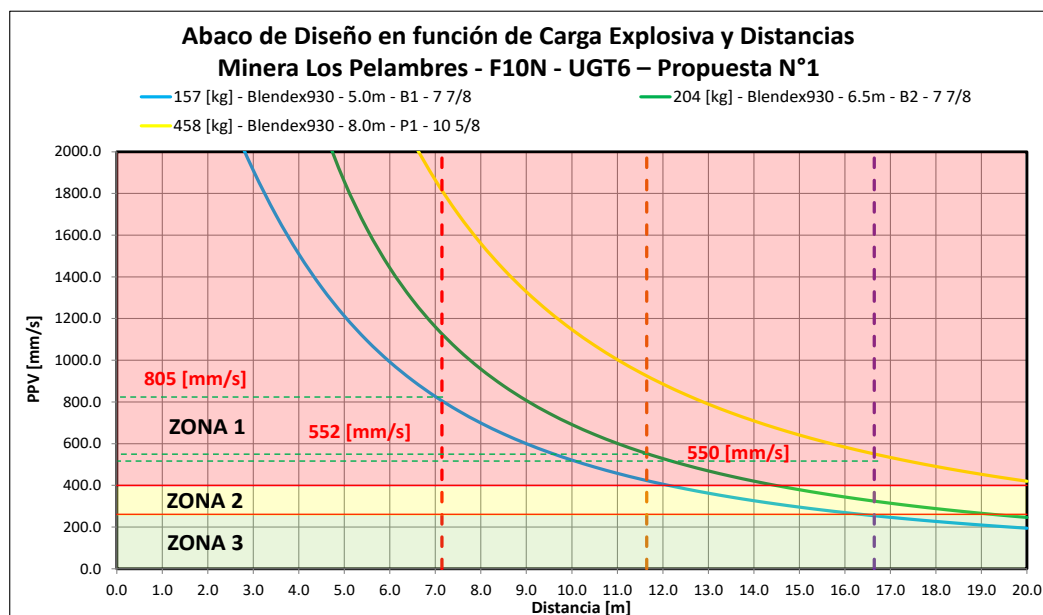
La propuesta N°2, también considera un diámetro de perforación de 7 7/8 [in] en la fila Buffer N°1, además de proponer una pasadura negativa de 2.0 [m] para la fila Buffer N°2. Ambas propuestas reducen el nivel de vibraciones, y con ello, el daño inducido hacia el macizo rocoso.

- Propuesta N°1

Tabla 52: Parámetros de tronadura para la propuesta N°1.

Parámetro	Buffer N°1	Buffer N°2	Producción N°1
Diámetro de perforación [in]	7 7/8	7 7/8	10 5/8
Tipo de explosivo	Blendex-930	Blendex-930	Blendex-930
Burden [m]	4.5	5.0	9.0
Espaciamiento [m]	5.0	5.0	10.0
Pasadura [m]	0.0	-1.5	0.0
Longitud de carga [m]	5.0	6.5	8.0
Taco [m]	5.0	4.5	5.0
Aire [m]	5.0	2.5	2.0
Carga Superior [m]	2.0	2.5	3.5
Carga Fondo [m]	3.0	4.0	4.5
PPV filtro precorte [mm/s]	805.0	552.0	550.0
Explosivo [kg]	157.0	204.0	458.0
F.C. [g/t]	172.0	202.0	126.0

Gráfico 6: Ábaco de diseño de la propuesta N°1, para UGT06 (Fuente Propia).

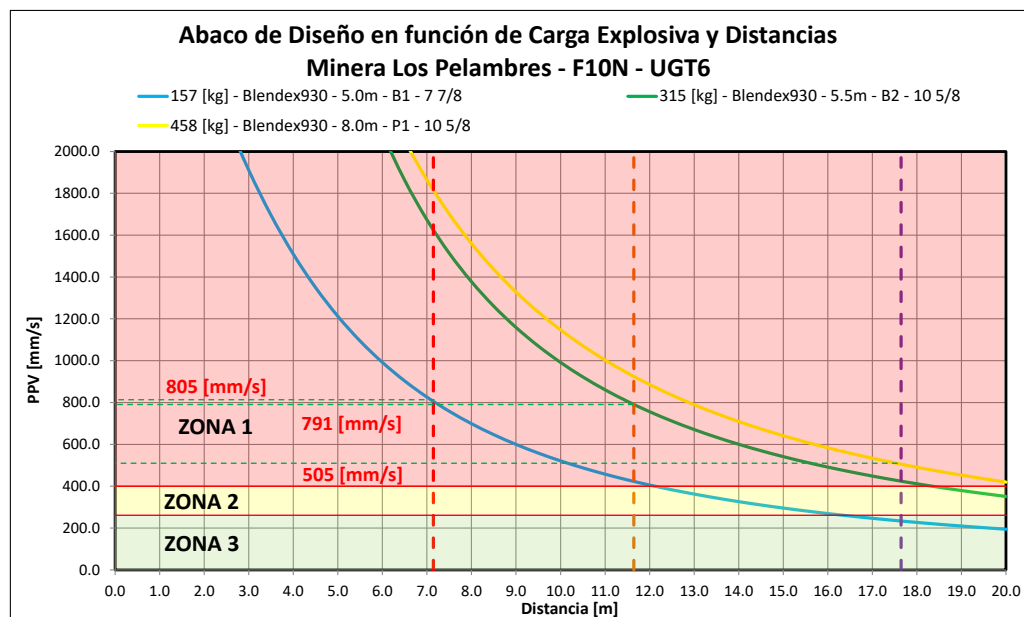


- Propuesta N°2

Tabla 53: Parámetros de tronadura para la propuesta N°2.

Parámetro	Buffer N°1	Buffer N°2	Producción N°1
Diámetro de perforación [in]	7 7/8	10 5/8	10 5/8
Tipo de explosivo	Blendex-930	Blendex-930	Blendex-930
Burden [m]	4.5	6.0	9.0
Espaciamiento [m]	5.0	8.0	10.0
Pasadura [m]	0.0	-2.0	0.0
Longitud de carga [m]	5.0	5.5	8.0
Taco [m]	5.0	4.5	5.0
Aire [m]	5.0	3.0	2.0
Carga Superior [m]	2.0	2.0	3.5
Carga Fondo [m]	3.0	3.5	4.5
PPV filtro precorte [mm/s]	805.0	791.0	505.0
Explosivo [kg]	157.0	315.0	458.0
F.C. [g/t]	172.0	162.0	126.0

Gráfico 7: Ábaco de diseño de la propuesta N°2, para UGT06 (Fuente Propia).



5.8.2 Con precorte slot

La propuesta N°3, al igual que la propuesta N°1, reduce el diámetro de perforación a 7 7/8 [in] de las filas Buffer N°1 y Buffer N°2, además de disminuir la longitud de carga de la fila Producción N°1 en 7.0 [m]. Esta propuesta también considera la detonación de cargas desacopladas por pozo, con una diferencia de 35.0 [ms] entre la carga superior e inferior. Finalmente, la propuesta analizada supone el uso de la técnica de precorte slot, buscando reducir el daño inducido por tronadura, y de esta forma, disminuir las pérdidas de ancho de berma debido a niveles críticos de vibraciones.

Del mismo modo, la propuesta N°4, a diferencia del caso base para la UGT06, supone emplear un diámetro de perforación de 7 7/8 [in] en la fila Buffer N°1, reduciendo la cantidad de explosivo del tipo Blendex 930, a 126.0 [kg]. Esta propuesta también considera la detonación de cargas desacopladas por pozo, con una diferencia de 35.0 [ms] entre la carga superior e inferior, y la utilización de un precorte slot, con una distancia offset de 2.5 [m]. Finalmente, se considera el uso de pasadura negativa para la fila Buffer N°2 y Producción N°1, buscando el cumplimiento del ancho de berma requerido.

La propuesta N°5, considera un diámetro de perforación de 7 7/8 [in] y un explosivo tipo ANFO para las filas Buffer N°1 y N°2, reduciendo así, los kilos de explosivo a 110.0 [kg] y a 147.0 [kg], respectivamente. También propone una pasadura negativa en las filas de pozos Buffer N°2 y Producción N°1, para asegurar el cumplimiento de la cresta del banco en construcción. De modo similar a la propuesta N°4, supone el uso de precorte slot, con un espaciamiento de 2.0 [m]. Finalmente, respecto a la fila Producción N°1, se disminuye la longitud de carga a 5.0 [m], a diferencia con el caso base, donde la longitud de carga del pozo es de 7.0 [m].

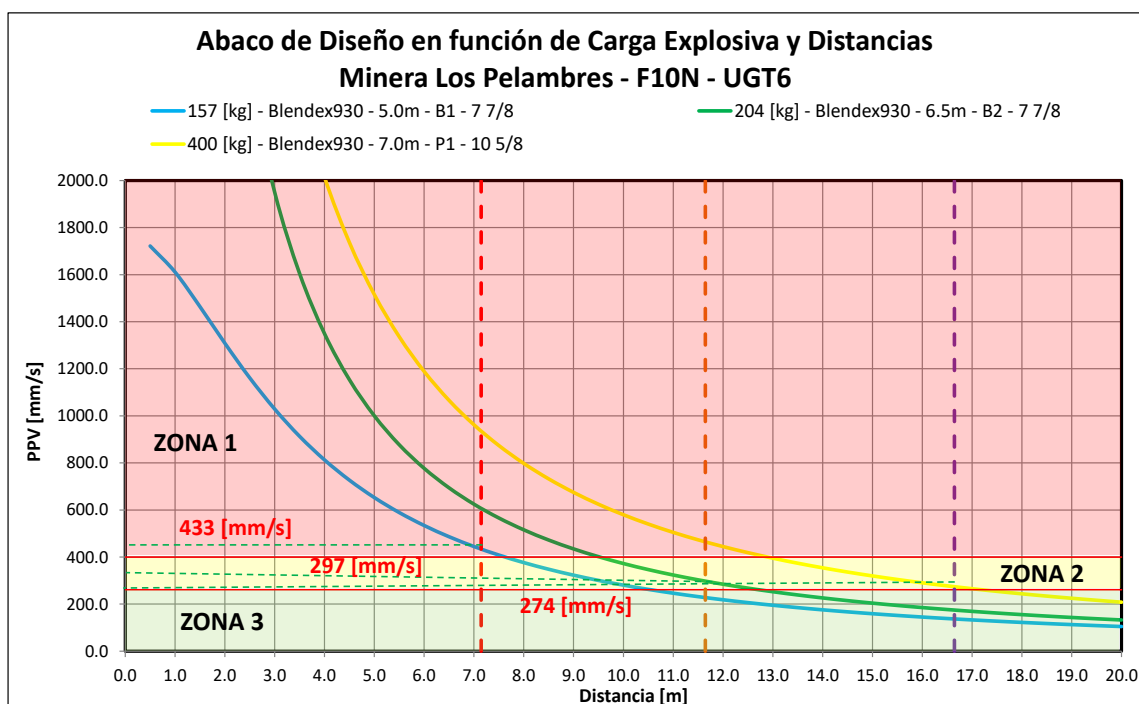
- Propuesta N°3

. Tabla 54: Parámetros de tronadura para la propuesta N°3

Parámetro	Buffer N°1	Buffer N°2	Producción N°1
Diámetro de perforación [in]	7 7/8	7 7/8	10 5/8
Tipo de explosivo	Blendex-930	Blendex-930	Blendex-930
Burden [m]	4.5	5.0	9.0
Espaciamiento [m]	5.0	5.0	10.0

Pasadura [m]	0.0	-1.5	-1.0
Longitud de carga [m]	5.0	6.5	7.0
Taco [m]	5.0	4.5	5.0
Aire [m]	5.0	2.5	2.0
Carga Superior [m]	2.0	2.5	3.0
Carga Fondo [m]	3.0	4.0	4.0
PPV filtro precorte [mm/s]	433.0	297.0	274.0
Explosivo [kg]	157.0	204.0	400.0
F.C. [g/t]	172.0	202.0	110.0

Gráfico 8: Ábaco de diseño de la propuesta N°3, para UGT06 (Fuente Propia).



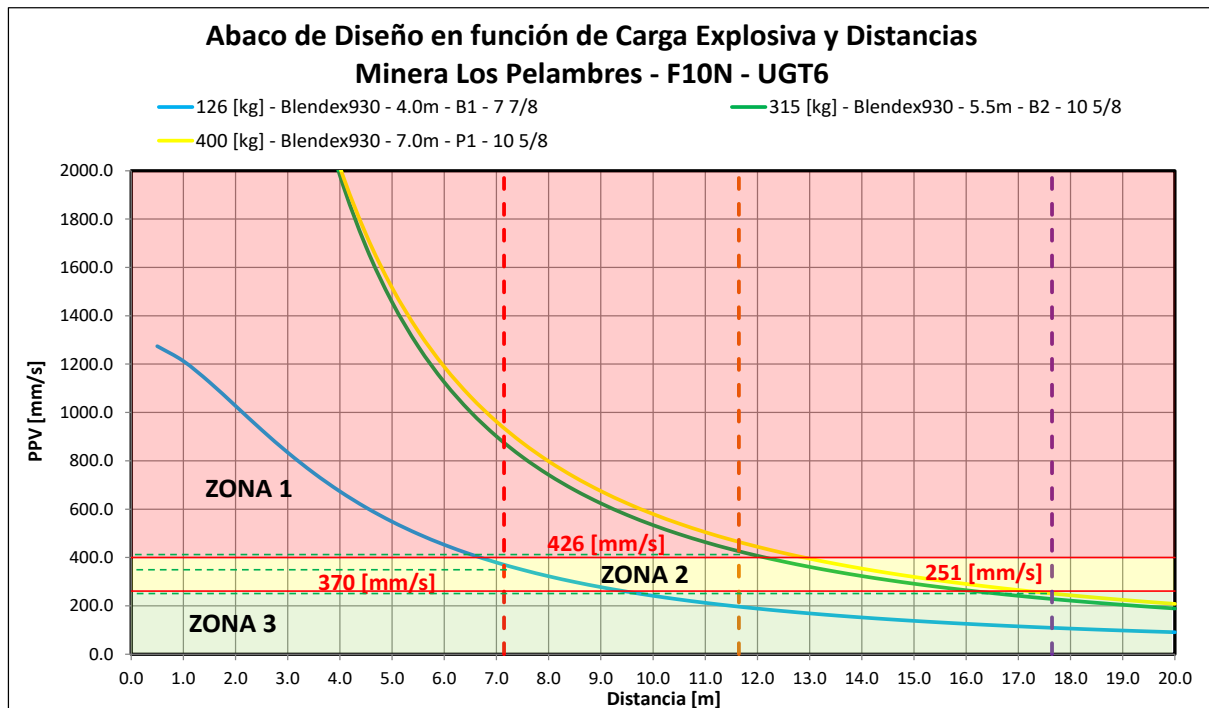
- Propuesta N°4

Tabla 55: Parámetros de tronadura para la propuesta N°4 (Fuente Propia).

Parámetro	Buffer N°1	Buffer N°1	Producción N°1
Diámetro de perforación [in]	7 7/8	10 5/8	10 5/8

Tipo de explosivo	Blendex-930	Blendex-930	Blendex-930
Burden [m]	4.5	6.0	9.0
Espaciamiento [m]	5.0	8.0	10.0
Pasadura [m]	0.0	-2.0	-1.0
Longitud de carga [m]	4.0	5.5	7.0
Taco [m]	5.0	4.5	5.0
Aire [m]	6.0	3.0	2.0
Carga Superior [m]	1.5	2.0	3.0
Carga Fondo [m]	2.5	3.5	4.0
PPV filtro precorte [mm/s]	370.0	426.0	251.0
Explosivo [kg]	126.0	315.0	400.0
F.C. [g/t]	138.0	162.0	110.0

Gráfico 9: Ábaco de diseño de la propuesta N°4, para UGT06 (Fuente Propia).

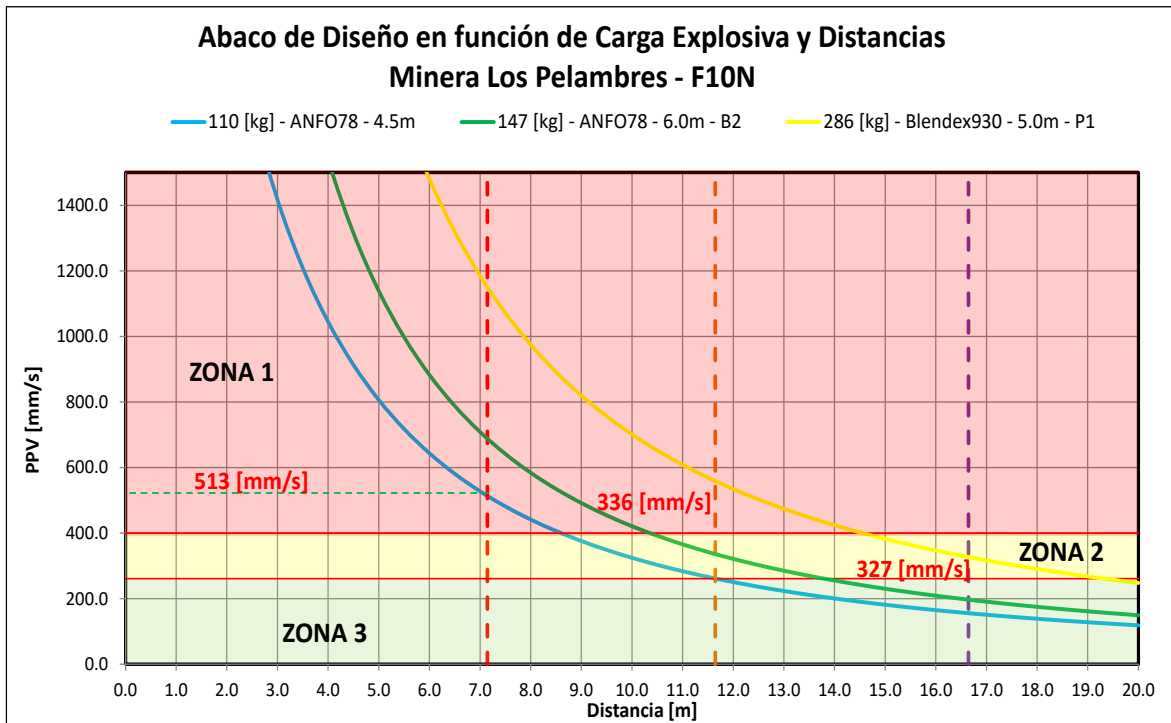


- Propuesta N°5

Tabla 56: Parámetros de tronadura para la propuesta N°5.

Parámetro	Buffer N°1	Buffer N°2	Producción N°1
Diámetro de perforación [in]	7 7/8	7 7/8	10 5/8
Tipo de explosivo	ANFO	ANFO	Blendex-930
Burden [m]	4.5	5	6
Espaciamiento [m]	4.5	4.5	9
Pasadura [m]	0	-2	-2
Longitud de carga [m]	4.5	6	5
Taco [m]	10.5	7	8
PPV filtro precorte [mm/s]	513	336	327
Explosivo [kg]	110	147	286
F.C. [g/t]	134	161	130

Gráfico 10: Ábaco de diseño de la propuesta N°5, para UGT06 (Fuente Propia).



5.8.3 Simulaciones de vibraciones

El software *Paradigme*, es el empleado para realizar las simulaciones de tronadura, que permiten evaluar el desempeño de las propuestas en términos de vibraciones. El objetivo de la simulación, junto con los modelos de daño basados en el criterio de Vergara (Ecuación 17 y Tabla 3) y los ábacos de diseño, es definir la propuesta de tronadura que genere un daño aceptable hacia el macizo rocoso sobre las UGT analizadas, y de esta forma, evaluar su ejecución en terreno. Para cada propuesta simulada, se calcula la PPV a 5.0 [m] del talud y en la zona de la cresta, centro y pata del banco. Además de adjuntar el perfil de carga respectivo.

- Propuesta N°1

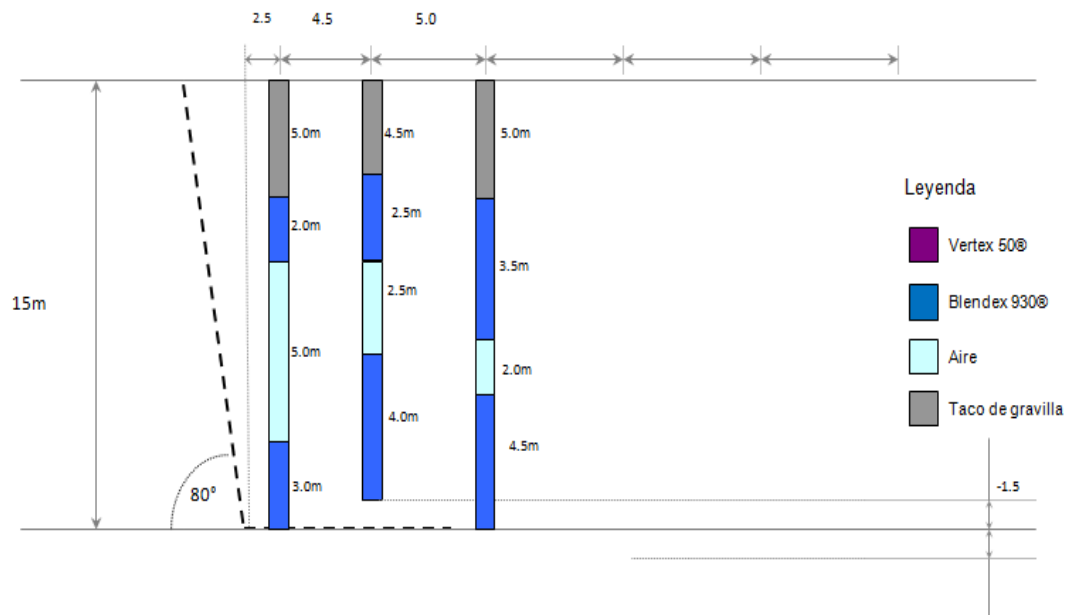


Ilustración 87: Perfil de carga explosiva, propuesta N°1 (Fuente Propia).

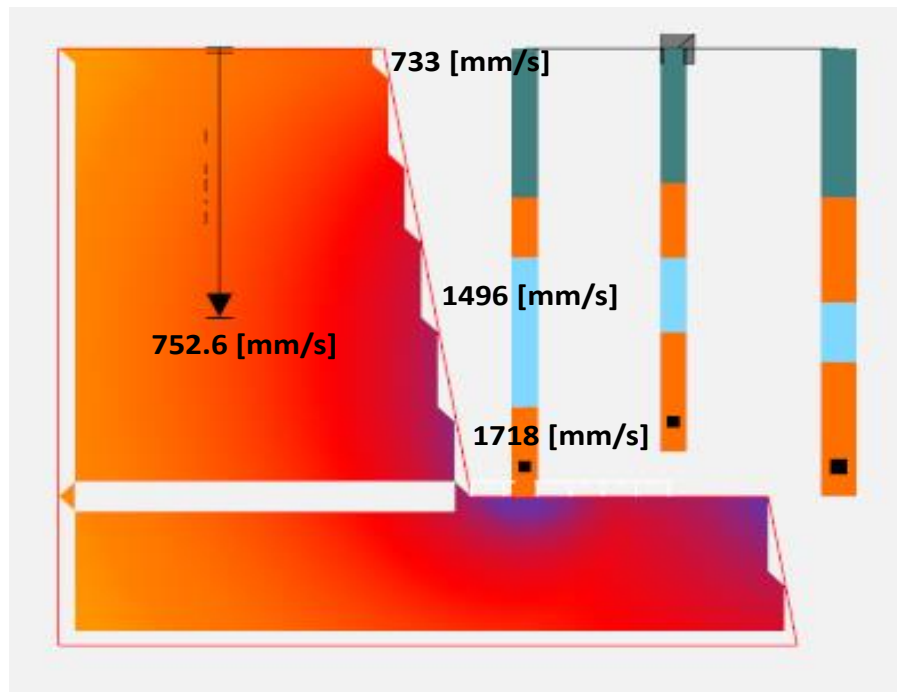


Ilustración 88: Simulación Paradigme, propuesta N°1.

- Propuesta N°2

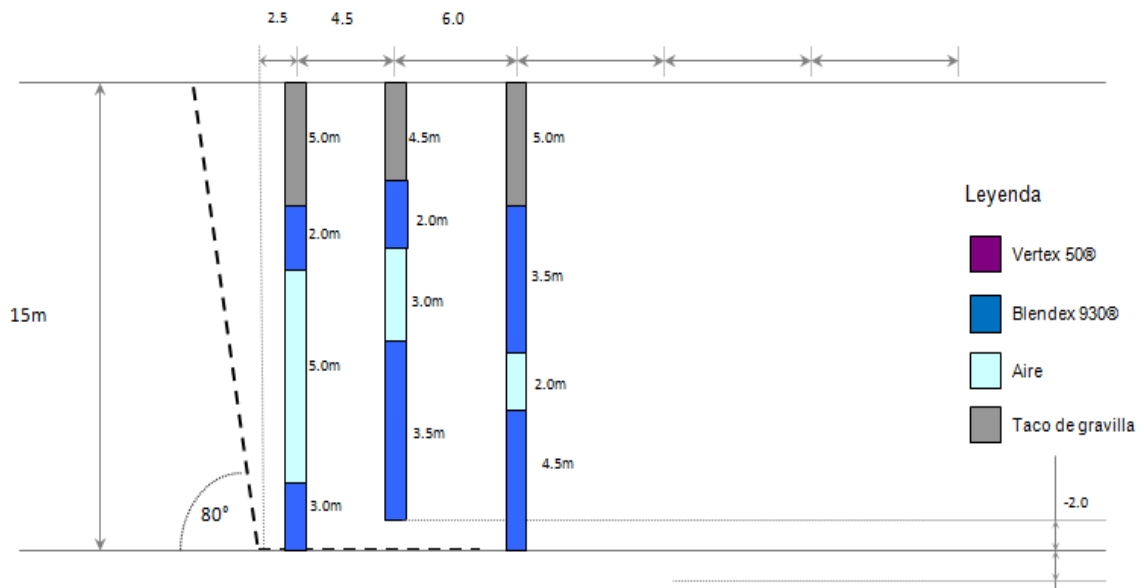


Ilustración 89: Perfil de carga explosiva, propuesta N°2 (Fuente Propia).

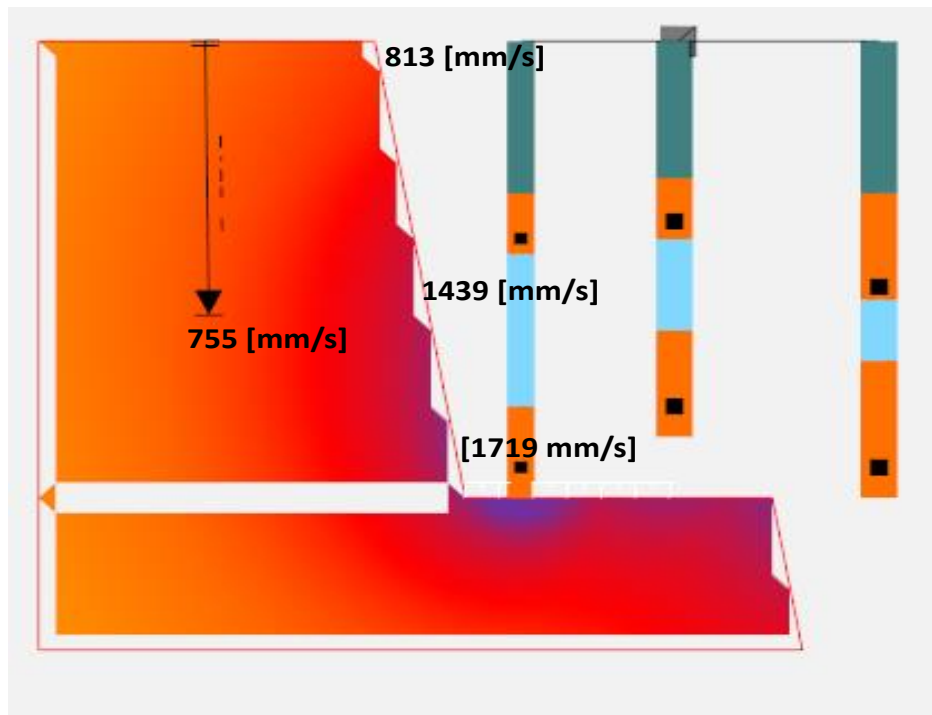


Ilustración 90: Simulación Paradigme, propuesta N°2.

- Propuesta N°3

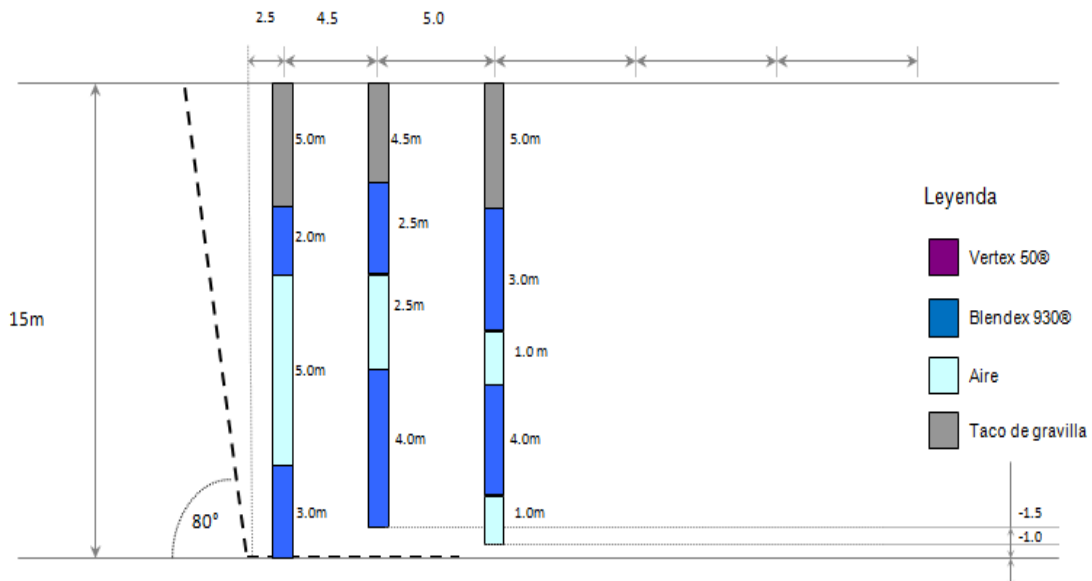


Ilustración 91: Perfil de carga explosiva, propuesta N°3 (Fuente Propia).

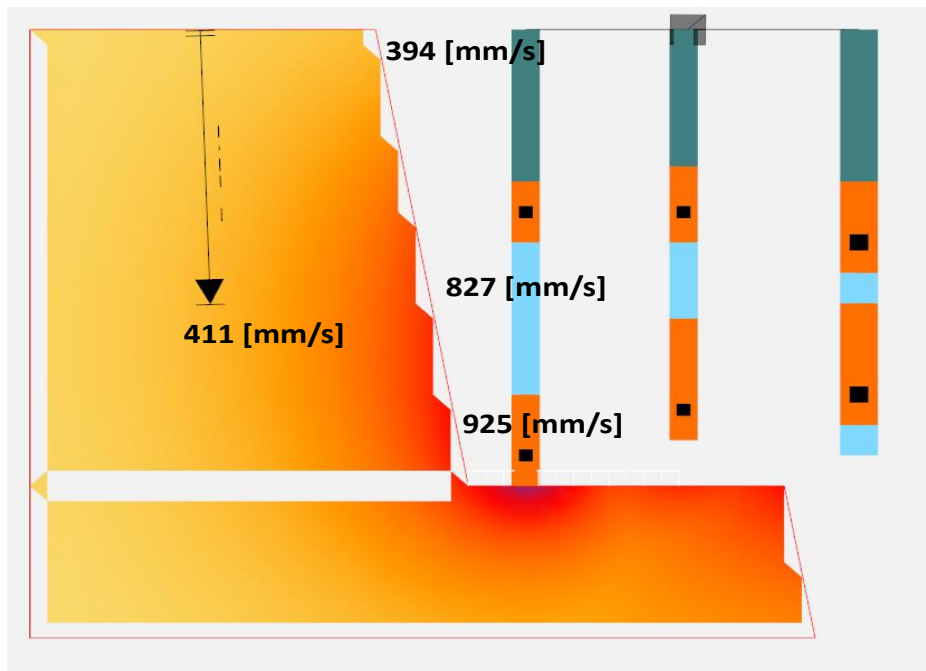


Ilustración 92: Simulación Paradigme, propuesta N°3.

- Propuesta N°4

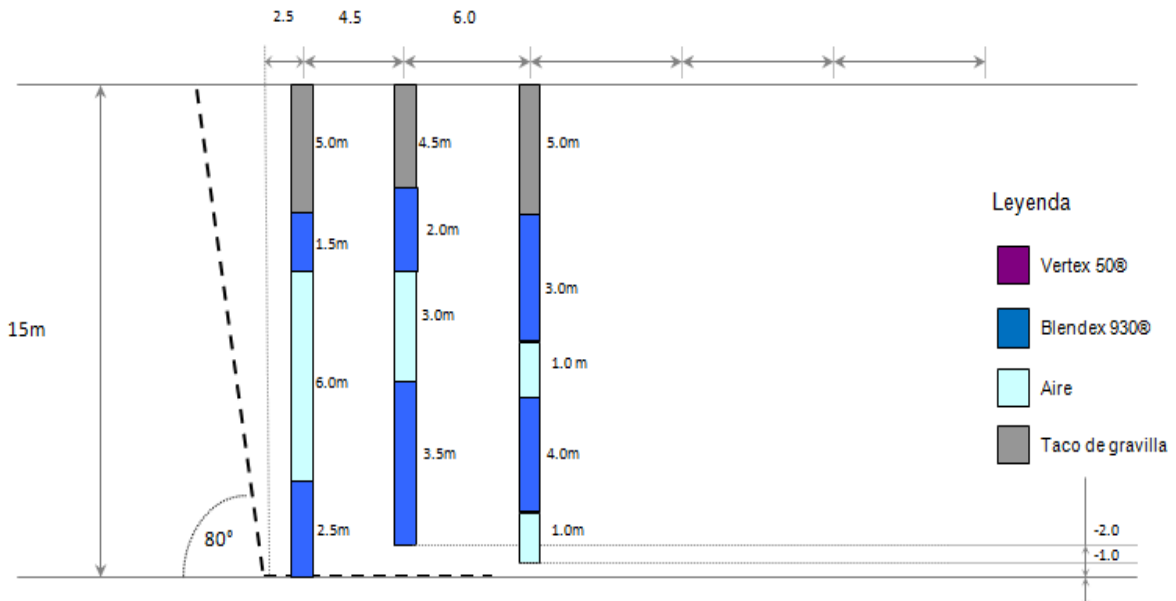


Ilustración 93: Perfil de carga explosiva, propuesta N°4 (Fuente Propia).

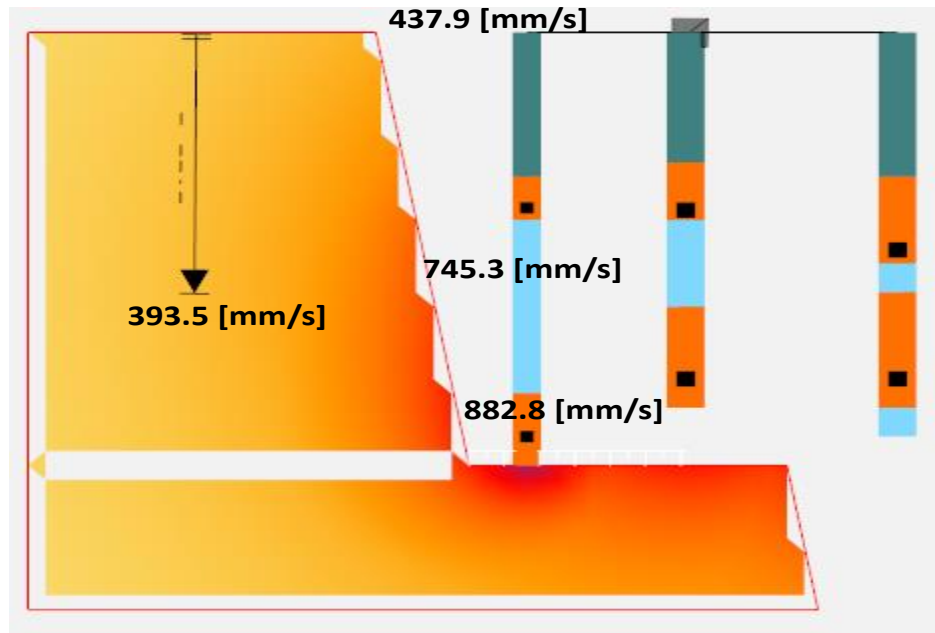


Ilustración 94: Simulación Paradigme, propuesta N°4.

- Propuesta N°5

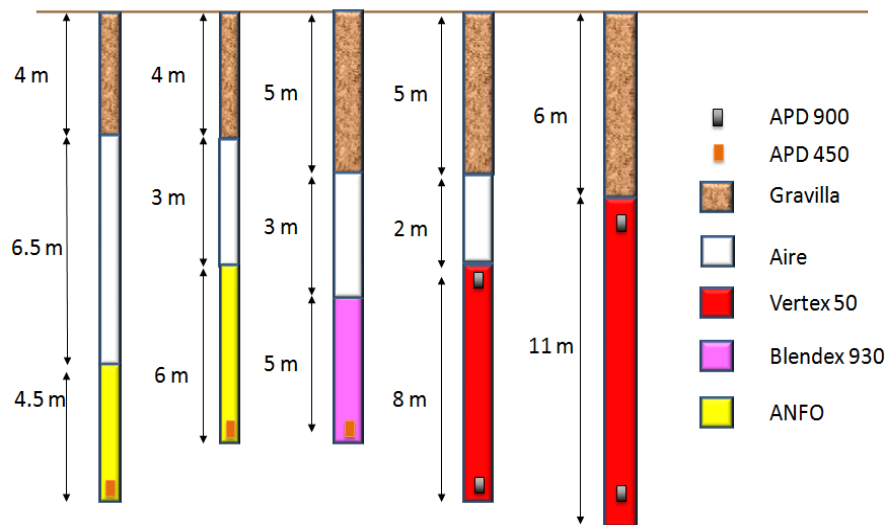


Ilustración 95: Perfil de carga explosiva, propuesta N°5 (Fuente Propia).

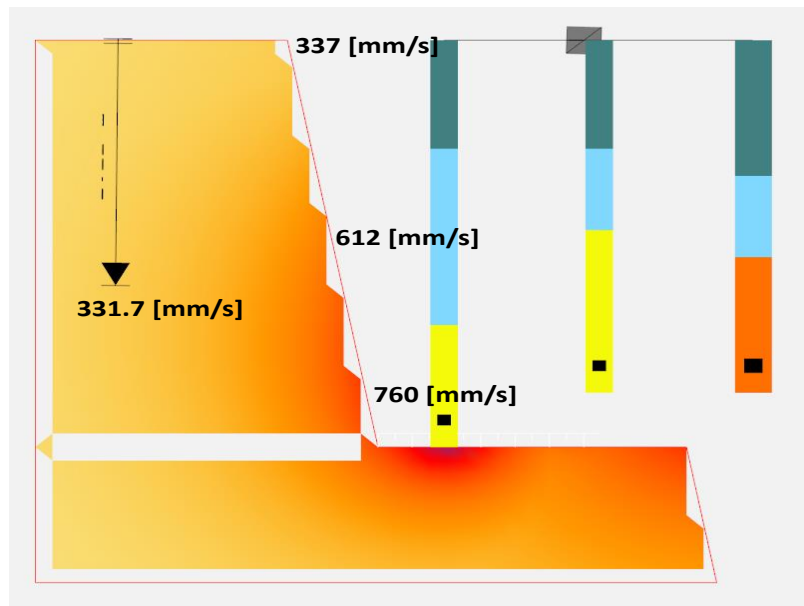


Ilustración 96: Simulación Paradigme, propuesta N°5.

A modo de conciliación, se presenta el siguiente resumen de las simulaciones de vibración por propuesta evaluada.

Propuesta	Filtro Precorte [%]	Offset [m]	PPV [mm/s]			
			Cresta	Centro	Pata	5.0 [m] del Talud
1	35	2.5	733.0	1,496.0	1,718.0	752.6
2	35	2.5	813.0	1,439.0	1,719.0	755.0
3	65	2.5	394.0	827.0	925.0	411.0
4	65	2.5	437.9	745.3	882.8	393.5
5	65	2.5	337.0	612.0	760.0	331.7

Tabla 57: Resumen de simulaciones de vibración mediante Paradigme.

Al comparar las 5 propuestas de simulación con respecto al caso base (diseño de perforación y tronadura actual) para la UGT06, se tiene una disminución significativa del nivel de vibraciones que se induce hacia el talud, siendo las propuestas con precorte slot las que generan menos vibraciones, ajustándose al criterio de daño escalado a macizo a rocoso, utilizado para definir diseños de tronadura que reduzcan el daño y con ello, disminuir las pérdidas del ancho de berma, situación actual que afecta a la Fase F10N de Mina Los Pelambres. Sin embargo, al comparar los

casos con precorte simple (propuesta 1 y propuesta 2), se tiene un nivel de vibraciones alto, por lo que se decide no optar por dichos diseños.

En resumen, se recomienda aplicar en la Fase F10N la propuesta N°3 y la propuesta N°5 como diseños de tronadura para reducir el daño hacia el macizo rocoso, buscando el cumplimiento de las líneas de diseño, y la disminución de las pérdidas y descrestes de bermas.

5.8.4 Comparación de propuestas en términos de vibraciones – UGT06

- Comparación de las propuestas de UGT06

El daño inducido por tronadura hacia el macizo rocoso se refleja a través del nivel de vibraciones generado a partir de las configuraciones de perforación y tronadura. Es por ello, que las pérdidas del ancho de berma son también producto de diseños de tronadura que superan significativamente los niveles críticos de vibraciones, cuantificados mediante el parámetro PPV_{cmr}.

Por esta razón, el segundo factor contribuyente en la pérdida de ancho de berma es el nivel de vibración generado por los diseños de tronadura. Es por ello, que a continuación se comparan los resultados obtenidos en términos de vibración de las propuestas de tronadura que buscan disminuir el daño inducido al macizo rocoso con respecto al caso base (Tabla N°38).

Tabla 58: Niveles de vibraciones por propuesta.

Propuesta de Diseño	PPV Buffer N°1 [mm/s]	PPV Buffer N°2 [mm/s]	PPV Producción N°1 [mm/s]
Caso Base	1,645.5	1,006.8	655.4
1	805.0	552.0	550.0
2	805.0	791.0	505.0
3	433.0	297.0	274.0
4	370.0	426.0	251.0
5	513.0	336.0	327.0

En relación a la tabla anterior, se observa que existe una clara diferencia en los niveles de vibraciones según el tipo de precorte, ya que la reducción de las vibraciones de la propuesta N°1 y propuesta N°2, donde se propone el uso del precorte simple, es menor con respecto a las

propuestas que consideran el uso de precorte slot. Destacar, que el aumento del offset a 2.5 [m], reduce claramente las vibraciones asociadas a la línea Buffer N°1 y, además, la modificación del diámetro de perforación, junto con la reducción de la longitud de carga y el desacople de cargas, permiten desarrollar menor daño inducido al macizo rocoso, con lo cual se podría lograr, mejores cumplimientos de diseño en términos de ancho de berma.

Para complementar el análisis, se adjunta la siguiente tabla, donde se muestra el porcentaje de reducción de los niveles de vibraciones para todas las propuestas evaluadas con respecto al caso base de UGT06, en función de la línea de pozos Buffer N°1, Buffer N°2 y Producción N°1.

Tabla 59: Comparación de los niveles de vibraciones respecto caso base.

Propuesta de Diseño	[%] Reducción PPV Buffer N°1	[%] Reducción PPV Buffer N°2	[%] Reducción PPV Producción N°1
1	51.1	45.2	16.1
2	51.1	21.4	22.9
3	73.7	70.5	58.2
4	77.5	57.7	61.7
5	68.8	66.6	50.1

La propuesta N°4, presenta el mayor porcentaje de reducción de vibraciones inducidas por tronadura respecto a las líneas de pozos Buffer N°1 y Producción N°1, por lo que a continuación, se presentarán los resultados de la simulación de la propuesta N°4, ya que corresponde a una configuración de tronadura favorable en términos de reducir las pérdidas de ancho de berma de la Fase F10N. De modo similar, la propuesta N°3, en su línea de pozos Buffer N°2, genera el mayor porcentaje de reducción de vibraciones con respecto al caso base de diseño, siendo también una propuesta de diseño tentativa para implementar, buscando cumplir los anchos de berma requeridos. Finalmente, la propuesta N°5 reduce significativamente los niveles de vibración en las tres filas de pozos analizados, al modificar el explosivo y el diámetro de perforación según el caso base, es por esto, que se realizará la simulación de la propuesta mencionada.

5.9 Ábacos de diseño – Propuestas de Tronadura para UGT03

El diseño actual de perforación y tronadura para la UGT03 proyecta un nivel de vibraciones superior al determinado mediante el criterio de daño escalado a macizo rocoso. Es por ello, que para la tronadura del día 14/11/2019 en el banco 3365 de la Fase F10N, se aplicó una modificación de diseño con respecto al manual de ENAEX (caso base) según el estudio de vibraciones en campo cercano realizado.

A continuación, se indica el sector de la tronadura en la Fase F10N, específicamente en UGT03. Indicar que el talud cercano a la tronadura tiene un claro control estructural (Ilustración 49).

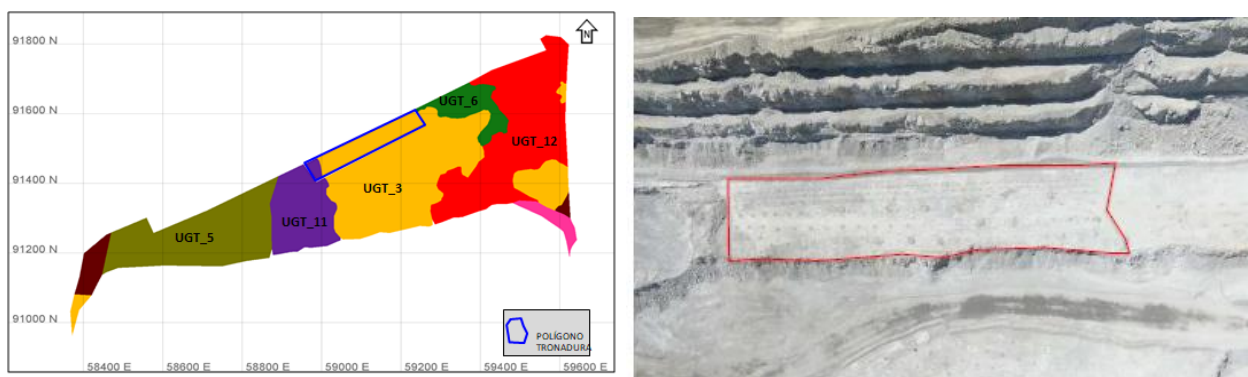


Ilustración 97: Sector de la tronadura en F10N, banco 3365 (Fuente Propia).

- Propuesta de diseño aplicada

La propuesta aplicada considera un diámetro de perforación de 7 7/8 [in] y un explosivo tipo Blendex 930 para la fila Buffer N°1, además de desacoplar la carga explosiva del pozo con un tiempo de detonación entre deck de 35.0 [ms]. Adicionalmente, se aumentó el burden a 4.5 [m], el espaciamiento a 5.0 [m], el taco a 5.0 [m] y se eliminó la pasadura positiva. Con respecto a la fila Buffer N°2, se redujo la longitud de carga a 5.5 [m], la cual al igual que la fila Buffer N°1, se desacopló con un tiempo entre deck de 35.0 [ms] y se aplicó una pasadura negativa de 2.0 [m]. Para la fila Producción N°1, se redujo el diámetro de perforación a 10 5/8 [in], además de disminuir la longitud de carga desacoplada a 8.0 [m] y modificar el tipo de explosivo a Blendex 930, también se aumentó el Burden a 9.0 [m] y de redujo el espaciamiento a 10.0 [m], finalmente se aplicó una pasadura negativa de 1.0 [m]. Recordar que se aumentó el offset a 2.5 [m].

Tabla 60: Parámetros de tronadura para la propuesta N°5.

Parámetro	Buffer N°1	Buffer N°2	Producción N°1	Producción N°2
Diámetro de perforación [in]	7 7/8	10 5/8	10 5/8	12 1/4
Tipo de explosivo	Blendex-930	Blendex-930	Blendex-930	Vertex-50
Burden [m]	4.5	6.0	9.0	13.0
Espaciamiento [m]	5.0	8.0	10.0	14.0
Pasadura [m]	0.0	-2.0	-1.0	2.0
Longitud de carga [m]	4.0	5.5	8.0	11.0
Taco [m]	5.0	4.5	5.0	6.0
Aire [m]	6.0	3.0	1.0	0.0
Carga Superior [m]	1.5	2.0	3.0	-
Carga Fondo [m]	2.5	3.5	5.0	11.0
PPV filtro precorte [mm/s]	386.4	437.2	319.3	-
Explosivo [kg]	126.0	315.0	458.0	1105.0
F.C. [g/t]	89.0	162.0	126.0	150.0

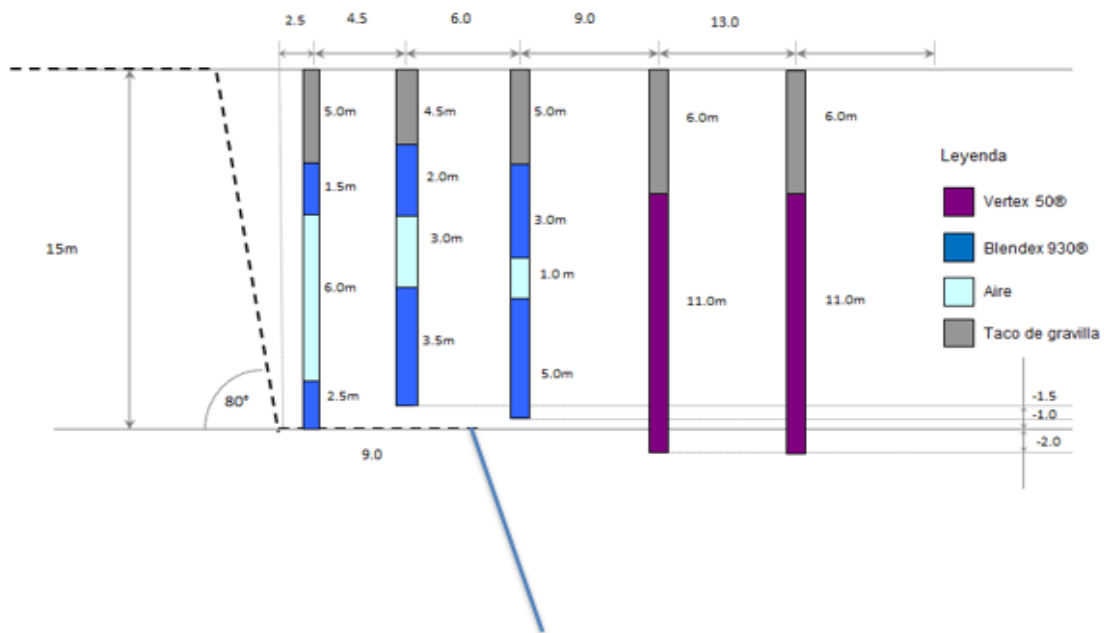
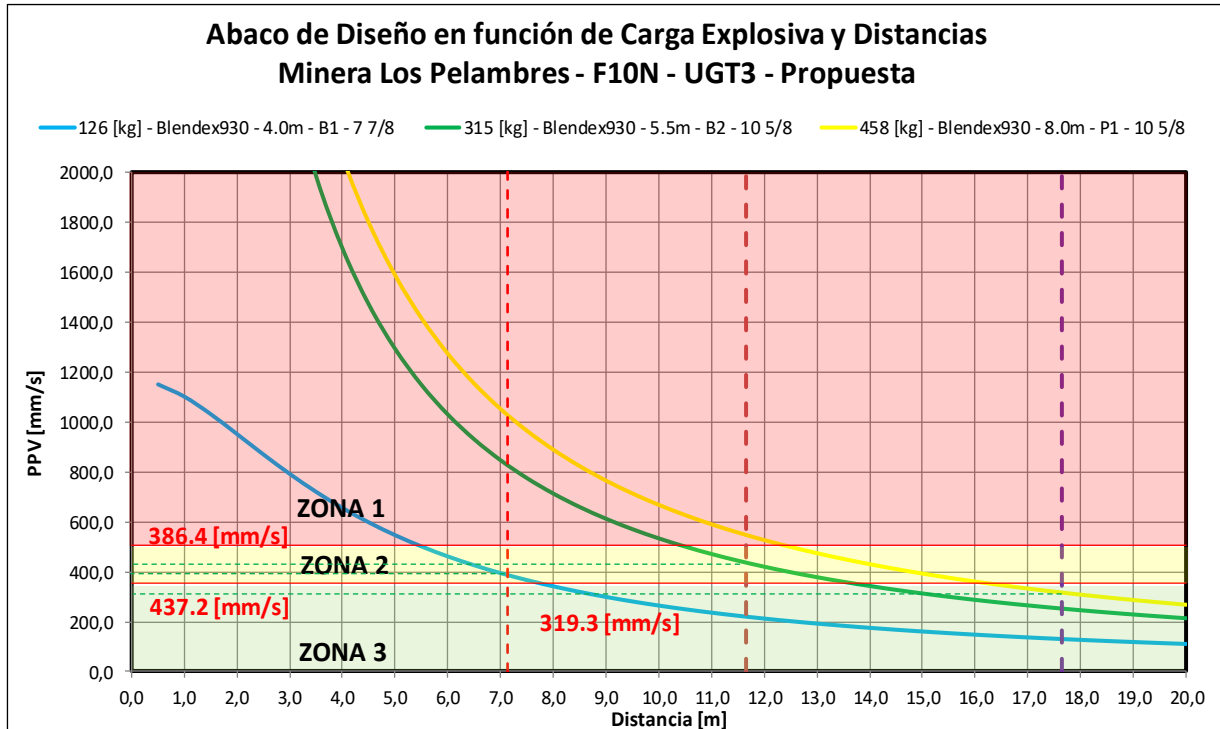


Ilustración 98: Perfil de carga de la tronadura aplicada en F10N, banco 3365 (Fuente Propia).

Como parte del estudio de vibraciones de campo cercano, se utiliza el modelo de velocidad de Holmberg y Persson respectivo para generar un ábaco de diseño que estima el nivel de vibraciones de la fila de pozos Buffer y Producción N°1, y también se emplea un modelo de daño de PPV escalado a macizo rocoso para definir la zona de daño de la propuesta implementada.

Gráfico 11: Ábaco de diseño de la propuesta aplicada para UGT03 (Fuente Propia).



5.9.1 Comparación de propuestas en términos de vibraciones – UGT03

- Comparación de las propuestas de UGT03

A continuación, se compara el nivel de vibración estimado de la propuesta aplicada con respecto al diseño de perforación y tronadura actual (Manual ENAEX).

Propuesta de Diseño	PPV Buffer N°1 [mm/s]	PPV Buffer N°2 [mm/s]	PPV Producción N°1 [mm/s]
Caso Base	1,005.9	790.1	781.8
Propuesta aplicada	386.4	437.2	319.3

Tabla 61: Niveles de vibraciones de la propuesta y caso base.

En torno a la tabla anterior, se tiene una diferencia significativa en los niveles de vibración estimados. Esta disminución se traduce en una reducción del daño inducido al macizo rocoso producto de la tronadura. Específicamente, la disminución del diámetro de perforación, la reducción de la longitud de carga y el desacople de cargas, impacta positivamente en el cuidado geotécnico del talud. En base al criterio de daño de Vergara (Tabla 3), se obtiene que el nivel de vibraciones que genera la fila de pozos Buffer corresponde a la zona de daño N°2, no superando la resistencia a la tracción de la roca intacta, al contrario del caso base, donde la misma fila de pozos define una zona de daño N°1 (Alto nivel de daño). Por otra parte, la fila Producción N°1 genera un nivel de vibraciones de 319.3 [mm/s], valor inferior al nivel de vibraciones de la UGT03 para macizo rocoso, con lo cual no se produce un daño observable en el talud. Para complementar el análisis, se adjunta la siguiente tabla, donde se muestra el porcentaje de reducción de los niveles de vibraciones de la propuesta aplicada con respecto al caso base.

Propuesta de Diseño	[%] Reducción PPV Buffer N°1	[%] Reducción PPV Buffer N°2	[%] Reducción PPV Producción N°1
1	61.5	44.6	59.2

Tabla 62: Comparación de los niveles de vibraciones respecto caso base.

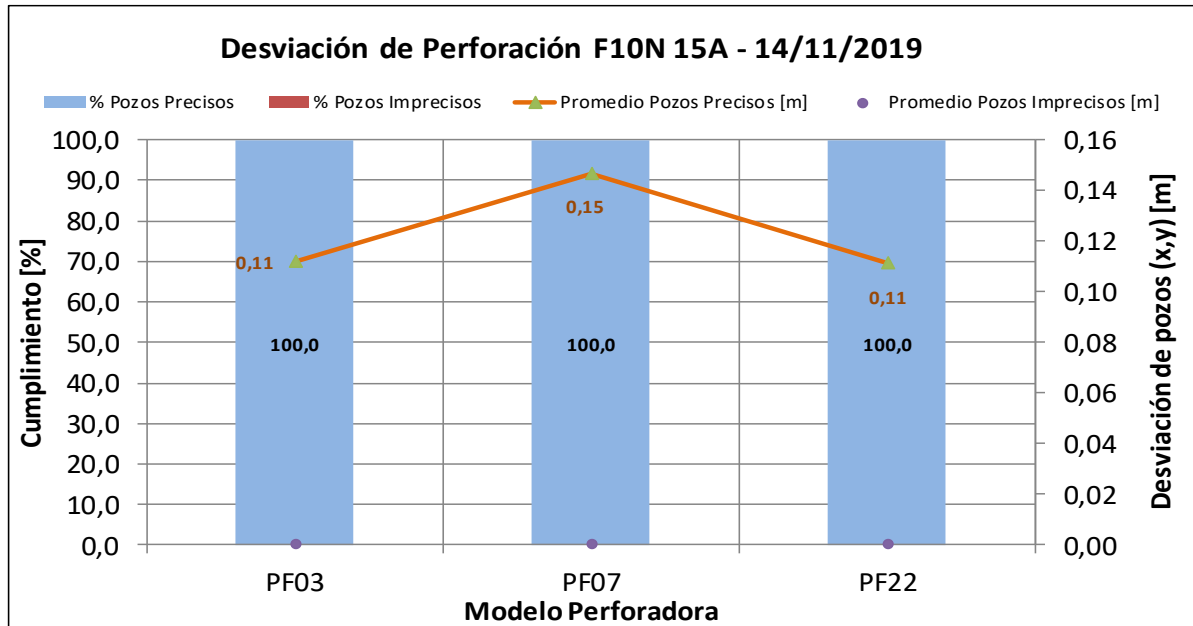
5.9.2 Análisis QA/QC Tronadura F10N UGT03 – 14/11/2019

El análisis QA/QC tiene como objetivo establecer la importancia de los factores operacionales de entrada y salida en el éxito de los aspectos técnicos aplicados y en garantizar la excelencia operacional de la tronadura seleccionada y aplicada en la UGT03.

Se consideran como factores operacionales externos de entrada la desviación de pozos, largo efectivo de pozos y velocidad de perforación. En tanto, se consideran factores operaciones externos de salida la fragmentación resultante.

- Desviación de Pozos

Gráfico 12: Desviación de pozos y porcentaje de cumplimiento (Fuente Propia).

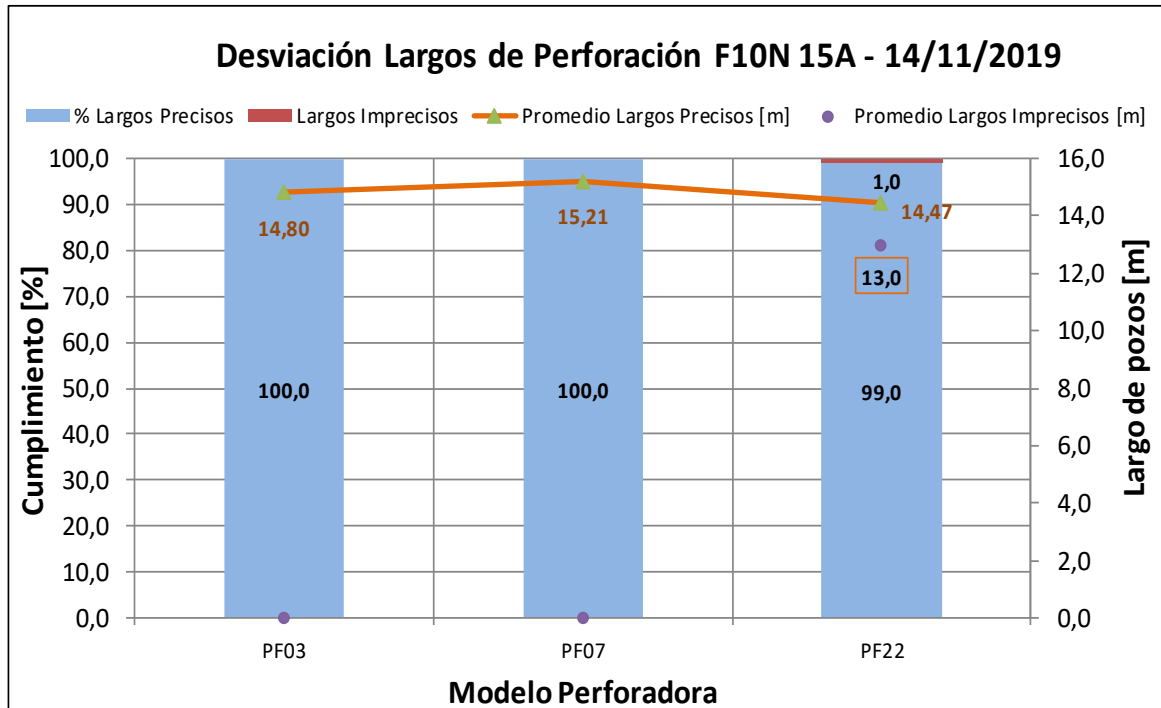


Para cuantificar la desviación de pozos en la perforación del patio de tronadura, se recopila la información de todos los pozos perforados en el sector de estudio. El proceso de medición de desviación de perforación se basa en la diferencia en metros resultante de las coordenadas (x, y) del pozo realizado en terreno con respecto al pozo diseñado. Como criterio de Mina Los Pelambres, la tolerancia máxima de un pozo preciso es 0.5 [m], de cualquier otra forma, el pozo se considera impreciso.

A partir del gráfico anterior, se tiene que el paño de tronadura fue perforado por el trabajo en conjunto de la perforadora PF03-PF07-PF22. En términos de cumplimiento, se tiene que el 100.0 [%] de los pozos realizados son precisos, con un promedio de desviación de 0.12 [m]. Con respecto a estos resultados, se descarta que la operación de perforación afecte negativamente en el cumplimiento del ancho mínimo de berma y con ello, un posible daño inducido en el talud.

- Desviación de Largos de Pozos.

Gráfico 13: Desviación de largos de pozos y porcentaje de cumplimiento (Fuente Propia).

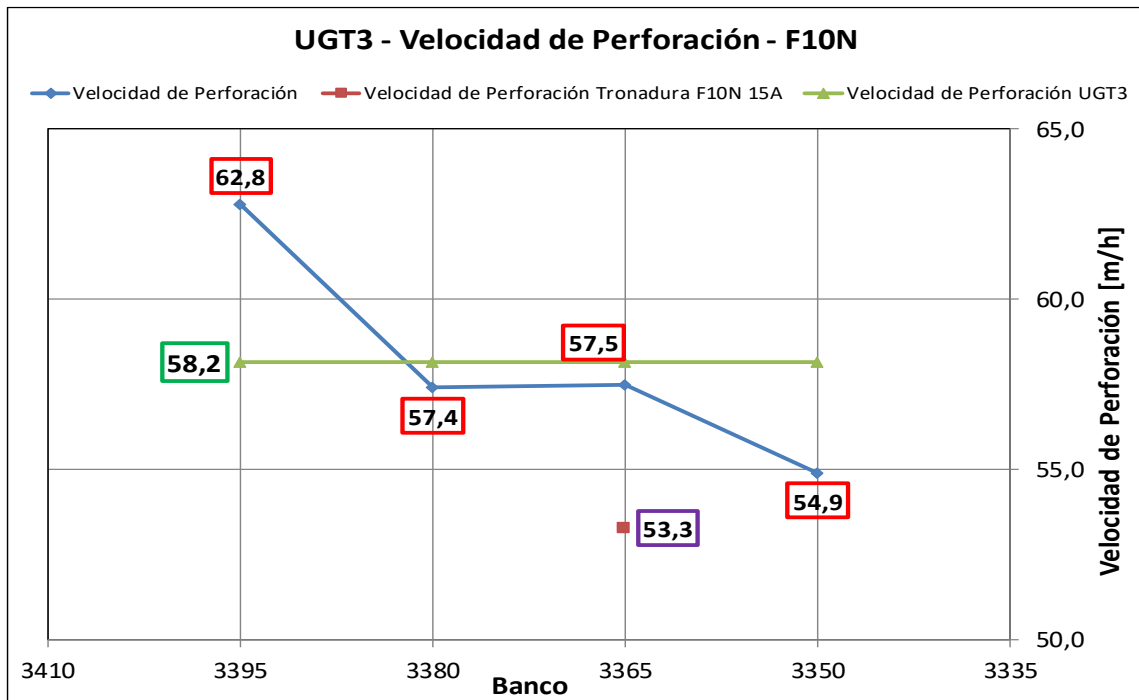


Para cuantificar la desviación de largos de pozos en la perforación del patio de tronadura, se recopila la información de todos los pozos perforados en el sector de estudio. El proceso de medición de desviación de largos de perforación se basa en establecer pozos largos cuando el pozo realizado supera en 0.3 [m] el largo de diseño y pozos cortos, cuando el pozo tiene al menos 1.5 [m] de diferencia con respecto al largo de diseño.

En términos de cumplimiento, se tiene que las perforadoras PF03 y PF07 reportan un 100.0 [%] de largos precisos, con un promedio de 14.8 y 15.2 [m] respectivamente. Por otra parte, la PF22 tiene un porcentaje de cumplimiento de 99.0 [%] con un promedio de 14.5 [m] y un porcentaje de incumplimiento de 1.0 [%], asociado a 2 pozos cortos de largo promedio igual a 13.0 [m]. Con respecto a los resultados, se descarta la influencia de desviaciones de largos de perforación en los resultados de la tronadura y con ello, un posible sobre quiebre en la cresta del banco que podría ocasionar incumplimientos en el ancho mínimo de berma.

- Velocidad de Perforación

Gráfico 14: Velocidad de Perforación UGT03 (Fuente Propia).



En el gráfico anterior, se presenta la velocidad de perforación de la UGT03 de la Fase F10N, específicamente se tiene una tendencia de disminución de velocidad a medida de la profundización de la fase. La velocidad promedio en el banco 3395 fue de 62.8 [m/h] y actualmente en el banco 3350, es de 54.9 [m/h]. En mayor detalle, la velocidad de perforación promedio en la zona de estudio fue 53.3 [m/h], un 7.3 [%] menor al promedio de velocidad del banco 3365 y un 8.4 [%] menor al promedio de velocidad de la UGT03 en la Fase F10N. En términos generales, la velocidad de perforación promedio se encuentra dentro de los rangos aceptables.

- Auscultación de Pozo – Pre-Tronadura

Como parte del proceso de validación, se realiza un pozo de auscultación de 15.0 [m] (altura del banco) en un diámetro de 6 ½ [in]. Se obtienen imágenes a distintas profundidades para evaluar la posible generación de daño inducido por tronadura. Esta captura de información se realiza en dos tramos, un tramo superior, entre el collar y los primeros 4.0 [m], y un tramo inferior, a mitad de banco (7.5 [m]) y en el fondo del pozo (15.0 [m]).

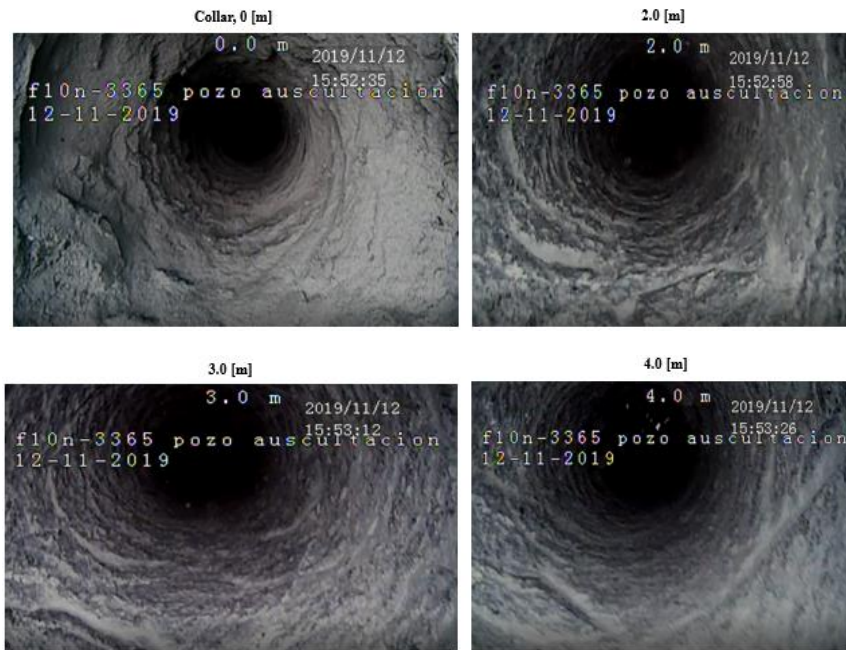


Ilustración 99: Auscultación de pozo, tramo superior del pozo (Fuente Propia).



Ilustración 100: Auscultación de pozo, tramo inferior del pozo (Fuente Propia).

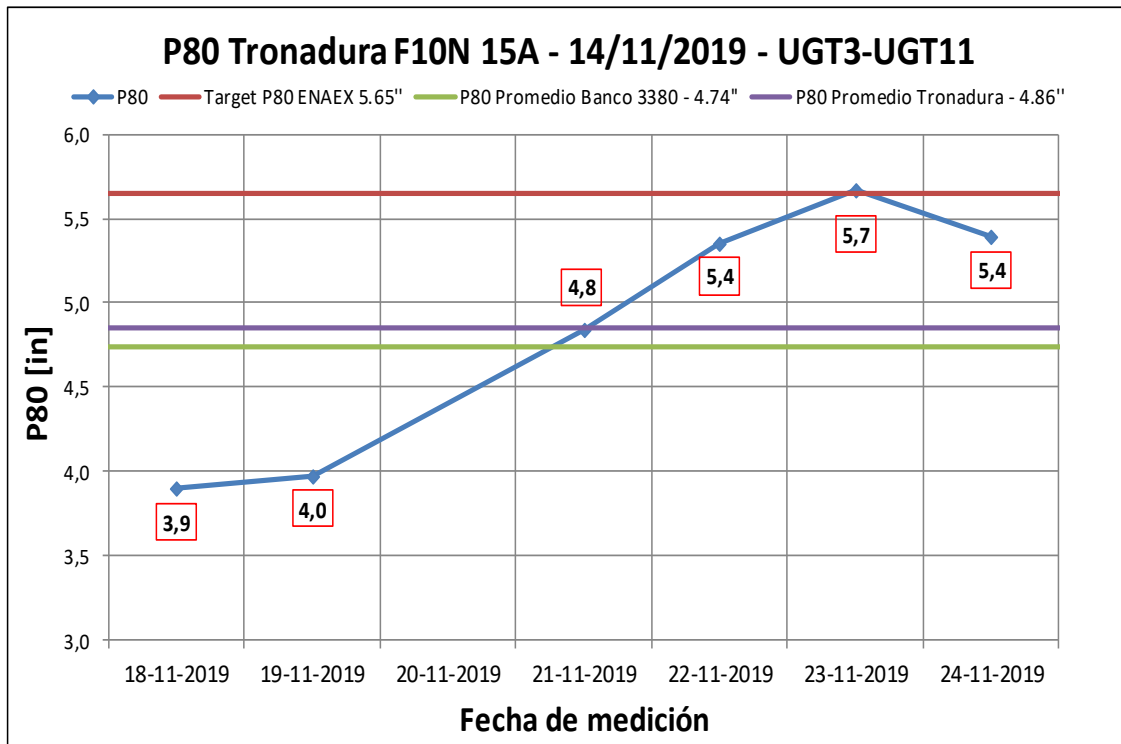
En el tramo superior, correspondiente a los primeros 4.0 [m] del pozo, se observa un macizo rocoso dañado producto de la pasadura de la segunda pasada del banco superior (banco doble), además de presentar dicha zona una gran concentración de estructuras que potencian el descreste promedio del banco, reduciendo así, el ancho mínimo requerido de berma.

Por otro lado, el tramo inferior correspondiente a la zona de la mitad del banco y del fondo del pozo, no presenta ninguna estructura geológica principal, y en términos generales, se observa un macizo rocoso consolidado sin ningún daño aparente.

Posterior a la tronadura, el pozo no se logró auscultar ya que durante la noche, se realizó la medida operacional de cresta dura y el pozo fue tapado con material tronado.

- Fragmentación

Gráfico 15: Evolución del P80 en función de los días de carguío (Fuente Propia).



En el gráfico anterior, se presenta la variación del P80 respecto a los días de carguío del material tronado. Los dos primeros días de extracción del material tronado reportan un P80 que no supera las 4.0 [in]. A partir del tercer día, se reporta un aumento considerable del P80, llegando a un máximo de 5.7 [in]. En términos generales, el P80 promedio de la tronadura es 4.9 [in], resultado que se encuentra por debajo del target de fragmentación de Enaex, con un valor igual a 5.65 [in]. Finalmente, el P80 promedio de la tronadura aumentó un 2.5 [%] con respecto al P80 promedio del banco superior correspondiente al 3380, el cual fue 4.74 [in]. En resumen, la fragmentación de la tronadura estuvo en línea con el target de Enaex.

5.9.3 Análisis Costo – Beneficio

Como parte del trabajo, se valoriza la propuesta de tronadura aplicada en la Fase F10N y se compara con respecto a la valorización del mismo sector tronado, pero según la configuración actual de tronadura en base al manual de diseño de Enaex para la UGT03.

Tronadura	Costo Total Tronadura [USD/t]	FC [g/t]	Gasto Tronadura [USD]	Gasto Accesorios [USD]	Total Explosivo [t]	Tonelaje Tronado [kt]	N.º Pozos
Propuesta (Tabla 52)	0.11	166.6	66,320.5	11,691.1	113.5	681.4	212
Manual	0.12	213.4	78,621.2	6,111.1	145.4	681.4	205

Tabla 63: Costo de propuesta y caso base.

A continuación, se presenta tabla resumen con el porcentaje de reducción de costo de tronadura y gastos, en función de la propuesta implementada con respecto al caso base (Manual Enaex).

Tronadura	% Reducción Costo Tronadura	% Reducción FC	% Reducción Gasto Tronadura	% Reducción Total Explosivo
Propuesta	8.3	21.9	15.7	22.0

Tabla 64: Gasto de propuesta y caso base.

En base a lo anterior, se tiene una reducción en el costo total de tronadura de 8.3 [%] producto de una disminución en el tonelaje de explosivo implementado con respecto al caso base (22.0 [%] de reducción). También, el gasto total de tronadura implementada es 66,320.5 [US\$], 15.7 [%] menos respecto a si se hubiera implementado el diseño de manual.

En detalle, se presenta la cantidad de explosivo utilizado en la propuesta de diseño implementada y en el caso base del manual analizado.

Gráfico 16: Consumo de explosivo, propuesta implementada (Fuente Propia).

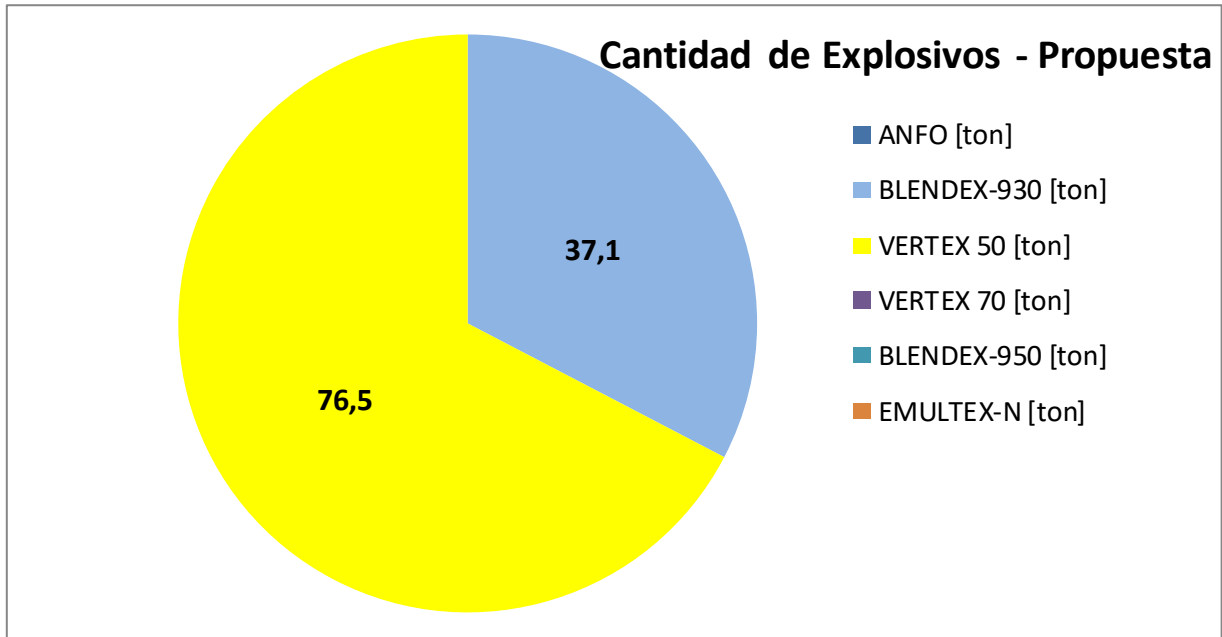
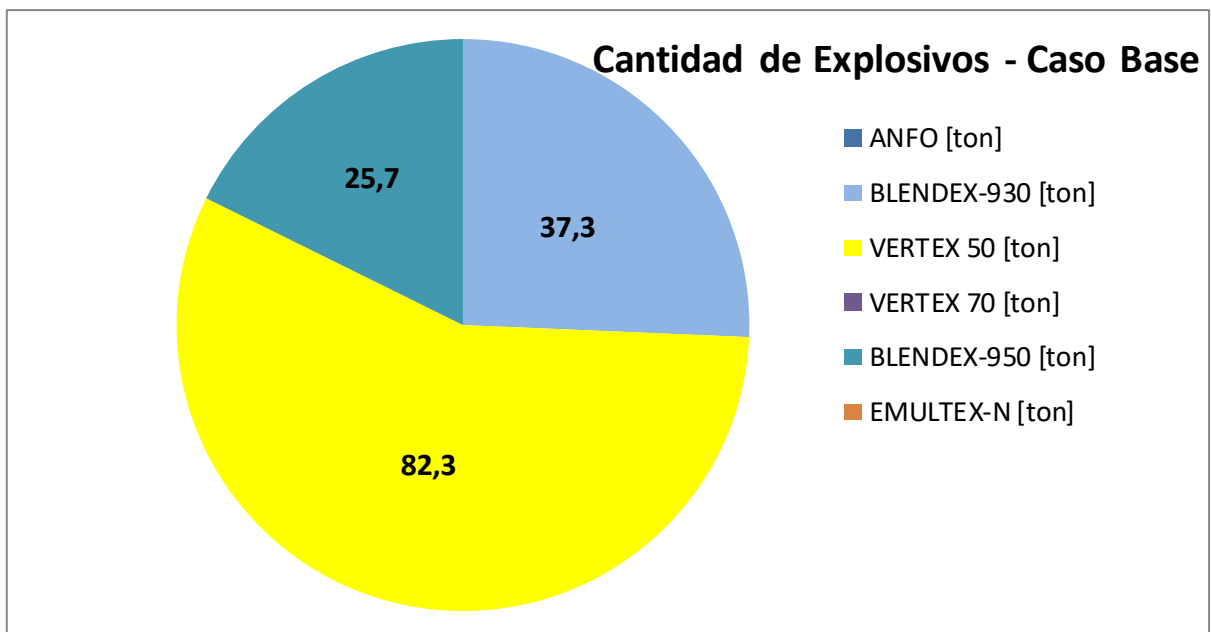


Gráfico 17: Consumo de explosivo, caso base (Fuente Propia).



5.9.4 Conciliación de banco Post – Tronadura

A continuación, se detalla la conciliación del banco 3365 de la Fase F10N. El análisis integra los escaneos topográficos de los días 02/12/2019 y 10/12/2019. Recordar que el resultado del banco se entrega por cada Unidad Geotécnica presente en el sector de estudio.

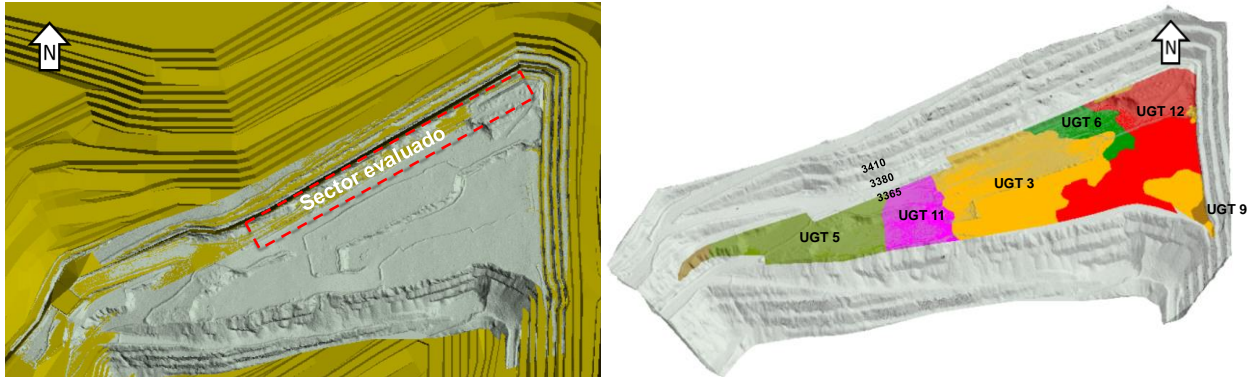


Ilustración 101: Sector conciliado post tronadura en fase F10N (Fuente Propia).

Tabla 65: Parámetros geotécnicos conciliados Post Tronadura

Unidad Geotécnica	Ancho de Berma [m]	Largo de descreste [m]	Ángulo Cara de Banco [°]
UGT3	30.8	3.8	77.9
UGT5	Variable	2.2	-
UGT6	28.7	5.7	64.1
UGT11	29.6	4.5	75.8
UGT12	-	-	-

Con respecto a la UGT3, donde se aplicó la modificación del diseño de perforación y tronadura, se tiene un descreste promedio de 3.8 [m], 61.6 [%] menor con respecto al descreste del banco 3380 (Ilustración N°107). En términos del ángulo cara de banco, se tiene un promedio de 77.9 [°], 2.6 [%] menor según el ángulo de diseño de 80 [°].

CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El objetivo general de éste trabajo de título fue desarrollar una propuesta de tronadura para reducir las pérdidas del ancho de berma en Mina Los Pelambres sobre las Unidades Geotécnicas de Fase F10N. Como parte del trabajo, se verificó que los factores que contribuyen a la pérdida del ancho de berma son la condición geomecánica de la Fase F10N y también, los efectos de las tronaduras en el sector de estudio, principalmente el efecto vibracional, factor que se relaciona directamente con el daño que induce la tronadura hacia el macizo rocoso.

Con respecto al primer factor contribuyente, la principal conclusión es que los sistemas estructurales condicionan fuertemente la construcción de taludes mineros en la Fase F10N. La dirección de los sistemas estructurales es desfavorable con respecto a la orientación espacial de la fase en estudio, generando en la mayoría de los casos, mecanismos de inestabilidad a escala de banco que no se autoportan debido a sus componentes geométricas - geomecánicas, los cuales se deslizan produciendo incidentes geotécnicos como los ocurridos durante el año 2019. Los deslizamientos de material afectan la continuidad operacional de la mina, además de exponer a condiciones de riesgo para los trabajadores, y también interfiere en el porcentaje de cumplimiento del ancho de berma mínimo requerido para la contención de posibles derrames.

En específico, se identifican tres sistemas estructurales principales en la Fase F10N que interfieren en el cumplimiento del ancho de berma. El sistema estructural S1, correspondiente a discontinuidades menores, el cual genera la condición de mecanismos de falla plana con respecto a la orientación de la fase. El sistema estructural S2, que al intersectar e interactuar con el set estructural S1, producen mecanismos de inestabilidad del tipo cuña que son observables en terreno, y finalmente, el sistema estructural S3, que tiene una característica distintiva, ya que su orientación es subparalela al talud de la Fase F10N, lo que implica una dificultad en su identificación en terreno, favoreciendo ampliamente la formación de fallas planas. Cabe indicar, que el set estructural S3 generó el deslizamiento ocurrido el día 23 de Agosto del 2019, donde un derrame de material de aproximadamente 8,000 [t], impacto un camión de extracción que en ese momento se encontraba cargando derrames de material.

Cabe mencionar, que los cumplimientos de las líneas de diseño, ya sea del ancho de berma o del logro de la línea de programa, son condicionados por la componente estructural del sector

estudiado, al generarse descrestes locales durante en el proceso constructivo de los bancos y/o por la activación de mecanismos de falla a escala de banco.

Además, se debe indicar que a medida que la Fase F10N se profundice en su explotación minera, la información geotécnica que describe el sector de estudio debe actualizarse, para así, incorporar posibles modificaciones en los parámetros de competencia geomecánica (UCS) y cambios en la definición de Unidades Geotécnicas que interfieran en las variables relacionadas con el diseño minero, junto con identificar nuevos sistemas estructurales que condicionen los diseños de tronadura; y, evaluar el afloramiento de agua, condición que limita el uso de ciertos explosivos establecidos en los manuales de diseño de tronadura de Mina Los Pelambres. Es por esto, que se recomienda realizar campañas de sondajes para complementar la información geotécnica de la Fase F10N, junto con realizar ensayos geomecánicos de laboratorio, para caracterizar de mejor forma el macizo rocoso y así, ajustar los parámetros de diseño de tronadura.

Un punto a destacar, es el soporte de información geotécnica existente en Mina Los Pelambres para el desarrollo del trabajo, la cual no es la más favorable debido a su temporalidad. Es por esto, que recopilar e incorporar información estructural actualizada a la base de datos histórica, es clave para aumentar la confiabilidad de los proyectos y estudios mineros a realizarse en la Mina Los Pelambres, para de esta forma, obtener resultados más cercanos a la realidad.

Se debe indicar también, que producto de los incidentes geotécnicos que afectaron a la fase F10N, y considerando también la condición estructural desfavorable del sector en estudio, se modificó la práctica de banco doble (precorte) a banco simple, pasando de 30 [m] a 15 [m], con el objetivo de que cualquier potencial inestabilidad a escala de banco que no se autosoporte, involucré una menor cantidad de tonelaje frente a un potencial derrame o deslizamiento.

Para concluir a partir del segundo factor contribuyente, se debe entender en primer lugar, que los modelos de vibración de campo cercano de Holmberg y Persson, se construyeron específicamente para las UGT03 y UGT06, por lo que el comportamiento de dichas Unidades Geotécnicas al efecto vibracional, es representativo a través de sus modelos de campo cercano. También se debe tener presente, que se excluyen del estudio, variables tales como la secuencia de detonación, acción y dirección de salida de gases, tiempos de retardo y grado de confinamiento de explosivos, ya que estos parámetros no se utilizan en el modelo de Holmberg y Persson.

En detalle, la simulación de vibraciones aplicando los modelos de Holmberg y Persson permite realizar cambios en los parámetros de diseño de tronadura, como por ejemplo, en el burden de las filas de amortiguamiento y producción, en el factor de carga del pozo, tipos de explosivos, largo de pasadura, diámetros de perforación, offset y longitud de la carga explosiva. El objetivo de evaluar estas modificaciones, es determinar el nivel de vibraciones simuladas a partir de un evento de tronadura sobre un determinado tipo de roca en base a su modelo de campo cercano, para de esta forma, ajustar los diseños según un criterio de daño de vibraciones escalado a macizo rocoso. Pero también es fundamental tener en consideración, las limitantes más significativas del modelo utilizado, dentro de las cuales destaca que el modelo de Holmberg y Persson no considera distribuciones energéticas del explosivo, por tanto, una modificación del tipo de explosivo sin un cambio de densidad, define un mismo ábaco de diseño para dos explosivos distintos. Otra limitante, es que el modelo no incorpora parámetros relacionados con variables del diseño minero, por lo que no simula vibraciones y daño inducido de tronaduras de bancos cercanos al sector que se tronará efectivamente.

Con respecto al segundo factor, el cual relaciona la componente vibracional de los diseños de tronadura con las significativas pérdidas del ancho de berma en la Fase F10N, lo que reduce la capacidad de contención de derrames, se concluye que analizarlo a través de una metodología de trabajo que involucra aspectos pre tronadura, como la simulación de vibraciones a través de modelos de velocidad de partícula PPV de Holmberg y Persson, y aspectos post tronadura, como la evaluación del cumplimiento de los parámetros de diseño de banco y auscultación de pozos, es clave para obtener información necesaria para el proceso de calibración de los diseños de tronadura en torno a los resultados obtenidos, y con ello, evaluar la posible aplicación del estudio en otros sectores de interés u otras fases de explotación en Mina Los Pelambres.

Inicialmente, se desarrolla un análisis desde una componente vibracional sobre la fila de pozos Buffer N°1, Buffer N°2 y Producción N°1 mediante ábacos de diseño de PPV sobre los diseños de perforación y tronadura actuales (caso base), para luego realizar un estudio en detalle de vibraciones inducidas por tronadura en campo cercano a través de modelos de Holmberg y Persson a partir de mediciones en terreno representativas de cada Unidad Geotécnica, y junto a ello, generar un modelo en términos de control de daño por vibraciones mediante el criterio de PPV escalado a macizo rocoso, modelo de daño diferente al modelo actual de Mina Los Pelambres, el que se sustenta bajo información de roca intacta.

Finalmente, se establecen diferentes propuestas de diseño de tronadura ajustadas a niveles de vibración críticos en función de modelos de daño y modelos de velocidad de partícula escalados a macizo rocoso, con el objetivo de reducir la pérdida de ancho de berma y lograr el cumplimiento de las líneas de diseño en la Fase F10N. En base a lo anterior, se compararan los diseños de tronadura del caso base con las propuestas según el estudio de vibraciones en campo cercano.

Como parte del trabajo, se determinó que al escalar a macizo rocoso el modelo de daño de PPVcrítico, se concluye que el modelo de daño de roca intacta propuesto por McKenzie y empleado por Mina Los Pelambres, sobreestima en un 30.9 [%] el daño inducido al macizo rocoso por tronadura, lo que justifica la activación de mecanismos de inestabilidad a escala de banco, y también, derrumbes de material que desencadenan en los incidente ocurridos en el sector de estudio. Esta reducción del daño inducido a través de la propuesta de tronadura implementada sobre UGT03 no se logró verificar mediante la auscultación de pozos post tronadura, debido a que un equipo de manejo de material derrumbó el collar del pozo al efectuar labores de remanejo. Sin embargo, es necesario y se recomienda continuar con el monitoreo de vibraciones y auscultación de pozos en las nuevas propuestas de tronadura a implementar para calibrar los diseños y los modelos de daño, ajustándolos a distintos sectores de la Mina Los Pelambres.

Respecto a la tronadura que se realizó en el banco 3365 de F10N sobre la UGT03, se logró un ancho de berma de 5.2 [m], con una pérdida de berma de aproximadamente 3.8 [m], obteniendo una reducción del porcentaje de cumplimiento del ancho de berma de 61.6 [%].

En específico, el nivel de vibraciones crítico escalado a macizo rocoso para las UGT03-06-12 es 352.3 [mm/s], 261.2 [mm/s] y 343.7 [mm/s] respectivamente, aproximadamente un 31 [%] menor al utilizado actualmente por Mina Los Pelambres para dichas Unidades Geotécnicas.

Se aplicó una propuesta de tronadura para reducir las pérdidas de ancho de berma en el banco 3365 de la Fase F10N. Dicha tronadura se ejecutó principalmente en UGT03, donde la primera modificación con respecto al caso base fue aplicar detonación de cargas desacopladas en la fila de pozos Buffer N°1, Buffer N°2 y Producción N°1, además se redujo la longitud de carga en 1.0 [m], 2.0 [m] y 2.0 [m] respectivamente. Otra modificación con respecto al caso base, fue la reducción del diámetro de perforación: desde 10 5/8 [in] a 7 7/8 [in] en la Buffer N°1 y desde 12 1/4 [in] a 10 5/8 [in] en la Producción N°1. También se aumentó el offset a 2.5 [m], 0.5 [m] más que el establecido por el caso base.

Con las modificaciones antes descritas, se simuló un nivel de vibraciones para la Buffer N°1 de 386.4 [mm/s], un 61.5 [%] menor que lo simulado según el diseño actual. Por otro lado, la Buffer N°2 genera a partir de la simulación un nivel de vibraciones de 437.2 [mm/s], 44.6 [%] menor según el caso base. Finalmente, la fila de pozos Producción N°1, generó 319.3 [mm/s], un 59.2 [%] menor que lo simulado según el diseño del caso base.

En términos económicos, el costo fijo de la tronadura implementada fue igual a 0.11 [US\$/ton], 8.3 [%] menor que si la misma tronadura se hubiese realizado según el diseño del caso base de UGT03, por otra parte, el factor de carga de la tronadura fue 166.6 [g/t]. También destacar que, en términos de fragmentación, se registró un P80 promedio de la tronadura de 4.86 [in], valor inferior al target máximo de 5.65 [in] establecido por el área.

En base al trabajo realizado, se recomienda continuar implementando las propuestas de diseño de tronadura según el estudio de vibraciones en campo cercano, integrando información geotécnica de corto plazo, ya que la tronadura propuesta y realizada, generó un aumento significativo del cumplimiento del ancho de berma requerido respecto al banco superior.

También se recomienda realizar modelos de vibraciones en campo cercano para cada UGT a través de pruebas de pozos desacoplados (Buffer N°1, Buffer N°2) y con ello, generar un modelo predictivo de vibraciones para ajustar los diseños de perforación y tronadura de la Fase F10N a las mediciones en terreno y niveles críticos de vibraciones escalados a macizo rocoso.

Por lo tanto, se recomienda continuar con el plan de trabajo MLP-ENAEX, en la búsqueda de mejorar los diseños de tronadura, en base a los resultados en los taludes y la condición geoestructural de la Fase F10N, utilizando una metodología de mejoramiento continuo para el proceso de perforación y tronadura. Para lo cual, de acuerdo a lo desarrollado en el presente trabajo, se proponen las siguientes recomendaciones para estudios futuros:

- Desarrollar modelos de presión de gases para analizar la apertura y formación de grietas debido al efecto de los gases durante el proceso de detonación, y con ello, la activación de mecanismos de inestabilidad a escala banco-berma que afecten el cumplimiento del ancho de berma de taludes mineros.
- Implementar el estudio de vibraciones inducidas por tronadura en conjunto de la información geotécnica correspondiente, para así ajustar los diseños de tronadura de las fases de explotación F7R1-F9SE-F11W.

- Incorporar un estudio para verificar la influencia del agua como variable cable dentro de los modelos de daño según el criterio de escalamiento de macizo rocoso. De esta forma, se pueden ajustar los diseños de tronadura en sectores de explotación que tengan cercanía con las afluentes de agua, situación que se vuelve más común en Mina Los Pelambres, por su alta tasa de profundización en el desarrollo minero.
- Continuar trabajando en el desarrollo de un modelo numérico que simule las condiciones pre y post tronadura a partir de información medida en terreno, ya sea mediciones de desplazamiento en función de tiempos de retardo entre filas, modelos de vibraciones en campo cercano y lejano según Unidades Geotécnicas e información estructural a escala banco-berma, inter-rampa y talud global, para modelar el efecto de la tronadura a distintas escalas y sobre sistemas estructurales que condicionen el procesos constructivo de taludes mineros.
- Realizar modelos de daño escalados a macizo rocoso considerando el daño inducido por tronaduras de bancos superiores, con el objetivo de incorporar la componente vertical de daño, y con ello, precisar el ajuste de los diseños de tronadura.
- Realizar simulaciones de tronadura modificando los tiempos de salida entre filas y pozos, para incorporar la secuencia de tronadura en los ajuste de diseño y ver su efecto en el cumplimiento de las líneas de diseño.
- Implementar una metodología de mejoramiento continuo entre el área de perforación y tronadura y el área de geotecnia, para realizar un trabajo en conjunto que tenga como propósito reducir el daño al macizo rocoso y así poder aumentar la vida útil del yacimiento.

CAPÍTULO 7: BIBLIOGRAFÍA

- [1] ALTAMIRANO A. (2014). Diseño de tronadura en una fase - aplicación a minería continua - CODELCO - Division Andina. Tesis para optar al título de magíster en minería. Santiago. Universidad de Chile.
- [2] Arriagada J., Berger E., Orlandi C., Quinzacara N., Silva S., Villalba I., Manual de Tronadura ENAEX, Sistemas de iniciación pp. 40-61; Secuencia de iniciación pp. 94-105; Vibraciones producto de la tronadura pp. 109-122.
- [3] Bieniawski R. 2011. Errores en la aplicación de las clasificaciones geomecánicas y su correlación.
- [4] Braile L. 2020, Seismic waves, University of Purdue.
- [5] Bravo I. 2018, Estudio de vibraciones inducidas por tronadura en Minera Spence, Santiago, Universidad de Chile.
- [6] CASANEGRA M. 2008. Estudio de vibraciones en excavaciones subterráneas inducidas por tronaduras superficiales en Hemlo Mine. Tesis para optar al título de magíster en minería. Santiago. Universidad de Chile.
- [7] Cubillos J., Material docente MI6071 Tronadura y Excavación [https://www.ucursos.cl/ingenieria/2018/1/MI6071/1/material_docente/].
- [8] DEVINE, J. RICHARD, H. BEEK, H. MEYER, A. DUVALL, W. (1966). Effect of charge weight on vibration levels from quarry blasting. Report of investigation 6774.
- [9] GALERA J.M, ÁLVAREZ M., BENIAWSKI Z.T. 2005. Evaluación del módulo de deformación en macizos rocosos, Comparación entre los ensayos presiométricos y dialométricos con la predicción del RMR.
- [10] Goodman, R. (1989). Introduction to rock mechanics. J. Wiley & Sons.
- [11] Hoek E., Brown E.T. 1980, Estimación de la resistencia de macizos rocosos en la práctica.
- [12] Hoek, E. and Brown. (1980). Empirical strength criterion for rock masses. J. Geotech. Engng Div., ASCE 106(GT9), 1013-1035.
- [13] HOEK E, CARRAZA C, CORKUM B. Hoek & Brown Failure criterion. Edición 2002.
- [14] HOEK E., DIEDERICHS M.S. 2005. Empirical estimation of rock mass modulus". En: International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 43 (2006) 203-215.
- [15] Hoek, E. and Bray, W. (1981). Rock slope engineering. London: Institution of Mining and Metallurgy, 358 p.
- [16] HUSTRULID, WILLIAM "Blasting principles for open pit mining". Volumen 1 y 2. 1999.

- [17] Hutchinson, J., and Diederichs, M.S. (1996). Cablebolting in underground mines. Bitech Publishers.
- [18] KONYA C., ALBARRÁN E. 1990. Diseño de voladuras. Selección múltiple. Vibraciones y ondas sísmicas; Normas de vibración para tronaduras pp. 231-274.
- [19] LÓPEZ JIMENO, C. Manual de perforación y tronadura de rocas. (1994). Instituto Tecnológico Geominero de España. Edición 2003. Selección múltiple. Mecanismos de rotura de roca pp. 209-213; Variables controlables de las tronaduras pp- 243-257; Vibraciones terrestre, la onda aérea y su control pp. 453-452; Propiedades de los explosivos pp. 139-147.
- [20] MANUAL DE TRONADURA ENAEX. Arriagada J., Berger E., Orlandi C., Quinzacara N., Silva S., Villalba I. Selección múltiple. Sistemas de iniciación pp. 40-61; Secuencia de iniciación pp. 94-105; Vibraciones producto de la tronadura pp. 109-122.
- [21] McKenzie C.K. 1992. Manual de Tronadura. Selección múltiple. Propiedades de la roca; Diseño de Tronaduras; Daño por tronadura y estabilidad de rocas pp. 31-72, pp. 93-103.
- [22] MUSIC A. 2007. Diagnóstico y optimización de disparos en desarrollo horizontal, mina El Teniente. Memoria para optar al título de ingeniero civil de minas. Santiago. Universidad de Chile.
- [23] Norrish, N. & Wyllie, D. (1996). Rock Slope Stability Analysis, Chp. 15.
- [24] Pardo C. 2016. Validación modelos de predicción de daño PPVc escalado a macizo rocoso PPVcmr. Memoria para optar al título de Ingeniero civil de minas. La Serena. Universidad de la Serena.
- [25] Persson ET AL. 1993, Mecanismo de fragmentación de roca a través de explosivos.
- [26] Persson, P; Holmberg, R; Lee, J; 1994, Rock Blasting and Explosives Engineering, CRC.
- [27] ROCK SLOPE ENGINEERING CIVIL & MINING. Selección multiple. Blasting, p 246.
- [28] Sheorey, P.R Biswas, A.K and Choubey, V.D (1989). An Empirical failure criterion for rocks and jointed rock masses. Eng.Geol., 26: 141-159.
- [29] Ván P, Vásárhelyi. 2014. Sensitivity analysis of GSI based mechanical parameters of the rock mass.
- [30] Vergara J. 2016, Consideraciones al escalamiento del PPVcrítico al macizo rocoso, UMining 2016, Santiago, Orica Latin América.
- [31] Zhang L. 2017, Engineering Properties of Rocks. Chapter 3, Intact Rock

CAPÍTULO 8: ANEXOS

8.1 Resumen de pruebas en terreno Mina Los Pelambres

Tabla 66: Resumen pruebas en terreno.

UGT	Vp [m/s]	Técnica	Fecha
UGT03	3,748.0	Pozos Desacoplados	2018-Jun
UGT03	3,585.0	Lineal Comparativa	2019-Abr
UGT03	3,585.0	-	2019-Abr
UGT06	2,794.0	Puntual Pozos Malla	2019-Jun
UGT06	3,923.0	Pozos Desacoplados	2018-Jun
UGT12	3,909.0	Pozos Desacoplados	2018-May

8.2 Ejemplos criterios de daño

A continuación, se presentan algunos ejemplos de criterios de daño:

Tabla 67: Modelo de Bauer y Calder.

Modelo de Bauer y Calder	
Velocidad de partícula [mm/s]	Efectos sobre el macizo rocoso
< 250	No hay peligro en roca sana
250 -600	Puede generarse lajamiento por roturas por tracción
600 - 2500	Grandes roturas por tracción y algunas grietas radiales
> 2500	Agrietamiento total del macizo rocoso

Tabla 68: Modelo de Hoek y Bray.

Modelo de Hoek y Bray	
Velocidad de partícula [mm/s]	Efectos sobre el macizo rocoso
> 130	Daño menor
> 300	Caída de rocas en galerías revestidas
> 650	Inicio de quiebre de roca
> 2500	Quiebre de roca

Tabla 69: Modelo de Oriad.

Modelo de Oriad.	
Velocidad de partícula [mm/s]	Efectos sobre el macizo rocoso
5 - 100	Fallas ocasionales de rocas sueltas
< 100	No hay influencia primaria
130 - 380	Fallas de secciones en parte sueltas
600 - 2500	Desde daño a defectos relativo en las rocas
> 2500	Significativo daño a macizos rocosos competentes

8.3 Modelos de escalamiento de E_{rm}

En la siguiente ilustración se indican las fórmulas empíricas de calibración del módulo de deformación a escala de macizo rocoso.

$E_{rm} = 2RMR - 100$	Bieniawski
$E_{rm} = 10^{(RMR-10)/40}$	Serafim and Pereira
$E_{rm} = E_i/100(0.0028RMR^2 + 0.9 \exp(RMR/22.82)), E_i = 50 \text{ GPa}$	Nicholson and Bieniawski
$E_{rm} = E_i(0.5(1 - \cos(\pi RMR/100))), E_i = 50 \text{ GPa}$	Mitri et al
$E_{rm} = 0.1(RMR/10)^3$	Read et al.
$E_{rm} = 10Q_c^{1/3}$ where $Q_c = Q\sigma_{ci}/100, \sigma_{ci} = 100 \text{ MPa}$	Barton
$E_{rm} = (1 - D/2)\sqrt{\sigma_{ci}/100} \times 10^{(RMR-10)/40}, D = 0, \sigma_{ci} = 100 \text{ MPa}$	Hoek et al.
$E_{rm} = E_i(s^a)^{0.4}, E_i = 50 \text{ GPa}, s = \exp((GSI - 100)/9),$ $a = 1/2 + 1/6(\exp(-GSI/15) - \exp(-20/3)), GSI = RMR$	Sonmez et al.
$E_{rm} = E_i s^{1/4}, E_i = 50 \text{ GPa}, s = \exp((GSI - 100)/9)$	Carvalho
$E_{rm} = 7(\pm 3)\sqrt{Q'}, Q' = 10((RMR - 44)/21)$	Diederichs and Kaiser

Ilustración 102: Fórmulas de escalamiento a macizo rocoso del módulo de deformación.

8.4 Sistemas de Iniciación

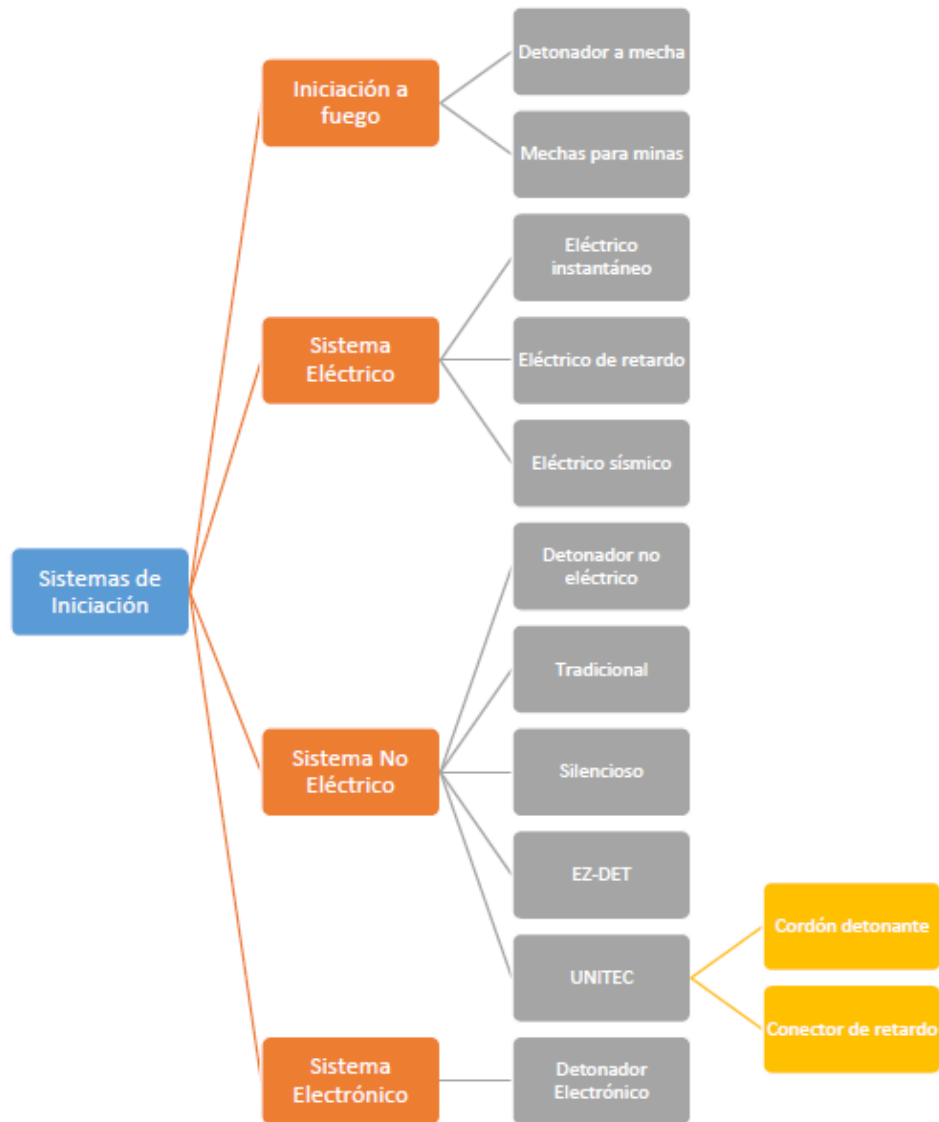


Ilustración 103: Tipos de sistemas de iniciación (Bravo, 2018).

8.5 Prueba Filtro de Precorte

El objetivo de una tronadura de precorte, es la creación de una discontinuidad que se extiende hasta la profundidad completa del banco, quedando entre el volumen del macizo rocoso que se tronará y la pared que quiere ser protegida.

El filtro de precorte es una prueba que consiste en determinar, en porcentaje, el efecto causado por la grieta, en términos de disminución de la vibración tras la discontinuidad o grieta.

La metodología de la prueba consiste en la instalación de dos geófonos triaxiales, uno de ellos situado tras el precorte, ya tronado, y otro situado delante del precorte, en la malla a tronar, dirigidos ambos hacia el mismo sentido respecto al tren de ondas esperado. Para la ubicación de la prueba se considera las propiedades litológicas y geotécnicas del macizo.

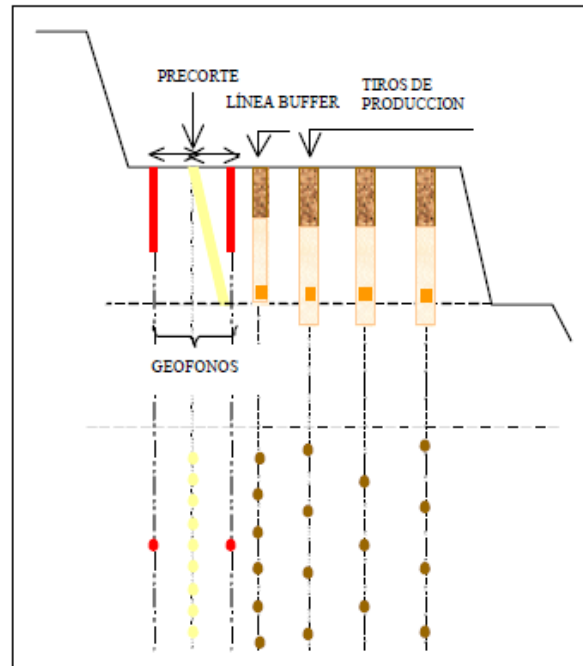


Ilustración 104: Esquema de la prueba de filtro de precorte.

8.6 Prueba de Auscultación de Pozos

Para rectificar y validar las propuestas de diseño de perforación y tronadura según el criterio de daño de PPV_{cmr} escalado a macizo rocoso, se realizan pozos de auscultación para así reconocer posibles marcas de daño tras el talud.

En dichos pozos, se introduce una cámara Bore Hole para examinar de forma visual, la posible generación de nuevas fracturas, la apertura de estructuras preexistentes y derrumbes al interior del pozo, como reconocimiento adicional de posibles daños causados al macizo rocoso.

8.7 Conciliación Banco 3365 Post - Tronadura



UGT 5	UGT 11	UGT 3	UGT 6	UGT 12
Berma: variable Descreste: 2,2 m Á. Cara de banco: -	Berma: 29,6 m Descreste: 4,5 m Á. Cara de banco: 75,8°	Berma: 30,8 m Descreste: 3,8 m Á. Cara de banco: 77,9°	Berma: 28,7 m Descreste: 5,7 m Á. Cara de banco: 64,1°	Sin evaluación, falta extracción de material tronado.

Ilustración 105: Banco 3365 de fase F10N, posterior a la tronadura implementada.

8.8 Detalle Unidades Geotécnicas

UGT-01 Primario Con Anhidrita: Unidad conformada en su mayoría por diorita con alteración potásica y stockwork de vetillas, correspondiente a la zona de mineralización hipógena y localizada bajo el límite del techo de anhidrita. Se presenta como una zona de buena calidad geotécnica.

UGT-02 Primario Sin Anhidrita: Unidad compuesta por diorita con alteración potásica y stockwork de vetillas, forma parte de la zona de mineralización hipógena y se ubica sobre el límite del techo de anhidrita. Se declara como un sector de buena calidad geotécnica y en comparación con la UGT-01, es de menor resistencia y contiene un mayor número de fracturas.

UGT-04 Andesita Marginal Oeste Inferior: Unidad compuesta por rocas del tipo volcánica con alteración propilítica, en su mayoría andesitas ubicadas espacialmente en el sector oeste del rajo Los Pelambres, bajo el techo de anhidrita. Se presenta como una zona de buena calidad geotécnica.

UGT-05 Andesita Marginal Oeste Intermedia: Unidad conformada por andesitas volcano-sedimentarias con **alteración** propilítica, emplazadas en el sector oeste del rajo Los Pelambres,

sobre y bajo el límite del techo de anhidrita. Se declara como una zona de mala a regular calidad geotécnica.

UGT-07 Andesita Marginal Este Inferior: Unidad litológica compuesta por andesitas volcánicas con alteración propilítica, ubicadas en el sector este del rajo Los Pelambres, bajo el límite del techo de anhidrita. Se presenta como una zona de buena calidad geotécnica.

UGT-08 Andesita Marginal Este Superior: Unidad litológica integrada por andesitas volcánicas, ubicadas en el sector este del rajo Los Pelambres, sobre el límite del techo de anhidrita. Se presenta como una zona regular en términos de calidad geotécnica.

UGT-09 Lixiviado: Esta unidad incluye andesita, diorita, brechas y pórfidos, con alteración geológica del tipo cuarzo-sericítica, emplazada en la zona superior del rajo y bajo la zona de coluvio. Específicamente, esta unidad es parte del sector del macizo rocoso afectado por procesos de lixiviación. La calidad geotécnica de la UGT-09 es regular.

UGT-10 Lixiviado: Esta unidad se compone de la zona lixiviada de andesitas con alteración cuarzo-sericítica, ubicada en el sector sureste del rajo, con un espesor de mineralización promedio de 50.0 [m]. Se presenta como una zona de mala calidad geotécnica.

UGT-11 PQF Secundario: Unidad formada por pórfidos feldespáticos bajo una alteración potásica y cuarzo-sericítica, se presenta sobre el límite del techo de anhidrita, distribuido principalmente en la zona norte del rajo. Corresponde a una zona de buena calidad geotécnica.

UGT-13 Coluvios: Unidad compuesta por material estéril correspondiente a sedimentos no consolidados, los cuales cubren gran parte de la superficie total del yacimiento, con un espesor aproximado de 50.0 [m].

8.9 Conciliación y cumplimientos del ancho de berma

Para contextualizar la situación actual de Fase F10N en términos de la pérdida de ancho de berma, se presenta a continuación una conciliación de los porcentajes de cumplimiento del ancho de berma requerido, mediante un esquema que considera los bancos 3440-3425-3410-3395-3380.

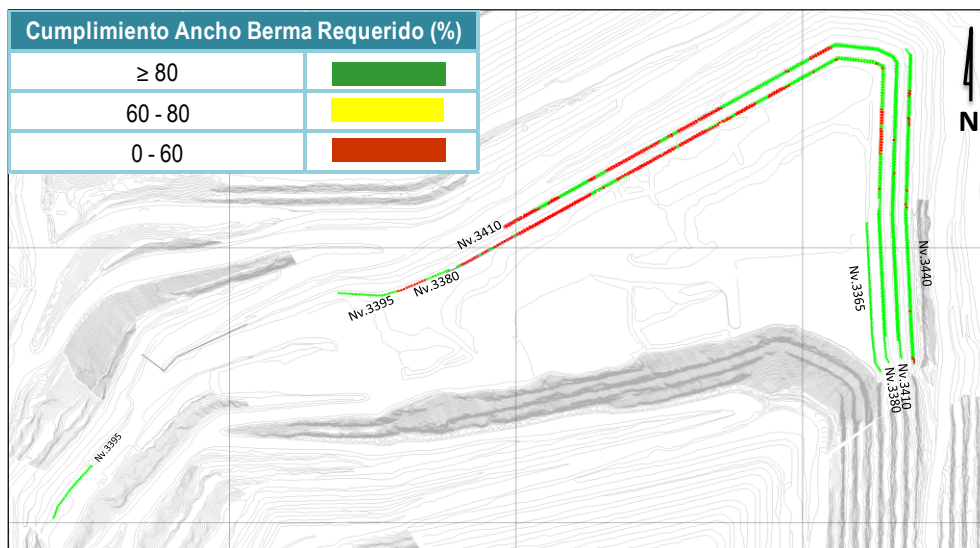


Ilustración 106: Cumplimiento del ancho de berma por perfil.

En base a la conciliación de cumplimientos, se observa claramente que la pared Norte de Fase F10 presenta las mayores pérdidas de ancho de berma con respecto a la pared Este de la misma fase. La pared Norte tiene en promedio un cumplimiento del ancho de berma requerido menor al 60.0 [%], siendo una situación crítica ya que se reduce significativamente la capacidad de contención de posibles derrames, es por ello, que analizar y comprender los principales factores contribuyentes en la pérdida de berma, es fundamental para adoptar medidas correctivas sobre la situación actual de la Fase F10N. Los factores contribuyentes que influyen en la pérdida de ancho de berma y que serán analizados en el estudio, son la condición geomecánica-estructural y el diseño de perforación y tronadura desde una componente vibracional.

Para complementar la conciliación de los cumplimientos de anchos de berma en Fase F10, se detalla el análisis por banco construido en función del ancho mínimo requerido, del ancho de diseño y el ancho de berma real obtenido.

Fase	Talud	Banco	Pasada	Ancho Berma (m) - Septiembre 2019				
				Diseño	Ar	Real (P80)	Cump. (≥ 80% Ar)	Condición
Fase 10	E	3455	1°P	18.1	11.9	12.6	●	Bco Entregado
		3440	BD	18.1	11.9	12.6	●	Bco Entregado
		3425	1°P	18.1	11.9	13.7	●	Bco Entregado
		3410	BD	18.1	11.9	13.5	●	Bco Entregado
		3395	1°P	18.1	11.9	12.6	●	Bco Entregado
		3380	BD	18.1	11.9	12.1	●	Bco Entregado/No
		3365	1°P	18.1	11.9	13.6	●	Bco Entregado
	N	3425	1°P	18.1	11.9	9.5	●	Bco Entregado
		3410	BD	18.1	11.9	9.7	●	Bco Entregado
		3395	1°P	18.1	11.9	8.7	●	Bco Entregado
		3380	BD	18.1	11.9	8.2	●	Bco No Entregado
	W	3395	BS	15.2	7.9	10.8	●	Bco Entregado

*Ar = Ancho de berma requerido

*1°P = Primera Pasada

*BD = Banco Doble

*BS = Banco Simple

Ilustración 107: Tabla resumen del cumplimiento del ancho de berma por banco.

En torno a la Fase F10N, el banco 3425 registra una pérdida de berma promedio de 8.6 [m] y una diferencia entre el ancho de berma mínimo y el ancho de berma real de 2.4 [m]. Por otra parte, el banco 3410 tiene en promedio una pérdida de ancho de berma de 8.4 [m], y una diferencia entre el ancho de berma real y el mínimo requerido de 2.2 [m]. Del mismo modo, el banco 3395 tiene en promedio, una pérdida de berma de 9.4 [m] y el banco 3380, registra una diferencia entre el ancho de berma real y el ancho de berma de diseño, de aproximadamente 9.9 [m].

8.10 Plan de trabajo y beneficios en términos de seguridad

El plan de trabajo aplicado en Mina Los Pelambres se enfoca en dos principales puntos. El primero es analizar los principales factores contribuyentes en la pérdida del ancho de berma. El segundo punto es la modificación de los diseños actuales de perforación y tronadura a partir de evaluaciones geotécnicas y estudios de vibraciones en campo cercano por UGT.

Se presenta a continuación un resumen del plan implementado:



Ilustración 108: Plan de trabajo Mina Los Pelambres (Fuente Propia).

Junto con el plan de trabajo, se presenta un análisis cualitativo indicando el impacto de las modificaciones en términos de beneficios en seguridad.

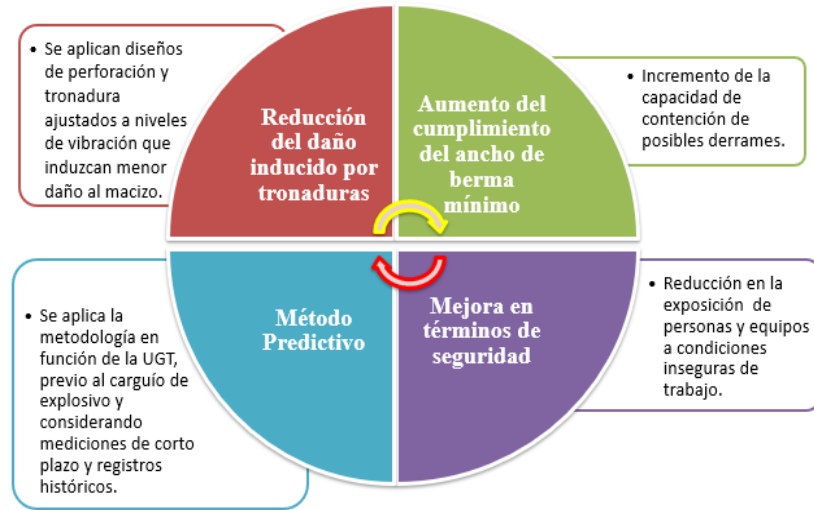


Ilustración 109: Beneficios del Plan de trabajo Mina Los Pelambres (Fuente Propia).

