



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

ESTUDIO DE VIBRACIONES INDUCIDAS POR TRONADURA EN MINERA SPENCE

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL DE MINAS

ISIDORA LORETO BRAVO SÁNCHEZ

PROFESOR GUÍA

JOSÉ ROJAS VARAS

MIEMBROS DE LA COMISIÓN

JORGE CUBILLOS MIRANDA

JAVIER VALLEJOS MASSA

SANTIAGO DE CHILE

2018

Resumen

Tanto la minería de superficie como subterránea son altamente dependientes del éxito de la ejecución de la tronadura. La tronadura al ser una de las primeras operaciones unitarias con numerosos clientes, podría minimizar los costos de las operaciones y servicios posteriores si es que es realizada correctamente.

Con la aprobación y construcción del proyecto SGO y con el objetivo de actualizar los inputs de diseño operativo, así como los estándares de perforación y tronadura, se buscan opciones que permitan optimizar el diseño, reduciendo el daño por tronadura en los bancos y sacando el máximo beneficio proyectado a la nueva mina que aumentará la vida útil de Spence en 50 años.

En el presente informe se evalúa la condición actual de Minera Spence, identificando las principales zonas de daño y generando una nueva metodología de diseño en términos de control de daño por vibraciones basado en la metodología actual, utilizando un modelo de daño de PPV crítico calibrado a macizo rocoso. Mediante la medición de vibraciones en patios de roca dura y medianamente fracturada, se genera un modelo de daño de vibraciones en campo cercano según el modelo de Holmberg y Persson para tronaduras de contorno sobre el tipo de roca que presenta mayor daño en Minera Spence. En función de esto, se diseña para la alteración y litología mayoritaria a tronar en el mediano plazo y sobre la cual se genera la modificación del diseño de la malla de perforación. Para la confección del diseño se considera los requerimientos de geotecnia y operaciones que maximicen el beneficio neto de la mina, esto es: generar un daño aceptable obteniendo la fragmentación requerida en el proceso posterior.

Finalmente, se realiza un análisis costo-beneficio, en donde se compara el escenario actual de operación con el escenario propuesto bajo los lineamientos de seguridad, cultura y productividad, pilares de BHP. Como resultado final de este trabajo se elaboró una propuesta de diseño de tronadura el cual permitiría obtener un beneficio anual de al menos 1.21 [MUS\$], con una reducción cercana al 35% de los deslizamientos a escala de banco. Los principales cambios que se realizan para el tipo de roca estudiado consideran una distancia de la línea buffer de 2m a la pata del talud, además de:

- Aumento en el factor de carga lineal para cotas superiores a 1610. Se mantiene el F.Extra 50 y se aumenta el factor de carga lineal de 2.3 m a 3 m.
- Opción de estándar sin precorte para cotas superiores a 1610. Este considera una carga lineal de 2 m de F.Extra 50.
- Cambio de explosivo a Flexigel 110 a un factor de carga lineal de 2m para cotas inferiores a 1610.

Estos cambios permitirán reducir el nivel de vibraciones en el talud según el comportamiento geomecánico de la roca a distintas profundidades, optimizando el proceso en términos de generación de daño y fragmentación esperada.

Se recomienda implementar el diseño propuesto, así como también, mantener el plan de mejoramiento continuo con la actualización de inputs dos veces al año. Por otro lado, se recomienda ampliar el estudio a otros tipos de roca que presentan un comportamiento geomecánico similar, así como también, estudiar la estandarización de tronaduras masivas, definiendo la cantidad a tronar según el daño variable que se generaría por tipo de roca.

Tabla de Contenido

1.	CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN.....	1
1.1.	Motivación del trabajo	1
1.2.	Objetivos	2
1.2.1.	Objetivo general	2
1.2.2.	Objetivos particulares.....	2
1.3.	Alcances	2
1.4.	Marco del estudio.....	2
2.	CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO	3
2.1.	Conceptos básicos	3
2.1.1.	Roca Intacta.....	3
2.1.2.	Macizo Rocoso.....	3
2.1.3.	Definición De Daño	3
2.1.4.	Efecto Escala.....	3
2.1.5.	Tipo de tronaduras.....	4
2.1.5.1.	Tronaduras de producción.....	5
2.1.5.2.	Tronaduras de contorno.....	5
2.1.5.3.	Tronaduras de remate	6
2.1.6.	Variables que influyen en la generación de vibraciones	7
2.2.	Diseño de perforación y tronaduras.....	8
2.2.1.	Iniciadores	8
2.2.1.1.	Iniciación de explosivos encartuchados	9
2.2.1.2.	Iniciación de explosivos vaciables y bombeables	9
2.2.1.3.	Localización de iniciadores	9
2.2.2.	Sistemas de iniciación	10
2.2.2.1.	Sistemas de detonación no eléctricos	11
2.2.2.1.1.	Sistema a fuego	11
2.2.2.1.2.	Tubo de choque	11
2.2.2.2.	Sistema de detonación eléctrico	11
2.2.2.3.	Sistemas de detonación electrónicos	12
2.2.3.	Secuencia de iniciación y retardo.....	13
2.2.3.1.	Sobrequebre y control de daño.....	13

2.2.3.2.	Cálculo de retardo electrónico.....	14
2.3.	Mecanismo de fragmentación de roca a través de explosivos.....	15
2.4.	Vibraciones	17
2.4.1.	Parámetros de una onda.....	17
2.4.2.	Ondas observables en una tronadura.....	19
2.4.2.1.	Onda de compresión (P).....	19
2.4.2.2.	Onda Transversal (S).....	20
2.4.2.3.	Onda Rayleigh (R)	20
2.5.	Daño inducido por tronadura.....	21
2.5.1.	Modelos de vibraciones.....	21
2.5.1.1.	Influencia de las vibraciones en campo lejano	21
2.5.1.1.1.	Modelos de campo lejano.....	22
2.5.1.2.	Influencia de las vibraciones en campo cercano	23
2.5.1.2.1.	Criterios de daño en campo cercano.....	23
2.5.2.	Comportamiento del macizo rocoso frente a estructuras	25
2.5.3.	Comportamiento del macizo rocoso en presencia de agua.....	26
2.5.4.	Criterio de daño adaptado	27
2.5.4.1.	Escalamiento σ_{trm}	27
2.5.4.2.	Escalamiento E_{rm}	28
2.5.4.2.1.	Relación E_{rm} y función del agua	29
2.5.4.3.	Modelos existentes de PPV calibrados a macizo rocoso.....	30
3.	CAPÍTULO 3: ANTECEDENTES	34
3.1.	Minera Spence S.A.....	34
3.2.	Geología del yacimiento.....	35
3.3.	Clasificación de los distintos tipos de roca	36
3.4.	Modelo geológico y estructural de la mina	38
3.5.	Estándar de perforación y tronadura	39
3.6.	Evaluación de calidad geotécnica de una tronadura - CLD	40
3.7.	Evaluación de daño por tronadura: PIG - TC.....	40
3.8.	Instrumentación geotécnica.....	41
3.8.1.	Sistemas de monitoreo mina en tiempo real.....	41
3.8.2.	Otros sistemas de monitoreo mina	41
3.8.3.	Sistemas de monitoreo de vibraciones	42

3.9.	Normativa.....	42
4.	CAPÍTULO 4: MARCO METODOLÓGICO	44
4.1.	Plan de trabajo.....	44
4.2.	Factores contribuyentes en la generación de vibraciones.....	44
4.3.	Análisis de sistemas de iniciación	45
4.3.1.	Ubicación de sistema de iniciación	45
4.4.	Secuencia de tronadura de contorno.....	45
4.5.	Análisis de tiempos de retardo	46
4.6.	Análisis de desviación de perforación.....	46
4.7.	Mediciones en terreno	46
4.8.	Técnica de monitoreo	47
4.9.	Análisis de implementación de diseño	48
4.9.1.	Propuesta de estimación de daño.....	48
4.9.2.	Simulación de diseño propuesto.....	48
4.9.3.	Estimación de la calidad de la caja y daño real inducido por tronadura	48
5.	CAPÍTULO 5: ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE RESULTADOS.....	50
5.1.	Identificación de zonas con daño	50
5.2.	Análisis de prácticas actuales	52
5.2.1.	Condiciones operacionales	52
5.2.2.	Evaluación técnica.....	53
5.2.3.	Estándar actual	57
5.3.	Evaluación presencia de agua y estructuras	58
5.4.	Foco a diseñar	59
5.5.	Monitoreo y modelo de vibraciones.....	60
5.5.1.	Calibración del modelo y elección de patios representativos.....	60
5.5.2.	Vibración crítica.....	62
5.5.3.	Modelos de velocidad y ábaco de diseño	64
5.6.	Propuesta de diseño inicial	66
5.6.1.	Con precorte	66
5.6.2.	Sin precorte	68
5.7.	Simulación de propuesta de diseño y diseño final	69
5.7.1.	Comparación entre modelos.....	71

5.7.2.	Propuesta de estándar	72
5.7.2.1.	Cota > 1610	72
5.7.2.2.	Cota ≤ 1610	73
5.8.	Validación modelo	73
5.8.1.	Back Analysis.....	74
5.8.2.	Auscultación de pozos.....	74
5.9.	Evaluación costo – beneficio de propuesta	78
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	81
6.1.	Perforación y tronadura.....	82
6.2.	Velocidad de partícula y vibraciones	83
6.3.	Modelo de Holmberg y Persson	83
6.4.	Modelo de daño escalado a macizo rocoso	84
6.5.	Plan de mejoramiento continuo en la operación	85
6.6.	Recomendaciones.....	87
7.	BIBLIOGRAFÍA.....	88
8.	ANEXOS.....	91
8.1.	Características de los explosivos.....	91
8.2.	Sistemas de Iniciación.....	92
8.3.	Mecanismos de falla.....	93
8.3.1.	Falla Plana.....	93
8.3.2.	Falla por Cuña	93
8.3.3.	Falla por Toppling.....	93
8.3.4.	Falla Circular.....	93
8.3.5.	Falla Compleja	93
8.4.	Ejemplos criterios de daño	94
8.5.	Criterio de falla de Mohr Coulomb	95
8.5.1.	Fricción (ϕ).....	95
8.5.2.	Cohesión (C)	95
8.5.3.	Presión de poros (μ)	96
8.5.3.1.	Esfuerzos efectivos.....	96
8.5.3.2.	Análisis en Condiciones Drenadas	96

8.6.	Modelos de escalamiento de <i>Erm</i>	97
8.7.	Estimación de factor D.....	98
8.8.	Control operacional para mejorar estabilidad	99
8.9.	Ubicación geófonos.....	100
8.10.	Ábaco de diseño cota ≤ 1610 sin precorte.....	101
8.11.	Accesorios y costo de explosivos.....	101
8.12.	Simulaciones estándar con agua.....	102
8.12.1.	Cota > 1610	102
8.12.2.	Cota ≤ 1610	102
8.13.	Formato de Entregable de Estándar.....	103
8.13.1.	Estándar ACF 5 cota > 1610	103
8.13.2.	Estándar ACF 5 sin precorte cota > 1610	104
8.13.3.	Estándar ACF 5 cota ≤ 1610	105
8.14.	Entregable propuesta de metodología	106

Índice de Ecuaciones

Ecuación 1: Número de iniciadores.	9
Ecuación 2: Retardo entre pozos, sistema electrónico.	14
Ecuación 3: Retardo entre filas, sistema electrónico.	15
Ecuación 4: Desplazamiento de una onda.	18
Ecuación 5: Frecuencia de una onda.	18
Ecuación 6: Desplazamiento de una onda.	18
Ecuación 7: Velocidad de una onda.	18
Ecuación 8: Aceleración de una onda.	18
Ecuación 9: Factor de atenuación geométrica de la onda.	19
Ecuación 10: Factor de atenuación inelástico de la onda.	19
Ecuación 11: Modelos vibratoriales, campo lejano.	22
Ecuación 12: Modelo de Devine.	22
Ecuación 13: Relación de deformación de McKenzie.	23
Ecuación 14: Relación PPV crítico, criterio de daño.	23
Ecuación 15: Peso de la carga, Holmberg y Persson.	24
Ecuación 16: Modelo de velocidad, Holmberg y Persson.	24
Ecuación 17: PPV resultado, Holmberg y Persson.	24
Ecuación 18: PPV c adaptado a macizo rocoso.	27
Ecuación 19: Relación <i>Erm</i> drenado y no drenado, Celada (1995).	29
Ecuación 20: Criterio generalizado de Hoek & Brown.	30
Ecuación 21: Constante del material, a.	30
Ecuación 22: Resistencia a la tracción escalada a macizo rocoso.	31
Ecuación 23: Constante del material, s.	31
Ecuación 24: Valor reducido de constante material "m".	31
Ecuación 25: Modulo de Young, Hoek & Diedrich generalizado (2006).	31
Ecuación 26: Modelo PPV _{cmr} , Vergara (2014).	31
Ecuación 27: Modelo de Sheorey (1997).	32
Ecuación 28: Constante del material, Shoerey 1997.	32
Ecuación 29: Esfuerzo de tracción escalado a macizo rocoso (Sheorey, 1997).	32
Ecuación 30: Modulo de Young, Galera (2006).	32
Ecuación 31: Módulo de Young RMR < 20, Serafim & Pereira, rectificación Karzulovic(2009).	33
Ecuación 32: Módulo de Young RMR > 80, Beniaowski, rectificación Karzulovic (2009).	33
Ecuación 33: Modelo PPV _{cmr} , Pardo (2016).	33
Ecuación 34: Criterio de falla Mohr Coulomb.	95
Ecuación 35: Esfuerzos efectivos.	96

Índice de Gráficos

Gráfico 1: Deslizamientos a escala de banco por tipo de roca.	50
Gráfico 2: Izq. CLD para todos los tipos de roca. Der. CLD para ACF 5.	51
Gráfico 3: Desviación de perforación por perforadora.	52
Gráfico 4: Modelo de velocidad de Holmberg y Persson ACF 5 actual.	54
Gráfico 5: Ábaco de diseño ACF 5, modelo actual.	55
Gráfico 6: Cantidad de ACF según proyección LOA18.	59
Gráfico 7: Foco a diseñar según proyección LOA18. Izq. Porcentaje de litología. Der. Porcentaje de alteración para IND.	60
Gráfico 8: Calibración de daño según profundidad.	61
Gráfico 9: Modelo de velocidad H&P, cota >1610.	64
Gráfico 10: Ábaco de diseño, modelo ACF 5, cota > 1610.	65
Gráfico 11: Modelo de velocidad H&P, cota \leq 1610.	65
Gráfico 12: Modelo de velocidad H&P, cota \leq 1610.	66
Gráfico 13: Propuesta de diseño en función de modelo de H&P, cota >1610.	66
Gráfico 14: Ábaco de diseño calibrado, estándar actual, cota \leq 1610.	67
Gráfico 15: Propuesta de diseño en función de modelo de H&P, cota \leq 1610.	67
Gráfico 16: Propuesta de diseño en función de modelo de H&P, cota > 1610 sin precorte opción 1.	68
Gráfico 17: Propuesta de diseño en función de modelo de H&P, cota > 1610 sin precorte opción 2.	69
Gráfico 18: Validación modelo de daño según profundidad.	74
Gráfico 19: Ubicación geófonos, modelo para cota > 1610.	100
Gráfico 20: Ubicación geófonos, modelo para cota \leq 1610.	100
Gráfico 21: Ábaco de diseño en función de modelo de H&P, cota \leq 1610 sin precorte.	101

Índice de Ilustraciones

Ilustración 1: Efecto escala, Hutchinson & Diederichs (1996).	4
Ilustración 2: Efecto escala, Hoek (1993).	4
Ilustración 3: Esquema tipo de pozos de tronadura.....	7
Ilustración 4: Factores que tienen efecto sobre la vibración, Konya.....	8
Ilustración 5: Ubicación de la prima.	10
Ilustración 6: Efecto ubicación de iniciador sobre el perfil de presión-tiempo en el pozo.	10
Ilustración 7: Esquema características sistemas de iniciación a fuego.....	11
Ilustración 8: Componentes sistema de iniciación electrónico.....	13
Ilustración 9: Reparto de energía de la onda de choque.	16
Ilustración 10: Resumen mecanismo de rotura de roca por explosivos.	16
Ilustración 11: Izq.Diagrama P-V de los gases en una explosión. Der. Distribución de energía en una tronadura.	17
Ilustración 12: Parámetros de una onda (Konya).	17
Ilustración 13: Dirección de propagación de onda P.....	20
Ilustración 14: Dirección de propagación, onda S.	20
Ilustración 15: Dirección de propagación, onda R.	20
Ilustración 16: Esquema de tipos de daño inducidos por tronadura.	21
Ilustración 17: Esquema Holmberg y Persson.	25
Ilustración 18: Comparación de los distintos sistemas de clasificación.	28
Ilustración 19: Comparación entre módulo drenado y no drenado, Celada (1995).....	30
Ilustración 20: II Región de Antofagasta, mapa de minas en la región.....	34
Ilustración 21: Izq. Modelo geológico de la mina. Der. Fases operativas de la mina.	38
Ilustración 22: Dominios estructurales, Carrizo D. (2017).	38
Ilustración 23: D Factor, Geotecnia Operativa.....	40
Ilustración 24: Valores máximos de frecuencia de vibración para evitar daños, Norma DIN 4150.	43
Ilustración 25: Valores máximos de velocidad de partícula [mm/s] para evitar daños, López Jimeno (2003).	43
Ilustración 26: Ubicación de la prima según configuración de carga del pozo.	45
Ilustración 27: Metodología de Cross-Hole.	47
Ilustración 28: Configuración de cross-hole utilizada.....	47
Ilustración 29: Perfiles de patios que han presentado deslizamientos post-tronadura.	51
Ilustración 30: Perfil malla, simulación BDA.	56
Ilustración 31: Planta malla, simulación BDA.	56
Ilustración 32: Simulación BDA caso base diseño teórico en condición seca.	56
Ilustración 33: Estándar actual ACF 5 seco.	57
Ilustración 34: Estándar actual ACF 5 húmedo.....	57
Ilustración 35: Simulación BDA caso base, estándar actual condición seca.	58
Ilustración 36: Influencia de agua en condición de macizo rocoso.....	59
Ilustración 37: Simulación BDA caso 1, condición seca.	70
Ilustración 38: Simulación BDA caso 2, condición seca.	70
Ilustración 39: Simulación BDA caso 3, condición seca.	70
Ilustración 40: Simulación BDA caso base calibrado a cota ≤ 1610	70

Ilustración 41: Simulación BDA caso 4, condición seca.	71
Ilustración 42: Simulación BDA caso 5, condición seca.	71
Ilustración 43: Comparación casos simulados a cotas > 1610.	71
Ilustración 44: Simulación Flexigel 110 calibrado a cotas \leq 1610, con pasadura.....	72
Ilustración 45: Simulación Flexigel 110 calibrado a cotas \leq 1610, sin pasadura.....	72
Ilustración 46: Propuesta de estándar a cotas > 1610.....	73
Ilustración 47: Propuesta de estándar a cotas \leq 1610.....	73
Ilustración 48: Auscultación, cotas > 1610, estándar actual.	75
Ilustración 49: Auscultación, cotas > 1610, patio 19 F11N.	75
Ilustración 50: Auscultación, cotas > 1610, patio 20 F11N.	76
Ilustración 51: Auscultación, cotas \leq 1610, patio 02 F15.	76
Ilustración 52: Auscultación, cotas \leq 1610, patio 02 F18.	77
Ilustración 53: Auscultación, cotas \leq 1610, patio 04 F16.	77
Ilustración 54: Análisis cualitativo de beneficios, elaboración propia.....	79
Ilustración 55: Plan de mejoramiento continuo, mapa extraída de, Guidelines for Open Pit Slope Design.	85
Ilustración 56: Esquema características sistemas de iniciación.	92
Ilustración 57: Ecuaciones ajustadas a partir de datos empíricos para módulo de deformación.....	97
Ilustración 58: Guía para estimar el factor D, Hoek E. (2012).....	98
Ilustración 59: Simulación BDA, estándar actual con agua. Cota > 1610.	102
Ilustración 60: Simulación BDA, estándar actual con agua. Cota \leq 1610.	102
Ilustración 61: Propuesta de estándar, cota > 1610.	103
Ilustración 62: Propuesta de estándar sin precorte, cota > 1610.	104
Ilustración 63: Propuesta de estándar, cota \leq 1610.	105
Ilustración 64: Entregable, propuesta de metodología para estudio en ACF 4 – ACF 7.....	106

Índice de Tablas

Tabla 1: Modelo de McKenzie.....	24
Tabla 2: Criterio de daño adaptado (Vergara 2016).....	27
Tabla 3: Aplicabilidad de modelos de <i>Erm</i>	29
Tabla 4: Cartilla de Asociación de Calidad Física.....	36
Tabla 5: Cartilla de Asociación de Calidad Física, continuación.....	37
Tabla 6: Propiedades de resistencia de las estructuras.....	39
Tabla 7: Ángulo cara de banco, Minera Spence.....	40
Tabla 8: Puntaje y clasificación, PIG-TC.....	40
Tabla 9: Tiempo de retardo entre pozos.....	46
Tabla 10: Tiempo de retardo entre filas.....	46
Tabla 11: Cumplimiento de diseño por variable para patios que presentan deslizamiento.....	51
Tabla 12: Limitaciones y ventajas de diseño teórico actual.....	54
Tabla 13: PPVc según criterio de McKenzie.....	55
Tabla 14: Conversión para calibrar modelo propuesto.....	60
Tabla 15: Comportamiento ACF 5 según profundidad.....	61
Tabla 16: Calibración propiedades geotécnicas según modelo propuesto.....	61
Tabla 17: Características geotécnicas para patios representativos a las profundidades de estudio.....	62
Tabla 18: Vibración crítica.....	62
Tabla 19: Criterio de Vergara, cota > 1610.....	62
Tabla 20: PPVc según criterio de McKenzie, cota > 1610.....	63
Tabla 21: Parámetros geomecánicos, modelo de daño cota ≤ 1610.....	63
Tabla 22: Vibración crítica.....	63
Tabla 23: Criterio de Vergara, cota ≤ 1610.....	63
Tabla 24: PPVc según criterio de McKenzie, ≤ 1610.....	63
Tabla 25: Constantes de modelo cota > 1610.....	64
Tabla 26: Constantes de modelo cota > 1610.....	65
Tabla 27: Resumen de casos a simular.....	69
Tabla 28: Energía relativa Flexigel 110 y F.Extra 50.....	72
Tabla 29: Cumplimiento de Línea de Diseño de patios de prueba, cota >1610.....	76
Tabla 30: Cumplimiento de Línea de Diseño de patios de prueba, cota ≤ 1610.....	78
Tabla 31: Costos de propuesta.....	78
Tabla 32: Deslizamientos provocados por tronadura.....	79
Tabla 33: Costo de deslizamientos y ahorro propuesta.....	80
Tabla 34: Costo por saneamiento de CLD y ahorro propuesta.....	80
Tabla 35: Fortan extra.....	91
Tabla 36: Flexigel 110.....	91
Tabla 37: Modelo de Bauer y Calder.....	94
Tabla 38: Modelo de Hoek y Bray.....	94
Tabla 39: Modelo de Oriad.....	94
Tabla 40: Accesorios por tronadura con sus costos.....	101
Tabla 41: Costo de explosivos utilizados.....	101

1. CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

En los últimos 25 años, la minería ha estado en una fase expansiva sin precedentes a nivel global. Desde inicios de la década de los 90s se ha registrado un proceso de crecimiento significativo, y con ello, el desarrollo de la ingeniería geotécnica se ha convertido en parte integral de las operaciones mineras. Este importante cambio fue provocado por estrictas normas de seguridad minera promulgadas a comienzo del 90 y por el reconocimiento gradual por parte de la comunidad minera del valor de la geotecnia para optimizar el diseño de la mina y gestionar los riesgos por falla de terreno.

Las vibraciones originadas en tronaduras son uno de los principales problemas que se enfrentan hoy en día, tanto en operaciones mineras como en las áreas pobladas que están próximas a las explotaciones. Los procedimientos para tronar ya están establecidos en la práctica de la ingeniería de minas, en donde las cargas explosivas están emplazadas en las perforaciones cercanas a las caras libres de un caserón o talud. La roca alrededor de las cargas es fragmentada y desplazada por la transformación repentina de la energía potencial del explosivo. Tanto la minería de superficie como subterránea son altamente dependientes del éxito de la ejecución del proceso de la tronadura.

Los efectos perjudiciales de la tronadura producidos por las vibraciones pueden ser clasificados en efectos cercanos y lejanos. Los efectos cercanos son el resultado de la energía vibracional que fractura y daña la pared del banco cercano a la tronadura, tendiendo a producir condiciones inestables en la pared. Los efectos lejanos incluyen la activación de estructuras, generación de ondas aéreas y daño a personas, además de posibles daños de caminos, correas, chancadores, etc. En ambos casos, el modo de daño y la severidad del deterioro están influenciados por la magnitud de las vibraciones y la calidad de roca presente.

Los retrasos causados por fallas geotécnicas localizadas perturban las actividades planificadas. Las fallas geotécnicas significativas pueden conducir a una pérdida de acceso al recurso, pérdida de equipos y aumento en tiempos no planificados, donde todo esto resulta en costosos esfuerzos de recuperación, sin mencionar la posible pérdida de vidas humanas o daños a la seguridad pública y medio ambiente. Desde el punto de vista de los procesos productivos, la estabilidad lograda en el macizo rocoso permite desarrollar todas las actividades asociadas a la extracción con los consiguientes beneficios esperados, permitiendo operar continuamente.

1.1. Motivación del trabajo

El diseño de la mina en una etapa de estudio de proyecto se basa en la información disponible en el momento en que este se lleva a cabo. Se reconoce que durante esta etapa generalmente hay detalles limitados a la masa de roca disponible y que es necesario hacer una serie de suposiciones. A medida que la mina se desarrolla y se recopilan nuevos datos -geológicos, geotécnicos e hidrogeológicos-, se va analizando el rendimiento de las excavaciones y obras existentes. En algunas ocasiones, es necesario volver a evaluar los supuestos de diseño y modificar el diseño inicial.

Con la reciente aprobación de SGO y con el objetivo de actualizar los inputs de diseño operativo, así como los estándares de perforación y tronadura, se buscan opciones que permitan optimizar el diseño, reduciendo el daño por tronadura en los bancos y sacando el máximo beneficio proyectado a la nueva mina que hará de Spence, un rajo más ancho y profundo.

Minera Spence tiene interés de realizar un estudio enfocándose en:

- Modificar el diseño si las condiciones geológicas difieren de aquellas asumidas, identificando oportunidades de mejora.
- Tener un mayor control sobre la estabilidad del Pit, permitiendo una mejora en la seguridad: Identificar zonas de daño, evaluando su influencia en el Pit. Esto aportará en la obtención de un mayor rendimiento de procesos, permitiendo alcanzar una mayor productividad.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Realizar un estudio de vibraciones inducidas por tronadura para las distintas Unidades Geotécnicas en Minera Spence. Con esto se espera minimizar el daño transmitido al macizo rocoso y evitar futuros deslizamientos.

1.2.2. Objetivos particulares

Los objetivos específicos tienen por finalidad superar los problemas de deslizamiento a escala local que se tienen actualmente, en conjunto a:

- Actualizar inputs de diseño de Perforación y Tronadura.
- Minimizar los riesgos operativos, asegurando una buena calidad en las paredes del Pit.
- Reducir el tiempo perdido por condiciones geotécnicas.

1.3. Alcances

De acuerdo con los antecedentes disponibles, se definen los alcances como:

- El estudio asume que no se producen cambios en el patio de perforación una vez enviado el estándar de perforación y tronadura para su ejecución.
- Para la simulación de tronadura se utilizan el software BDA, realizado por la empresa Orica.
- El estudio abarca mediciones existentes de vibraciones en campo cercano así como también la adquisición de nuevos datos generados a través de mediciones en campo cercano.
- Las mediciones quedan sujetas a las limitaciones de los equipos: espacio en la berma para su ubicación, condición de agua de patios y saturación de onda por cercanía a fuente.
- Se excluye del estudio las vibraciones relacionadas a tronaduras de rampas y las vibraciones generadas por tronaduras de producción.
- Solo se considera en el estudio la generación de vibraciones en campo cercano.
- El presente estudio sólo considera el daño inducido por tronaduras. Luego, se excluye del estudio los patios de perforación con influencia estructural y/o condición de agua que podría afectar en el desempeño de la tronadura.

1.4. Marco del estudio

El presente estudio se realiza bajo el marco de liderazgo en seguridad y productividad de BHP, dentro del programa de mejoramiento continuo de la Gerencia de Planificación y Servicios y en particular, en la superación de deslizamientos a escala local provocados por tronadura.

El estudio en terreno se realiza en un período de tiempo de 24 semanas, entre el 2 de Enero y el 29 de Junio del 2018.

2. CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

2.1. Conceptos básicos

2.1.1. Roca Intacta

Material rocoso exento de discontinuidades. Corresponde a la porción de roca entre estructuras y discontinuidades presentes en el macizo rocoso. Es de carácter homogéneo, continuo e isótropo. Usualmente se considera que las propiedades de la roca intacta pueden determinarse mediante ensayos de laboratorio.

2.1.2. Macizo Rocosos

Conjunto de matriz rocosa y discontinuidades. Presenta carácter heterogéneo, comportamiento discontinuo y normalmente anisótropo como consecuencia de la naturaleza, frecuencia y orientación de planos de discontinuidad. Esto condiciona su comportamiento geomecánico e hidráulico, por lo que se debe considerar un volumen de tamaño tal que represente adecuadamente la situación que se está considerando.

Las propiedades del macizo rocoso no pueden medirse directamente, sino que deben estimarse en función de las propiedades de la roca intacta y las características del arreglo de bloques que componen el macizo rocoso.

Considerando que las propiedades mecánicas de la roca intacta dependen del tipo litológico, la mineralización y del tipo y grado de alteración, se definen las “unidades geotécnicas básicas” que equivalen a la cantidad de tipos de roca “intacta” presentes en el área de interés.

2.1.3. Definición De Daño

El daño asociado a la tronadura se define como “toda fragmentación de la roca, activación y/o generación de fracturas que degrade la calidad geotécnica del macizo rocoso y que afecta el rendimiento de las operaciones. Puede ser generado por un mal diseño de la tronadura o una mala implementación del mismo.”

2.1.4. Efecto Escala

Este efecto está relacionado a la naturaleza discontinua de los macizos rocosos. Las propiedades y resistencias están ligadas directamente con las discontinuidades (*joints*) y estructuras de origen geológico que estén presentes. Normalmente las muestras de laboratorio son mucho más pequeñas que los bloques de roca intacta en un macizo rocoso, no incluyendo muchas veces estructuras que afectan la resistencia de la muestra.

Este tipo de efectos se puede tener en cuenta considerando los diversos tamaños de las zonas afectadas. De esta manera el proceso de perforación de un pozo (sección del orden de cm^2) reflejará de manera general las propiedades resistentes de la roca sana. La excavación de una galería o una sección del orden de m^2 en un macizo con varios sets de discontinuidades, reflejará normalmente las propiedades del sistema de discontinuidades (el perfil final de la sección estará determinado por la orientación de las discontinuidades y el potencial deslizamiento de bloques de roca quedará marcado por las fuerzas de fricción que actúan en estas superficies de discontinuidad). Por último, para el caso de grandes excavaciones (v.gr. $100 \text{ m} \times 100 \text{ m} \times 100 \text{ m}$) el macizo fisurado puede ser simulado como un medio pseudo-continuo.

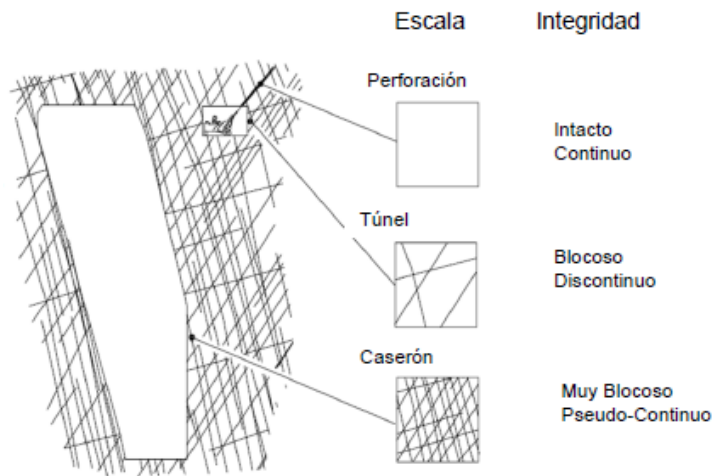


Ilustración 1: Efecto escala, Hutchinson & Diederichs (1996).

Así pues la estimación de las propiedades de los macizos rocosos no resulta sencilla. En particular la imposibilidad de la realización de ensayos a gran escala, implica la necesidad de postular y verificar teorías para estimar las propiedades del macizo rocoso a partir de los elementos que lo forman.

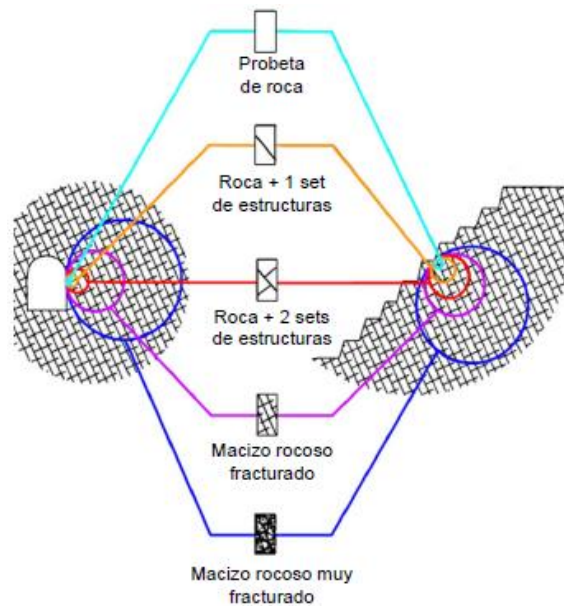


Ilustración 2: Efecto escala, Hoek (1993).

2.1.5. Tipo de tronaduras

Las tronaduras producen daños en el macizo rocoso circundante a la roca tronada. Los mecanismos generadores de estos son principalmente tres:

- Los causados por la vibración de alta velocidad y/o baja frecuencia, con la consiguiente aparición de grietas o apertura de las juntas existentes. Actúa a escala local.
- Los causados por la acción de gases de tronadura, los cuales provocan un empuje en todas direcciones. Actúa a escala local.

- Los causados por la desestabilización de bloques o cuñas, debido a la alteración de las estructuras geológicas presentes en el macizo rocoso. Puede actuar a escala local o global (Anexos: Mecanismos de falla).

De estos mecanismos, es importante reconocer que los dos primeros son efectos de campo cercano que ocurren cerca de la zona de tronadura (< 50m), mientras que el último puede ocurrir a distancias de decenas o aún cientos de metros lejos de la tronadura.

En base a esto, las tronaduras no solo deben ser diseñadas dependiendo del objetivo, sino que también deben considerar el plazo temporal sobre el que se precisa el talud.

2.1.5.1. Tronaduras de producción

Corresponden a las tronaduras lejanas a la caja (~50m, variable según faena) que no forman parte del diseño final del Pit, por lo que no colindan con paredes de diseño. Cabe mencionar que las tronaduras de producción se pueden realizar tanto en mineral como estéril, cumpliendo la restricción de distancia de la tronadura de la caja. Su objetivo es la separación del mineral de interés del macizo rocoso, además de disminuir el tamaño de las rocas asegurando una granulometría que facilite su transporte y para los requerimientos de chancado y molienda.

Cuando estas tronaduras están en mineral, generan remanente a las palas, teniendo poco tiempo de exposición. Si bien la generación de fragmentación es el principal objetivo, estas tronaduras deben cumplir con los estándares de seguridad dados por la empresa en términos de cantidad de material a tronar, nivel de vibraciones máximo permitido y liberación de material particulado.

La tronadura de producción, por tanto, se caracteriza por estar orientada a mayores volúmenes de roca, presentar únicamente pozos de producción -pozos del mayor diámetro disponible en la mina-, poseer un único diseño y un alto factor de carga, por lo que generan un alto nivel de vibraciones.

Cabe mencionar que los pozos de producción se utilizan tanto en *tronaduras de contorno* como de *producción*. En el caso de las primeras, su secuencia de detonación es posterior a la de la tronadura de precorte.

2.1.5.2. Tronaduras de contorno

La tronadura de contorno es menos productiva y más costosa que una convencional. Su objetivo debe ser compensar los costes de saneo y mantenimiento de taludes garantizando los estándares de seguridad.

Las características básicas de estas tronaduras son:

- Buena distribución de la energía, dado por mallas más cerradas (burden y espaciamiento menores).
- Máximo 3 - 4 filas de pozos de producción para reducir el burden efectivo de la fila previa, para evitar confinamiento de explosivos y tener mayor espacio para darle dirección al tren de ondas.

Existe diferentes técnicas de tronaduras de contorno: tronadura de precorte, tronadura de recorte y tronadura con pozos perforados sin carga, siendo la primera la que se utiliza actualmente en Minera Spence. Estas tronaduras se utilizan para taludes con mayor tiempo de exposición. Por lo mismo, estas técnicas buscan reducir el daño y nivel de vibraciones en las paredes aledañas.

La tronadura de precorte busca crear en el macizo rocoso una discontinuidad o plano de fracturas antes de disparar las tronaduras de producción. Corresponden a pozos de pequeño diámetro y con cargas de explosivos desacopladas a baja densidad. Tiene por objetivos:

- Generar de un plano de fracturas.
- Actuar como barrera para la producción de grietas de fractura producidas por cargas de producción.
- Actuar como filtro de vibraciones de alta frecuencia, reflexión de ondas y medio de evacuación de gases.
- Sentido estético: Plano ideal con alto porcentaje de medias cañas (objetivo secundario).

Por lo general son utilizadas para controlar el exceso de quiebre y ayudar a la estabilidad del talud. Para su construcción se utiliza un espaciamiento pequeño, baja densidad lineal de carga de explosivo y una simultaneidad de iniciación de pozos. Tiene ciertos beneficios además en seguridad: implica desarrollar una operación productiva, con taludes estables y definidos, lo que a largo plazo, permite incrementar el ángulo del banco y ángulo interrampa.

Cabe mencionar que no todos los tipos de roca requieren de tronaduras de precorte. Se debe evaluar si es que la roca lo requiere en función de sus características geomecánicas y frecuencia de fracturas, y su resistencia a la compresión, dado que se necesita de una perforadora de precorte, distinta a la perforadora de producción que realiza los pozos con un ángulo entregado por planificación de largo plazo, correspondiente al ángulo de talud.

Por otro lado, para lograr un mejor aprovechamiento de la energía para generar el plano de discontinuidad, los pozos de precorte deben cumplir con minimizar la relación Espaciamiento – Burden (S/B~mínimo). Luego, es deseable que en la tronadura que requiera de precorte, esta técnica sea realizada previa a la perforación de pozos de producción. En el caso de Minera Spence, esto no corresponde a una práctica habitual. Es común que los pozos de precorte se perforen en conjunto a los pozos de producción y salgan en la misma tronadura.

2.1.5.3. Tronaduras de remate

Su característica principal es que corresponden a la franja colindante a la línea de diseño, por lo que se precisa que asegure un cuidado en el talud dado su mayor exposición temporal. Asimismo, tienen características similares a las tronaduras de contorno con una línea de perforación de precorte, dos líneas de perforación de pozos buffer (línea buffer y línea amortiguada) y finalmente pozos de producción.

La tronadura de los pozos buffer sigue en secuencia y ubicación a los pozos de producción, así como también, requiere de cara libre para realizarse. Presenta una malla más reducida y menor factor de carga a los pozos de producción. Los pozos amortiguados ubicados por delante de los pozos buffer, atenúan las vibraciones y su impacto en el talud en conjunto a los pozos buffer. Presentan el mismo diámetro que los pozos buffer, pero factor de carga distinto y una malla más amplia (configuración intermedia entre malla buffer y malla de producción).

A su vez, la tronadura de los pozos buffer le otorgan control a la tronadura de producción en cuanto a la fragmentación, la dirección de propagación de grietas y a la dirección en la cual los fragmentos saldrán expulsados, entregándole mayor seguridad a los equipos de carguío que se ubiquen cerca de la detonación.

En el área de planificación de Minera Spence no se hace la distinción entre tronaduras de contorno y de remate, por lo que se considera de la misma forma en el presente estudio.

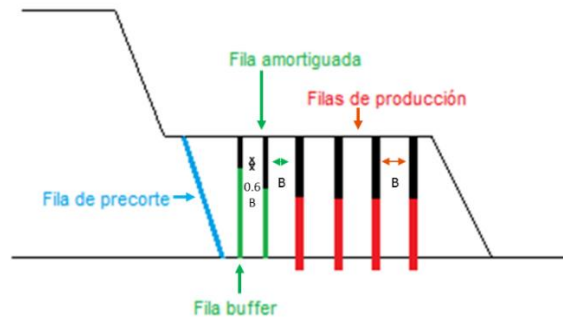


Ilustración 3: Esquema tipo de pozos de tronadura.

2.1.6. Variables que influyen en la generación de vibraciones

Las variables que influyen en las características de las vibraciones producidas en el macizo rocoso, son principalmente las mismas que determinan la eficiencia de la tronadura. Se pueden dividir en dos grandes grupos:

1. Variables controlables: Relacionadas con el diseño de la malla de perforación y tronadura, incluyendo la cantidad de carga explosiva por retardo, tipo y distribución del explosivo, tiempos de cada retardo y el confinamiento de la carga explosiva.
2. Variables no controlables: Determinadas por factores conductuales y de supervisores de perforación y tronadura, así como experticia de operadores de perforación. Se incluyen también las variables externas como la ubicación de la tronadura, la superficie del terreno, el viento y las condiciones climáticas.

Cabe mencionar la importancia de la correcta perforación de los pozos. Una desviación con respecto al diseño hace que la detonación de cada carga explosiva se pueda alterar o modificar físicamente las cargas explosivas cercanas y en caso extremo, inducir la detonación prematura de algunas de ellas por simpatía. Asimismo, la dispersión que presentan los elementos de retardo hace que algunos sectores de la tronadura generen mayores niveles vibracionales, mientras que otros producen niveles de vibraciones menores. Los registros de vibración pueden comenzar a parecerse uno a otro si se controla la variabilidad en los parámetros de diseño.

Bajo esta perspectiva, las variables controlables corresponden a:

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 4: Factores que tienen efecto sobre la vibración, Konya.

2.2. Diseño de perforación y tronaduras

Los principales factores que tienen efecto sobre las vibraciones y están asociados al diseño corresponden a:

1. Diámetro del pozo.
2. Malla de tronadura: burden y espaciamiento.
3. Largos de la pasadura.
4. Largo y material del taco.
5. Tipo de explosivo y factor de carga.
6. Tipo y tamaño del iniciador
7. Secuencia de la iniciación y tiempos de retardo.

Típicamente, la tronadura tendrá un requerimiento de desempeño como: fragmentación, altura y forma de la pila tronada, logro de piso, nivel de vibraciones o emisión de material particulado. Estos requerimientos de desempeño se podrán lograr mediante el ajuste de los factores de diseño, haciendo el trabajo de optimización del diseño una tarea muy específica del lugar y del patio a tronar.

2.2.1. Iniciadores

La aplicación masiva de los agentes de tronadura en la minería ha permitido el uso de iniciadores, los cuales tienen la misión de proporcionar la energía necesaria para iniciar la reacción de la detonación dentro del explosivo y que se sostenga a sí misma. El proceso de detonación necesita de una energía para que se desarrolle y mantenga en condiciones estables.

El iniciador por excelencia en minería es la prima que corresponde al conjunto de booster-cordón detonante o al conjunto booster-detonador. En Minera Spence se utiliza el segundo caso.

- **Booster:** Es una carga explosiva potente que tiene por función completar el trabajo de iniciación, permitiendo su propagación en la columna de explosivo, así como crear zonas de alta liberación de energía a lo largo de dicha columna. Los más utilizados en la actualidad son fabricados con PTN y TNT, por ser insensibles al impacto y fricciones, ser pequeños, compactos, fáciles de manejar y además no se alteran con el tiempo.

- Detonador: Alto explosivo que inicia la detonación del booster. Puede ser no eléctrico, eléctrico o electrónico.

En general, el rendimiento de un iniciador booster-detonador está definido por su presión de detonación, su dimensión y su forma. Cuando mayor es la presión de detonación, mayor será su disponibilidad para la iniciación. Asimismo, el diámetro del iniciador presenta una influencia similar sobre la velocidad de detonación (VOD) del explosivo (ANFO), mientras que el peso, tipo y forma de los iniciadores no tiene influencia en la VOD (Junk, 1972).

2.2.1.1. Iniciación de explosivos encartuchados

En Minera Spence solo se utiliza explosivo encartuchado desacoplado en los pozos de precorte (Senatel Powersplit). Estos se unen entre sí a través de cordón detonante, conectados a un detonador electrónico único al final de la fila de precorte.

2.2.1.2. Iniciación de explosivos vaciables y bombeables

El primado de los pozos debe ser tan eficiente que permita al explosivo alcanzar su velocidad de detonación de régimen, y que éste entregue su máxima energía. La siguiente ecuación se puede utilizar para calcular el número de iniciadores:

$$N_i = \frac{L + T + J}{30 * D} + 0.73$$

Ecuación 1: Número de iniciadores.

Donde:

N_i = Número de iniciadores.

L = Altura del banco [m].

T = Longitud del taco [m].

J = Longitud de pasadura [m].

D = Diámetro de perforación [m].

La ecuación anterior fue creada para iniciación con cordón detonante dentro del pozo, y tiene la desventaja que no considera el diámetro del iniciador ni tampoco la ubicación del iniciador dentro del pozo. Dependiendo de esto, puede variar el largo de la columna de explosiva al ser detonada por un solo iniciador.

2.2.1.3. Localización de iniciadores

Los factores que afectan la VOD son: densidad, diámetro, confinamiento, iniciación y envejecimiento del explosivo. Para los tres primeros, conforme aumentan dichos parámetros la VOD crece significativamente. En cuanto a la iniciación, si no es lo suficientemente enérgica puede hacer que el régimen de detonación comience con una velocidad baja y, con respecto al envejecimiento, éste hace que la VOD también disminuya al reducirse el número y el volumen de las burbujas de aire.

Para definir la ubicación de la prima se debe considerar tanto el aspecto de seguridad como el aspecto técnico. Con respecto a la seguridad, se prefiere ubicar el booster bajo la cota de piso, de

modo que si existiera un Tiro Quedado, la ubicación reduce la posibilidad de que algún equipo impacte la prima, provocando una detonación accidental sin control de la misma y el explosivo adyacente, situación que puede generar alto valor esperado de pérdida para personas y/o equipos. Por otro lado, el primado en el fondo del pozo produce una mejor utilización de la energía de los explosivos, resultando un incremento de la fragmentación y desplazamiento de la roca con una disminución de las proyecciones. Esto es debido a que la detonación progresa hacia el taco, mientras que los gases de explosión son confinados enteramente dentro del macizo rocoso, hasta que el material del taco es expulsado y permite el escape. Este tiempo de confinamiento es frecuentemente de 3 a 4 metros, según la VOD y longitud de columna. La caída de presión subsiguiente por escape en el nivel del piso del banco tiene lugar mucho más tarde (figura adjunta), consiguiéndose con ello una mejor fragmentación y esponjamiento, así como un mejor nivel de vibraciones, pues la onda de choque se propaga hacia la parte superior del banco.

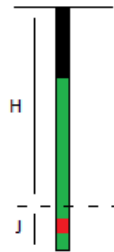


Ilustración 5: Ubicación de la prima.

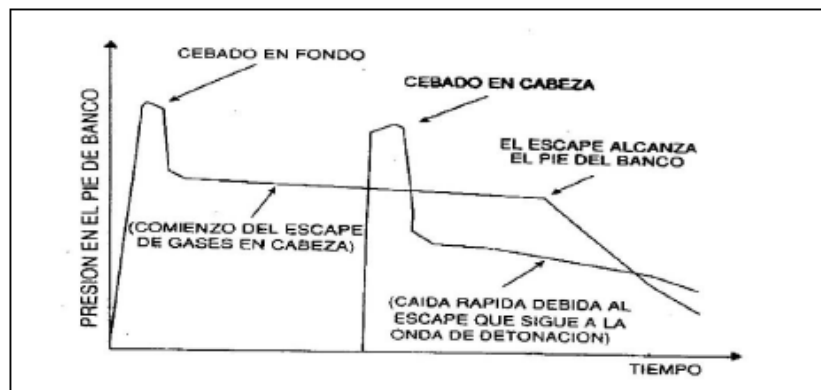


Ilustración 6: Efecto ubicación de iniciador sobre el perfil de presión-tiempo en el pozo.

2.2.2. Sistemas de iniciación

El sistema de iniciación transfiere la señal de detonación de pozo a pozo en la misma fila y entre filas, en un tiempo preciso. Este sistema no solo controla la secuencia de disparo de los pozos, sino que también afecta la cantidad de vibración generada por una tronadura, el tamaño de la fragmentación producida, el sobrequebre y la violencia con que esto ocurre. La selección del sistema de iniciación es una de las consideraciones más importantes dentro del diseño de la tronadura, dado que conecta los pozos, trasmite la energía y es el responsable de una detonación segura.

Los sistemas de iniciación se pueden clasificar a grandes rasgos en (Anexos: Sistemas de Iniciación):

2.2.2.1. Sistemas de detonación no eléctricos

2.2.2.1.1. Sistema a fuego

Los sistemas de fuego, como la mecha y fulminante, proporcionan un sistema de bajo costo y poco riesgo. Su funcionamiento se basa en la generación de energía calórica a través de la combustión.

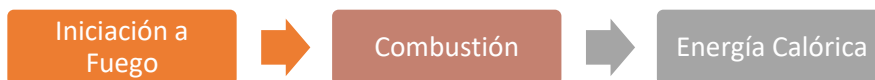


Ilustración 7: Esquema características sistemas de iniciación a fuego.

El uso de los sistemas de fuego ha disminuido debido a la introducción al mercado de sistemas más sofisticados, menos peligrosos y más precisos. Aun así, el sistema es usado en pequeña minería, tronadura secundaria y pruebas de laboratorios, donde se requiere un método más económico.

2.2.2.1.2. Tubo de choque¹

Estos sistemas tienen como característica el generar una onda de choque de baja velocidad (~2000 m/s) que se propaga a través de un tubo y es transmitida hacia el detonador. La reacción no es violenta, y relativamente silenciosa, no causando interrupción ni al explosivo ni al taco.

Algunas de las ventajas del sistema son:

- El sistema es poco sensible a golpes, pudiendo iniciarse con un golpe lo suficientemente fuerte.
- El tubo puede sufrir estiramiento hasta 5 veces su longitud, y no pierde su capacidad de iniciación.
- El tubo al ser quemado con fuego no se inicia su carga explosiva.
- No sufre destrucción después de haber sido iniciado.
- No es afectado por las corrientes extrañas.
- Puede sufrir nudos y quiebres bruscos, no perdiendo su característica de iniciación.
- Aumenta la flexibilidad de diseño, permitiendo una amplia elección de intervalos de retardo para lograr resultados específicos de tronadura.

Algunas desventajas del sistema son:

- Puede llegar a cortarse producto de detritus de taco de mala calidad.
- Existe probabilidad de corte de iniciación cuando se emplea en combinación con cordón detonante no apropiado.

El detonador debe ser de baja potencia, de lo contrario podría cortar el tubo sin ser iniciado.

2.2.2.2. Sistema de detonación eléctrico

Un sistema de iniciación eléctrico es capaz de convertir un impulso eléctrico en una detonación en un tiempo determinado.

En los sistemas modernos de iniciación eléctrica todas las unidades se activan simultáneamente y el amarre correcto se puede confirmar al medir la resistividad antes de la iniciación. La principal

¹ 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.

desventaja del sistema eléctrico es su susceptibilidad a la iniciación por rayos o corrientes eléctricas inducidas (relámpagos, transmisiones de radio). Por otro lado, el disparo de grandes tronaduras con detonadores eléctricos puede requerir varios sistemas de generación de potencia.

La principal razón para decidir los métodos relativos de los sistemas de iniciación eléctricos versus los no eléctricos, es lo relativo a la exactitud y la dispersión de las cápsulas. Se ha establecido que la iniciación confiable y la absoluta intolerancia hacia los tiros fallidos deben ser la principal consideración en el uso de cualquier sistema de iniciación (Bryan et al, 1990). Bryan et al. establece que los sistemas modernos de iniciación eléctrica tienden a sobrepasar en exactitud y confiabilidad a los iniciadores no eléctricos.

2.2.2.3. Sistemas de detonación electrónicos

En las últimas décadas, la necesidad de mejorar los resultados de las tronaduras y controlar las vibraciones ha hecho que surgiera un incremento de la demanda de la precisión de los detonadores existentes.

La última generación de detonadores de alta precisión son los detonadores electrónicos, permitiendo un excelente control del proceso de fragmentación, así como de las vibraciones y proyecciones. Contienen un circuito integrado en un chip en lugar del elemento de retardo no eléctrico. En los detonadores convencionales la precisión en el disparo está en el rango de los milisegundos. El empleo de un oscilador de cuarzo (reloj digital) incorporado a un circuito impreso dota al sistema de unos tiempos menores a los obtenidos normalmente con otros sistemas de iniciación.

Los componentes principales de un detonador electrónico están dados por una unidad electrónica y un detonador eléctrico instantáneo. Se distingue un circuito integrado o microchip (4), que constituye el corazón del detonador, un condensador para almacenar energías (5) y un circuito de seguridad (6) conectados a los hilos que sirven de protección frente a diversas formas de sobrecargas eléctricas. El propio microchip posee unos circuitos de seguridad internos. La otra unidad es un detonador eléctrico instantáneo explicado en la sección detonador eléctricos. En la cual la gota inflamadora (3) para la iniciación de la carga primaria (2) está especialmente diseñada para proporcionar un tiempo de iniciación pequeño con la mínima dispersión.

Los microchips proporcionan unos tiempos de retardos con exactitud del orden de 0.1 % del intervalo programado. Asimismo, los sistemas de amarre que emplean los sistemas electrónicos, son similares a los empleados con detonadores eléctricos.

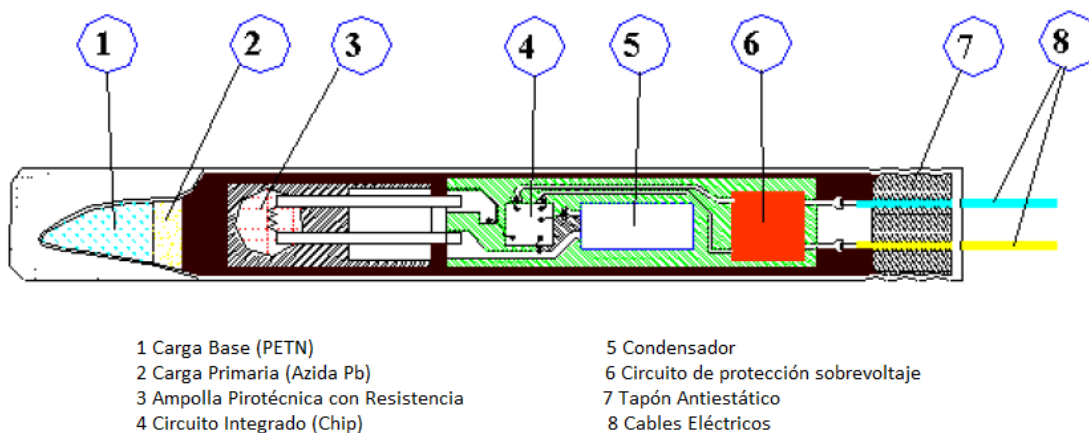


Ilustración 8: Componentes sistema de iniciación electrónico.

El tiempo de duración del periodo, se programa y almacena instantes antes de la tronadura sobre una Ram o una Eprom si el explosor (tarjeta Hardware) admite pre-programación, las posibilidades son tan amplias que algunos fabricantes ofrecen rangos de tiempos que van desde 1 milisegundo hasta 15 segundos.

Otras características destacables son:

- No pueden explosionar sin un código de activación única.
- Reciben la energía de iniciación y el código de activación desde el aparato de programación y mando.
- Están dotados de protecciones frente a sobre tensiones: Los pequeños excesos de carga se disipan internamente a través de los circuitos de seguridad, mientras que los altos voltajes (> 1000 v.) se limitan por medio de un cortacorriente.
- Son insensibles a los efectos de tormentas, radio frecuencia y energía estática.
- Tensión de operación es pequeña (< 50 v), que es una ventaja considerando el riesgo de corrientes vagabundas.

2.2.3. Secuencia de iniciación y retardo

Una de las etapas más importantes del diseño de tronadura es poder definir la secuencia y los tiempos de retardo. Muchas veces para determinar los tiempos de secuencia, se utilizaba el criterio experto del tronador o benchmark. Luego, con el tiempo y la experiencia en la mina, se modificaban. Actualmente existen formulismos, métodos y softwares para determinar los tiempos y la secuencia de salida de la tronadura.

Una de las variables más desconocidas es el constituido por la secuencia de encendido y los tiempos de retardo entre los pozos de una tronadura. Los esquemas nominales de perforación con un burden y espaciamiento se modifican radicalmente con la secuencia de iniciación, pasando a otros valores denominados efectivos. Luego, aumentos en los costos al optimizar la secuencia, resultan muy favorables en los costos globales del proceso.

2.2.3.1. Sobrequebre y control de daño

El sobre quebre y el daño frecuentemente se incrementan con intervalos de retardo muy cortos. Los intervalos de retardos cortos pueden aumentar el daño ya sea por vibración o por sobre confinamiento.

Si la última fila de pozos está muy confinada, el movimiento principal de la roca se lleva a cabo en vertical producto de la explosión de gases. Puesto que la expansión comienza en la base del pozo, se tiende a formar un efecto muy grande de craterización, causando un fracturamiento extenso en la nueva cara del banco. Esto se manifiesta como un levantamiento en la superficie, y puede ser aparente a distancias hasta de una altura de banco detrás de la última fila de hoyos.

El mecanismo principal del daño por sobre quiebre es, por lo tanto, la expansión de los gases. La influencia de gases de alta presión se puede minimizar al disminuir el grado de confinamiento de la última fila de pozos. Intervalos largos de retardo entre las dos últimas filas se usan frecuentemente para minimizar este efecto, en conjunto a la perforación de pozos de precorte.

Un mecanismo que se considera secundario respecto al efecto del gas es el efecto del aumento de la vibración. La vibración se puede considerar como un esfuerzo dinámico y a medida que el nivel de esfuerzo aumenta, también lo hace el grado y extensión del quebrantamiento. El retardo debe ajustarse para asegurar que el aumento de la vibración de más de un pozo no produzca niveles de vibración mayores que el nivel máximo de un pozo solo. Para efectuar esto, el intervalo de retardo debe relacionarse a la duración del pulso de vibración dinámica a una distancia de 1 a 2 dimensiones de burden desde el pozo. Esto variará desde alrededor de 10 ms para una roca de resistencia alta y alto módulo, hasta 50 ms para tipos de rocas débiles, más plásticas tales como la arenisca, roca sedimentaria y calizas meteorizadas.

Es importante considerar que la vibración relacionada al daño en la cara de los bancos, está controlada por la concentración lineal de carga en los pozos que a su vez, está controlado por la elección del diámetro del pozo. Diámetros grandes de pozos con explosivos totalmente acoplados, aun cuando la longitud de carga está restringida, produce grandes envolventes de daño.

No existen pruebas que indiquen que el reducir el factor de carga se reducirá el daño, y al contrario, hay indicaciones que el daño se puede aumentar reduciendo el factor de carga a un punto donde las cargas se sobre confinan. Altos factores de carga promueven movimientos de burden que reducen el confinamiento y la craterización de las cargas.

2.2.3.2. Cálculo de retardo electrónico

El retardo entre pozos debe ser tal que se encuentren las ondas P (o una parte de la onda) del primer pozo con las grietas desarrolladas en el segundo pozo, antes que se terminen de desarrollar. Si se asume que la extensión de las grietas producidas sólo por el explosivo de un pozo alcanza el 10% del espaciamiento, se tiene:

$$\Delta = \frac{1}{V_p} * (0.9 + \xi * \lambda) - \frac{0.1 * S}{C_c}$$

Ecuación 2: Retardo entre pozos, sistema electrónico.

Dónde:

Δ = Tiempo de retardo entre pozos [ms].

V_p = Velocidad de onda P [m/s].

S = Espaciamiento [m].

ξ = Constante de la roca (0.25 por lo general).

λ = Longitud de onda P [m].

C_c = Velocidad de propagación de las grietas [m/s].

El intervalo de retardo entre filas debe ser tal que la onda P de la segunda fila arribe a la primera cuando ésta ya haya formado una cara libre, o sea, cuando se haya movido unos 10 cm. La 1° fila comienza a moverse cuando llegue a ella la onda P reflejada.

$$\Delta = \frac{1}{V_p} * (B + \xi * \lambda) + \frac{0.1}{C_{mp}}$$

Ecuación 3: Retardo entre filas, sistema electrónico.

Δ = Tiempo de retardo entre pozos [ms].

V_p = Velocidad de onda P [m/s].

B = Burden [m].

ξ = Constante de la roca (0.25 por lo general).

λ = Longitud de onda P [m].

C_{mp} = Velocidad de desplazamiento de la pila [m/s]. Se puede determinar a través de la filmación de desplazamiento con cámaras de alta velocidad, o con formulismo asociado.

2.3. Mecanismo de fragmentación de roca a través de explosivos

Este mecanismo es fundamental para la realización del diseño de la malla de perforación y tronadura. Cuando un explosivo detona, su energía química es convertida en alta temperatura y gas. Al estar confinado, esta reacción en una fracción de segundo, produce altas presiones, que pueden llegar a alcanzar 18,000atm en las paredes del pozo. La fragmentación, entonces, corresponde al resultado de un proceso físicoquímico resultante de la reacción termoquímica que experimenta un explosivo, que produce un impacto dinámico en el macizo rocoso donde la energía es transmitida en forma de onda de choque o esfuerzo de compresión y en la presión o empuje de los gases.

Para quebrar una roca, es requerida una gran potencia por sobre una gran energía. Tan solo el 40-50% de la energía liberada por un explosivo se transforma en trabajo útil, mientras que el resto se libera en forma de calor, vibraciones y energía acústica. Rascheff y Goemas (1977) han establecido un modelo teórico de reparto de energía a partir de ensayos sobre bloques cúbicos de roca sumergidos en piscinas. Estos investigadores afirman que cerca del 53% de la energía del explosivo está asociada a la onda de choque, valor que depende de las condiciones de la experimentación, del tipo de roca que se desea fragmentar y del explosivo utilizado.

	BLOQUE DE GRANITO CON CONFINAMIENTO INFINITO	VOLADURA CONVENCIONAL DE GRANITO EN BANCO	BLOQUE DE GRANITO SUMERGIDO EN AGUA
Pulverización	15%	15%	15%
Fisuración radial primaria	3%	3%	2%
Prolongación de fisuras	0%	16%	39%
Energía transmitida	82%	34%	22%
Energía aprovechada	18%	34%	56%

Ilustración 9: Reparto de energía de la onda de choque.

- Etapa I: Cuando la onda de compresión comienza a transmitirse a la roca que rodea el pozo, la presión de detonación asociada a la onda de choque supera ligeramente la resistencia a la compresión de la roca, produciendo la trituración de la zona circundante al pozo. La onda mecánica producida viaja a una velocidad que varía entre 2,000 – 6,000 m/s, generando esfuerzos tangenciales que inducen la creación de grietas radiales, pre-acondicionando la roca y creando zonas de debilidad (entre 2-4 veces el diámetro del pozo) que posteriormente servirán para generar la fragmentación del macizo. Según Hagan (1977), este mecanismo de rotura consume casi el 30% de la energía que transporta la onda de choque.
- Etapa II: La onda de compresión se propaga por la roca y cuando esta alcanza una cara libre, se refleja como onda de tracción. Esta onda de tracción se devuelve hacia la roca y como el material es menos resistente a la tracción que a la compresión ($\sim 1/10$), las primeras fisuras pueden desarrollarse debido al esfuerzo de tracción de la onda reflejada. La cantidad de energía de la onda de choque es del orden de 5-15% del total de la energía liberada por el explosivo, por lo que por sí misma, no es responsable de la fragmentación de la roca.
- Etapa III: Las primeras grietas se expanden por efecto de la expansión de gases y por el esfuerzo de tracción inducido por la compresión radial. De esta forma, cuando la masa de roca comprendida entre pozos y la cara libre cede, se produce una descompensación violenta, donde la energía almacenada en la roca se libera. El efecto de esta liberación induce esfuerzos de tracción dentro del macizo rocoso, completándose el proceso de fracturamiento comenzado en la Etapa I.

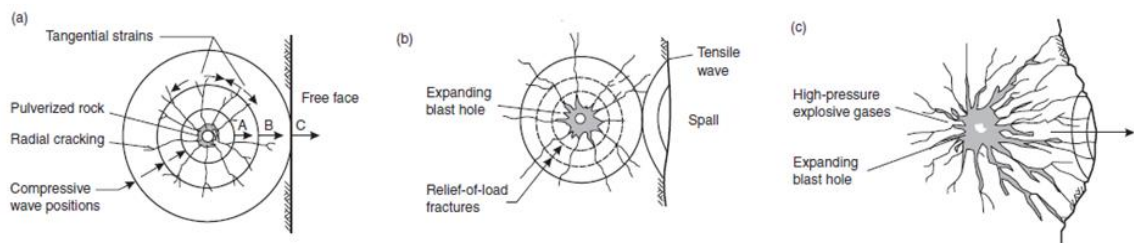


Ilustración 10: Resumen mecanismo de rotura de roca por explosivos.

Lownds (1986) ha confeccionado un gráfico con distintas zonas que relaciona el reparto de energía en el proceso de tronadura, utilizando un modelo simplificado de interacción roca-explosivo.

Lownds distribuye la energía en zonas diferentes relacionadas con la curva Presión-Volumen de los gases producidos.

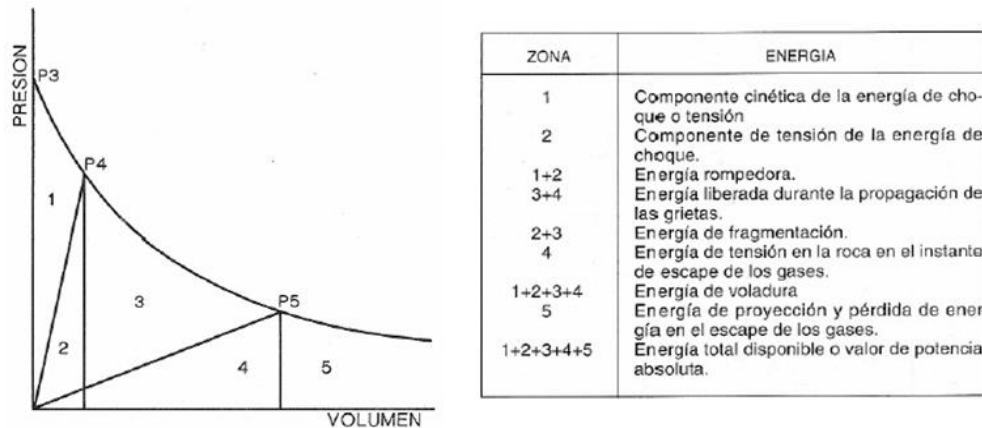


Ilustración 11: Izq. Diagrama P-V de los gases en una explosión. Der. Distribución de energía en una tronadura.

En la zona 1 se tiene el trabajo realizado por el explosivo durante la expansión, con una energía cinética asociada. Esta se pierde como trabajo útil y se manifiesta como roca triturada en la proximidad del pozo. En la zona 2 se tiene la energía de tensión almacenada en la roca. Las energías de las zonas 2 y 3 son las más útiles en una tronadura y se les denomina energía de fragmentación. La energía de la zona 4 se considera insignificante en la proyección de roca y en la fragmentación por corresponder a una energía de tensión almacenada en la roca relacionada con la presión que ejercen los gases a través de las grietas del pozo de tronadura, que comprime la roca delante del pozo. La zona 5 está compuesta por la energía de los gases en el momento del escape (energía de proyección), calor y ruido.

2.4. Vibraciones

2.4.1. Parámetros de una onda

Las propiedades fundamentales que describen el movimiento de las ondas se denominan parámetros de las ondas. Estos se miden y cuantifican cuando se analiza el movimiento de las ondas o vibración.

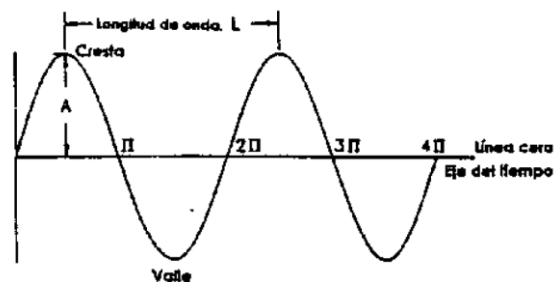


Ilustración 12: Parámetros de una onda (Konya).

Considérese el movimiento armónico simple ilustrado en la figura anterior y representado por la ecuación:

$$\gamma = A * \text{sen}(wt)$$

Ecuación 4: Desplazamiento de una onda.

Dónde:

γ = Desplazamiento en cualquier tiempo t.

t = Tiempo.

A = Amplitud o valor máximo de γ .

$w = 2\pi f$.

T = Periodo o tiempo para una oscilación completa o ciclo.

f = Frecuencia, el número de vibraciones u oscilaciones que ocurren en un segundo, conocido como Hertz (Hz).

El período y la frecuencia son recíprocos, por lo tanto:

$$f = \frac{1}{T} \quad \text{ó} \quad T = \frac{1}{f}$$

Ecuación 5: Frecuencia de una onda.

La longitud de la onda L es la distancia de cresta a cresta ó de valle a valle. Se mide en metros y es igual al período de la onda multiplicado por la velocidad de propagación V.

Los parámetros de la vibración son las propiedades fundamentales del movimiento que se utilizan para describir el carácter del movimiento del suelo. Cuando la partícula es desplazada y se mueve, tiene entonces una velocidad y puede ejercer una fuerza, que es proporcional a la aceleración de la partícula. Los parámetros corresponden a:

- Desplazamiento: Es la distancia que una partícula del terreno se mueve desde su punto de reposo. Se mide en milímetros.

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

Ecuación 6: Desplazamiento de una onda.

- Velocidad: La rapidez con la que una partícula se mueve cuando deja su punto de reposo. Empieza en cero, se eleva a un máximo y regresa a cero. La velocidad de la partícula se mide en milímetros por segundo.

$$V(t) = A * 2\pi f * \text{sen}(2\pi ft)$$

Ecuación 7: Velocidad de una onda.

- Aceleración: Es el rango al cual la velocidad de la partícula cambia. La fuerza ejercida por la partícula que vibra es proporcional a la aceleración de la partícula. La aceleración se mide en fracciones de “g”, la aceleración de la fuerza de gravedad.

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

Ecuación 8: Aceleración de una onda.

- Frecuencia: El número de vibraciones u oscilaciones que ocurren en un segundo, designados como Herz (Hz).

Dónde:

A = Amplitud de la onda.

t = Tiempo.

f = Frecuencia, el número de vibraciones u oscilaciones que ocurren en un segundo, conocido como Hertz (Hz).

Por otro lado, 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 disminuye 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 9: Factor de atenuación geométrica de la onda.

Dónde,

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 a la roca. El factor de atenuación inelástica está definido por (Barkan, 1962):

$$FAI = \exp(-I * R)$$

Ecuación 10: Factor de atenuación inelástico de la onda.

Donde,

I = Coeficiente de atenuación.

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

2.4.2. Ondas observables en una tronadura

Los 3 tipos principales de onda que se pueden observar en una tronadura son:

2.4.2.1. Onda de compresión (P)

Es la onda más rápida y de mayor amplitud que viaja a través del suelo, por lo que es la primera que se registra. En las ondas de compresión, las partículas de onda se mueven en la misma dirección que la propagación de la onda. Producen cambios de volumen, pero no de forma en el material en el que se propagan. Pueden desplazarse en materiales sólidos, líquidos o gases.

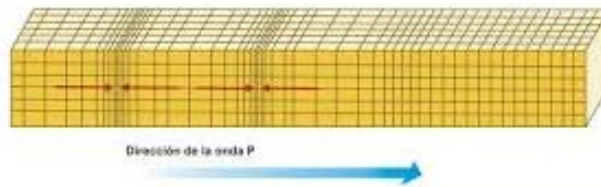


Ilustración 13: Dirección de propagación de onda P.

2.4.2.2. Onda Transversal (S)

La onda de corte o S presenta una velocidad menor a la onda P (entre 50 – 60% de la velocidad de la onda P). En las ondas transversales, las partículas de onda se mueven perpendicular a la dirección en la que se propaga la onda. Producen cambios de forma en los materiales en los que se propaga, pero no de volumen. Pueden desplazarse sólo en sólidos.

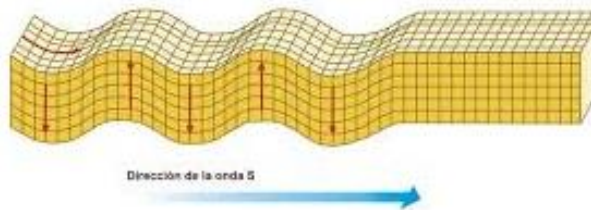


Ilustración 14: Dirección de propagación, onda S.

Tanto onda P como onda S pertenecen a las “ondas de cuerpo”.

2.4.2.3. Onda Rayleigh (R)

La onda Rayleigh es una onda de superficie que se desvanece rápidamente con la profundidad. Se propaga más lentamente que las ondas de cuerpo. Las partículas dentro de la onda se mueven elípticamente en un plano vertical normal a la superficie, en la misma dirección de propagación de la onda.

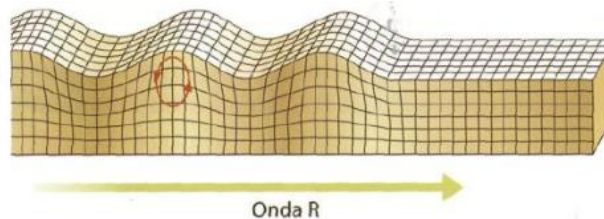


Ilustración 15: Dirección de propagación, onda R.

El período de la persistencia de la vibración de un pozo simple está también controlado por la masa rocosa. A medida que el módulo de la roca aumenta, el período de la persistencia disminuye. Tipos de rocas muy competentes, quebradizas, por lo tanto requieren intervalos de retardos más cortos que las rocas blandas y altamente fracturadas.

El período de la persistencia de la vibración también está fuertemente influenciada por la distancia desde la tronadura al punto en que se controla la vibración. El período de la persistencia aumenta con el aumento de la distancia desde la tronadura. El intervalo de retardo óptimo se determina fácilmente por monitoreo.

2.5. Daño inducido por tronadura

2.5.1. Modelos de vibraciones

Actualmente se considera a la velocidad peak de partícula (PPV) como un indicador del potencial daño asociado a una vibración sísmica. Es por esto que se han creado modelos que estiman el comportamiento de la velocidad de partícula bajo ciertas condiciones especiales de tronadura.

Dependiendo de la ubicación de los instrumentos de medición y el efecto sobre el talud, se tienen 2 posibles formas de modelar el daño en función de las vibraciones generadas por tronadura.

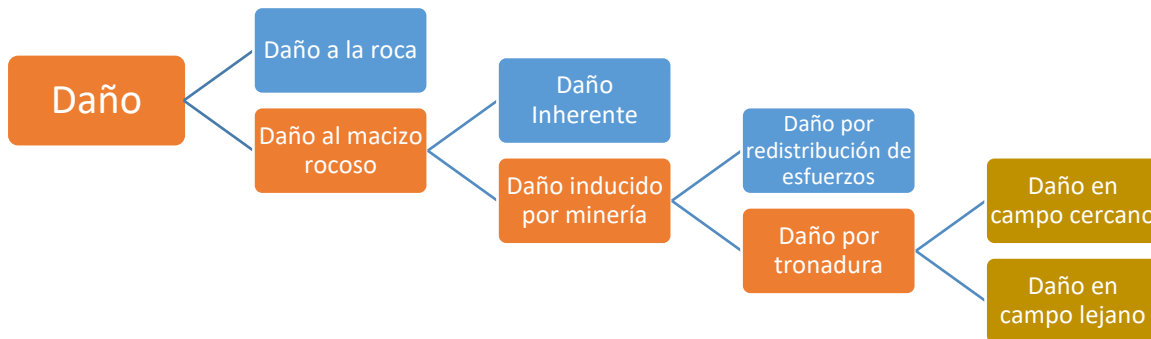


Ilustración 16: Esquema de tipos de daño inducidos por tronadura.

2.5.1.1. Influencia de las vibraciones en campo lejano

La aceleración de partículas se relaciona frecuentemente al estado friccional de equilibrio que existe entre los bloques en la masa rocosa, y se considera que tiende a bajar el coeficiente de fricción de fracturas y planos de diaclasas orientados desfavorablemente. El análisis de aceleración es un método comúnmente usado para investigar los efectos de ondas de esfuerzos dinámicos en los bloques de roca, y su estabilidad alrededor de las excavaciones, y está basado en modelos para predecir la influencia de terremotos en la estabilidad de los taludes.

En el campo lejano la señal de vibración se verá fuertemente influenciada por las cualidades del macizo rocoso, y principalmente por el grado de fracturamiento. Un caso particular, donde se producen rápidas atenuaciones son las zonas muy fracturadas o alteradas (tipo suelo).

Los modelos tradicionales de comportamiento tienen importantes limitaciones:

- Los máximos kilos detonados por intervalo, dan cierta indicación del tamaño de la tronadura, pero nada dicen respecto de cómo ese explosivo está distribuido en el macizo rocoso. La geometría de la carga explosiva afecta la amplitud y forma de la vibración.
- Los modelos empíricos predicen sólo el nivel máximo de vibración. Dependiendo del mecanismo con que ocurra el daño, es posible que sea necesario conocer la forma de la onda de vibración y no solo su peak máximo.
- Por las características propias de cualquier modelo empírico, cualquier variación en las prácticas de tronadura o condiciones del macizo rocoso, determina que deban ser re evaluadas las constantes empíricas.

De acuerdo a lo señalado, los modelos empíricos de comportamiento tienden a la obsolescencia o quedan restringidos a aplicaciones muy específicas como son la predicción de vibraciones en superficies a grandes distancias.

Además de la acción de reducir el tamaño y mover la roca, la energía de una tronadura genera ondas sísmicas que pueden causar un daño significativo a la roca en otras áreas como también a las instalaciones industriales y edificaciones. Las ondas de vibración pueden ocasionar un daño potencial mayor cuando su frecuencia dominante coincida con la frecuencia resonante de las estructuras, produciéndose altos factores de amplificación entre la vibración del terreno y la respuesta resultante de la estructura.

2.5.1.1.1. Modelos de campo lejano

Investigaciones extensivas han llevado a determinar la relación matemática entre el nivel de vibración, el tamaño de la carga y la distancia. El boletín de la Agencia de Minas de USA (escrito por Nichols, Johnson y Duvalí en 1971) expresa esta relación:

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

Ecuación 11: Modelos vibratoriales, campo lejano.

A la expresión (D/Q^α) se le denomina distancia escalar. Busca relacionar los niveles de vibraciones generados a diferentes distancias y para diferentes cantidades de explosivo.

Para el valor de las constantes se realizan ensayos midiendo la vibración que producen las cargas explosivas a una distancia conocida: se determina el coeficiente de correlación y la desviación estándar.

Modelo de Devine

Asume el registro como si fuese una carga puntual. Asimismo, considera cargas 100% acopladas y no considera la secuencia de salida ni retardo de pozos.

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

Ecuación 12: Modelo de Devine.

Las variables que utiliza este modelo para estimar la velocidad de partícula de la onda vibratorial son las siguientes:

- D: Distancia desde el sensor al sector de la tronadura [m].
- W: Cantidad de explosivo por retardo [kg].
- H & β : Constante adimensional, propiedad de la roca determinada in-situ.

El modelo de Devine no es recomendable para macizos altamente fracturados ni con estructuras predominantes.

2.5.1.2. Influencia de las vibraciones en campo cercano

2.5.1.2.1. Criterios de daño en campo cercano

El análisis de la velocidad de partícula tiene la cualidad de ser un adecuado método para estimar el grado de fracturamiento inducido por tronadura. C.K. McKenzie a partir de la Ley de Hooke, relaciona la velocidad de partícula con la deformación dinámica inducida por tronadura como:

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

Ecuación 13: Relación de deformación de McKenzie.

En 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 esto y asumiendo que la Ley de Hooke se cumple en el macizo rocoso, donde todas las ondas son de tipo monodimensionales, se tiene:

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

Ecuación 14: Relación PPV crítico, criterio de daño.

Cabe mencionar que la relación anterior asume una elasticidad lineal del material a través del cual se propaga la onda, utilizando parámetros obtenidos a través de ensayos de laboratorio de roca intacta. Luego, la estimación difiere al valor real (terreno). Sin embargo, es una estimación razonable y es ampliamente utilizada en la industria.

Del conocimiento de las características de propagación de vibración de la masa rocosa y de la relación entre la vibración y la deformación, es posible establecer contornos de fracturamiento alrededor de un pozo o *halo de daño*. Estos halos representan la zona alrededor de un pozo en que el fracturamiento fresco ocurrirá como resultado directo de la vibración desde el explosivo que detona en el pozo. Tal diagrama de contorno proporciona una buena indicación de la cantidad de quebradura detrás de una tronadura, y la distancia mínima requerida entre la última fila y la pata de la pared final.

Existe una gran variedad de criterios de daño basados principalmente en el estudio vibracional de estructuras civiles de superficie y en menor medida, en ensayos realizados en minería subterránea. La selección del criterio de daño debe considerar el objetivo del estudio y las condiciones en que se realizarán las mediciones. Actualmente, el criterio de daño mayormente utilizado corresponde al modelo de McKenzie (Anexos: Ejemplos criterio de daño).

Tabla 1: Modelo de McKenzie.

McKenzie	
Zona	Nivel de daño
4*PPV crítico (mm/s)	Intenso fracturamiento
PPV crítico (mm/s)	Nuevas fracturas
PPV crítico/4 (mm/s)	Extender fracturas

Modelos de campo cecano: Holmberg y Persson

Indica que “la onda sísmica se desplaza en el macizo rocoso en una forma elíptica, decreciendo en la distancia y que el daño en el entorno al pozo cargado, es la resultante del quiebre en este entorno elástico y homogéneo del medio en el que se trasmite” (Holmberg y Persson, 1977).

Considera una columna de explosivo y cargas cilíndricas infinitesimales a lo largo de la columna, cada una de longitud dx , siendo q el peso por unidad de longitud de cada carga. El peso total para cada porción de explosivo estará dada por:

$$W = q x dx$$

Ecuación 15: Peso de la carga, Holmberg y Persson.

En función de la forma de la carga y de la ecuación general de las partículas, se tiene la velocidad peak de la partícula según Holmberg y Persson:

$$v = Kq^{\alpha} \left[\int_0^h \frac{dx}{\{R_0^2 + (Z - x)^2\}^{\beta/2\alpha}} \right]^{\alpha}$$

Ecuación 16: Modelo de velocidad, Holmberg y Persson.

$$v = K \left[\left(\frac{q}{R_0} \right) * \left[\tan^{-1} \frac{Z}{R_0} + \tan^{-1} \frac{Z - h}{R_0} \right] \right]^{\alpha}$$

Ecuación 17: PPV resultado, Holmberg y Persson.

Donde:

v = velocidad peak de partícula.

K, α, β = Constantes empíricas determinadas por monitoreo en campo lejano.

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_0 = Distancia de medición desde la carga [m].

En la Ecuación 17, el término entre corchetes se le denomina distancia escalada y corresponde al factor de Holmberg y Persson (Factor H&P).

A continuación, se ilustra un esquema de la configuración considerada en el modelo descrito.

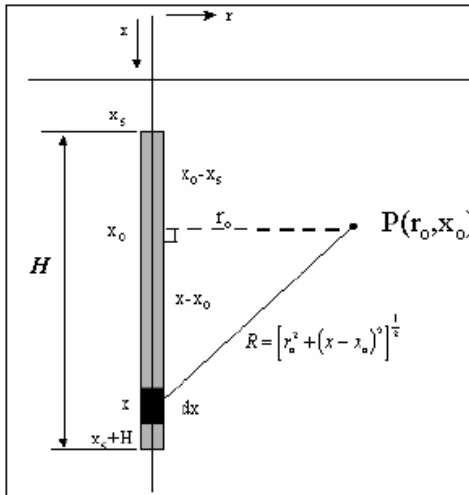


Ilustración 17: Esquema Holmberg y Persson.

El factor que tiene el mayor impacto en la vibración peak (PPV) es la carga lineal, que se controla por una combinación de diámetro del pozo y densidad de carga.

Este modelo no considera el tamaño de la tronadura ni la influencia de la secuencia ni retardos. Asimismo, no contempla el grado de confinamiento del explosivo. Luego, los resultados que se obtienen a través del modelo serán superiores a los encontrados en terreno.

Cabe mencionar que el macizo rocoso atenúa la onda. La atenuación dependerá de factores tales como:

- Cantidad de grietas o fracturas.
- Módulo de deformación de la roca.

Rocas con un bajo módulo tienden a presentar una deformación plástica, resultando en una gran pérdida de energía, mientras que rocas con un alto módulo se comportan de manera elástica, removiendo pequeñas cantidades de energía al paso de la onda.

Luego, ninguno de los dos modelos considera la atenuación de la onda.

2.5.2. Comportamiento del macizo rocoso frente a estructuras

Las características geomecánicas y la orientación de las estructuras geológicas determinan el comportamiento de deformación a pequeña y gran escala del macizo rocoso, así como también la forma en que se trasmite la energía en ese medio (Priest, 1993; Guéguen y Palciauskas, 1994; Brady y Brown, 1995; Huang et al., 1995). Aunque el estado de estrés tiene poco efecto sobre la rigidez de roca intacta, ejerce un efecto predominante sobre la rigidez y atenuación en macizos rocosos con estructuras (Goodman, 1989; Zhao et al., 2006).

Las velocidades de onda P y S dependerá de:

- Rugosidad de estructuras
- Apertura de estructuras.
- Relleno de estructuras.
- Presencia de material arcilloso.

La velocidad de la onda elástica de las rocas con estructuras se ha descrito en términos de modelos *desplazamiento-discontinuidad* y en términos de modelos *cuasiestáticos*. En el primero, se captura la anisotropía dependiente de la frecuencia, amplitud y fase de la onda mecánica que se propaga, pudiéndose acomodar a condiciones particulares de la falla como longitud y relleno (Pyrak-Nolte et al., 1990a, 1990b; Boadu y Long, 1996; Yi et al., 1997). En cuanto al segundo, se basa en el régimen de longitud de onda larga, en donde la longitud de onda es mucho más grande que el espaciamiento entre estructuras (White, 1983; Schoenberg y Muir, 1989; Schoenberg y Sayers, 1995). El modelo cuasi-estático corresponde al más utilizado en sismología y exploración geofísica, pero sigue siendo un desafío escalarlo desde laboratorio a macizo rocoso y la data es limitada.

La relación entre las propiedades geomecánicas de la roca, como la frecuencia de fractura, RQD o velocidad de onda, ha sido explorado experimentalmente en el laboratorio para Ondas P y S mediante modelos analíticos de discontinuidad-desplazamiento (Sjogren et al., 1979; El-Naqa, 1996; Kahraman, 2001, 2002 y para las ondas P y S Leucci y De Giorgi, 2006 y Boadu, 1997). En general, estos estudios muestran una disminución en la velocidad de propagación con el aumento de la rugosidad de la fractura y la frecuencia de fracturas. Sin embargo, estas investigaciones se realizaron en el régimen de propagación de longitud de onda corta o sin control sobre la eficacia del estrés normal, o incluso ambos.

En base a los estudios realizados por Minsu.Ch., Gye-Chun Ch. y Santamarina J.C, se tiene que las velocidades de onda P y S aumentan y la atenuación disminuye a medida que el estrés normal aumenta. La presencia de material arcilloso disminuye la velocidad de propagación y aumenta la atenuación. Asimismo, se alcanza un nivel más alto de rigidez en el macizo rocoso en superficies compactas, que en superficies rugosas.

Bajo un estrés normal dado, el macizo rocoso con estructuras genera “memoria de carga”, y la velocidad de la onda es mayor durante descarga que durante la carga en la mayoría de los casos. La memoria está asociada con cambios en la rugosidad de las estructuras y en el material arcilloso. La cementación, por su parte, aumenta la velocidad de la onda y disminuye la sensibilidad al estrés del macizo rocoso.

2.5.3. Comportamiento del macizo rocoso en presencia de agua

Muchas rocas muestran una disminución significativa en su resistencia a medida que aumenta su contenido de humedad. En algunos casos, como el de las pizarras arcillosas, la saturación destruye las muestras completamente. Comúnmente, muchas rocas sufren pérdidas de resistencia de un 30 a un 100% como resultado del deterioro químico del cemento o de la arcilla cementante (Broch).

El efecto más importante es la reducción en la resistencia, la cual ocurre como resultado de las presiones de agua en los poros de la roca. En el caso de la roca intacta, de muy baja porosidad, se presume que los cambios de esfuerzos son suficientemente bajos como para permitir que las presiones de poros alcancen una condición de régimen permanente (Brace y Martin). En el caso de los macizos rocosos fracturados, se puede suponer que en las discontinuidades las presiones de agua aumentarán y se disiparán más rápidamente que en los poros de los bloques de roca intacta, especialmente en el caso de rocas de baja porosidad y baja permeabilidad.

2.5.4. Criterio de daño adaptado

Corresponde a una adaptación del criterio PPV_c , que carece de sustento al utilizar parámetros de roca intacta ($\sigma_{t(i)}$ y $E(i)$) como de macizo rocoso (V_p), pues los parámetros σ_t y E son obtenidos a partir de ensayos de laboratorio y la V_p es obtenida a través de la técnica de Cross-Hole, la cual se realiza en terreno. Se propone utilizar todas las variables del modelo como variables de macizo rocoso.

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

Ecuación 18: PPV_c adaptado a macizo rocoso.

Con:

σ_{trm} = Resistencia a la tracción de macizo rocoso.

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

El criterio de daño que se propone es el de Vergara (2016), dado que combina el criterio de daño de McKenzie con el concepto de PPV escalado a macizo rocoso.

Tabla 2: Criterio de daño adaptado (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 ruptura de la matriz de roca intacta y se generan nuevas estructuras.
$PPV_c >$ Zona 2 > PPV_{cmr}	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 pre-existentes.
Zona 3 < PPV_{cmr}	No se produce daño inducido en el macizo rocoso producto de la voladura.

2.5.4.1. Escalamiento σ_{trm}

La modelación o representación matemática del fenómeno de falla al esfuerzo de corte en un deslizamiento, se realiza utilizando las teorías de la resistencia de materiales.

La falla de un talud puede deberse a dos factores o a una combinación de ambos:

- Cuando el esfuerzo de corte ejercido es mayor a la resistencia de corte de los materiales.
- Cuando disminuye la resistencia de corte de los materiales.

El fenómeno anterior ha sido modelado por distintos autores a lo largo de la historia:

- Mohr – Coulomb (Anexo: Criterio de falla de Mohr – Coulomb).
- Hoek & Brown generalizado (Anexo: Criterio de falla Hoek & Brown generalizado).

- Shoerey
- Ramamurthy
- Beniaowski

Tanto el modelo de Ramamurthy como el modelo de Beniaowski se descartan por no ser aplicables a un régimen de tensión. Por su parte, el modelo elástico de Mohr – Coulomb no es aplicable a roca intacta, por lo que no permitiría calibrar el modelo propuesto. Asimismo, el modelo inelástico de Mohr –Coulomb, requiere mediciones en particular para obtener las constantes del modelo que se adaptará mejor a las condiciones particulares del terreno en estudio. Sin embargo, se carece de esta información.

2.5.4.2. Escalamiento E_{rm}

Actualmente, existen diversos autores que han desarrollado fórmulas empíricas para escalar el módulo de deformación a macizo rocoso.

Katabasi et al. (2003) ha demostrado que la variable más representativa en el comportamiento mecánico previo a una falla del macizo rocoso corresponde al módulo de deformación. Por lo tanto, es de vital importancia escoger el modelo de E_{rm} que mejor represente a las condiciones actuales de la mina en estudio. En la tabla adjunta se resume la aplicabilidad de los distintos modelos a las condiciones de la mina (Anexo: Modelos de escalamiento de E_{rm}).

Para discernir que modelo de deformación se adapta mejor a las condiciones de roca que se tienen en minera Spence, se realiza un estudio de los sistemas de clasificación del macizo rocoso. Las principales variaciones son producidas por la influencia de los sistemas de clasificación del macizo rocoso (Moser), luego se busca descartar aquellos sistemas de clasificación que no aplican ya sea por las condiciones en las cuales fueron creados (que presentan una mejor aplicabilidad para ciertas condiciones de dureza y confinamiento), así como también por una limitación particular del modelo que esté relacionado directamente con el objetivo de estudio.

											Exceptionally good
											Extremely good
RMR											very good
Q											good
GSI*											fair
MRMR											poor
RQD											very poor
											extremely poor
											exceptionally poor
	0-10	10-20	20-30	30-40	40-50	50-60	60-70	70-80	80-90	90-100	

*It should be noted that the GSI value was not intended by Hoek and Brown to be used as a rock mass rating value but rather as an input value into the general Hoek–Brown failure criterion which describes the effects of discontinuities and their properties on rock mass strength.

Ilustración 18: Comparación de los distintos sistemas de clasificación.

Moser describe:

- Los inputs para cada sistema de clasificación tienen un margen de estimaciones individuales.
- Observaciones visuales tienden a darle más importancia a la perturbación por estructuras que a las excavaciones cercanas o al daño inducido por tronadura (esfuerzo de tensión afecta la impresión visual).
- Inputs pueden variar a pequeñas distancias.

En función de lo descrito anteriormente, se descarta modelos que presenten:

- Q de Barton: Por estar concebido relacionando la calidad de un túnel en minería subterránea con la fortificación que requiere: no relaciona parámetros de roca en Open-pit. Actualmente existe un Q de Barton escalado a Open Pit. Sin embargo, se descarta por no estar validado mundialmente.
- RQD: Por no presentar un modelo de ajuste preciso que pueda explicar el comportamiento de los tipos de roca a gran escala, así como por el depender fuertemente de la técnica de extracción de la muestra a medir y su amplia variación a escala pequeña.
- GSI: Al ser un método cualitativo y visual, basado en la experiencia del geólogo evaluador, se tiende a sobre/sub estimar la condición del macizo rocoso cuando se tiene tronadura previa en el sector. Dado que corresponde a la variable que se quiere estudiar su comportamiento, se descarta por agregar mayor incertidumbre a los modelos.

Tabla 3: Aplicabilidad de modelos de E_{rm} .

E_{rm}	Comentarios
Si* Beniaowski	
Si* Serafim and Pereira	Si* Requiere de otro modelo en conjunto
Si Nicholson and Beniaowski	
Si Mitri et al.	Si Buena aproximación para ciertas condiciones de macizo rocoso
Si Read	
Si Galera	
Si Barton	
Si Hoek & Diederichs	No Aplicable a minería subterránea
? Sonmez et al.	
? Carvalho	? Se descarta por sistema de clasificación (Moser, Kayabasi).
No Diederichs & Kaiser	
? Hoek	

2.5.4.2.1. Relación E_{rm} y función del agua

Celada et al. (1995) analizó la relación entre el módulo drenado y no drenado de la siguiente forma:

$$\frac{E_u}{E_{rm}} = \frac{3(1-\nu)Kw + E_{rm}*n}{2(1+\nu)(1-2\nu)Kw + E_{rm}*n}$$

Ecuación 19: Relación E_{rm} drenado y no drenado, Celada (1995).

Donde:

E_u = Módulo de deformación drenado.

Kw = Módulo volumétrico del agua.

n = Porosidad.

ν = Módulo de Poisson.

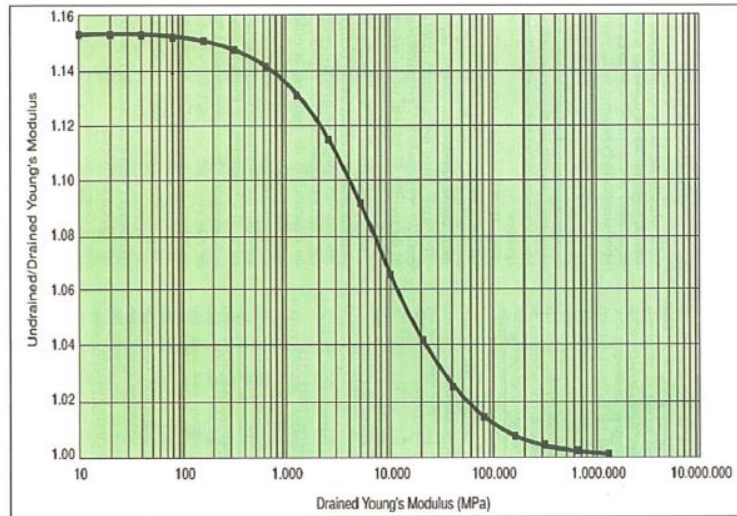


Ilustración 19: Comparación entre módulo drenado y no drenado, Celada (1995).

A partir del gráfico adjunto, Celada concluye:

- Si E_{rm} es mayor que 10GPa, $E_u/E_{rm} = 1$, no existiendo diferencias importantes entre ambos módulos.
- Si E_{rm} es inferior a 10GPa y con un coeficiente drenado de 0.3, $E_u/E_{rm} \sim 1.15$, por lo que el módulo no drenado es aproximadamente un 15% más elevado que el módulo drenado.

2.5.4.3. Modelos existentes de PPV calibrados a macizo rocoso

Modelo de Vergara (2014)

El modelo de PPVcmr propuesto por Vergara considera el modelo de Hoek & Brown generalizado para escalar la resistencia a la tracción y el modelo de Hoek & Diederich para escalar el módulo de deformación.

El criterio de falla desarrollado por Hoek & Brown y actualizado para macizos rocosos duros y débiles por Hoek, Carraza y Corkum (2002). La resistencia a la tracción del macizo rocoso viene dado entonces por el criterio de falla generalizado de Hoek & Brown:

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

Ecuación 20: Criterio generalizado de Hoek & Brown.

Con:

s = Constante del material.

m_b = Valor reducido de la constante m_i .

a = Constante del macizo rocoso.

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

Ecuación 21: Constante del material, a .

El parámetro “s” es la medida de la disminución de la resistencia a la compresión simple de la roca dada la fracturación. Por su parte, “m” influye en la resistencia al corte del material. Ambos parámetros se pueden obtener a partir del sistema de clasificación geomecánico RMR (Rock Mass Rating; Beniaowski; 1976).

Según este último, la resistencia a la tracción del macizo rocoso está dada por:

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

Ecuación 22: Resistencia a la tracción escalada a macizo rocoso.

Donde la constante “s” y “m_b” quedan expresadas por:

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

Ecuación 23: Constante del material, s.

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

Ecuación 24: Valor reducido de constante material “m”.

El factor de alteración del criterio de falla de Hoek & Brown, factor D, depende del grado de alteración al que ha sido sometido el macizo rocoso, ya sea por efectos de excavaciones mecánicas, tronaduras o relajación de esfuerzos.

El factor fue introducido pues se detecta que para el caso de macizos rocosos no alterados (D = 0), el criterio entrega parámetros resistentes muy optimistas (Hoek & Brown failure criterion; Hoek, Carraza, Corkum, 2002). Se introduce entonces el factor “D” que adopta valores de 0 a 1, siendo el valor más bajo el asignado para roca no alterada en condiciones in situ y el valor 1 para la roca muy alterada (Blast Damage Factor D; Hoek E; 2012) (Ver Anexo: Estimación de factor D).

El modelo de Hoek & Diederich generalizado considera para el módulo de deformación del macizo rocoso la expresión:

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

Ecuación 25: Modulo de Young, Hoek & Diederich generalizado (2006).

En base a eso, el modelo de escalamiento propuesto por Vergara está dado por:

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

Ecuación 26: Modelo PPV_{cmr}, Vergara (2014).

Según el análisis de sensibilidad realizado por Peter Ván & Vászrhelyi (Sensitivity analysis of GSI based mechanical parameters of the rock mass, 2014) se indica una fuerte dependencia de los parámetros de Hoek & Brown al GSI y D. Por otro lado, Beniaowski también demostró la alta

sensibilidad del criterio de falla de Hoek & Brown al GSI produciéndose un aumento en un 37% de σ_{cmr} al cambiar el GSI en sólo 5 puntos; una variación de E_{mr} de 33% y m_b en un 20% (“Errores en la aplicación de las clasificaciones geomecánicas y su correlación (2011)”).

Actualmente, este modelo no se considera, dado que se encuentra fuertemente influenciado por el GSI. Asimismo, sus resultados son muy alejados de la realidad, por lo que se consideran no válidos con una alta desviación con respecto a lo obtenido en terreno.

Modelo de Pardo (2016)

Pardo propone como esfuerzo de tracción calibrado a macizo rocoso, el modelo de Shoerey (1997) en base al RMR de Beniaowski. Asimismo, el módulo de Young escalado a macizo rocoso lo representa en función del modelo de Galera (2005) y posterior rectificación de Karzulovic (2009) para condiciones extremas.

El criterio de falla de Sheery(1997), similar al criterio de Hoek & Brown, considera:

$$\sigma_1 = \sigma_{ci} * \left(1 + \frac{\sigma_3}{\sigma_{tmr}}\right)^{a_m}$$

Ecuación 27: Modelo de Sheorey (1997).

Con:

σ_1 = Esfuerzo principal [MPa].

σ_{ci} = Esfuerzo a la compresión uniaxial simple en roca intacta.

σ_3 = Esfuerzo menor [MPa].

σ_{tmr} = Esfuerzo a la tracción del macizo rocoso [MPa].

a_m = Constante del material.

Dónde la constante a_m queda determinado por:

$$a_m = a^{(RMR-100)}$$

Ecuación 28: Constante del material, Shoerey 1997.

En función de Shoerey (1997), Pardo propone que el esfuerzo de tracción del macizo rocoso estará dado por:

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

Ecuación 29: Esfuerzo de tracción escalado a macizo rocoso (Sheorey, 1997).

Con:

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

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

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

Ecuación 30: Modulo de Young, Galera (2006).

Con:

E_i = Módulo de Young para roca intacta [GPa]

Donde para $RMR < 20$, se tiene:

$$E_{rm} = 10^{(RMR-10)/40}$$

Ecuación 31: Módulo de Young $RMR < 20$, Serafim & Pereira, rectificación Karzulovic(2009).

Y para $RMR > 80$:

$$E_{mr} = 2RMR - 100$$

Ecuación 32: Módulo de Young $RMR > 80$, Beniaowski, rectificación Karzulovic (2009).

Luego, el modelo de PPV_{cmr} propuesto por Pardo está dado por:

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

Ecuación 33: Modelo PPV_{cmr} , Pardo (2016).

Actualmente, el modelo se encuentra validado en algunas zonas de Andina (CODELCO) y en CAP, Los Colorados, ambas faenas ubicadas en Chile.

3. CAPÍTULO 3: ANTECEDENTES

3.1. Minera Spence S.A.

Minera Spence S.A es una empresa minera dedicada a la extracción de un depósito masivo de cobre mediante minería a cielo abierto. Se ubica a 8.6km al noreste de Sierra Gorda en la II región de Antofagasta, norte de Chile, a 1700 metros sobre el nivel del mar.

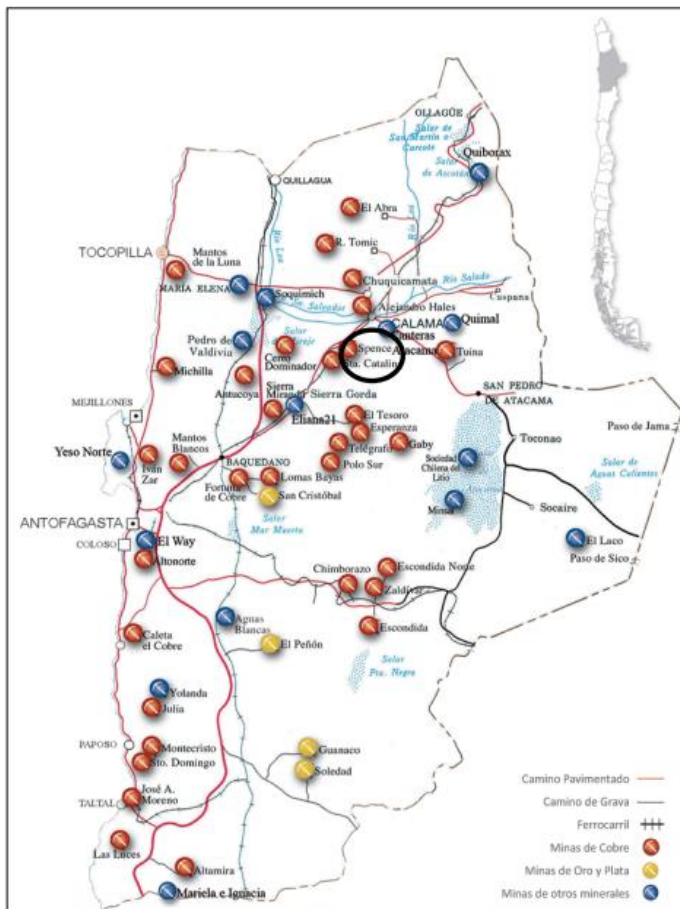


Ilustración 20: II Región de Antofagasta, mapa de minas en la región.

Minera Spence se dedica a la producción de cátodos de cobre de alta pureza, alcanzando una producción cercana a las 200 kt de Cu fino por año. Estos se obtienen tras un proceso de tratamiento de minerales que incluye chancado, aglomeración, apilamiento de mineral, descarga de ripios, *lixiviación Full Sal*, extracción por solventes y electro-obtención. Su producto se exporta principalmente a China, Italia y EE.UU.

Actualmente, la infraestructura en faena considera un sistema de chancado compuesto por chancador primario, secundario y circuito terciario cerrado, un circuito de correas que conecta toda el área seca, dos tambores aglomeradores, 2 pad de pilas dinámicas (una de óxidos y otra de sulfuros con 2 rotopalas), una planta de extracción por solventes y una planta de electro-obtención.

La estructura de propiedad de la empresa está compuesta 100% por BHP.

3.2. Geología del yacimiento

El yacimiento Spence corresponde a un sistema mineralizado del tipo pórfido cuprífero de edad Paleoceno (57 Ma). Presenta un perfil de mineralización tipo de depósitos porfídicos característicos del norte de Chile: una zona superior lixiviada de cobre, una zona de óxidos compuesta principalmente por atacamita, un horizonte de mineralización de sulfuros secundarios compuesto por calcosina – covelina de ley promedio 1% CuT que sobreyacen a una mineralización hipógena compuesta principalmente de calcopirita, reconocida con al menos 600m de profundidad.

En Spence, la orientación del pórfido está determinado por las fallas principales N-S, NNE y NE. A su vez, estas ponen en contacto las unidades volcánicas y volcanoclásticas del Cretácico hacia el oeste, con unidades sedimentarias del jurásico hacia el este.

Se define una unidad mayor, QFP1, la cual aporta la mineralización principal del sistema. Desarrollo de brechas hidrotermales se restringen a la periferia formando cuerpos discontinuos mineralizados. Localmente ocurren brechas hidrotermales con matriz de sulfuros pirita-calcopirita y menor molibdenita. La mineralización hipógena principal corresponde a calcopirita-pirita, la cual se encuentra asociada a las zonas de alteración potásica y fílica. La relación de abundancia y ocurrencia varía ampliamente en el yacimiento, dependiendo de los controles litológicos y alteraciones.

Al año 2009, se logró identificar recursos hipógenos del orden de 2.350 Mt @ 0.43 % CuT y 117 ppm Mo.

3.3. Clasificación de los distintos tipos de roca

En base al comportamiento geomecánico de los distintos tipos de roca², se genera la *Cartilla de Asociación de Calidad Física (ACF)*, que agrupa a las rocas en distintas clases según su dureza:

Tabla 4: Cartilla de Asociación de Calidad Física.

CLASE	1	2	3	4	5	6	7
DUREZA	Sedimento no consolidado	Grava cementada	Muy blando	Blando	Medio	Duro	Muy duro
CDG Clasificación Dureza Geomecánica	SBR	NG3-NGY	IND-A_(Lix,Ox)	IND-A_(Su,Hyp)	QFPI-QSS_(Lix,Ox)	QFPQ-QSS_(Su,Hyp)	QFPI-QSQ_(Lix,Ox)
	AR	NG3		QFPI-A_(Lix,Ox)	QFP2-QSS_(Lix,Ox)	QFP2-QSS_(Su,Hyp)	QFP2-QSQ_(Lix,Ox)
	NG1			QFP2-A_(Lix,Ox)	IND-Cl_(Succ,Hyp)	IND-(KB-P)_(Su,Hyp)	QFP2-QSQ_(Lix,Ox)
	NG2			IND-Cl_(Ox,Lix)	IND-QSS_(Su,Hyp)	ABX2-QSS	QFP2-QSQ_(Su,Hyp)
				IND-QSS_(Lix,Ox)	IND-QSQ_(Lix,Ox)	IND-QSQ_(Su,Hyp)	ABX2-QSQ
							BRXH-QSQ
Material sin ensayos				IND-QSS_A	ABX2_A	IND-(KB-P)_(Lix,Ox)	
				QFPI-A_(Su,Hyp)	QFPI-QSS_A	BRXH-QSS_A	
					ABX2-QSS_A		
UCS [Mpa]	-	12	15-25	25-45	45-65	65-80	80-100
PLT [Kn]	-	2	2.5-3,0	3.0-5.5	5.0-8.0	8.0-10.0	10.0-12.0
IP	8.0-6.0	5.7	5.5-4.5	4.5-3.3	3.3-2.6	2.6-2.0	2.0-1.5
CLASE		a	b	c	d	e	f
Fracturamiento		Extremadamente fracturado	Muy fracturado	Fracturado	Moderadamente fracturado	Levemente fracturado	Semi-Intacto

² Minera Spence se guarda los derechos de entregar las características geomecánicas de las distintas unidades geotécnicas.

Tabla 5: Cartilla de Asociación de Calidad Física, continuación.

CLASE	1	2	3	4	5	6	7
RQD		60-75	75-80	80-85	85-91	91-94	94-97
FF		10-8	8.5-6.5	6.5-5	5-4	4-3	3-2
GSI max		40-50	45-55	45-55	50-60	50-60	60-65
GSI min		35-45	40-50	40-50	45-55	45-55	55-60

3.4. Modelo geológico y estructural de la mina

A junio del 2017, el modelo geológico en conjunto las fases de la mina, se encontraba dado por:

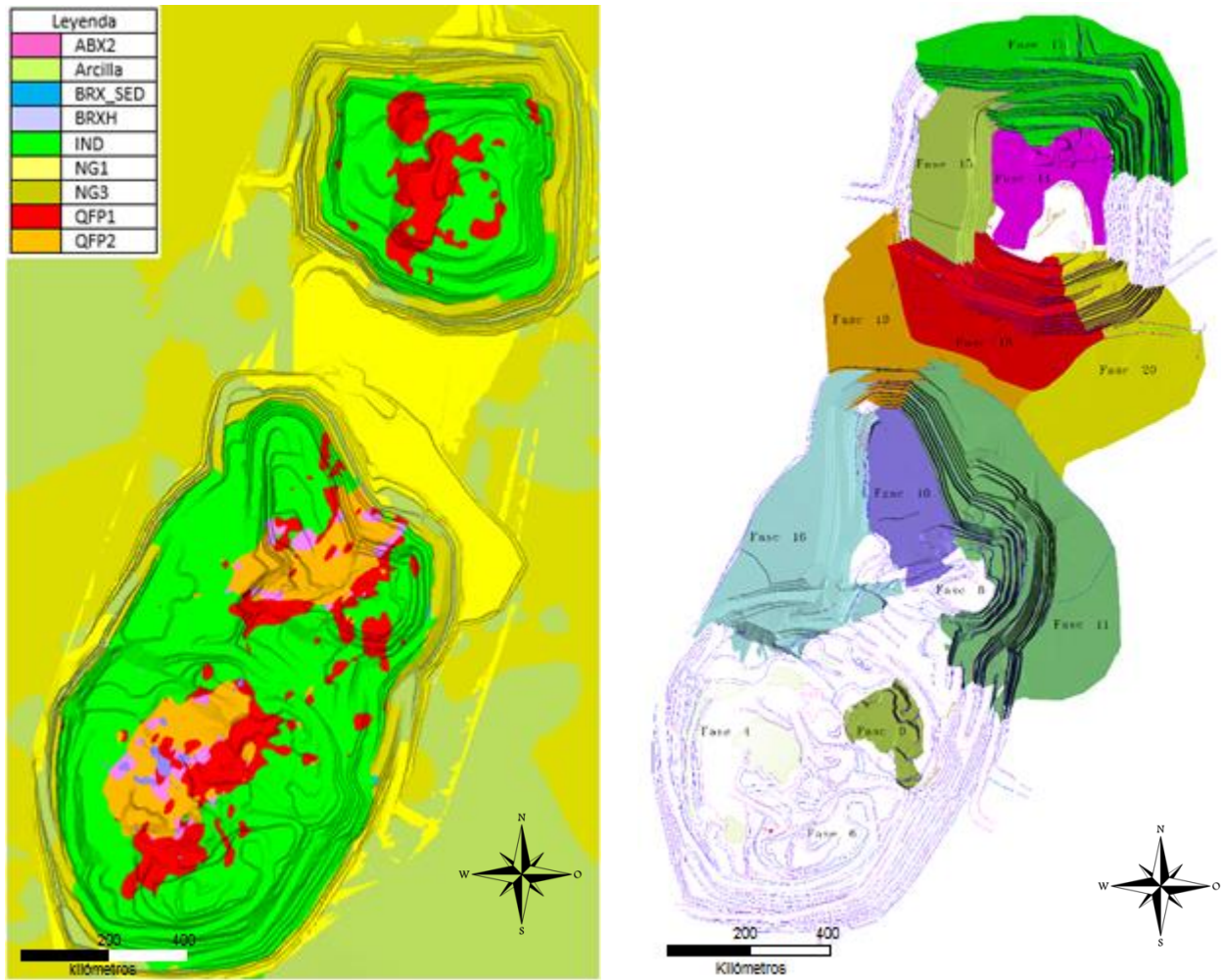


Ilustración 21: Izq. Modelo geológico de la mina. Der. Fases operativas de la mina.

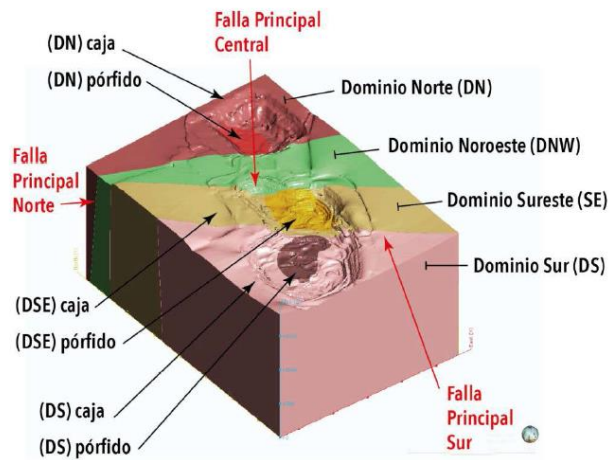


Ilustración 22: Dominios estructurales, Carrizo D. (2017).

Minera Spence está compuesto por fallas mayores, fallas menores y estructuras contenidas en diferentes dominios estructurales.

El modelo cuenta con un total de 129 fallas, de las cuales 54 se ubican en el Rajo Norte de la mina. La caracterización de las estructuras está dada por:

Tabla 6: Propiedades de resistencia de las estructuras.

Sistema	Cohesión [Kpa]	Fricción [°]
Estructuras mayores	50	25
Set principal	0	20
Set secundario	0	25

3.5. Estándar de perforación y tronadura

En función de las características de la roca a tronar y de los requerimientos de los clientes (granulometría), se diseñan los distintos estándares de perforación y tronadura que incluyen parámetros técnicos como: diámetro de tiros, burden, espaciamento, pasadura, taco, largo de tiros, tipo de explosivo y factor de carga. El amarre, la secuencia y el retardo estarán dados para cada tronadura en particular y dependerá de cada diseñador, quien lo creará en función de:

- Equipo de carguío que se utilizará.
- Movimiento/Dirección que debe tener la pila según los espacios operativos que hay que mantener y la ubicación del equipo de carguío.
- Tipo de tronadura que se llevará a cabo: de contorno o de producción.
- Condiciones especiales de geotecnia, medioambiente u otros.

Por procedimiento, es obligación de la empresa colaboradora el chequear la zona tronada en búsqueda de algún tiro quedado. Asimismo, chequear los resultados obtenidos en cuanto a cumplimiento de satisfacción del cliente e incorporar dichos resultados al sistema de información.

Se debe reconocer que el diseño geotécnico inicial de la mina se lleva a cabo en un ambiente de incertidumbre generalizada debido a un conocimiento incompleto de las características del material, las condiciones de carga y la estructura de la masa rocosa. Por lo tanto, se requieren recopilación y análisis continuos de datos para garantizar que el diseño de la mina se base en condiciones reales y sea óptimo. Es por esto que en minera Spence, los estándares de perforación y tronadura se actualizan 2 veces por año fiscal. En función de lo descrito anteriormente, se crea el estándar de perforación y tronadura para cada ACF, tanto en condición seca como en presencia de agua.

Por otro lado, el diseño entregado por planificación de largo plazo considera bancos de 15m, donde el ángulo cara de banco según el tipo de roca al cual debe aspirar el estándar de perforación y tronadura es:

Tabla 7: Ángulo cara de banco, Minera Spence.

ACF	Ángulo Cara de Banco
1, 2, 5, 6 y 7	65°
3, 4	60°

3.6. Evaluación de calidad geotécnica de una tronadura - CLD

Al generar una pared final del Pit, la tronadura de contorno es constantemente evaluada a través del *Cumplimiento de la Línea de Diseño* (CLD), en donde se comparan los resultados obtenidos en terreno de distintos perfiles del patio tronado con los valores entregados por el plan de producción de largo plazo.

El CLD corresponde a la suma ponderada del cumplimiento de distintos factores: ancho de berma, ángulo cara de banco, ángulo interrampa y distancia pata-pata. Según el porcentaje de cumplimiento, se puede tener una tronadura muy buena, buena, regular, mala o muy mala.

DEFINICIÓN DE RANGOS DE ESPECIFICACIÓN										
	MUY BUENO	TOLERANCIA	BUENO	TOLERANCIA	REGULAR	TOLERANCIA	MALO	TOLERANCIA	MUY MALO	TOLERANCIA
ANCHO BERMA	85 - 100 %	< ± 1,0 m	79 - 85 %	± 1,0 - 1,5 m	71 - 79 %	± 1,5 - 2,0 m	65 - 71%	± 2,0 - 2,5 m	0 - 65 %	> ± 2,5 m
ANGULO CARA BANCO	97 - 100 %	< ± 2,0°	94 - 97 %	± 2 - 4°	91 - 94 %	± 4 - 6°	88 - 91 %	± 6 - 8°	0 - 88 %	> ± 8°
DISTANCIA PATA - PATA	80 - 100 %	< ± 1,0 m	60 - 80 %	± 1,0 - 2,0 m	40 - 60 %	± 2,0 - 3,0 m	20 - 40 %	± 3,0 - 4,0 m	0 - 20 %	> ± 5,0 m
ANGULO INTERRAMPA	98 - 100 %	< ± 1°	97 - 98 %	± 1° - 1,5°	96 - 97 %	± 1,5° - 2,0°	95 - 96%	± 2,0° - 2,5°	0 - 95 %	> ± 2,5°
D FACTOR	88 % - 100 %		80 % - 88 %		70 % - 80 %		61 % - 70 %		0 % - 61 %	

Ilustración 23: D Factor, Geotecnia Operativa.

A partir del resultado del D Factor, se realiza un plan de acción. Este resultado corresponde a un input para operaciones, quien tendrá que actuar según la recomendación geotécnica entregada.

3.7. Evaluación de daño por tronadura: PIG - TC

Actualmente, se considera solo el daño por tronadura cuando se generan grietas evidentes en superficie por detrás de los pozos de precorte, marcados con banderas. En caso de que exista, se debe aplicar el procedimiento dado por el PIG – TC:

- Se mide la apertura de las grietas, longitud dañada desde la cresta del banco de diseño y longitud del perímetro dañado, asignándole un puntaje. En función de estos resultados, se clasifica el daño según:

Tabla 8: Puntaje y clasificación, PIG-TC.

Clasificación	Nivel de daño	Puntaje
NULO	1	3 - 5
ACEPTABLE	2	6 - 10
ALTO	3	11 - 14
SEVERO	4	15 -20

- Se modifica el diseño para ejercer un nuevo cumplimiento de línea de diseño.

No se considera como daño lo que se encuentra bajo superficie, como extensión de fracturas, intenso fracturamiento, etc.

3.8. Instrumentación geotécnica

Para realizar el monitoreo hay varios tipos de instrumentación, ya sea para instalarse dentro de los bancos o macizo rocoso y/o a nivel superficial. Minera Spence cuenta con 5 sistemas de monitoreo: Sistema de prismas, extensómetros de barra, radar de monitoreo, cables TDR y piezómetros. En la actualidad existe una conexión online que permite realizar un monitoreo en tiempo real para medir movimientos en los taludes. Este monitoreo continuo permite a Geotecnia Operativa definir patrones de comportamiento futuro y tomar decisiones.

3.8.1. Sistemas de monitoreo mina en tiempo real

Permiten escanear constantemente y en tiempo real, movimientos que ocurren en las paredes del rajo:

- Estación total robotizada Leica TM30: Instrumento que transmite rayos láser a prismas, los que se encuentran fijos en la berma de taludes. Los prismas son medidos cada cierto intervalo de tiempo por un instrumento topográfico que funciona de forma automática, donde la luz láser es detectada por un fotoreceptor y convertida en una señal eléctrica. El sistema está programado de acuerdo a los requerimientos de información y tiene la capacidad de calcular el posicionamiento de los prismas y su desplazamiento con respecto a mediciones anteriores.
- Radar de monitoreo SSRX-T: Permite detectar movimientos milimétricos de rocas. El radar emite un haz de microondas que barre de forma continua toda el área de escaneo seleccionada. Luego calcula la deformación del sector monitoreado y lo compara con mediciones anteriores. Presenta una cobertura de 270° en eje horizontal y 120° en el eje vertical a una distancia máxima de 3500m, con precisión de 0.1mm. Posee un sistema de discriminación meteorológica con corrección atmosférica, Permite el monitoreo exclusivo de una zona.
- Radar de Monitoreo SSR-FX: Permite determinar movimientos milimétricos de las rocas. Este sistema es capaz de tener una mayor cobertura que los prismas, independientes de las condiciones ambientales del sector. Se encuentra instalado en sectores con mayor deformación o donde no se puede ingresar a instalar prismas. Presenta una apertura real que genera ángulos de azimut exactos y pixeles de tamaño reducido con una amplia cobertura, lo que permite escanear 180° de la mina cada 2 minutos. Permite un monitoreo de área amplia.

3.8.2. Otros sistemas de monitoreo mina

- Extensómetros de barra: Varilla de extensión con una cabeza de referencia. Se encuentra instalado en los taludes tipo suelo como botaderos de lastre, pila dump, stock de mineral y botadero de ripios. Es utilizado para monitorear la apertura de grietas o desplazamientos en el tiempo.
- Prismas Mina: En el área mina, este sistema se encuentra distribuido a una cota y cada 50 metros para Fase 02, 04, 05, 06, 08, 09, 10, 12, 13 y 14. Asimismo, estos se encuentran orientados a la Estación Total, para devolver la señal enviada. De estos, algunos son medidos de forma manual y el resto on-line.

- Piezómetro: Instrumento que se utiliza para determinar la presión de agua en el terreno o el nivel de agua en perforaciones.
- Cable TDR: Cable coaxial que permite analizar la deformación del macizo rocoso en profundidad. Se mide en función de la deformación del cable, pero una deformación del cable no implica que el macizo rocoso presentó una deformación.

3.8.3. Sistemas de monitoreo de vibraciones

Para el monitoreo de vibraciones se utilizan geófonos. Un geófono corresponde a un transductor electromagnético que emite una tensión eléctrica proporcional a la velocidad de partícula de la onda. Entregan una medición directa de la velocidad de las vibraciones (en [mm/s]) y consisten por lo general en un sistema de bobina móvil soportada por resorte y un imán fijo. Presentan dificultades en su funcionamiento para mediciones de altas frecuencias (>500 Hz), lo que no es impedimento en su capacidad para medir velocidad de partícula.

Se distinguen dos tipos de geófonos los cuales poseen un rango de aceptabilidad en la medición que depende de frecuencia que son capaces de registrar.

- Geófono de campo lejano: Son capaces de medir vibraciones con casi perfecta precisión a partir de una frecuencia de 14 Hz. Corresponde a un equipo fijo que una vez instalado, capta todas las vibraciones sin distinguir el origen.
- Geófono de campo cercano: Son capaces de medir vibraciones a partir de frecuencias sobre los 28 Hz en el patio que se tronará. Corresponden a equipos semi-móviles, que se fijan con cemento dos días antes que se lleve a cabo la tronadura. Una vez utilizados, estos geófonos se desechan.

3.9. Normativa

La normativa chilena sólo regula el impacto de vibraciones a personas mediante el Decreto Supremo 594, artículo 83 al 93. El D.S. segrega la exposición a vibraciones en: exposición del segmento mano - brazo y la exposición de cuerpo entero o exposición global. Para cada segmento, se establecen los niveles máximos permitidos por eje de medición, en función de la aceleración y la frecuencia de la onda emitida por la fuente para una jornada de 8 horas. Para aplicar la ley en función del impacto de vibraciones a personas, se debe tener una exposición continua a la vibración de al menos 8 horas. Dado que una tronadura genera un evento particular de altas vibraciones por un corto período de tiempo (generación de onda mecánica y atenuación en el medio), no aplica el control sobre esta variable.

Actualmente se encuentra en aprobación la Norma Chilena Nch 3755 “Metodología para evaluar las vibraciones producidas por voladuras sobre infraestructuras”, primera normativa orientada a control de vibraciones en edificaciones. Hasta el día de hoy se recurre a estándares internacionales para este efecto, en donde se destaca la normativa alemana *DIN 4150*, la normativa española *UNE 22-381-93* y el reporte de investigación desarrollado por el United States Bureau of Mines *USBM-RI-8507*. Los valores de vibración registrados en terreno por los geófonos (componente radial, transversal y vertical) se comparan con los valores máximos admisibles por dichos criterios, a fin de verificar si son o no causal de daño estructural.

Todos estos criterios de daño estructural se han definido en función de la velocidad-frecuencia de la onda y de las características constructivas de la estructura a cautelar, definiendo valores máximos aceptables que se pueden generar y sobre los cuales, se busca diseñar una tronadura.

Tipo de Edificación	Frecuencia		
	Menos de 10 Hz	10 – 50 Hz	50 – 100 Hz
Estructuras delicadas muy sensibles a la vibración	3	3 - 8	8 - 10
Viviendas y Edificios	5	5 - 15	15 - 20
Comercial e Industrial	20	20 - 40	40 - 50

Ilustración 24: Valores máximos de frecuencia de vibración para evitar daños, Norma DIN 4150.

Tipo de Edificación	Velocidad máxima de partículas
Para edificaciones en muy mal estado de Construcción o edificaciones en madera	12 mm/s
Edificios muy sensibles a las vibraciones	0 a 10 Hz (3 mm/s) 10 a 50 Hz (3 a 8 mm/s) 50 a 100 Hz (8 a 10 mm/s)

Ilustración 25: Valores máximos de velocidad de partícula [mm/s] para evitar daños, López Jimeno (2003).

Si bien no es obligatoria la aplicación de normas, Minera Spence se rige por la normativa USBM para el control de vibraciones en edificaciones.

4. CAPÍTULO 4: MARCO METODOLÓGICO

Para llevar a cabo el diagnóstico, optimización y seguimiento de los deslizamientos a escala local que ocurren en el talud, se hace necesario realizar observaciones, mediciones y monitoreos en terreno de las actuales prácticas de tronadura, además de analizar aquellos parámetros claves relacionados con el diseño, implementación y resultados obtenidos.

La metodología de trabajo empleada considera tres aspectos fundamentales para el logro de los objetivos:

1. Definir en forma previa los factores relevantes del proceso que pudieran contribuir a los deslizamientos locales provocados por vibraciones generadas por tronaduras.
2. Efectuar observaciones en terreno de las prácticas y resultados de los diseños que actualmente se utilizan, con la finalidad de establecer una línea base que constituirá el punto de comparación con las nuevas mejoras propuestas.
3. Emplear técnicas de evaluación y software de análisis para cuantificar objetivamente los parámetros de interés (dimensiones, índices tecnológicos, vibraciones y daño) que constituirán la línea base y la de las nuevas mejoras.

4.1. Plan de trabajo

En base a la información analizada y a lo observado en terreno, la metodología por etapas de desarrollo del proyecto es:

- Análisis estadístico, identificación de zonas con daño: Evaluar el cumplimiento de la línea de diseño para las distintas fases en operación, relacionándolo con tipos de roca y deslizamientos observados.
- Evaluar la condición actual en Minera Spence, tanto en factores operacionales –perforación, secuencia de iniciación y retardos, influencia de patios con precorte -, como en la metodología de diseño para los estándares de perforación y tronadura -configuración de malla y factores de carga-.
- Estudio de influencia de condición estructural y presencia de agua en el macizo rocoso en los bancos que presentan deslizamientos. Se descartan aquellos bancos que presentan daño por evidente influencia estructural.
- Realizar mediciones en foco a diseñar. Generar un modelo de daño de deslizamientos en la UG que presente mayores daños en función de las vibraciones generadas por tornadura.
- Realizar simulación de propuesta de diseño en *Blast Design Analysis*.
- Calibración y validación del modelo (back analysis).
- Realizar pruebas de auscultación de pozos del modelo generado para validación en terreno.
- Realizar una evaluación costo-beneficio sobre la propuesta.

4.2. Factores contribuyentes en la generación de vibraciones

En base a la información analizada y a lo observado en terreno, los factores contribuyentes en la generación de vibraciones y que necesariamente deberán formar parte del proceso de diagnóstico de la condición actual de Minera Spence³, son:

³ Anexos: Control operacional para mejorar la estabilidad.

- Desviación de la perforación en los patios de contorno.
- Sistema de iniciación, secuencia de iniciación y retardos asociados.
- Metodología de diseño de malla actual.
- Distribución de la carga explosiva en la línea buffer.

4.3. Análisis de sistemas de iniciación

En la mina se utilizan sistemas de iniciación electrónicos (ikon II) y como respaldo, se utiliza en la misma prima un detonador no eléctrico (pirotécnico en este caso, iniciado por otro detonador electrónico), en caso de que se corte el cable del iniciador electrónico y se pierda la comunicación. Luego, la prima queda compuesta por un pentex (cebo, booster) y 2 detonadores, ikon II y pirotécnico.

El ikon II está compuesto principalmente por 1 Blaster, 1 Logger y detonadores electrónicos. El blaster entrega el voltaje y el tiempo de retardo programado según la secuencia y está diseñado para iniciación remota.

El ikon II presenta una gran confiabilidad. Alcanza una alta sincronización y precisión, con una desviación de 0.01% a 0.005% entre dispositivos, reduciendo la posibilidad de detonación fuera de orden y aumentando la confiabilidad y exactitud.

A través del equipo Logger, es posible extraer los tiempos de detonación de cada pozo, asociados al retardo nominal asignado a cada uno. Los resultados indican una buena calidad de los accesorios.

4.3.1. Ubicación de sistema de iniciación

Según la configuración particular del pozo (deck simple, doble deck y cámara de aire), se tiene la ubicación del sistema de iniciación como se muestra en la figura:

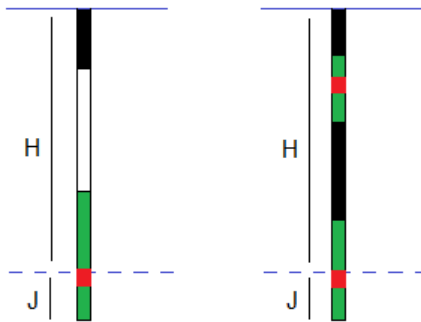


Ilustración 26: Ubicación de la prima según configuración de carga del pozo.

En la prima se posiciona tanto el detonador electrónico como el no eléctrico. La ubicación de la prima impactará en la forma en que se distribuya la energía alrededor del pozo, siendo la configuración con un halo de energía menor, la con doble iniciador (segunda). A pesar de esto, el halo de daño es controlable según el explosivo que se utiliza, siendo uno de menor energía, más favorable para la generación de menor daño.

4.4. Secuencia de tronadura de contorno

En Minera Spence, la secuencia de la tronadura de contorno para los distintos tipos de roca tiende a ser la misma:

1. Detonación de pozos de precorte en el caso de que el tipo de roca lo requiera.
2. Detonación de pozos de producción.
3. Detonación de pozos amortiguados y buffer.

Para el caso de que corresponda a una tronadura de contorno cercana a borde de banco, se procede a detonar una “rainura” central con pozos de producción, de forma de generar menos desplazamiento del material hacia el pit, manteniéndose el orden de la secuencia descrita anteriormente.

4.5. Análisis de tiempos de retardo

En sus inicios, los tiempos de retardo se asignaron según la bibliografía descrita. En Noviembre de 2017 se realiza una auditoría de la tronadura por R. Frank Chiapetta. A partir de la auditoría y del estudio histórico de los tiempos de retardo en ACF 5, se considera:

Tabla 9: Tiempo de retardo entre pozos.

Tiempo Retardo [ms]	Tipo de roca
3	Roca Blanda
11	Roca Dura

Tabla 10: Tiempo de retardo entre filas.

Tiempo de inicio [ms]	Tiempo Retardo [ms]	Tipo de roca
149	11	Roca Dura
160	14 – 30	Roca Blanda

4.6. Análisis de desviación de perforación

Se realiza un estudio de la desviación de los pozos, en función de la data histórica de las 4 perforadoras de Minera Spence.

El equipo utilizado como sistema de iniciación, permite evaluar la inversión de secuencia en la detonación o la detonación por simpatía. Al igual que el caso anterior, la detonación por simpatía estudiada es casi nula.

4.7. Mediciones en terreno

Para cuantificar el efecto de las vibraciones y la condición actual que se tiene en la mina, fue necesario obtener en terreno para cada patio de tronadura evaluado, fotografías de la zona con daño y su cumplimiento de diseño (*back analysis*).

Por otro lado, se genera un monitoreo de vibraciones en patios de tronadura que se adecúan a condiciones operativas y técnicas para el desarrollo del estudio. El monitoreo de vibraciones que se realizara consta de 3 tronaduras con el diseño actual (caracterización caso base), 2 tronaduras con un diseño de calibración para el ajuste de la propuesta y 2 con el diseño final propuesto.

Finalmente en los patios diseñados, se obtienen fotografías del talud para medir el daño y también, fotografías para corroborar granulometría, para con esto, validar el modelo propuesto.

4.8. Técnica de monitoreo

Para realizar las mediciones de campo cercano se procede a realizar tronaduras especiales basadas en el método “Cross Hole”. Este método permite registrar en un solo evento los peak de onda generados por la tronadura de producción y la Vp de los pozos con cargas puntuales.

Estos pozos especiales son perforados con un diámetro de 6 ½ pulgadas y tener un largo de 12m. Se presenta esquema de perforación.

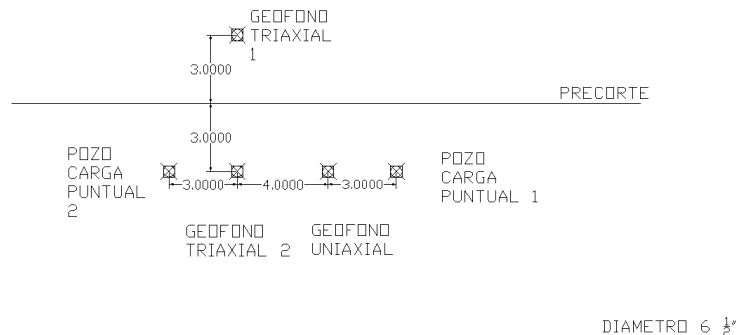


Ilustración 27: Metodología de Cross-Hole.

Para poder simular los peak de los pozos de producción y contorno, se utiliza una configuración de pozos levemente desfasado (2.5m) con la línea generada entre los dos geófonos triaxiales. Estos pozos deben simular la ubicación de los pozos para una tronadura normal y también deben tener el mismo largo (según ACF). Para lograr modelos aceptables, se deben generar al menos 7 pozos frente a los geófonos triaxiales.

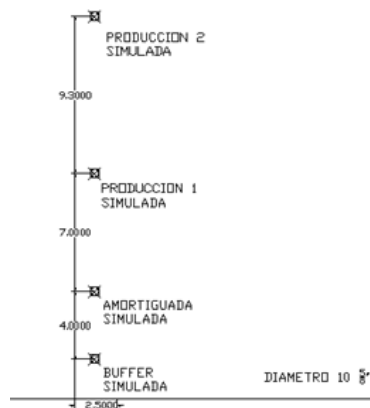


Ilustración 28: Configuración de cross-hole utilizada.

En cada prueba se utilizan 2 geófonos triaxiales y 1 geófono uniaxial, los cuales serán ubicados al fondo del pozo (aprox 10m), utilizando tubos de PVC. Estos son asegurados al fondo del pozo con un mortero de cemento, alineando el tubo en dirección de la tronadura. Una vez realizada la instalación se espera 24 horas para que frague y se fije el equipo. Luego de esto, se conectan los cables componentes del geófono al equipo DATATRAPP, el cual registrará los datos generados por la tronadura.

Se realizan mediciones de campo cercano con geófonos con sensibilidad de 0.00286 [v/mm/s] y resistencia de 148.1 [ohm], capaz de medir una velocidad máxima de 8,400 [mm/s]. Por otro lado,

las distancias mencionadas quedan sujetas al ancho de la berma y la capacidad de perforación (condiciones operativas). Generalmente los geófonos se logran ubicar entre 3 y 4 metros del precorte con una distancia entre ellos de 4-5 metros.

4.9. Análisis de implementación de diseño

4.9.1. Propuesta de estimación de daño

En base al estudio realizado y a las condiciones operacionales en minera Spence, para estimar el daño se propone:

1. Modelar la velocidad para el tipo de roca a estudiar en función del modelo de Holmberg & Persson de campo cercano. Se considera que este modelo puede explicar sólo una parte del fenómeno (parte determinística dado por la roca intacta), donde se acepta un r^2 mínimo de 0.6. A partir del modelo de velocidad, se genera un ábaco de diseño que relaciona el nivel de vibraciones generado con el factor de carga lineal de explosivo a una distancia variable de la línea de pozos buffer.
2. Utilizar el modelo de PPV crítico para calibrar a macizo rocoso, con un criterio de daño que considere este nuevo concepto.
3. Generar modelo a escala global dado el ACF, la litología y la alteración mayoritaria que se extraerá en el mediano plazo.
4. Diseñar en función del PPV crítico de macizo rocoso para el tipo de roca mayoritario, ingresando al ábaco de diseño de Holmberg y Persson.
5. Actualizar estándar de Perforación y Tronadura en base a modelo a escala global, aplicable a cada ACF.

Por otro lado, se generará un estándar considerando la disponibilidad de la perforadora de precorte: uno que considere el filtro de los pozos de precorte y otro que solo tendrá los pozos buffer como última línea de pozos tronados. Luego, se proponen al menos 2 diseños por tipo de roca.

4.9.2. Simulación de diseño propuesto

Una vez que se calibra y valida el modelo a través de un back analysis de tronaduras de contorno para el ACF estudiado, se simulan los diseños de buffer propuestos con toda la malla de perforación. El software de simulación, permite evaluar el desempeño del diseño propuesto y realizar cambios en el factor de carga, explosivo y pasadura, comparándolos con un caso base.

Se utiliza como caso base el diseño actual de perforación y tronadura para el ACF en estudio.

Finalmente, el diseño propuesto a partir del cual se realizarán las pruebas, corresponderá aquel técnico-económico que presente un daño aceptable según la simulación realizada.

4.9.3. Estimación de la calidad de la caja y daño real inducido por tronadura

Una vez realizada la perforación y tronadura según los diseños propuestos, se evalúa el desempeño de la tronadura con respecto al daño. Se revisan los distintos perfiles del patio tronado y su cumplimiento de línea de diseño (CLD), a modo de cuantificar el daño post tronadura en el patio tronado.

Esto se realiza para la condición actual y para el diseño propuesto, permitiendo comparar ambas situaciones y evaluar algún daño que no se está considerando dentro de los procedimientos actuales (PIG-TC).

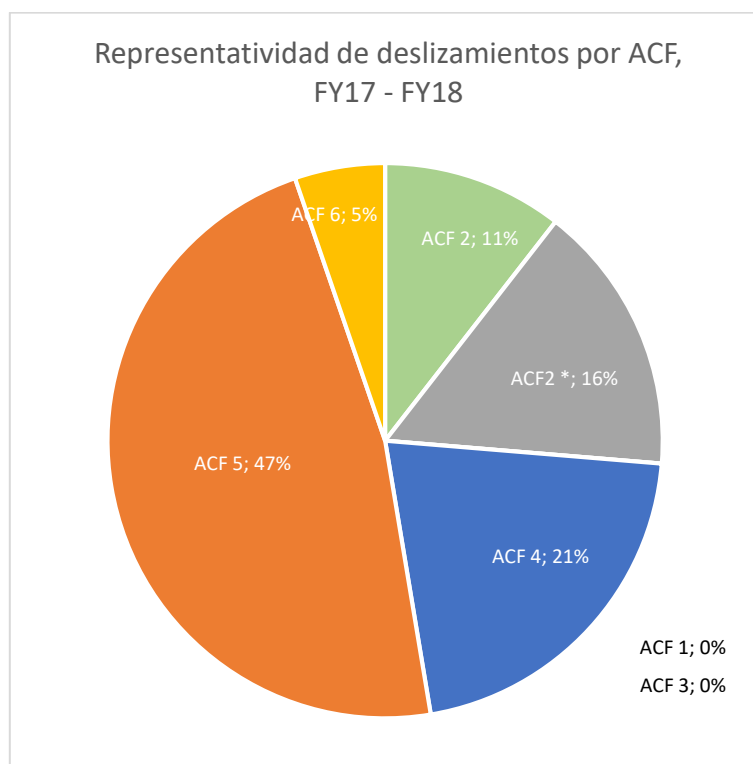
Por otro lado, para la implementación del diseño propuesto se realizan pruebas de auscultación de pozos a 2.5m y a 5m del talud en distintos perfiles del patio tronado, para evaluar en terreno el daño recibido por el talud. Se analizan 4 tronaduras, dos en cotas superiores a 1610 y 2 en cotas inferiores o iguales a 1610.

5. CAPÍTULO 5: ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE RESULTADOS

5.1. Identificación de zonas con daño

Para identificar las zonas con daño, se estudian todas las tronaduras de contorno del FY17 y FY18. En primera instancia, se evalúan los deslizamientos a escala de banco por tipo de roca o ACF. Cabe mencionar que estos deslizamientos se producen en un intervalo de tiempo (semanas) después de haber realizado la tronadura en ese patio de contorno. Luego, el deslizamiento observado no es provocado por la tronadura en ese patio, si no por una tronadura posterior en un patio adyacente.

Gráfico 1: Deslizamientos a escala de banco por tipo de roca.

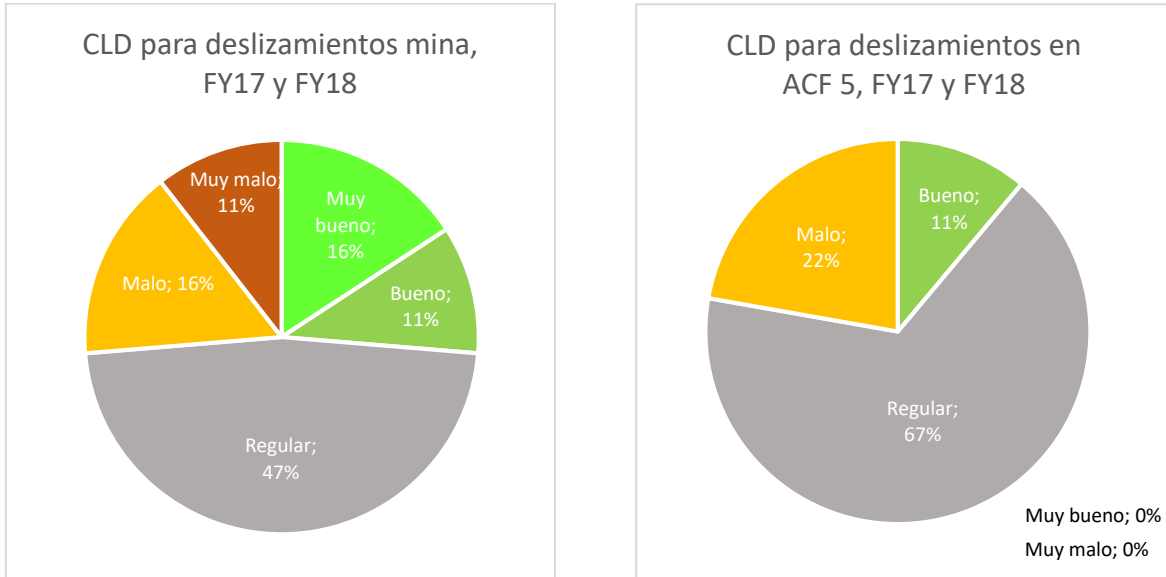


Un 47% de los deslizamientos observados, corresponden a ACF 5, roca moderadamente dura con alguna condición estructural y de agua en la caja.

Considerando que el plan minero está correcto, dado que se realiza con la información que entregan las áreas operativas de geotecnia y perforación y tronadura, cualquier desviación *significativa* del plan podría corresponder a un indicativo de potencial daño, ya sea por condiciones operacionales o por factores técnicos relacionados directamente con la construcción del estándar de perforación y tronadura.

Al evaluar el cumplimiento de línea de diseño (CLD) o calidad del talud para todos los patios que han presentado deslizamientos a escala de banco y a su vez, el CLD del tipo de roca que presenta mayores deslizamientos, se obtiene:

Gráfico 2: Izq. CLD para todos los tipos de roca. Der. CLD para ACF 5.



El 74% de los patios que presentan deslizamientos a escala de banco presentan un CLD de regular a malo, mientras que en ACF 5 la proporción es aún mayor, con un 89%. Al comparar los perfiles de los patios de contorno de ACF 5 donde han ocurrido deslizamientos, se tiene que el promedio de cumplimiento por variable ponderadora de CLD es:

Tabla 11: Cumplimiento de diseño por variable para patios que presentan deslizamiento.

	"D" Ancho Berma (25%)	"D" Distancia Pata - Pata (35%)	"D" Ángulo Cara Banco (40%)
Promedio	67.30%	70.67%	89.67%
D. Estándar	0.16	0.11	0.03

Dicho de otra forma, se tiene un cumplimiento regular de ancho de berma, bueno de distancia pata-pata y malo de ángulo cara de banco (Tabla 11: Cumplimiento de diseño por variable para patios que presentan deslizamiento.), lo que se ilustra en los perfiles adjuntos.



Ilustración 29: Perfiles de patios que han presentado deslizamientos post-tronadura.

La tronadura estaría generando daños que no se perciben como tal al momento de tronar el patio, pues solo se estaría considerando cuando existe un daño evidente en superficie (procedimiento FIG-TC). Sin embargo, este daño no percibido a “simple vista”, estaría generando problemas en cuanto al cumplimiento de la línea de diseño (KPI de perforación y tronadura) y deslizamientos posteriores, que ponen en riesgo la seguridad de las personas y el rendimiento (productividad) de la operación.

5.2. Análisis de prácticas actuales

Se concentra en evaluar la incidencia de los factores que se definieron como claves, tomando los datos obtenidos de diagnóstico en terreno y la base de datos que existe hasta el momento como fundamento de análisis.

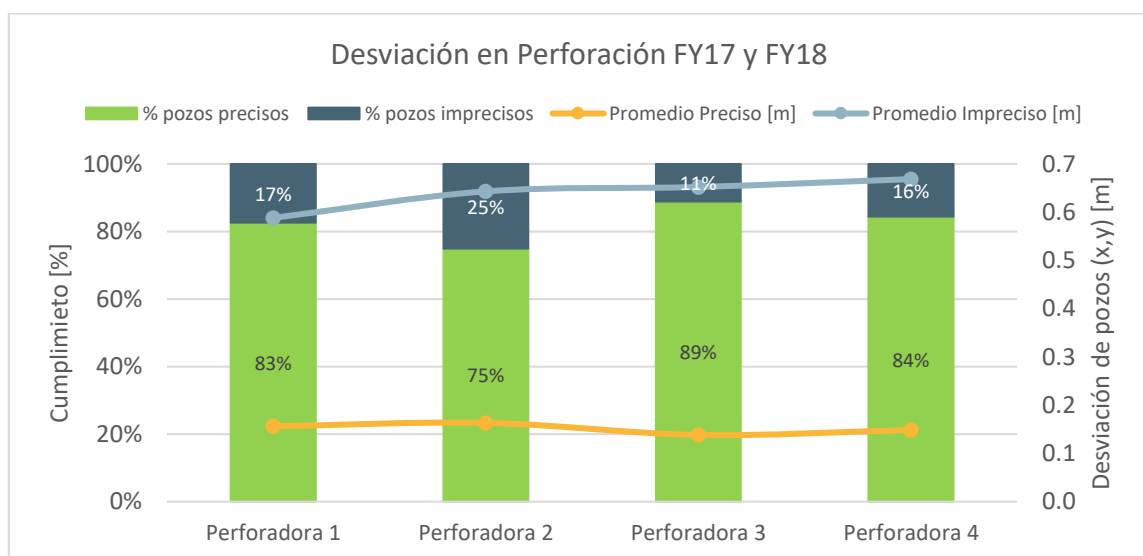
5.2.1. Condiciones operacionales

Según el análisis estadístico, se descarta que la razón del mal CLD para ACF 5 sea causada por prácticas del operador de pala debido a la baja desviación que presenta el CLD en los patios con deslizamientos y a la gran cantidad de patios asociados. Luego, no depende de algún operador en particular, si no del rendimiento de la tronadura en cuanto al control de vibraciones en ese tipo de roca, más aún por no tener un comportamiento similar a los demás ACF.

Por otro lado, se evalúa la influencia de las condiciones operacionales de perforación y precorte. Se descarta la influencia del sistema de iniciación por ser electrónico de alta precisión y exactitud. Asimismo, se descarta la influencia de tiempos de retardo por haber estado sometido a auditoría por experto internacional en noviembre de 2017, continuando vigente.

Para cuantificar la desviación en perforación, se recopila la data histórica de todos los pozos perforados durante FY17 Y FY18. El procedimiento de medición de desviación de perforación se basa en la desviación en [m] resultante de la coordenada (x,y) del pozo perforado con respecto al pozo enviado por diseño. Asimismo, para un pozo preciso se tiene una tolerancia de hasta una desviación de 0.3 [m]. De otra forma se considera impreciso.

Gráfico 3: Desviación de perforación por perforadora.



Al obtener el promedio ponderado de la desviación, esto es, incluyendo la influencia de la cantidad de pozos con que aporta cada perforadora, se tiene que el 87% de los pozos perforados son precisos, mientras que el 17% restante corresponden a pozos con imprecisión. Si bien podría asociarse a una desviación alta, la detonación por simpatía no es frecuente. Se deduce entonces, que la perforación no sería la causa del daño provocado en el talud, probablemente debido a que esta imprecisión se encuentre muy cercana a la tolerancia.

En cuanto a la evaluación de presencia de perforación de precorte, tan solo el 12.5% de las tronaduras de contorno para ACF5 en el horizonte temporal estudiado no la presentan. Asimismo, estos patios presentan un cumplimiento de regular a bueno. Se descarta, por tanto, la influencia de la perforación de precorte en el tipo de roca estudiado.

Finalmente, se estudia la relación espaciamiento/burden de las tronaduras de remate, obteniendo un valor cercano a 0.87 según el estándar de ACF 5. En búsqueda del mejoramiento continuo se han probado distintas secuencias de salida en los patios de contorno, resultando como condición más favorable aquella donde los pozos de precorte detonan previo a la perforación del patio. El tener solo perforación de precorte (sin la interacción de otros pozos perforados en el patio) y detonarlo de forma aislada, estaría maximizando el burden o la distancia a la cara libre. Como se logra una mejor distribución de energía con esta configuración, se estaría teniendo un mejor desempeño en la tronadura de precorte -la energía no se desvía hacia el plano de debilidad que genera la perforación buffer-, lo que se traduce directamente en un mejor filtro de vibraciones, reduciendo el impacto en la pared. A pesar de esto, la condición a partir de la cual se evalúa el comportamiento del macizo rocoso corresponde a la secuencia convencional, por ser la que se realiza con mayor frecuencia en la mina, esto es, el patio completo perforado y la secuencia de salida como: detonación de pozos de precorte, detonación de pozos de producción y finalmente, detonación de pozos amortiguados y buffer.

5.2.2. Evaluación técnica

El proceso de diseño para control de daño del estándar actual se realiza en 2 etapas. La primera consiste en la construcción de un diseño teórico y la segunda, la evaluación de este diseño mediante simulación, en donde se itera el caso base hasta obtener el resultado deseado en términos de daño.

Para la etapa 1 de diseño teórico actual, se realizan 3 pasos:

- Construcción del modelo de Holmberg y Persson: Se realizan mediciones de vibraciones en terreno para obtener V_p . A partir de las mediciones se construye el modelo de velocidad que se calibra para la obtención de un “mejor” R^2 . Finalmente, se construye un ábaco de carga en función del explosivo utilizado en la tronadura del patio donde se realizaron las mediciones.
- Aplicación de modelo de PPVc con criterio de McKenzie: A partir de la V_p obtenida en terreno, se calculan las zonas de daño según el criterio de McKenzie.
- Diseño de factor de carga para pozo buffer: En función de las zonas definidas por McKenzie, se busca la mejor opción técnica-económica. Dicho de otra forma, se busca la mayor carga en la buffer (mejora fragmentación: cliente operaciones) que no genere daño o genere un nivel aceptable de daño (zona segura: cliente geotecnia).

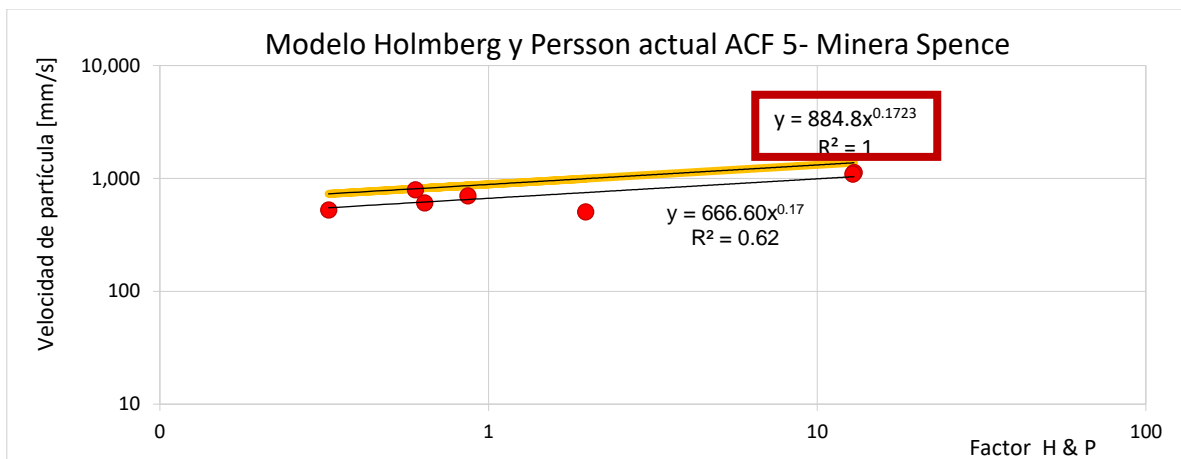
Como se mencionó en el apartado anterior, cada uno de estos pasos por sí mismos, presentan limitaciones y ventajas, los cuales se enlistan a continuación:

Tabla 12: Limitaciones y ventajas de diseño teórico actual.

Parámetro	Limitaciones	Ventajas
Modelo de H&P	<ul style="list-style-type: none"> • Parámetros de roca intacta. • No considera el tamaño de la tronadura ni la influencia de la secuencia ni retardos. • No contempla el grado de confinamiento del explosivo. Luego, los resultados que se obtienen a través del modelo serán superiores a los encontrados en terreno. 	<ul style="list-style-type: none"> • Considera factor de carga por pozos, pasadura y distancia a la pared.
Criterio de daño de PPVc	<ul style="list-style-type: none"> • Medio considerado isotrópico. • Utiliza parámetros de roca intacta y de macizo rocoso. 	<ul style="list-style-type: none"> • Crea zonas de daño, a partir de la cual se puede buscar un diseño técnico-económico.
Ábaco de diseño	<ul style="list-style-type: none"> • Depende del ajuste realizado por H&P 	<ul style="list-style-type: none"> • Permite relacionar lo técnico con lo operativo (diseño de buffer) directamente. • Permite encontrar una óptima cantidad de explosivo, dado un nivel de daño aceptable (PPVc) a una distancia variable de la pared. • Fácil de obtener un diseño preliminar de línea buffer. • Rápida actualización frente a cambios de explosivo y pasadura.

En base a las mediciones en terreno se obtiene el modelo de velocidad para campo cercano de Holmberg y Persson, siendo la curva amarilla representativa del R^2 ajustado que se utiliza:

Gráfico 4: Modelo de velocidad de Holmberg y Persson ACF 5 actual.



Con V_p medido en terreno = 4,931 [m/s].

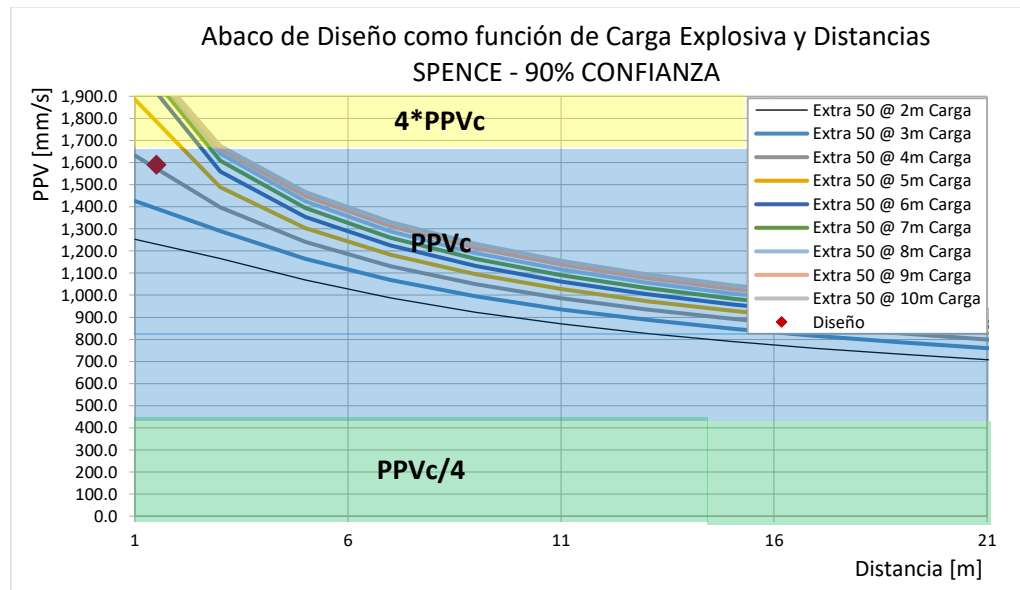
Donde el Factor H&P corresponde a la distancia escalada según la ecuación de Holmberg y Persson (Ecuación 16: Modelo de velocidad, Holmberg y Persson.).

Tabla 13: PPVc según criterio de McKenzie.

Desde [mm/s]	Hasta [mm/s]	Descripción	Criterio McKenzie
<	420	No hay daño	PPVc/4
420	1,682	Daño aceptable	PPVc
1,682	6,728	Nuevas fracturas (alto nivel de daño)	4*PPVc
6,728	<	Trituración (daño severo)	<

El ábaco de diseño indicaría un diseño teórico en daño aceptable (Zona 3*), aceptando un PPV de 1,590 [mm/s], como se muestra en el gráfico adjunto.

Gráfico 5: Ábaco de diseño ACF 5, modelo actual.



La estrategia utilizada actualmente no considera las limitaciones descritas en la Tabla 12: Limitaciones y ventajas de diseño teórico actual, por lo que el modelo teórico actual estaría teniendo 3 fuentes de error y posibles causas del daño en el talud:

1. El ajuste para mejorar el R^2 realizado en el modelo de velocidad de Holmberg y Persson (H&P) sobrestima el comportamiento de la velocidad en terreno, o dicho de otra forma, le asigna cualidades de roca intacta a un tipo de roca que presenta un comportamiento intrínseco de macizo rocoso, con alguna presencia de agua, estructuras locales y discontinuidades. Esto desencadena en una sobrestimación del diseño al evaluar el PPVc de McKenzie en el ábaco de carga buffer que depende directamente del ajuste de H&P: se diseñará a un nivel de vibraciones más alto de lo que la roca realmente puede soportar.
2. McKenzie en su criterio de daño considera un medio isotrópico. Si bien esto corresponde a un buen ajuste para la mayoría de los tipos de roca, no estaría siendo una buena aproximación para ACF 5 (Tabla 4: Cartilla de Asociación de Calidad Física.).

Nuevamente, se estaría sobrestimando el nivel máximo de vibraciones que puede aceptar la roca.

- Las mediciones realizadas en terreno para obtener el ajuste de Holmberg y Persson poseen ciertas limitaciones de equipos: los geófonos utilizados alcanzan a registrar velocidades a partir de los 2m de la distancia de la línea buffer al talud (para menores distancias, el equipo se satura y cae). Luego, no se tienen registros reales del nivel de vibraciones a distancias menores a los 2m y el modelo presentado a estas distancias corresponderían a una extrapolación que podría no ser válida: el modelo a 1m podría presentar un mejor comportamiento al expuesto permitiendo aceptar un mayor nivel de vibraciones, o de forma contraria, podría presentar un comportamiento mucho peor, difícil de predecir debido a la condición aleatoria que presenta el macizo.

Para la etapa 2 de diseño simulado, se procede con la simulación del diseño teórico para una malla “tipo” dada por el estándar de perforación actual:

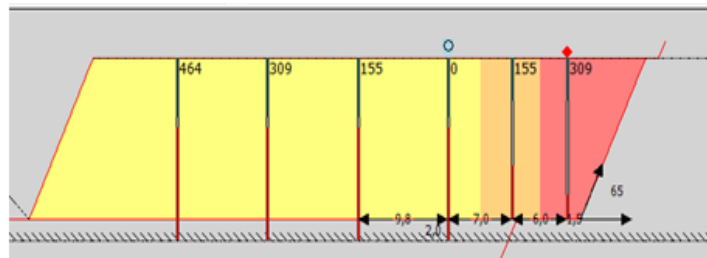


Ilustración 30: Perfil malla, simulación BDA.

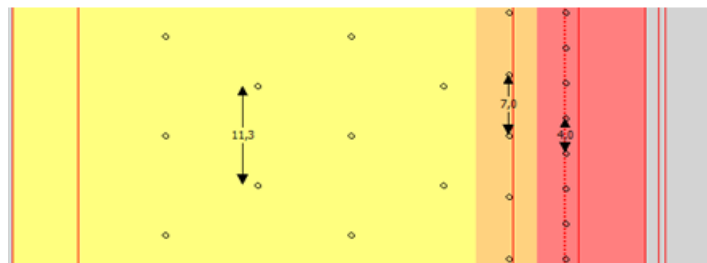


Ilustración 31: Planta malla, simulación BDA.

Obteniendo un halo de daño:

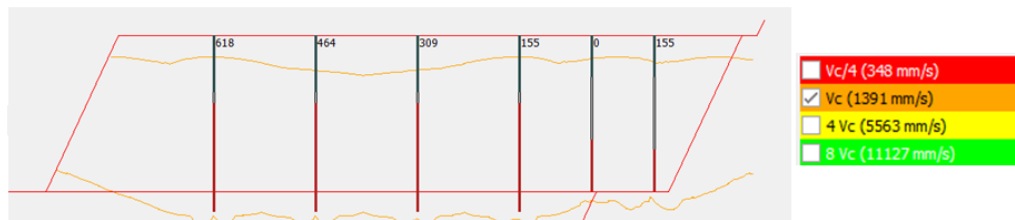


Ilustración 32: Simulación BDA caso base diseño teórico en condición seca.

El halo ilustrado corresponde al límite máximo de vibraciones según el criterio de daño de McKenzie. Como era de esperarse, el diseño teórico presenta un halo de vibraciones que escapa de los niveles aceptables, debido a la doble sobrestimación en la que se incurre en el diseño.

Con el fin de suplir la carencia del modelo, se diseña al factor de carga lineal mínimo según el ábaco de diseño y el explosivo utilizado (estándar actual).

5.2.3. Estándar actual

El estándar de perforación y tronadura actual para ACF 5 en condición seca, corresponde a:

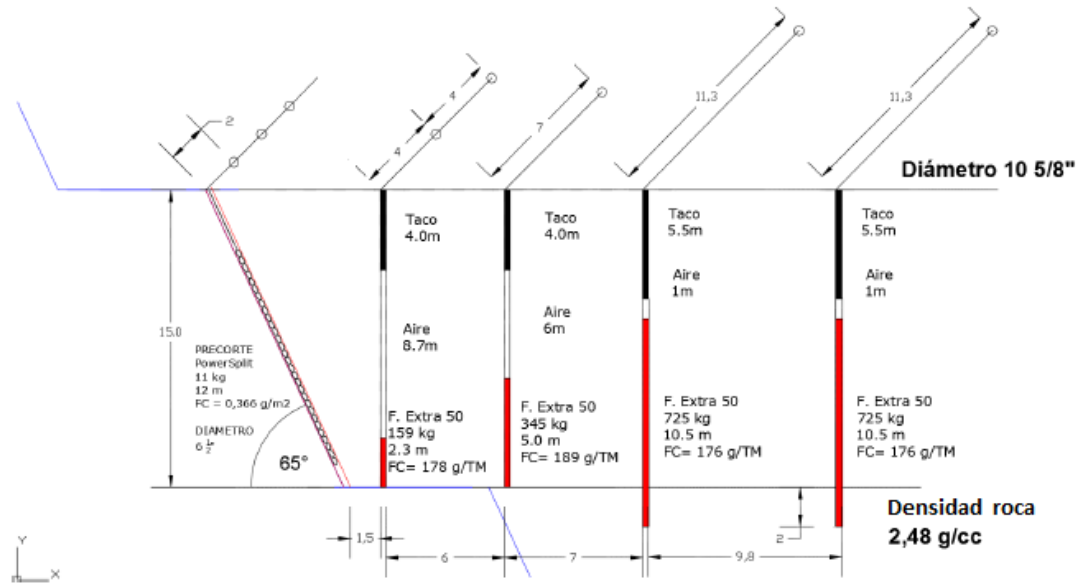


Ilustración 33: Estándar actual ACF 5 seco.

Y para condición con agua:

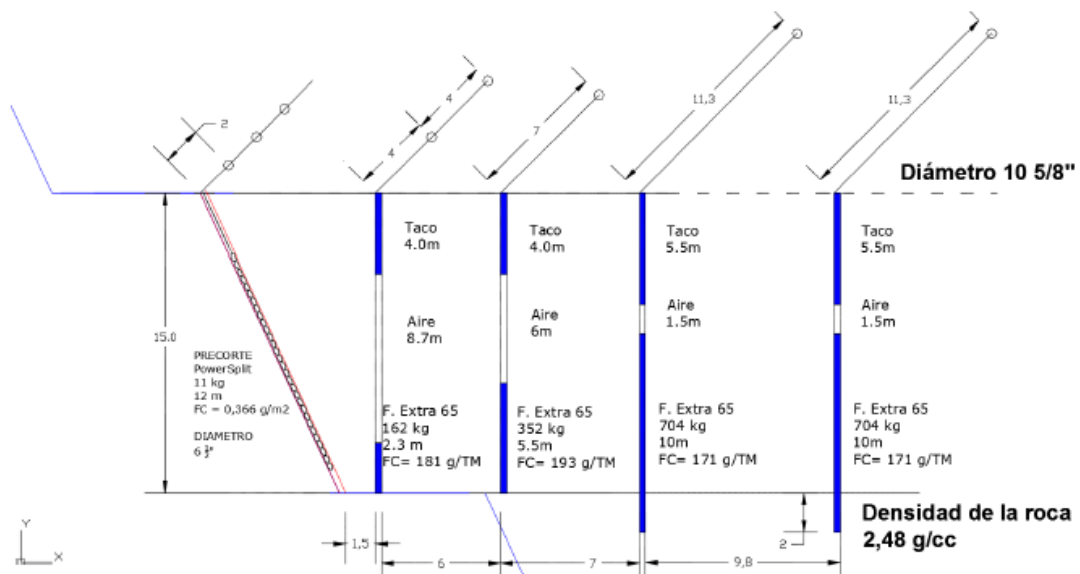


Ilustración 34: Estándar actual ACF 5 húmedo.

Se simula el caso base a partir del cual se comparan los resultados obtenidos por los diseños propuestos. El caso base queda dado por el diseño del estándar actual para condición seca en ACF 5, con criterio de daño de McKenzie. Utilizando la misma configuración de malla “tipo” (Ilustración 30: Perfil malla, simulación BDA.), se tiene:

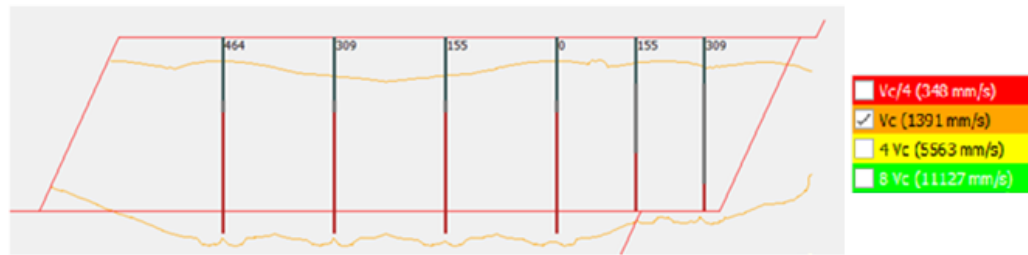


Ilustración 35: Simulación BDA caso base, estándar actual condición seca.

Lo destacado en naranja corresponde a un nivel de daño “aceptable” según la escala de McKenzie, donde todo el interior de la línea presenta un nivel de vibraciones mayor o igual al mostrado por la leyenda. Como era de esperarse, el estándar actual estaría generando una zona de daño que no se percibe en superficie y que impacta para el CLD, quedando a su vez, propenso a futuros deslizamientos producto tronaduras aledañas.

5.3. Evaluación presencia de agua y estructuras

En Spence no existen grandes estructuras que alteren el desarrollo de la mina. Por otro lado, se descartan del estudio todas aquellas tronaduras de contorno que podrían tener influencia estructural, de modo de focalizar el objetivo del estudio.

En cuanto a la presencia de agua, es poco común en la mina. Si bien los módulos de deformación para el macizo rocoso en condición drenada disminuyen (Celada et. al), la onda P generada por la tronadura cambia su velocidad al cambiar de medio sólido a líquido. La velocidad de la onda P aumenta, haciéndola más susceptible a cambios en el explosivo, por lo que el ábaco de diseño se debería trasladar en una proporción mucho mayor. El PPV_{cmr} aumenta, pero no alcanza a contrarrestar el desplazamiento del ábaco. A pesar de esto, si la condición de agua es abundante en un sector, el macizo rocoso tenderá a fluir, siendo la variable responsable del daño en el talud las condiciones hidrogeológicas.

Se evalúa el comportamiento de CLD para los patios que presentaron agua, obteniéndose en un 100% de los casos un CLD de regular a malo. Al evaluar la condición en terreno en conjunto a expertos en geotecnia y geología estructural, se concluye que la condición influyente en la generación de daño corresponde a los afloramientos espontáneos de agua que provocan la apertura de diaclasas, lo que se puede observar en las ilustraciones adjuntas.

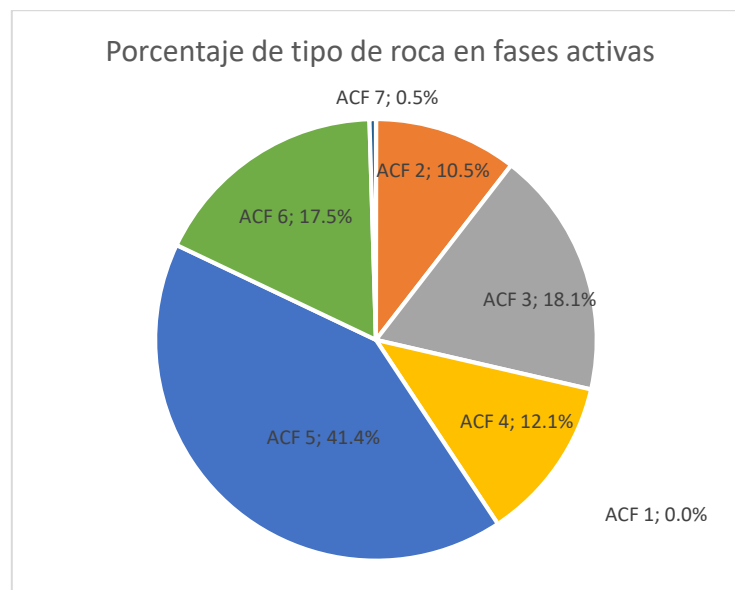


Ilustración 36: Influencia de agua en condición de macizo rocoso.

5.4. Foco a diseñar

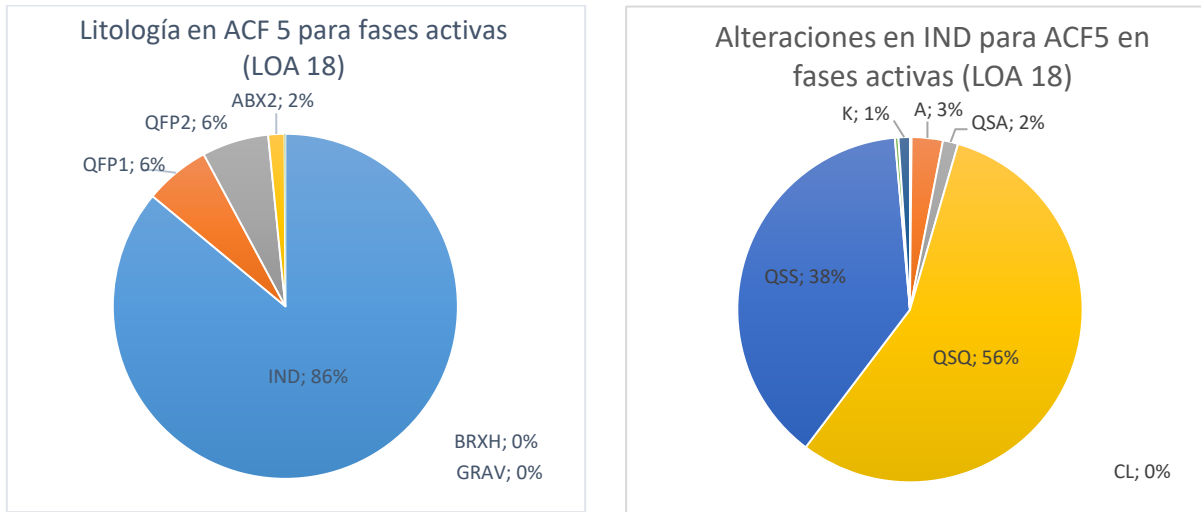
Al evaluar según el Life Of Asset 18 la influencia y presencia de ACF 5 en las fases activas (F11N, F16, F18 y F15), se tiene que cerca del 40% de la roca a tronar correspondería a ACF 5. Luego, la importancia de un correcto diseño en ACF 5 podría impactar fuertemente en operación.

Gráfico 6: Cantidad de ACF según proyección LOA18.



Se decide diseñar en función del mayor impacto, o dicho de otra forma, escogiendo la combinación litología – alteración mayoritaria proyectada para ACF 5.

Gráfico 7: Foco a diseñar según proyección LOA18. Izq. Porcentaje de litología. Der. Porcentaje de alteración para IND.



Diseñando para IND se estaría considerando el 86% de ACF 5. Asimismo, tomando como foco de diseño las alteraciones mayoritarias de IND, se estaría diseñando para un 81% de IND., lo que equivale al **34%** del total de la mina.

5.5. Monitoreo y modelo de vibraciones

El monitoreo de vibraciones tiene por objetivo obtener los niveles de vibración/velocidad de partícula para determinadas cargas explosivas distribuidas según la técnica de cross-hole en la malla de perforación.

Se realizan 6 mediciones en terreno, todas para 100% IND_QSS, en patios ubicados en distintos sectores de la mina, así como en patios con distinta configuración. Conociendo las limitaciones y ventajas de la metodología utilizada actualmente en la mina, se procede a realizar el modelo de vibraciones de Holmberg & Persson (H&P) para cada uno de los patios según la propuesta de estimación de daño (4.9.1 Propuesta de estimación de daño).

5.5.1. Calibración del modelo y elección de patios representativos

Se comparan 40 valores históricos obtenidos en la mina previa a la realización del estudio. Se divide aleatoriamente la base de datos en 2 grupos de 20 y se calibra el modelo de daño propuesto según la condición propia de la mina, tanto condiciones operacionales como técnicas: estructuras, agua, etc. Finalmente se utiliza el segundo grupo para validar el modelo.

Para calibrar el modelo, se toma como daño la siguiente conversión:

Tabla 14: Conversión para calibrar modelo propuesto.

Clasificación	CLD		
	Muy bueno	Bueno	
Sin daño			
Daño	Regular	Malo	Muy malo

Descartando los patios con posible influencia estructural, se tiene que el 60% de los patios estudiados presenta daño. Por otro lado, al comparar los modelos en función de las distintas mediciones, se observan distintos comportamientos de IND_QSS según la profundidad.

Tabla 15: Comportamiento ACF 5 según profundidad.

Cotas superiores a 1610	Cotas inferiores o iguales a 1610
Roca comportamiento esperado (QSS)	Roca comportamiento más duro (QSQ casi 6)
Modelo de velocidad H&P menor	Modelo de velocidad H&P mayor
Modelo H&P más preciso (R ² mayor)	Modelo H&P menos preciso (R ² menor)
PPV _{cmr} del orden de 450 mm/s	PPV _{cmr} del orden de 1,000 mm/s
Presenta mejor CLD	Presenta peor CLD

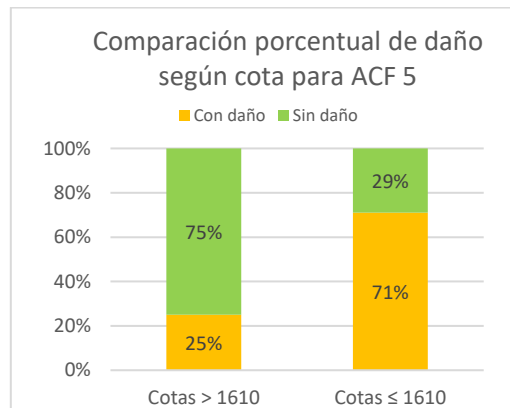
En función de lo anterior, se calibran las propiedades geotécnicas quedando definidas por:

Tabla 16: Calibración propiedades geotécnicas según modelo propuesto.

Propiedad	Cotas > 1610	Cotas ≤ 1610
UCS [MPa]	52.60	
Densidad [t/m ³]	2.62	
<i>E</i> en roca intacta [GPa]	22.10	14.60
σ_T en roca intacta [MPa]	4.30	4.98

Al agrupar el daño según profundidad, se tiene:

Gráfico 8: Calibración de daño según profundidad.



Para cotas ≤ 1610 se obtiene mayor daño. Esto se debe al modelo a partir del cual se genera el diseño para el estándar de perforación y tronadura. La medición en terreno para crear el primer modelo de vibraciones se realiza a una profundidad de 1595 msnm, luego se concibe un modelo para un tipo de roca más dura y menos elástica. Por otro lado, el 76% de los deslizamientos a escala local susceptibles a daños por tronaduras posteriores, se producen precisamente a estas cotas (≤ 1610). Esta zona correspondería a la de interés, por lo que se buscará minimizar el daño teniendo especial cuidado en esta zona, que presenta un comportamiento difícil de predecir (comportamiento intermedio entre roca tipo 5 y 6).

Dentro de las mediciones realizadas se escogen 2 patios a las profundidades en estudio como patios representativos. Las características geotécnicas de cada patio se encuentran tabuladas a continuación:

Tabla 17: Características geotécnicas para patios representativos a las profundidades de estudio.

Cota 1640		Cota 1610	
FF	1-5	FF	3-4
rqd	58-99	rqd	82-94
UCS (Mpa)	27-54	UCS (Mpa)	31-39
GSI	36-67	GSI	42-59

Para cotas superiores a 1610 existe un amplio rango de frecuencia de fracturas lo que se condice con la dificultad de predecir su comportamiento, así como también, con la mayor variación en el cumplimiento del diseño según el plan.

5.5.2. Vibración crítica

Según el modelo de daño empleado, se tendrán 2 niveles de vibraciones críticas (PPV_{cmr}) debido a la dualidad de comportamiento que presenta el mismo tipo de roca en función de la profundidad y de los valores de velocidad que adquiera. En base a las mediciones realizadas en terreno, se obtienen entonces 2 modelos de velocidad a 2 vibraciones críticas. Por otro lado, la presencia de precorte filtra vibraciones permitiría aumentar el factor de carga de la línea buffer, mejorando la fragmentación en el sector, condición deseable y sobre la cual se generan las mediciones.

Para cotas > 1610, en función de la calibración de los parámetros geomecánicos para IND_QSS, la ley de Hooke y el modelo de Pardo (2016), se obtiene el PPV_c y PPV_{cmr} o vibración crítica.

Tabla 18: Vibración crítica.

Criterio vibraciones	Valor	Unidad
PPV _{cmr}	449	[mm/s]
PPV _c	681	[mm/s]

A partir del criterio de daño propuesto por Vergara, se tienen las distintas zonas de daño.

Tabla 19: Criterio de Vergara, cota > 1610.

Desde [mm/s]	Hasta [mm/s]	Descripción	Criterio Vergara
<	449	No hay daño	Zona 3
449	681	Se extienden fracturas	Zona 2
681	<	Nuevas fracturas (alto nivel de daño)	Zona 1

Al comparar los valores de la zona de diseño según el criterio propuesto escalado a macizo rocoso de la tabla anterior y el criterio de McKenzie creado para un medio isotrópico y de roca intacta, se tiene:

Tabla 20: PPVc según criterio de McKenzie, cota > 1610.

Desde [mm/s]	Hasta [mm/s]	Descripción	Criterio McKenzie
<	170	No hay daño	PPVc/4
170	681	Daño aceptable	PPVc
681	2,726	Nuevas fracturas (alto nivel de daño)	4*PPVc
2,726	<	Trituración (daño severo)	<

En ambos casos, se busca diseñar para el menor daño aceptable. Según el criterio de daño de Vergara esto correspondería a la zona 3, mientras que para el criterio de McKenzie, correspondería a la zona asociada a PPVc remarcada en la Tabla 20. Existe una diferencia del **34%** entre ambos modelos. Dicho de otra forma, la forma en la que se diseña actualmente en Spence estaría sobrestimación en un 34% las vibraciones en roca anisotrópica (macizo rocoso).

Similar al caso anterior, en función de la calibración realizada, se tiene como PPVcmr para cotas ≤ 1610 :

Tabla 21: Parámetros geomecánicos, modelo de daño cota ≤ 1610 .

Parámetros geomecánicos	Valor	Unidad
Resistencia a la tensión de macizo rocoso	5.0	[Mpa]
Módulo de Young de macizo rocoso	14.6	[Gpa]
Velocidad de propagación de la onda	4,823	[m/s]

Tabla 22: Vibración crítica.

Criterio vibraciones	Valor	Unidad
PPVcmr	1,085	[mm/s]
PPVc	1,645	[mm/s]

Tabla 23: Criterio de Vergara, cota ≤ 1610 .

Desde [mm/s]	Hasta [mm/s]	Descripción	Criterio Vergara
<	1,085	No hay daño	Zona 3
1,085	1,645	Se extienden fracturas	Zona 2
1,645	<	Nuevas fracturas (alto nivel de daño)	Zona 1

Tabla 24: PPVc según criterio de McKenzie, ≤ 1610 .

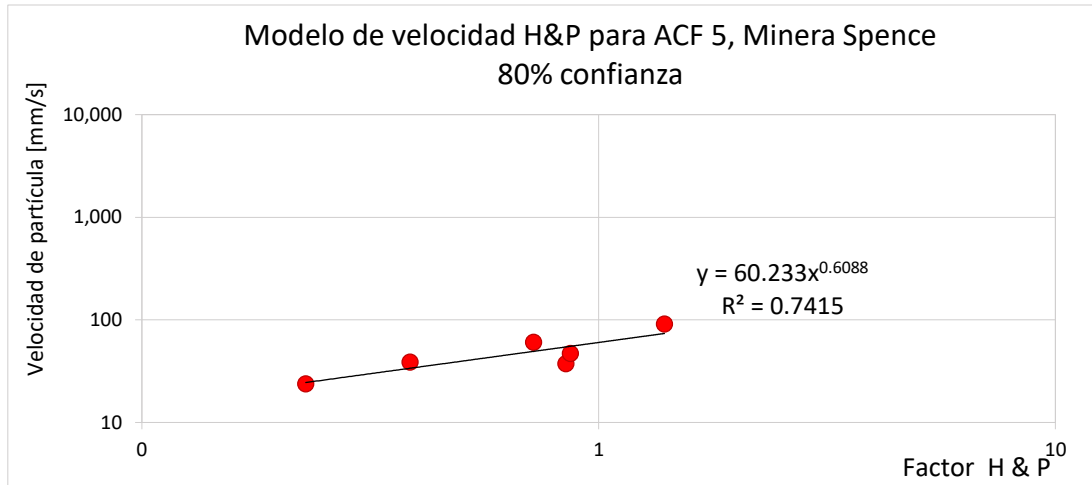
Desde [mm/s]	Hasta [mm/s]	Descripción	Criterio McKenzie
<	411	No hay daño	PPVc/4
411	1,645	Daño aceptable	PPVc
1,645	6,580	Nuevas fracturas (alto nivel de daño)	4*PPVc
6,580	<	Trituración (daño severo)	<

Nuevamente, la diferencia entre un criterio el criterio de daño escalado a macizo rocoso y el criterio de daño en base a roca intacta corresponde a un 34%.

5.5.3. Modelos de velocidad y ábaco de diseño

Para cotas > 1610, en función de las mediciones realizadas en terreno (Anexos: Ubicación geófonos), se tiene el siguiente ajuste de Holmberg y Persson a un 80% de confianza.

Gráfico 9: Modelo de velocidad H&P, cota >1610.



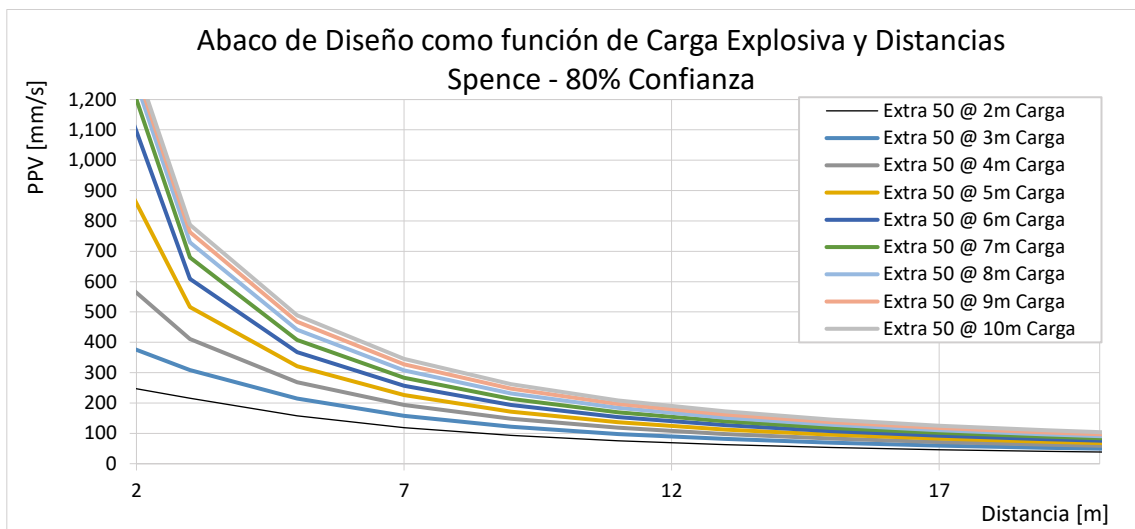
Los parámetros K, α y β (constantes características del macizo rocoso del modelo de Holmberg y Persson quedan definidos como:

Tabla 25: Constantes de modelo cota > 1610.

K - 80%	75.02
β	-1.22
α	0.61

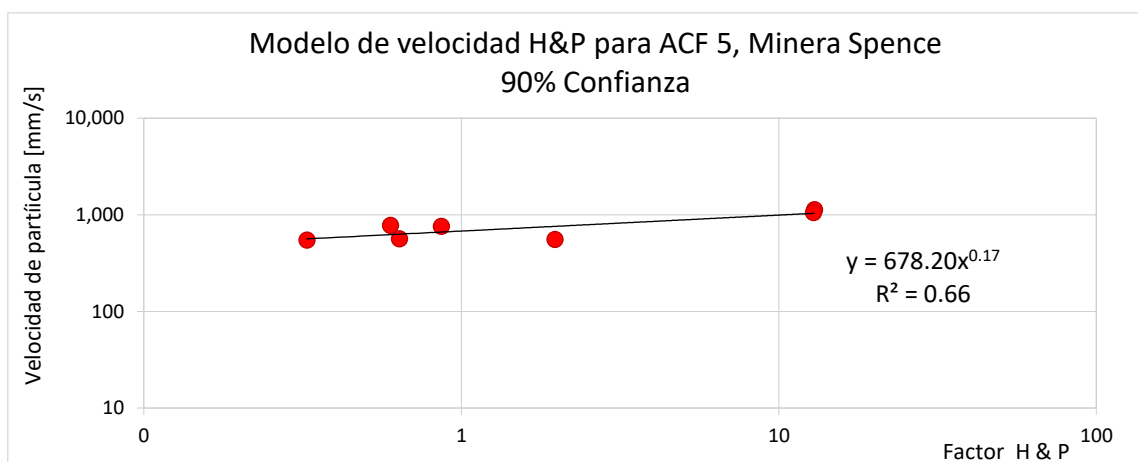
Por otro lado, el ábaco de diseño para línea buffer a partir del explosivo del estándar actual, corresponde a:

Gráfico 10: Ábaco de diseño, modelo ACF 5, cota > 1610.



Similar al caso anterior para cotas ≤ 1610 , se tiene:

Gráfico 11: Modelo de velocidad H&P, cota ≤ 1610 .



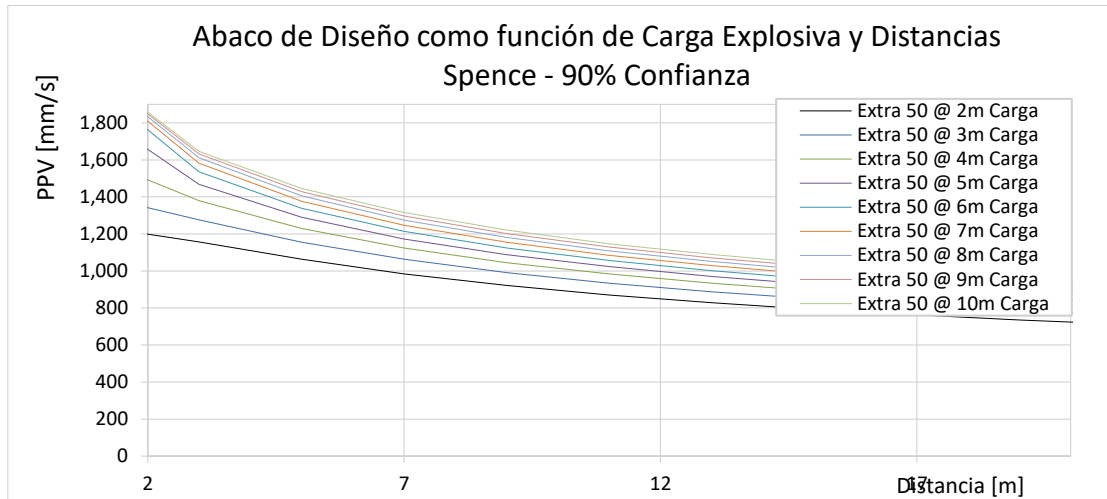
Los parámetros K , α y β (constantes características del macizo rocoso del modelo de Holmberg y Persson quedan definidos como:

Tabla 26: Constantes de modelo cota > 1610.

$K - 90\%$	868.66
β	-0.33
α	0.17

El ábaco de diseño para línea buffer a partir del explosivo del estándar actual, corresponde a:

Gráfico 12: Modelo de velocidad H&P, cota ≤ 1610.



5.6. Propuesta de diseño inicial

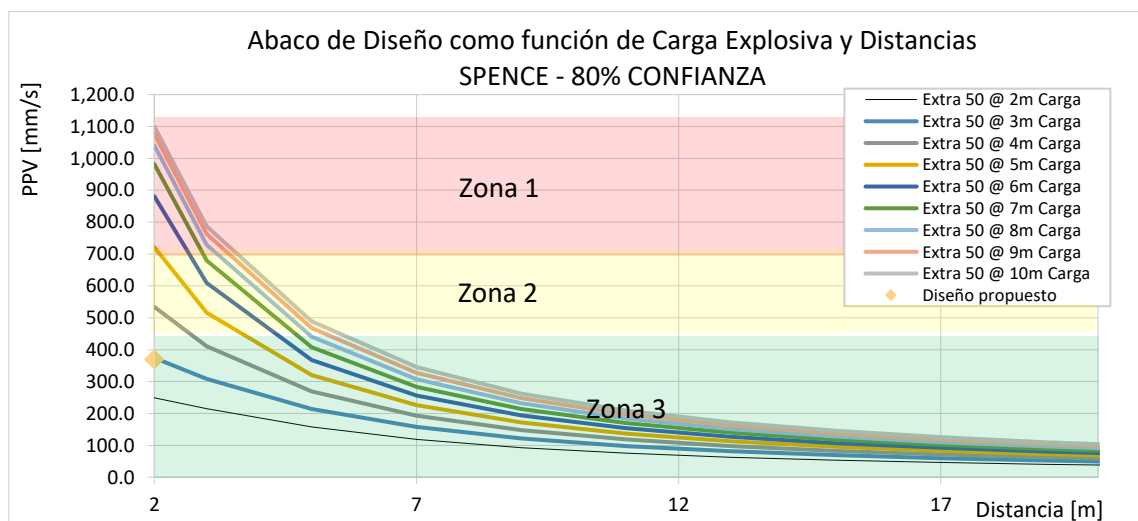
En Spence se tiene tan solo 1 perforadora de precorte a la fecha. Como es condición limitante en la mina, se decide incluir un diseño para cada profundidad donde no exista perforación de precorte, estimando la cantidad de vibraciones que recibirá el talud en función de los modelos de velocidades previos y de la medición de los filtros de precorte.

Cabe mencionar que la vibración crítica (PPV_{cmr}) se mantiene por considerar la velocidad característica del medio donde se propaga la onda y no depender de la condición operacional de precorte.

5.6.1. Con precorte

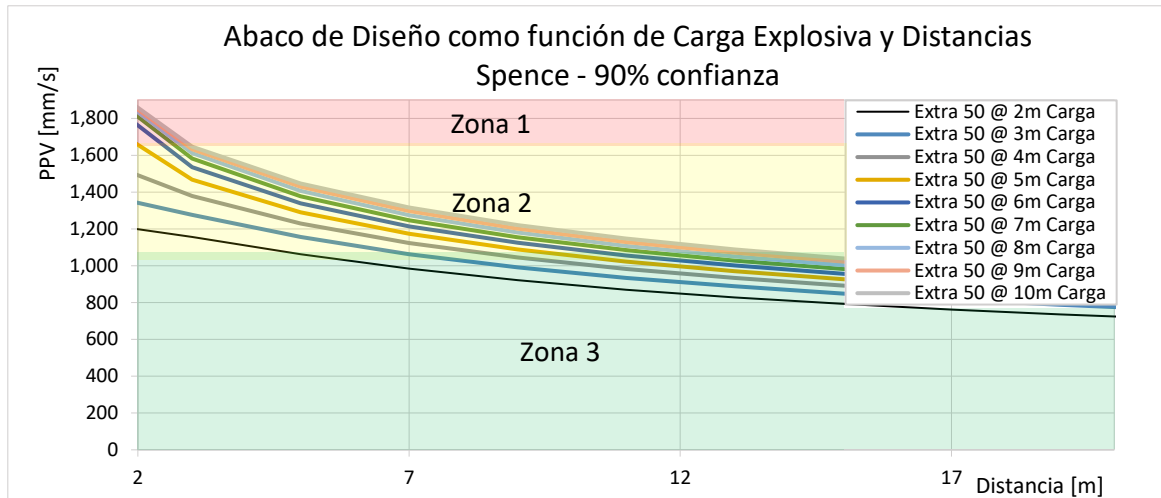
Para cotas > 1610 y en función de las zonas creadas por Vergara en su criterio de daño, el diseño propuesto aumenta la distancia de la línea buffer de la pata del banco de 1.5m a 2m, con una carga lineal de 3m de F.Extra 50 sin considerar pasadura. Esta configuración seguiría generando un nivel de vibraciones aceptable con 390 [mm/s].

Gráfico 13: Propuesta de diseño en función de modelo de H&P, cota > 1610.



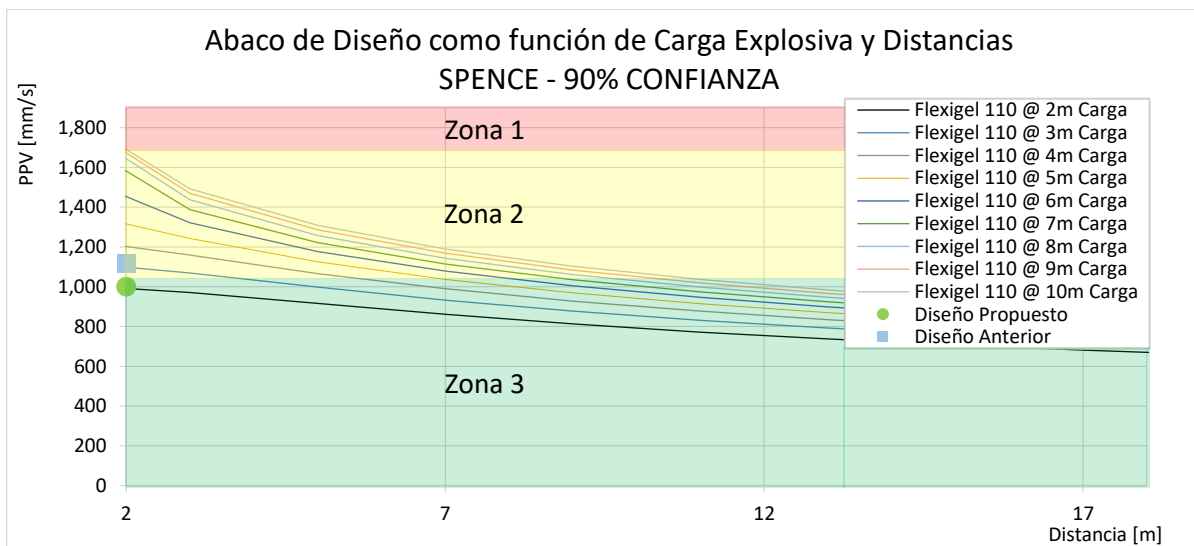
Por otro lado, para cotas ≤ 1610 , dada la configuración de la línea buffer actual, el modelo de velocidad construido y las zonas de daño definidas por Vergara, siempre se estaría en una zona indicativa de daño (línea buffer con F.Extra 50 a 1.5m de la pared), con un nivel de vibraciones cercano a 1,215 [mm/s].

Gráfico 14: Ábaco de diseño calibrado, estándar actual, cota ≤ 1610 .



Sólo si se desplaza la línea buffer a 5m del talud se podría estar diseñando en una zona con nivel de vibraciones aceptable. Al evaluar otras alternativas y configuraciones de explosivo y pasadura, se obtiene que para un explosivo menos denso como Flexigel 110 e incluyendo 1.5 m de pasadura en la perforación buffer:

Gráfico 15: Propuesta de diseño en función de modelo de H&P, cota ≤ 1610 .



En base a las mediciones, se propone entonces alejar la línea buffer 0,5m de la configuración anterior, esto es, a 2m de la pata del banco, a un factor de carga lineal de 2 m de flexigel 110. La configuración propuesta estaría generando vibraciones cercanas a 1,085 [mm/s], lo que se traduce en 120 [mm/s] menos de vibraciones que la condición actual. Dado que esta es la zona que presenta el mayor porcentaje de deslizamientos producto de tronaduras posteriores, se busca aquella

combinación técnico-económica más favorable, disminuyendo el nivel de vibraciones y asegurando un diseño fuera de la zona de daño, o dicho de otra forma, en zona 3 para la mayor cantidad de columna de explosivo. Dado que el explosivo Flexigel es menos costoso que F.Extra 50, con la propuesta se tendría un beneficio económico directo para cotas ≤ 1610 .

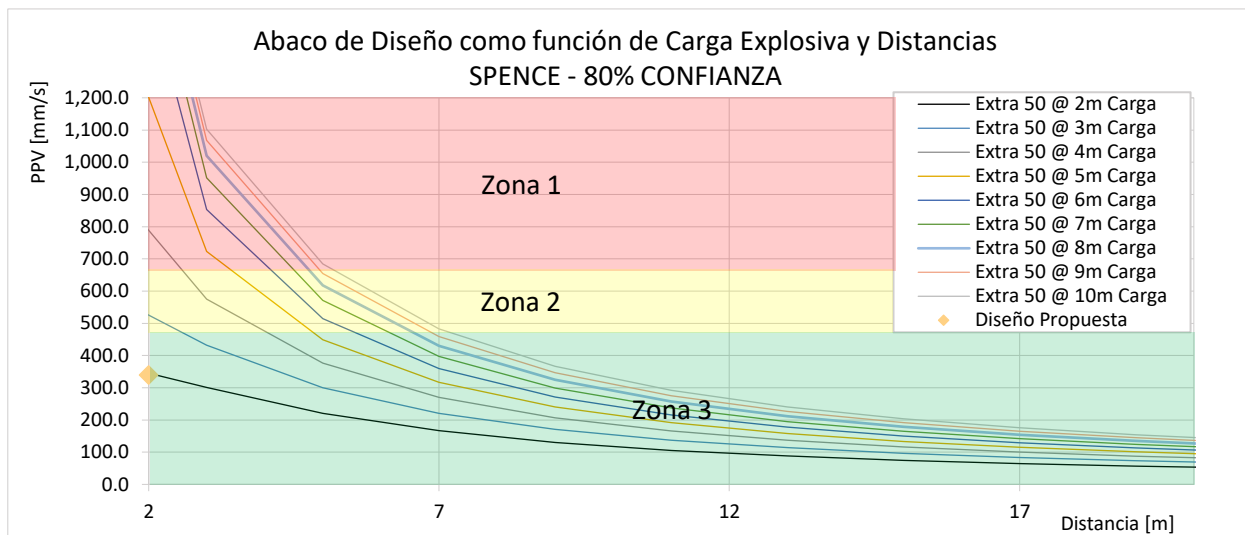
5.6.2. Sin precorte

A partir de las mismas mediciones realizadas se genera un modelo extrapolado a una condición sin precorte para ambas profundidades. Utilizando un filtro de precorte del 40%⁴ para roca ACF 5, se obtiene un ábaco de diseño desplazado para cada profundidad.

Para cotas > 1610 , se generan 2 diseños distintos a modo de prueba:

- El primer diseño propuesto mantendría la línea buffer a 2 m de la pata del talud, con un factor de carga lineal de F.Extra 50 a 2 m. Esta correspondería a la única opción factible y confiable donde se generaría el menor daño posible dadas las condiciones operacionales. Esta opción produciría un nivel de vibraciones de 340 [mm/s].

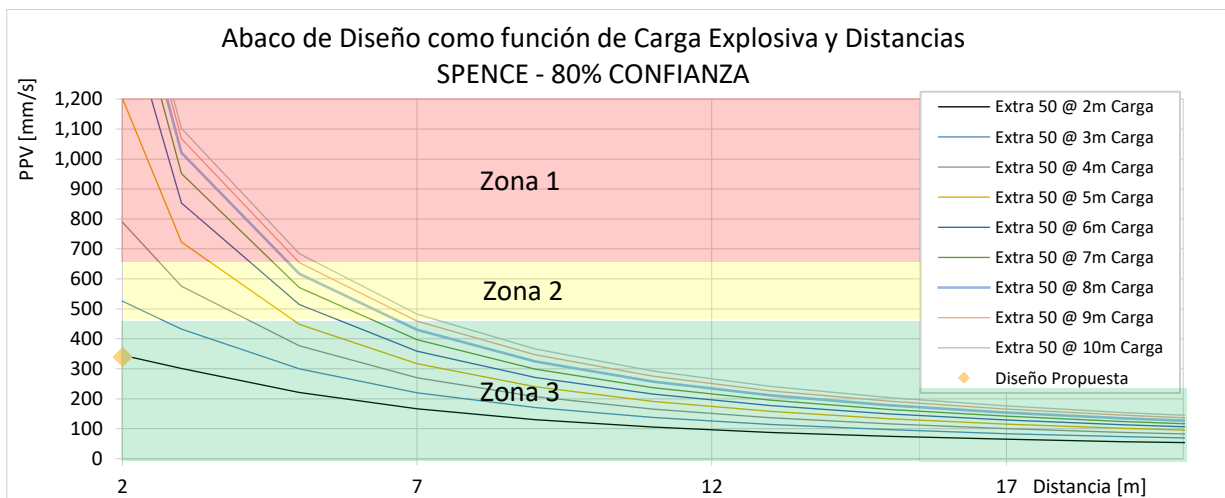
Gráfico 16: Propuesta de diseño en función de modelo de H&P, cota > 1610 sin precorte opción 1.



- El segundo diseño propuesto también considera la línea buffer a 2 m de la pata del talud con una carga lineal de 3 m a una pasadura de 1 m. La opción 2 de diseño sin precorte generaría un nivel de vibraciones mayor a la opción 1 con 405 [mm/s], pero presenta la oportunidad de eliminar condiciones de pata, aunque con un posible impacto en el banco inferior.

⁴ En base a última medición realizada en 2015.

Gráfico 17: Propuesta de diseño en función de modelo de H&P, cota > 1610 sin precorte opción 2.



Para escoger entre ambas opciones, se someterá a criterio de menor daño de acuerdo a simulación de vibraciones en 2D y se decidirá por aquella opción que genere menos daño según *BDA (Blast Design Analysis)*.

Para cotas ≤ 1610 , manteniendo las condiciones de diseño propuesto con precorte, se produciría daño inminente (Anexo: Ábaco de diseño cota ≤ 1610 sin precorte), aun cuando se cambia a un explosivo de menor densidad y se prueban distintas configuraciones de explosivo-pasadura. Dado que no existe una configuración alternativa, se mantiene la propuesta como si existiera precorte para esta profundidad. Esta configuración generaría vibraciones del orden de 1,380 [mm/s] vs los 1,090 [mm/s] que recibe el talud cuando se diseña con precorte. Cabe mencionar que la perforación de precorte para estas profundidades es de mayor importancia, por no existir una configuración alternativa que minimice el impacto de vibraciones en el talud.

5.7. Simulación de propuesta de diseño⁵ y diseño final

A modo de resumen, se simulan los diseños teóricos propuestos según el criterio de daño de Vergara. Los casos a simular son:

Tabla 27: Resumen de casos a simular.

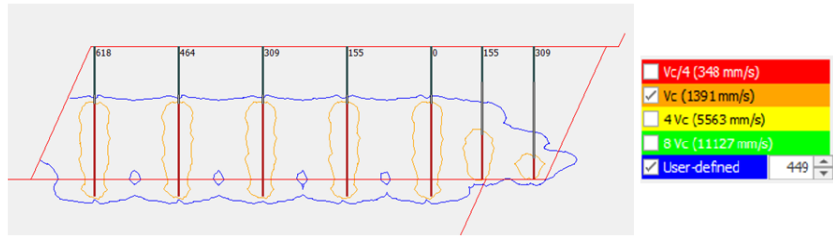
Profundidad	Caso		Explosivo	Carga buffer	Pasadura
> 1610	Caso 1	Con precorte	F. Extra 50	3m	-
	Caso 2	Sin precorte 1	F. Extra 50	2m	-
	Caso 3	Sin precorte 2	F. Extra 50	3m	1m
≤ 1610	Caso 4	Con precorte	Flexigel 110	2m	1.5m
	Caso 5	Sin precorte	Flexigel 110	2m	1.5m

Para cota > 1610, se simulan 3 casos:

- Caso 1, con precorte:

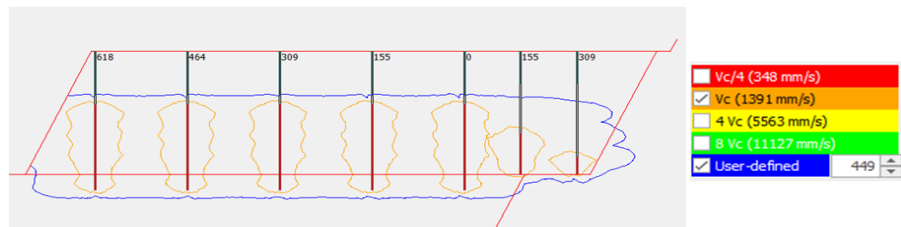
⁵ Las simulaciones del estándar con agua se encuentran en anexos: Simulación estándar con agua.

Ilustración 37: Simulación BDA caso 1, condición seca.



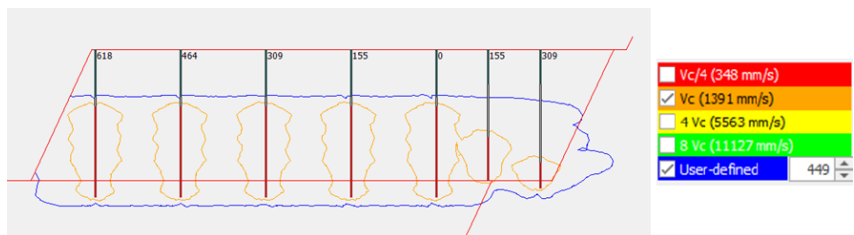
- Caso 2, sin precorte:

Ilustración 38: Simulación BDA caso 2, condición seca.



- Caso 3, sin precorte:

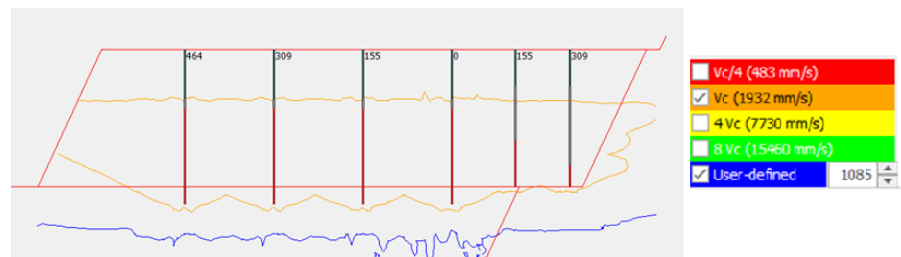
Ilustración 39: Simulación BDA caso 3, condición seca.



Y por su lado, para cotas ≤ 1610 , se simula:

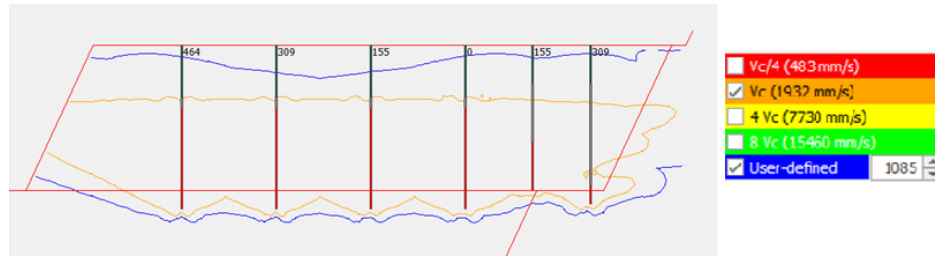
- Caso base, condición calibrada:

Ilustración 40: Simulación BDA caso base calibrado a cota ≤ 1610 .



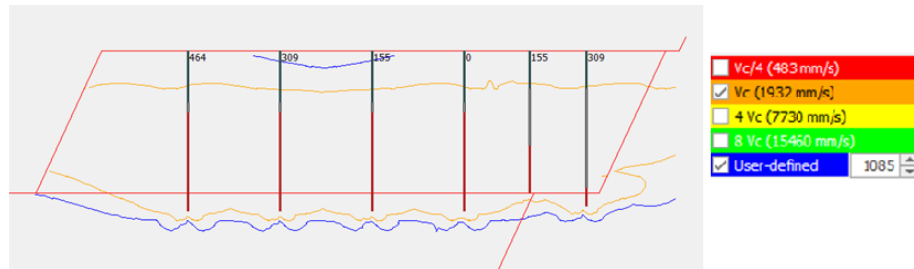
- Caso 4, con precorte:

Ilustración 41: Simulación BDA caso 4, condición seca.



- Caso 5, sin precorte:

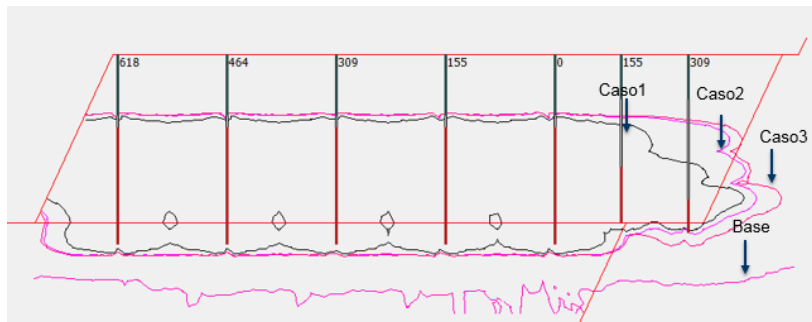
Ilustración 42: Simulación BDA caso 5, condición seca.



5.7.1. Comparación entre modelos

Al comparar los 3 casos con respecto al caso base (estándar actual) para cotas > 1610, se tiene una clara disminución del nivel de vibraciones que recibe el talud, siendo la condición con precorte la más favorable o que produce menos vibraciones, siendo esto válido para el criterio de daño escalado a macizo a rocoso utilizado. Sin embargo, si se comparan los casos sin precorte (caso 2 y caso 3) se tiene un nivel de vibraciones similar. Cuando se simula la línea buffer con 1 m de pasadura se estaría generando un mayor impacto en la cresta del banco inferior. Se decide optar por la otra opción, correspondiente sin pasadura (caso 2).

Ilustración 43: Comparación casos simulados a cotas > 1610.



Para cotas ≤ 1610 , se calibrar el modelo según las condiciones de roca y se simula para explosivo Flexigel 110. Pevio a cualquier comparación, se calibra el explosivo propuesto Flexigel 110 y se iguala su poder energético a F.Extra 50 (34% más energía relativa al ANFO que el Flexigel 110), de modo de lograr los mismos niveles de vibraciones.

Tabla 28: Energía relativa Flexigel 110 y F.Extra 50.

	Flexigel 110	F. Extra 50
Energía Relativa [REE]	84	127

Al comparar la configuración propuesta (con precorte) con respecto al caso base, se estaría generando un nivel de vibraciones. Luego, se espera obtener mejores resultados en terreno con Flexigel 110 o, dicho de otra forma, generar menos daño.

Se realiza simulación para el caso propuesto con pasadura y una configuración alternativa a la misma carga, pero sin pasadura.

Ilustración 44: Simulación Flexigel 110 calibrado a cotas ≤ 1610 , con pasadura.

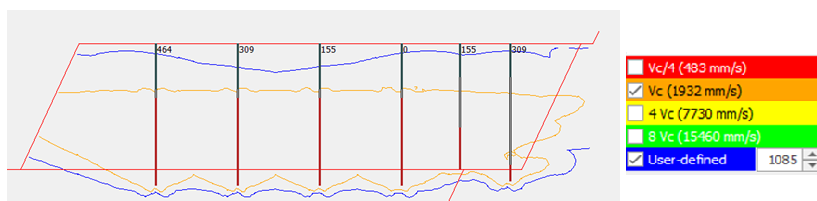
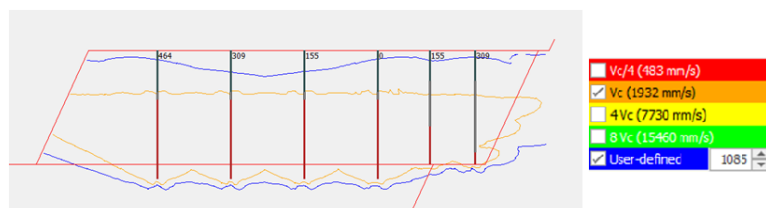


Ilustración 45: Simulación Flexigel 110 calibrado a cotas ≤ 1610 , sin pasadura.



El resultado simulado es el esperado dado que el modelo de Holmberg y Persson no considera el confinamiento del explosivo ni la distribución de energía en la columna explosiva. Esto, sumado a que considera el medio como intacto, genera una mejor condición en cuanto a generación de daño con un halo más pequeño (halo naranja), en contraste con el de mayor envergadura (halo azul), que estaría indicando la zona de influencia producto de las vibraciones con un modelo escalado a macizo rocoso.

Debido a que el halo de vibraciones es similar y dado que el modelo de Holmberg y Persson no considera además el posible empotramiento del explosivo, se opta por la configuración sin pasadura. De otra forma, se tiene el riesgo de empotramiento por el bajo factor de carga y la gran profundidad en la que se encuentra.

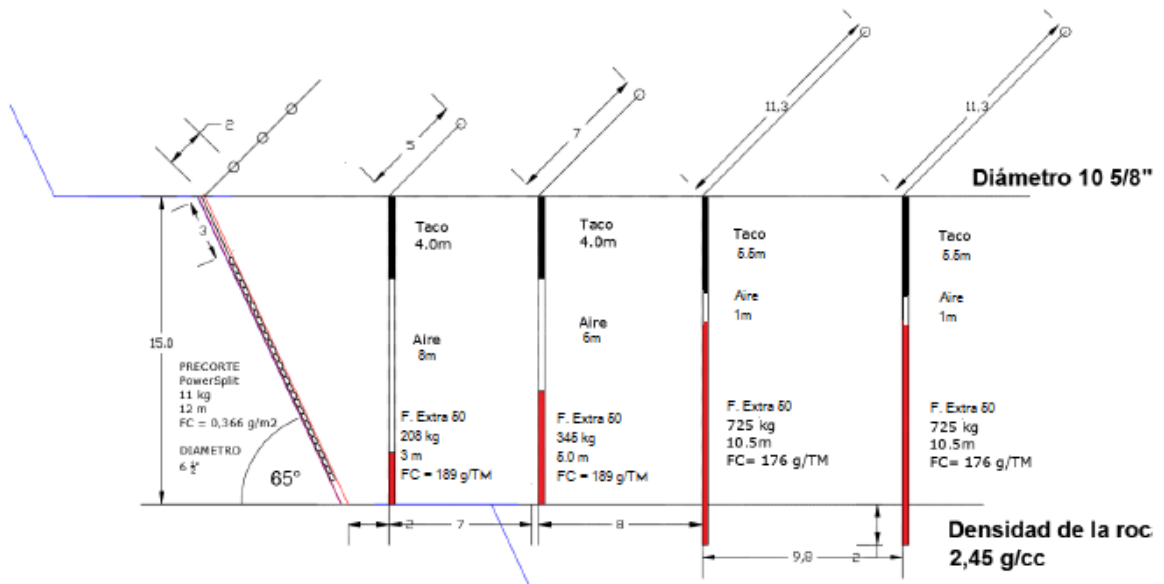
5.7.2. Propuesta de estándar⁶

5.7.2.1. Cota > 1610

Con respecto al estándar actual, se mantiene la configuración de los pozos de producción y precorte, cambiando el diseño de la carga de la línea buffer, que correspondería a la variable principal generadora de daño y la cual se busca mejorar. El estándar propuesto generaría un PPVcmr de 449 [mm/s] y se encontraría a 2m de la pata del talud.

⁶ Formato entregable a empresa en Anexos.

Ilustración 46: Propuesta de estándar a cotas > 1610.

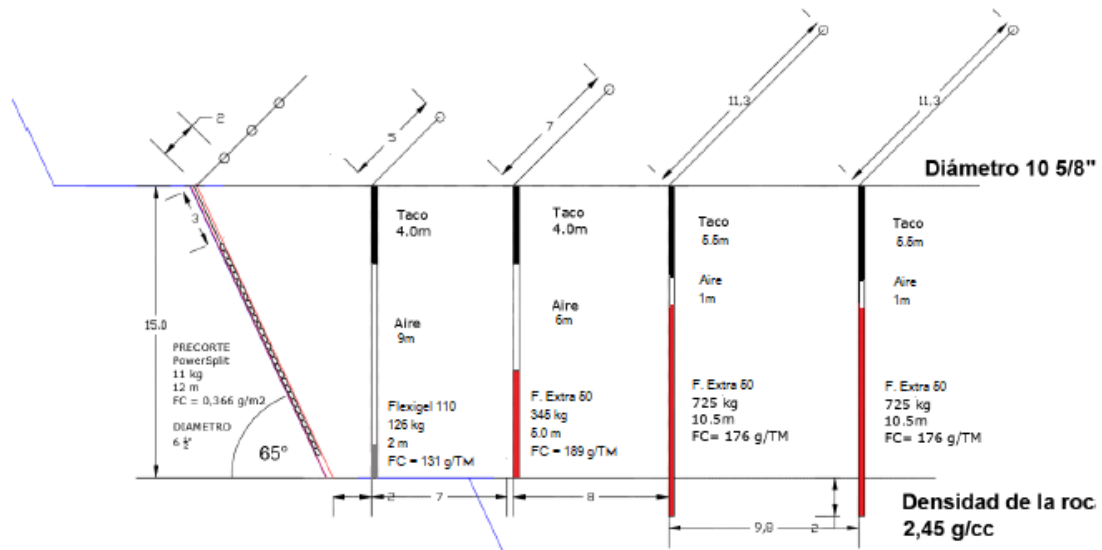


En Anexos (Anexo: Estándar sin precorte), se encuentra una alternativa de estándar para el caso de que no exista perforación de precorte, todo para disminuir el nivel de vibraciones en el talud y minimizar el daño.

5.7.2.2. Cota ≤ 1610

De forma similar a lo descrito anteriormente, el estándar propuesto generaría un PPV_{cmr} de 1,085 [mm/s].

Ilustración 47: Propuesta de estándar a cotas ≤ 1610.



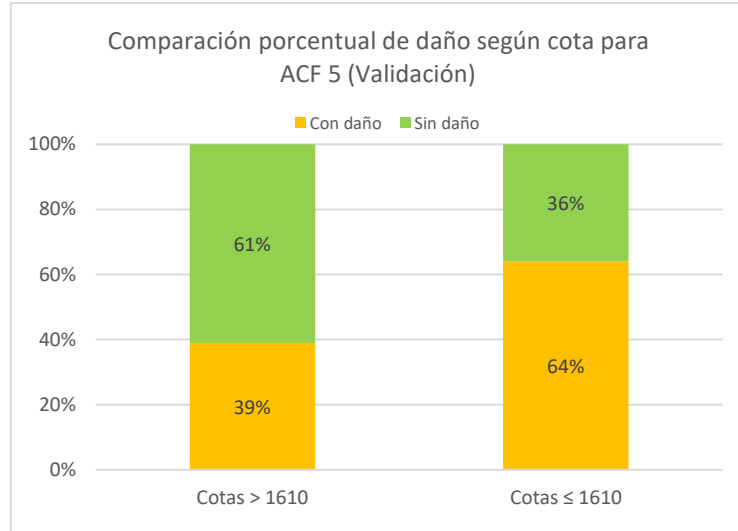
5.8. Validación modelo

La validación del modelo consta de 2 etapas, la primera considerando la data histórica y la segunda, mediante pruebas en terreno de auscultación de pozos.

5.8.1. Back Analysis

Tomando la segunda base de datos creada de forma aleatoria, se tiene un comportamiento similar al obtenido en la calibración del modelo, con una desviación estándar de 10%, por lo que se puede deducir que la data histórica se comporta como se predijo en el modelo.

Gráfico 18: Validación modelo de daño según profundidad.

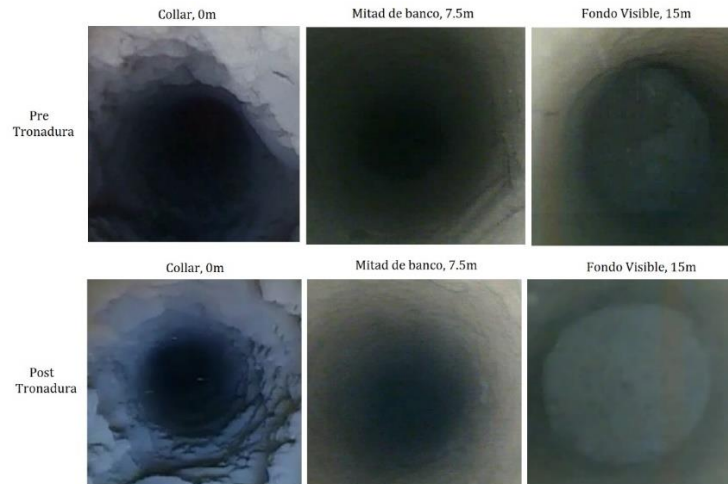


5.8.2. Auscultación de pozos

Para la validación en terreno, se realizan pozos a 1 m por detrás de la línea de precorte y pozos a 2m como backup en caso de que el modelo no funcione o sobrepase el metro de tolerancia para considerar que no existe daño. Los pozos se encuentran perforados verticalmente a la altura del banco (15 m). Asimismo, se recatan imágenes a distintas profundidades para evaluar la generación de daño: collar, a mitad de banco y a banco completo -0 m, 7.5 m y 15 m respetivamente-. Por otro lado, se mide el nivel de vibraciones para verificar su magnitud y comportamiento con respecto al modelo propuesto, en conjunto a una auscultación de pozos del estándar actual.

Para cotas > 1610, para el caso base (estándar actual), se obtiene:

Ilustración 48: Auscultación, cotas > 1610, estándar actual.



No se observa daño de la perforación vertical de auscultación a 1 m de la perforación de precorte en el análisis post tronadura, solo se observa polvo, condición natural después de la realización de la tronadura y producida también por el choque de la cámara con las paredes del pozo de prueba.

En cuanto a la propuesta, las mediciones realizadas corresponden al patio 19 y patio 20 de F11N en cota 1610, ambos de 80 m de contorno aproximadamente. Los patios en donde se realiza la validación corresponden a la cota en que cambia la propuesta de diseño. Luego, se procede a una verificación del modelo estructural y en terreno de FF y GSI. Finalmente se decide aplicar el comportamiento para cotas superficiales (Ilustración 46).

La velocidad de onda P medida corresponde a 3,430 [m/s]. Por otro lado, para pozos de auscultación a 1 m de la fila de precorte no se observa daño, a pesar de aumentar el factor de carga, tal como se predijo en el modelo y la simulación.

Ilustración 49: Auscultación, cotas > 1610, patio 19 F11N.

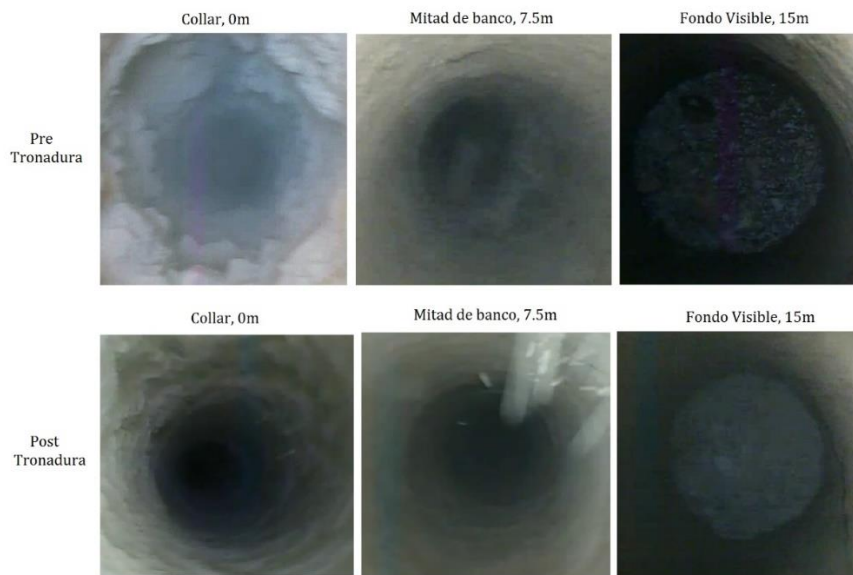
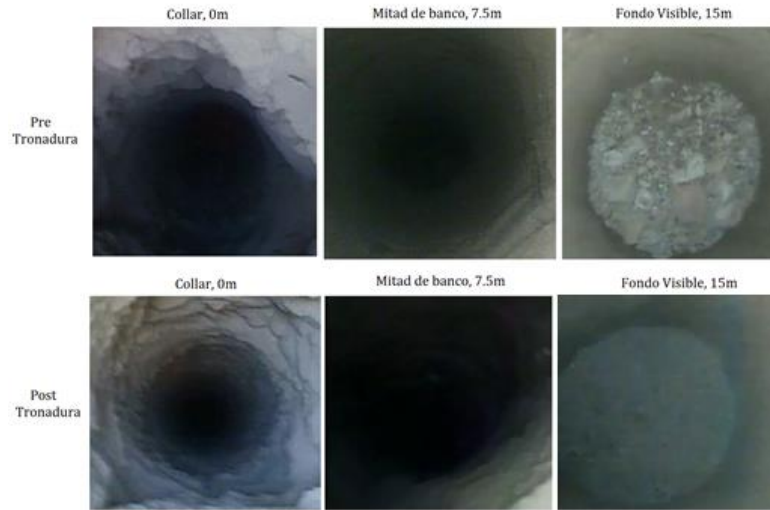


Ilustración 50: Auscultación, cotas > 1610, patio 20 F11N.



Por otro lado, el Cumplimiento de línea de diseño para estos patios, está dado por:

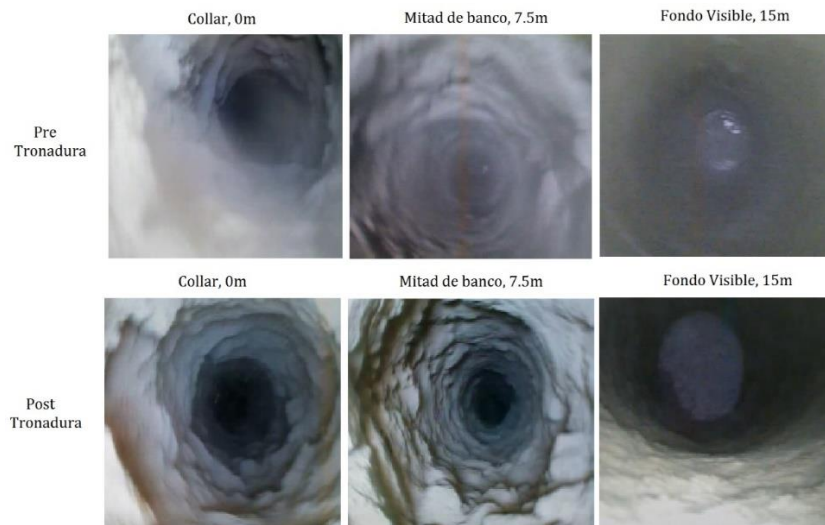
Tabla 29: Cumplimiento de Línea de Diseño de patios de prueba, cota >1610.

Patio de Prueba	CLD	Calidad
Patio 19 F11N	84.3%	Buena
Patio 20 F11N	80.8 %	Buena

Como los pozos evaluados no presentan generación de nuevas grietas evidentes, apertura de fracturas pre-existentes, derrumbes, dislocamiento o corte del pozo después de la tronadura y asimismo, su cumplimiento de línea de diseño se clasifica como “Buena”, se puede inferir el macizo rocoso remanente no sufre daño inducido por la tronadura.

Similar al caso anterior, para cotas ≤ 1610 , se tiene para el caso base (estándar actual):

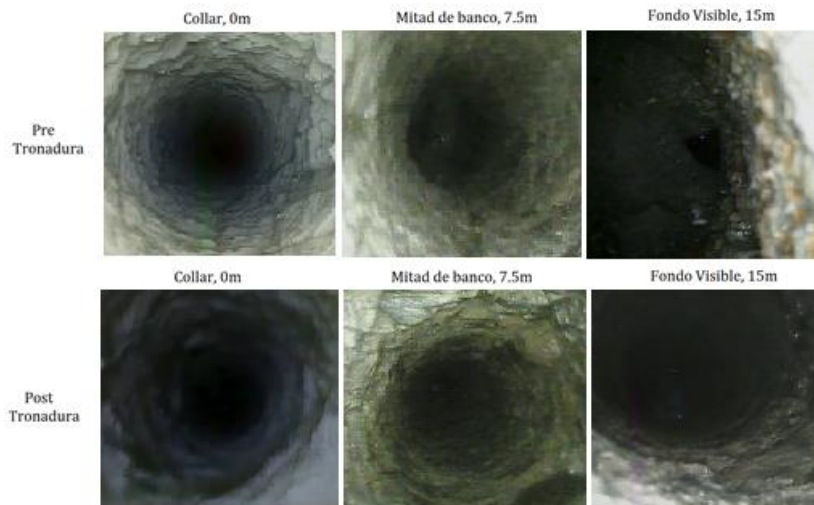
Ilustración 51: Auscultación, cotas ≤ 1610 , patio 02 F15.



El pozo pre-tronadura no está uniforme, pero se puede observar el fondo con agua. En las fotografías post tronadura no se observa agua en el fondo, indicativo de generación de microfracturas que permitieron la filtración del agua. Asimismo, se observa un colapso a los 7m del pozo, pero no se evidencian grietas mayores.

En cuanto a la propuesta para estas cotas, se obtiene:

Ilustración 52: Auscultación, cotas ≤ 1610 , patio 02 F18.



Para el patio 02 de F18 se evidencia agua en el fondo del pozo tanto en la auscultación previa a la tronadura, como en la post tronadura. Por otro lado, el collar y la mitad del pozo no presentan variaciones. Luego, se asume que no se generan fracturas nuevas y por lo tanto, no se genera daño en el P02 de F18.

Ilustración 53: Auscultación, cotas ≤ 1610 , patio 04 F16.

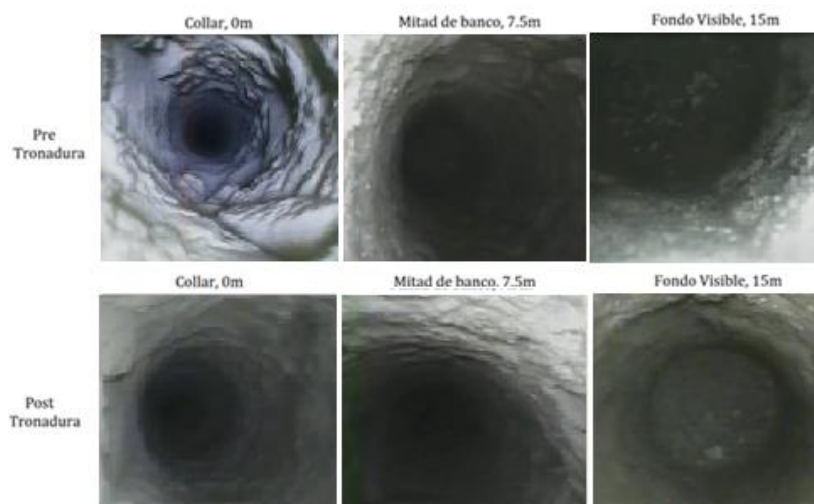


Tabla 30: Cumplimiento de Línea de Diseño de patios de prueba, cota ≤ 1610.

Patio de Prueba	CLD	Calidad
Patio 02 F18	81.4%	Buena
Patio 04 F16	80.7%	Buena

Similar a la conclusión para el estándar propuesto en cotas > 1610, como los pozos evaluados no presentan daño y su cumplimiento de línea de diseño se clasifica como “Buena”, se puede inferir el macizo rocoso remanente no sufre daño inducido por la tronadura.

5.9. Evaluación costo – beneficio de propuesta

Los costos de la propuesta de diseño en los que se incurrirá considerando la cantidad de tonelaje de tronaduras de contorno mensuales correspondiente a ACF 5, se resumen a continuación:

Tabla 31: Costos de propuesta.

Profundidad	Propuesta	Costo total [USD]	Margen final PyT [USD]	Incremento costos PyT	Margen final tronadura [USD/t] ⁷	Incremento costos Tronadura
Caso base	Con precorte	447,120	-	-	-	-
Cota > 1610	Con precorte	500,774	53,654	12.0%	0.008	25%
	Sin precorte 1	453,082	5,962	1.3%	0.001	1%
Cota ≤ 1610	Con precorte	429,235	-17,885	-4.0%	-0.004	-11%

En función de lo anterior, se tendrá un aumento en los costos actuales entre el 1% y el 25% para cotas superiores a 1610 y un ahorro tentativo del 11% de los costos de tronadura en cotas más profundas. El costo anual para ACF 5 sería de 0.5 [MUS\$], con un incremento en los costos de perforación y tronadura de 3,900 [US\$/año] con respecto a los costos actuales. Es remarcable el bajo incremento que tendría la implementación de la mejora propuesta, siendo el origen de esto, las buenas prácticas que se tienen en perforación y tronadura.

Si bien se tendería a caer en más costos de perforación y tronadura con el diseño propuesto, al evaluar la operación mina como un sistema, los beneficios sobrepasan cuantiosamente los costos de la propuesta. Un análisis cualitativo permitiría identificar los pilares de BHP en términos de aumento en seguridad y en productividad.

⁷ Anexos: Accesorios y costos de explosivos.

Ilustración 54: Análisis cualitativo de beneficios, elaboración propia.



Al evaluar el incremento de la seguridad, se espera una disminución cercana al 54% de los deslizamientos producidos por tronadura anual.

Tabla 32: Deslizamientos provocados por tronadura.

Índice	2017	Propuesta
Total deslizamientos	13.0	7.0
Índice Deslizamiento [Des/mes]	1.1	0.6
Total deslizamientos ACF 5	8.0	2.0
Índice Deslizamientos ACF 5 [Des/mes]	0.7	0.2

Al cuantificar cuanto deja de ganar Minera Spence por cada deslizamiento a escala de banco que tarda ~ 1 turno en ser saneado, produciendo alguna desviación en el plan, -ya sea por reducción de rendimiento de palas, cambios de ruta o disminución de productividad-, Spence estaría dejando de ganar 201,375 [US\$/deslizamiento], considerando las 4 palas operativas y con cada pala presentando un rendimiento efectivo de 4,500 [t/hr]. Si agregamos también los costos de saneamiento por recursos requeridos, se tiene un costo por deslizamiento debido a daño por tronadura de:

Tabla 33: Costo de deslizamientos y ahorro propuesta.

	Actual	Propuesta	Unidad
Costo total por deslizamientos	2.6	1.4	[MUS\$/año]
Margen	1.2		[MUS\$/año]

Por otro lado, la propuesta pretende reducir los costos por lograr el diseño (CLD).

Tabla 34: Costo por saneamiento de CLD y ahorro propuesta.

	Actual	Propuesta	Unidad
OPEX Saneamiento por CLD	925		[US\$/pared]
OPEX total Saneamiento por CLD	12,029	6,477	[US\$/año]
Margen	5,552		[US\$/año]

Considerando los costos de implementación de la propuesta, una razón estéril/mineral de 3/1 y el porcentaje de ACF 5 que se tronará en el año y su ubicación (profundidad), se tiene que la propuesta permitiría obtener un ahorro financiero del orden de 1.21 [MUS\$/año].

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En líneas generales, el desarrollo de este trabajo da cuenta de los estándares con que se llevan a cabo la operación de perforación y tronadura en Minera Spence, evaluándose las distintas variables que podrían estar influyendo en el rendimiento de la operación. Se reconocen las fortalezas generales de la operación y se integran mejoras en la confección del estándar de perforación y tronadura.

Anualmente la operación de perforación y tronadura gasta cerca de 45 [MUS\$] (FY18). Con la propuesta de mejora que aborda el tipo de roca que presenta una mayor tasa de deslizamientos a escala local provocados por daño inducido por tronadura, se estima un aumento de 3,900 [US\$/año] del costo actual, el que se ve apalancado por el ahorro anual que experimentará operaciones, produciendo un beneficio neto de 1.21 [MUS\$] anuales. Es remarcable el bajo incremento que tendría la implementación de la mejora propuesta, siendo el origen de esto, las buenas prácticas que se tienen actualmente basados en el mejoramiento continuo que buscan oportunidades de mejora y que se plasman 2 veces por año con la actualización de los estándares.

La evaluación de la operación de perforación y tronadura es compleja debido a la cantidad de variables que involucra y a las innumerables desviaciones que se podrían tener en cada una de ellas. En la actualidad, se separan las variables en operativas y técnicas, permitiendo tener un mayor control sobre el proceso.

En el aspecto técnico, los métodos existentes para estudiar las vibraciones corresponden a relaciones empíricas provenientes desde los años 80. Estas relaciones se obtienen a partir de regresiones lineales, particulares para cada tipo de roca y mina, debido a que las ondas mecánicas se comportan distinto frente a condiciones de diaclasas, relleno, estructuras y agua. Si bien, se logra asociar el nivel de vibraciones con las cantidades máximas de explosivos por retardo y las distancias entre el origen de las vibraciones a su punto de registro, siguen siendo modelos antiguos con muchas limitantes que podrían no representar fidedignamente las condiciones de la minería actual, entregando como resultado sub/sobreestimación de las condiciones del macizo rocoso a partir del cual se diseña. Hoy en día, existe tecnología suficiente que permitirían realizar estudios que consideren mejor las condiciones de terreno y menos las condiciones ideales, otorgándole mayor precisión a los modelos: levantamientos topográficos con drone como apoyo a los radares, pero permitiendo a su vez identificar zonas con fallas preexistentes y cambios en superficie (no solo cambios en el contorno); tecnología de escáner láser que permita levantar un perfil 3D del patio de tronadura de forma subsuperficial a través de los pozos perforados (Quarryman Pro) evaluando su estado pre tronadura, permitiendo optimizar la carga en función de las características del macizo rocoso y evaluando también su desempeño post tronadura, obteniendo mejoras en seguridad, rentabilidad y productividad; métodos de predicción de daño por tronadura basados en el desempeño del explosivo en la columna explosiva y su presión de deteonación, entre otros.

Las características que influyen en la modelación de la tronadura son el macizo rocoso con sus propiedades. Se han hecho avances con respecto a modelamientos de tronadura, pero siguen presentando limitantes técnicas, considerando un sistema ideal responsable de las desviaciones que podrían obtenerse con respecto a la condición real en terreno.

A modo general, las vibraciones pueden reducirse mediante una adecuada campaña de monitoreo, correlacionando las vibraciones generadas con el daño causado y ajustando los tiempos de

detonación de cargas explosivas. Esto permitirá reducir las condiciones que puedan traer daño a la mina y/o molestia a la población. Asimismo, una combinación de un factor de carga ligeramente aumentado y una concentración lineal de carga reducida es muy exitoso en lograr caras suaves y un sobre quiebre mínimo. Cabe mencionar que la evaluación y el modelo propuesto logra llegar al éxito en el caso que se mantengan constantes las demás variables evaluadas. Por otro lado, podría aplicarse a otras minas con roca anisotrópica, sujeto a sus propias condiciones.

En resumen, como resultado de las mejoras incorporadas al diseño es posible concluir:

6.1. Perforación y tronadura

En términos generales, se tiene un correcto desempeño de la operación de perforación y tronadura en Minera Spence, lo que se traduce en los bajos costos en los que se incurre para mejorar el control de daño. A pesar de esto, la condición a partir de la cual se evalúa el comportamiento del macizo rocoso corresponde a la secuencia convencional, por ser la que se realiza con mayor frecuencia en la mina, esto es, el patio completo perforado y la secuencia de salida como: detonación de pozos de precorte, detonación de pozos de producción y finalmente, detonación de pozos amortiguados y buffer.

Si bien la propuesta de mejora de estándar supone un incremento en los costos de perforación y tronadura, permitiría reducir el índice de deslizamientos a escala local en casi 35%, favoreciendo la seguridad, disminuyendo los costos por saneamiento y permitiendo aumentar el rendimiento de la operación, minimizando el tiempo perdido.

Los costos extras en los que se incurre por concepto de perforación y tronadura vienen dados por:

- Aumento en el factor de carga lineal para cotas superiores a 1610. Se mantiene el F.Extra 50 y se aumenta el factor de carga lineal de 2.3 m a 3 m. Este cambio permite generar el mismo nivel de daño, siendo la carga propuesta aquella que mejora la fragmentación.
- Opción de estándar sin precorte para cotas superiores a 1610. Este considera una carga lineal de 2 m de F.Extra 50.
- Cambio de explosivo a Flexigel 110 a un factor de carga lineal de 2m para cotas inferiores a 1610.

Estos cambios permitirán reducir el nivel de vibraciones en el talud según el comportamiento geomecánico de la roca a distintas profundidades, optimizando el proceso tanto en generación de daño, como en fragmentación esperada. Asimismo, permitirá tener una opción de carguío de los pozos buffer en el caso que la perforadora de precorte no se encuentre disponible. Cabe mencionar que la perforación de precorte para cotas ≤ 1610 es de mayor importancia, por no existir una configuración alternativa que minimice el impacto de vibraciones en el talud.

En función de esto, la propuesta de diseño correspondería a un estándar robusto aplicable a Minera Spence, disminuyendo la exposición de equipos y personas a posibles deslizamientos debido a daño por tronadura. Es importante mencionar que la implementación de la propuesta no supondría complicaciones dado que los procedimientos establecidos por BHP, consideran una actualización de estándares 2 veces por año. Luego, la propuesta entraría como parte del nuevo estándar a ser aplicado en FY19.

6.2. Velocidad de partícula y vibraciones

La velocidad de partícula y vibración coincide con el modelo proyectado y simulado. Los resultados de este análisis muestran coherencia en cuanto a la relación existente y el cumplimiento de línea de diseño, por lo que se deberían esperar menos deslizamientos a escala local producidos por daño por tronadura aledañas.

Las mediciones realizadas en terreno para obtener el ajuste de Holmberg y Persson poseen ciertas limitaciones de equipos: los geófonos utilizados alcanzan a registrar velocidades a partir de los 2m de la distancia de la línea buffer al talud (para menores distancias, el equipo se satura y cae). Luego, no se tienen registros reales del nivel de vibraciones a distancias menores a los 2m y el modelo existente actualmente correspondería a una extrapolación que podría no ser válida. El macizo rocoso podría presentar un mejor comportamiento al expuesto permitiendo aceptar un mayor nivel de vibraciones, o de forma contraria, podría presentar un comportamiento mucho peor, difícil de predecir debido a la condición aleatoria intrínseca del macizo. Es clave determinar el nivel crítico de vibraciones que puede recibir un determinado tipo de roca. Explicar y poder predecir su comportamiento permite tomar mejores decisiones y optimizar el diseño. Es por esto que los principales cambios que se realizan para el tipo de roca estudiado consideran una distancia de la línea buffer de 2m al talud, superior a los 1.5m existentes en la actualidad en Minera Spence.

Resulta natural pensar que las características geomecánicas de la misma UG en un pórfido cambian según su ubicación y en particular, según la profundidad. Las litologías ven modificadas sus comportamientos según las alteraciones y como estas se originaron. Asimismo, la presencia de estructuras y aguas agrega una variable adicional que dificulta aún más la predicción de su comportamiento, pero que, sin duda cambia sus características vibratorias. Para una ubicación más superficial, se tendrá un comportamiento irregular, difícil de predecir, anisotrópico y heterogéneo, con características geotécnicas variadas. Para una ubicación más profunda, ACF 5 presenta un comportamiento más predecible con una descripción geotécnica de mayor precisión, manteniéndose anisotrópico y heterogéneo. Asimismo, ACF 5 en profundidad es más dura y menos elástica en comparación a la misma roca en niveles más superficiales. Es por esto que diseñar para 2 condiciones distintas, resulta necesario para resguardar el tipo de roca mayoritario en el Pit y que presenta a su vez, el mayor índice de deslizamientos.

Actualmente (Junio-Julio 2018), se están realizando pruebas de campo cercano y lejano que darán el sustento geotécnico al diseño propuesto a cada profundidad.

6.3. Modelo de Holmberg y Persson

La base de este análisis lo constituye el monitoreo de vibraciones efectuados directamente en la zona de daño, así como la comparación con mediciones existentes para el mismo tipo de roca, en otro horizonte temporal. En función de esto, se logra construir un modelo de comportamiento de la propagación de la vibración representativo del tipo de roca, caracterizado según la profundidad.

Se debe tener presente que para este estudio no se consideraron variables tales como la acción de gases, planos de debilidad preexistentes y campos de esfuerzos presentes, factores que podrían influir en el incremento de vibraciones y en el daño. Por otro lado, se buscan otras alternativas, como la modificación de la metodología de diseño actual, la calibración de los modelos, la calibración del modelo de daño y la simulación de las propuestas, para suplir las limitaciones de Holmberg y Persson.

Las velocidades medidas en ACF 5 para cotas > 1610 son de 60 [m/s], mientras que para cotas ≤ 1610 son casi un orden de magnitud mayor. Esta diferencia entre valores permite discernir entre 2 comportamientos distintos, obteniendo 2 valores de vibración crítica diferentes. Luego, los niveles de vibraciones propuestos constituyen el límite a partir del cual se estaría generando daño en el macizo rocoso, provocando cambios en su comportamiento y siendo la fuente de posibles deslizamientos futuros.

El modelamiento de vibraciones mediante Holmberg y Persson permite introducir cambios en el factor de carga, tipo de explosivo y cambios en la pasadura de manera simple, observando el comportamiento de la roca. A pesar de esto, sigue teniendo muchas limitaciones:

- El modelo no considera el confinamiento ni el posible empotramiento de la carga explosiva, por lo que acepta una carga de explosivo baja a una alta profundidad.
- El modelo no considera la distribución de energía, por lo que al cambiar el explosivo por uno menos energético a la misma densidad, entrega el mismo ábaco de diseño.
- El modelo no considera parámetros de diseño geométricos como altura de banco y distancia de la berma, por lo que no permite predecir el daño en el banco inferior.

A pesar de esto, el modelo se puede calibrar a las condiciones reales con información obtenida en terreno, por lo que aun así, resulta funcional y explicativo cumpliéndose las condiciones a partir de las cuales fue generado.

En base al estudio realizado sobre el modelo de Holmberg y Persson, se recomienda obtener distintos diseños para después someterlo a algún software de simulación de tronadura, de modo de poder suplir las limitaciones del modelo y corroborar la propuesta para condición anisotrópica, todo esto previo a su implementación en terreno. De esta forma, se podrá escoger con mayor confiabilidad el mejor diseño técnico-económico que permita maximizar el beneficio de la operación, disminuyendo los posibles costos en los que se incurriría por un diseño subóptimo de la tronadura.

6.4. Modelo de daño escalado a macizo rocoso

Si bien el modelo de McKenzie logra predecir el comportamiento de la roca en la mayoría de los casos, no es aplicable a todo tipo de roca. Este modelo para explicar el daño generado se basa en un modelo de roca intacta con comportamiento isotrópico y elástico. Para rocas que poseen mayor anisotropía, la predicción de daño de McKenzie se vuelve errónea, dejando a la operación propensa a recibir un mayor daño.

Al escalar a macizo rocoso el modelo de daño (PPV_{crítico}), se obtiene que el modelo de daño de McKenzie estaría sobrestimando en un 34% el daño generado, lo que estaría provocando los deslizamientos a escala local posteriores. A pesar de esto, se recomienda continuar con el estudio de las ecuaciones que gobiernan el escalamiento. Si bien en esta memoria se considera el modelo de Pardo (2016) con los modelos de Sheorey (1997) para la resistencia a la tracción del macizo y de Galera (2005) para el módulo de deformación del macizo rocoso, podrían existir otros modelos para σ_{tcmr} y E_{mr} que se adapten mejor a las condiciones de la mina (condición de esfuerzos, confinamiento y modelos concebidos para Open Pit). Por lo mismo, es necesario monitorear la condición propuesta y continuar con el estudio para generar un modelo preciso que logre adaptarse

a todo tipo de rocas y en cualquier ubicación del Pit, minimizando el error relativo asociado a la incertidumbre característica de un macizo rocoso.

Finalmente, no se encuentra daño a 1m por atrás de la línea de precorte y se tiene un buen cumplimiento de la línea de diseño, lo que indica que la tronadura no genera daño en el talud, posiblemente porque el modelo y criterio de daño propuesto no estaría subestimando el valor de PPV, pero podría estar sobrestimándolo, sin embargo, en un rango menor a al criterio de daño propuesto por McKenzie. Si bien no se genera daño con la configuración propuesta, los resultados obtenidos nos indican que podría existir una configuración de carga mayor a la misma distancia, razón por la cual para la configuración de carga propuesta para mayor profundidad se harán pruebas a mayor carga lineal, permitiendo obtener mejores resultados y en un futuro, seguir alimentando el modelo conceptual propuesto.

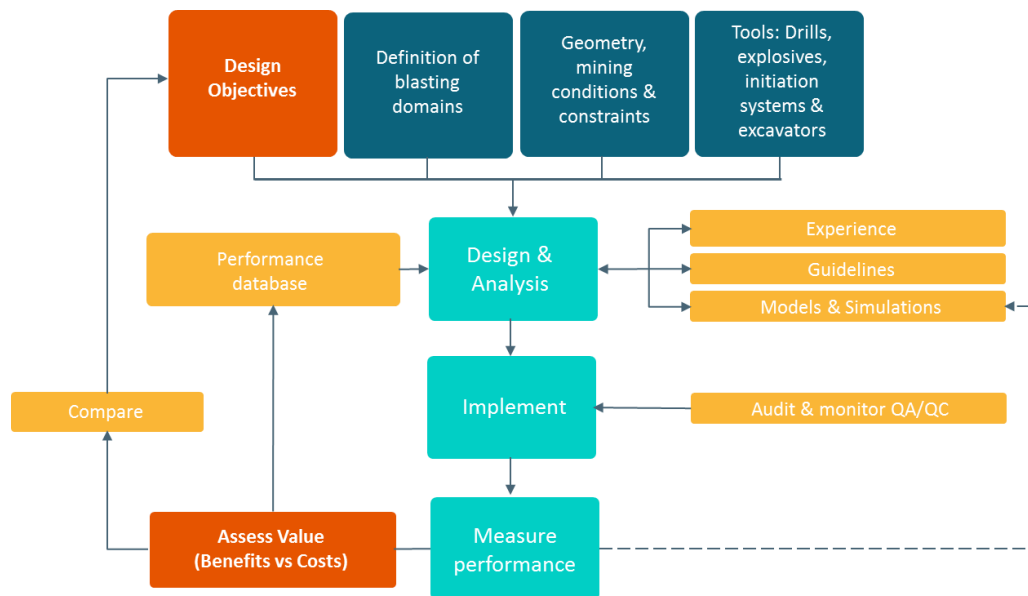
6.5. Plan de mejoramiento continuo en la operación

Uno de los elementos esenciales que componen los programas de calidad lo constituyen las auditorías sistemáticas en el tiempo, lo que permite actualizar los inputs en conjunto al crecimiento de la mina. En la evaluación de la perforación y tronadura esto resulta crítico para poder lograr los resultados esperados e identificar oportunidades de mejora.

Por otro lado, para el plan de mejoramiento también se debe considerar la frecuencia con que se realizan las tronaduras, aspecto beneficioso a la hora de realizar pruebas en terreno a escala real. Esto permite probar las propuestas sin un mayor costo e impacto en comparación al beneficio que se podría obtener de ellas y a la nueva información que podría aportar.

Se sugiere el siguiente plan que permitiría reaccionar frente a cambios de condiciones, basado en una combinación de modelos, mediciones y experiencia:

Ilustración 55: Plan de mejoramiento continuo, mapa extraída de, Guidelines for Open Pit Slope Design.



Para poder realizar una correcta evaluación y optimización de la operación de perforación y tronadura, resulta clave predecir a través de un modelo, las consecuencias y beneficios al introducir distintos cambios en los parámetros más relevantes, esperando poder expandirlo a otros casos y

estudios. La evaluación presentada abre puertas a otros estudios relacionados con el daño generado por tronadura, que podrían incrementar cuantiosamente el beneficio presentado:

- Expandir el estudio a otros tipos de roca de comportamiento anisotrópico similar⁸.
- Realizar tronaduras masivas en función del daño generado en campo cercano y lejano según el comportamiento particular de cada tipo de roca.

La predicción del daño mediante el modelo propuesto en conjunto a las otras variables estudiadas que afectan el desempeño de una tronadura permitirá abrir estudios que puedan entregar una recomendación geotécnica con respecto a las tronaduras masivas, siendo las principales:

- Cantidad de tonelaje máximo a tronar por tipo de roca.
- Retardos mínimos para evitar acoplamiento de onda y disminuir el daño en campo lejano, evitando deslizamientos en otras zonas de la mina.
- Frecuencia en que se podría llevar a cabo.
- Controles operacionales, claves para un correcto desempeño.

La opción de realizar tronaduras masivas cobra especial relevancia para aumentar el rendimiento de la operación, permitiendo reducir hasta en un 66% los tiempos de detención por perforación y tronadura, lo que se traduciría en un incremento directo de los beneficios netos en la operación.

⁸ Anexos: Entregable, propuesta de metodología.

6.6. Recomendaciones

En base al estudio realizado, se recomienda implementar el diseño propuesto dado que reduciría el índice de deslizamientos provocados por vibraciones inducidas por tronadura en un 35%. Asimismo, al implementar los diseños se debe tener especial cuidado en la cota de transición 1610, ya que corresponde a una cota referencial que puede ir cambiando según la ubicación de la mina. Luego, antes de ejecutar el diseño propuesto, comparar las propiedades geomecánicas del patio a tronar (FF, GSI y RQD) y asignar el diseño propuesto (cota > 1610 o cota ≤ 1610) según las características que mejor lo representen.

Por lo mismo, se recomienda realizar un seguimiento al diseño y estándar propuesto, monitoreando la condición e ir actualizando los parámetros en función de los resultados que se van obteniendo y los avances de la mina. En el caso que el diseño propuesto se adecúe a lo estudiado, podría indicar que algunos tipos de roca similares a ACF 5, como ACF 4 o ACF 6 presentan comportamientos muy distintos según la profundidad, por lo que requerirían una evaluación similar a la realizada en ACF 5.

Si bien la litología y alteración mayoritaria de ACF 5 presenta este comportamiento distinto según profundidad, la causalidad real es desconocida, o dicho de otra forma, podría deberse tanto a la litología como a la alteración. En cualquiera de los dos casos, esto podría extrapolarse a otro ACF, lo que se traduciría en un diseño actual subóptimo de la tronadura. Si es que no existiera relación alguna entre estas variables, se recomienda realizar un estudio para evaluar la existencia de una nueva Unidad Geotécnica con comportamiento intermedio entre IND_QSS e IND_QSQ que podría encontrarse en una cota cercana a 1610.

Actualmente, se han probado distintas secuencias de salida en los patios de contorno, resultando como condición más favorable aquella donde los pozos de precorte detonan previo a la perforación del patio, permitiendo maximizar la distribución de energía y obteniendo un mejor desempeño en la tronadura de precorte. Esto podría traducirse en una disminución directa de las vibraciones que recibe el talud. Se recomienda estudiar esta condición operacional dado que permitiría aumentar el factor de carga en los pozos buffer, mejorando la granulometría del sector.

En cuanto a la expansión de la presente memoria a tronaduras masivas, se recomienda estudiar la cantidad de tonelaje máximo a tronar por tipo de roca en función del daño generado tanto en campo cercano como lejano. El tronar una cantidad de tonelaje máximo por tipo de roca permitiría levantar la restricción actual de tonelaje por tronadura de Minera Spence, asegurando un incremento en el rendimiento de la operación y en los beneficios de la compañía.

7. BIBLIOGRAFÍA

- [1] ARORA S., K. DEY. 2010. Estimation of near-field peak particle velocity: A mathematical model. En: Journal of Geology and Mining Research. Vol.2 (4), pp.68-73.
- [2] BIBLIOTECA SERNAGEOMIN. Moreno L., Sanhueza, J. Fajardo, E. Guzmán, M. Lagos, M. Nava, E. González, A. Ruggiero. Mineralización Hipógena del Pórfido Paleoceno Spence. Documento Sernageomin. [En Línea] <<http://biblioteca.sernageomin.cl/opac/DataFiles/>> [Consulta 12 de marzo de 2018].
- [3] BINESHIAN H., GHAZVINIAN A., BINESHIAN Z. 2012. Comprehensive compressive-tensile strength criterio for intact rock. En: Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering.
- [4] BOBADILL BR., Y. TALHÍA Y. 2016. Modelamiento predictivo de vibraciones en campo lejano para el control de daño en chancadora primaria y poza pop en la unidad minera Lagunas Norte. Tesis para optar al título profesional de Ingeniero de minas. Perú. Universidad Nacional de Trujillo.
- [5] 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.
- [6] CEBRIÁN B. 2007. Control de estabilidad de taludes mediante voladuras de contorno – cámara de aire. En: XII Congreso Internacional de Energía y Recursos Minerales.
- [7] CELADA B., GALERA J.M, VARONA P. 1995. Development of a new calibration and interpretation procedure of pressuremeter test to obtain elastic parameter. The pressurement and its new avenues. Ed Balkema, 265-272.
- [8] CONTRERAS W. 2009. Selección de explosivo adecuado y carga máxima por retardo usando el monitoreo, modelamiento y análisis de vibraciones, Aplicación en minas Ares. Tesis para optar al título profesional de ingeniero de minas. Perú. Universidad Nacional de Ingeniería.
- [9] CUBILLOS J., Material docente MI47A-1 Perforación y Tronadura. [En Línea] <https://www.u-cursos.cl/ingenieria/2009/2/MI47A/1/material_docente/> [Consulta 18 de marzo del 2018].
- [10] DOWDING C. 1985. Blast Vibration Monitoring and Control.
- [11] EBERHARDT E. 2010. Review: GSI and Hoek-Brown Procedure. En: ITBA Mining.
- [12] 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, En: Ingeopres 142.
- [13] HAGAN, T.N. 1983. Overbreak control Blasting Techniques en Australian Mineral Foundation's.
- [14] HOEK E., BROWN E.T. 1980. Estimación de la resistencia de macizos rocosos en la práctica.
- [15] HOEK E, CARRAZA C, CORKUM B. Hoek & Brown Failure criterion. Edición 2002.

- [16] HOEK E., DIEDERICHS M.S. 2005. Empirical estimation of rock mass modulus". En: International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 43 (2006) 203-215.
- [17] HUSTRALID W. 1999. Blasting principles for open pit mining. Volumen 1 y 2.
- [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 voladura de rocas. 1994. Instituto Tecnológico Geominero de España. Edición 2003. Selección múltiple. Accesorios de voladura pp. 171-179.; Mecanismos de rotura de roca pp. 209-213; Variables controlables de las voladuras pp- 243-257; Voladuras en banco pp. 259-302; Voladuras de contorno pp. 351-367; Evaluación de los resultados de la voladura pp. 397-402.
- [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] MINSU C., GYE-CHUN C., SANTAMARINA J.C. 2009. Long-wavelength P-wave and S-wave propagation in jointed rock masses. Geophysics Vol.74.
- [23] MOSER A., WAGNER H., SCHINAGL S. 2017. Application of rock mass classification systems as a tool for rock mass strength determination. En: Deep Mining 20017: Eighth International Conference on Deep and High Stress Mininf – J Wesseloo.
- [24] 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.
- [25] 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. [35] QUIROGA M. 2013. Análisis de perforación y tronadura en El Soldado. Memoria para optar al título de ingeniero civil de minas. Santiago. Universidad de Chile.
- [26] PARRA A. 2015. Planificación minera a cielo abierto utilizando fundamentos geomecánicos. Tesis para optar al grado de magíster en minería. Santiago. Universidad de Chile.
- [27] PARRAGUÉZ B. 2013. Proyecto de optimización del área seca de Minera Spence- BHP Billiton, Proyecto para optar al título de ingeniero químico. Valparaíso. Pontificia Universidad Católica de Valparaíso.
- [28] PERSSON ET AL. 1993. Mecanismo de fragmentación de roca a través de explosivos. Oriard 2002.
- [29] READ J., STACEY P. Guidelines for Open Pit Slope Design. Selección múltiple. Design Implementation; Controlled Blasting. CRC Press Taylor & Francis Group. Edición 2009.
- [30] ROCK SLOPE ENGINEERING CIVIL & MINING. Selección múltiple. Blasting, p 246.

- [31] SCHERPENISSE C, ARELLANO J, ORREGO G, ARELLANO M. 1992. Vibración producto de tronadura y su comportamiento en el Campo Cercano y Lejano. En: V Jornadas de Especialistas en Tronadura. EXPOMIN-92. Santiago, Chile.
- [32] SCHERPENISSE C., SILVA G., MUSIC A., HUMERES I. 2008. Estrategia a la problemática ambiental de vibraciones por tronadura en Operaciones Mineras. Asiex. Chile.
- [33] SISKIND D, MCROY S, GUTIERREZ R. 2002. Vibrations from Seismic Exploration Blast. En: International Society Explosives Engineers.
- [34] SUAREZ J. 1998. Deslizamientos y análisis geotécnico. Resistencia al Cortante.

8. ANEXOS

8.1. Características de los explosivos

En cuanto a las características de los explosivos utilizados, se tiene:

Tabla 35: Fortan extra.

Productos	Fortan Extra			
	20	30	40	50
Densidad (gr/cc)	0.95+-0.05	1.05+-0.05	1.15+-0.05	1.20+-0.10
Diámetro mínimo de barrenos (mm)	89	89	102	150
Tipo de barrenos	Seco			Desaguado
Sistema de cargado	Vaciado			
Booster recomendado para d min de barreno	Iniciador Pentex 450g			
VOD típico (km/s)	3.0-5.0	3.0-5.3	3.0-5.6	3.0-6.0
Calor de formación (MJ/kg)	3.71	3.65	3.60	3.53
Energía Efectiva (MJ/kg)	2.65	2.77	2.90	2.03
Energía Relativa [REE]				
Fuerza relativa en peso	115	120	126	127
Fuerza relativa en volumen	130-144	151-166	173-189	175-206
Volumen de gases (l/kg)	973	977	981	984
CO2 (kg/t)	187	187	183	182
Tiempo de Espera	21 días			

Tabla 36: Flexigel 110.

Productos	Flexigel Eclipse		
	60	80	110
Densidad (gr/cc)	0.90+-0.05	0.80+-0.05	1.06+-0.03
Diámetro mínimo de barrenos (mm)	200	150	150
Tipo de barrenos	secos y desaguados		Secos, desaguados y con agua
Sistema de cargado	Vaciado/Bombeado		
Booster recomendado para d min de barreno	Iniciador Pentex 450g		
VOD típico (km/s)	2.0-3.5	2.0-4.2	2.0-4.8
Calor de formación (MJ/kg)	2.33	2.47	2.63
Energía Efectiva (MJ/kg)	1.33	1.66	2.06
Energía Relativa [REE]			
Fuerza relativa en peso	58	72	90
Fuerza relativa en volumen	40-47	68-77	115-122
Volumen de gases (l/kg)	995	998	1000
CO2 (kg/t)	296	280	267
Tiempo de Espera	8 horas		

8.2. Sistemas de Iniciación

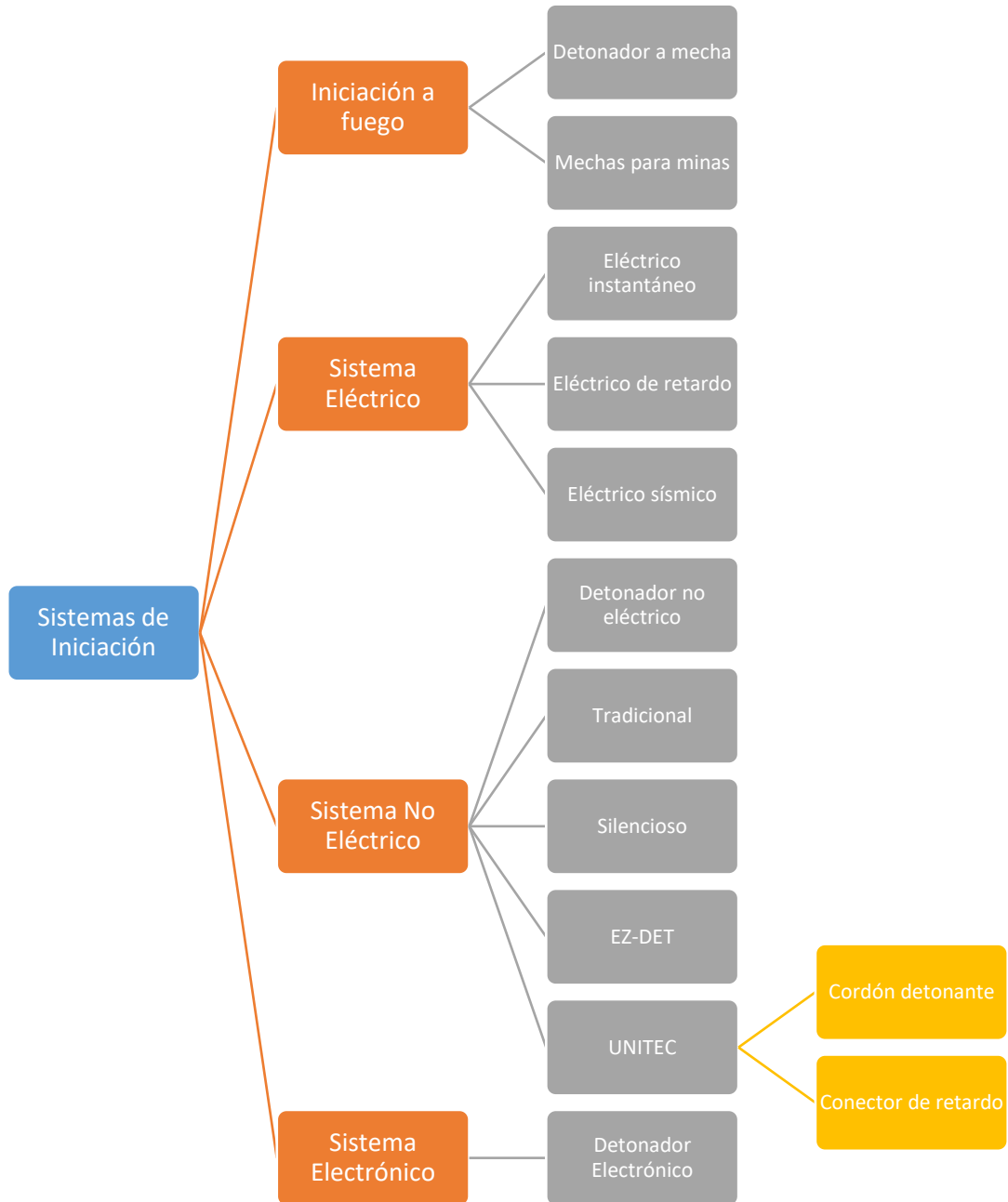


Ilustración 56: Esquema características sistemas de iniciación.

8.3. Mecanismos de falla

Debido a la inestabilidad de los taludes y a las propias características del macizo rocoso, se pueden producir diversos tipos de fallas. Si bien no están asociadas directamente a la tronadura, esta puede producir la activación de alguna estructura. En función de esto, los principales mecanismos de falla que se distinguen en minería a cielo abierto son:

8.3.1. Falla Plana

Ocurren a lo largo de una superficie aproximadamente plana. Aunque pueden existir otras discontinuidades que definen los límites laterales de los movimientos, solo se tiene en cuenta el efecto de la discontinuidad principal. El tamaño de las fallas planares puede ir desde unos pequeños metros cúbicos a montañas enteras.

8.3.2. Falla por Cuña

Ocurre cuando la masa de roca se desliza a lo largo de dos discontinuidades que se interceptan en un ángulo oblicuo a la superficie del talud. La formación de una falla en cuña depende primordialmente, de la litología y de la masa de roca.

8.3.3. Falla por Toppling

Ocurren en masas de roca que están subdivididas en una serie de columnas de gran buzamiento y con rumbo aproximadamente paralelo a la superficie del talud. Puede ocurrir a escala de banco o de Pit.

8.3.4. Falla Circular

Ocurren en masas rocosas que están muy fracturadas o compuestas de material con muy baja resistencia al cortante. Por lo general ocurre a escala de Pit.

8.3.5. Falla Compleja

Corresponde a una combinación de fallas anteriores. Puede estar controlada por varias discontinuidades a diferentes niveles.

8.4. Ejemplos criterios de daño

Algunos ejemplos de criterio de daño son:

Tabla 37: Modelo de Bauer y Calder.

Bauer y Calder	
Velocidad de partícula (mm/s)	Efectos sobre el macizo rocoso
< 250	No hay peligro en roca sana
250 - 600	Pueden aparecer descostramientos de lascas por roturas por tracción
600 - 2500	Grandes roturas por tracción y algunas grietas radiales
> 2500	Agrietamiento total del macizo rocoso

Tabla 38: Modelo de Hoek y Bray.

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 39: Modelo de Oriard.

Oriard	
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

8.5. Criterio de falla de Mohr Coulomb

El criterio lineal de falla de Mohr Coulomb a partir del cuál se puede obtener el esfuerzo de tracción está dado por:

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

Ecuación 34: Criterio de falla Mohr Coulomb.

Donde:

τ = Esfuerzo de corte.

σ = Tensión normal.

μ = Presión de poros.

ϕ = Ángulo de fricción.

C = Cohesión.

8.5.1. Fricción (ϕ)

Corresponde al coeficiente de rozamiento de las partículas. Es el resultado de la combinación de una serie de factores, dentro de los cuales destacan:

- Tipo de mineral constitutivo de las partículas.
- Tamaño de los granos o partículas. A mayor tamaño de partículas, mayor es ϕ .
- Forma de los granos o partículas. ϕ es mayor para partículas angulosas.
- Distribución de los tamaños de granos o partículas. En los suelos bien gradados, ϕ es mayor que en los suelos uniformes.
- Fábrica o microestructura (organización de las partículas).
- Densidad.
- Permeabilidad (Facilidad de drenaje).
- Presión normal o de confinamiento.
- Presión de preconsolidación.

8.5.2. Cohesión (C)

Es una medida de la cementación o adherencia entre las partículas. En mecánica de rocas y suelos, es utilizada para representar la resistencia al corte producido por la cementación entre las partículas.

La resistencia al corte de los materiales que conforman el talud se debe expresar en términos de los parámetros de esfuerzos efectivos, C y ϕ , y deben obtenerse ensayando muestras representativas de los materiales de la matriz y de los que se encuentran en las discontinuidades.

Desde el punto de vista de la relación esfuerzo – deformación, en la estabilidad de taludes se debe tener en cuenta dos tipos de resistencia: resistencia pico y resistencia residual.

- **Resistencia máxima o resistencia pico:** Es la máxima resistencia al corte que posee el material, el cual no ha sido fallado previamente y corresponde al punto más alto en la curva esfuerzo – deformación.
- **Resistencia residual:** Es la resistencia al corte que posee el material después de haber ocurrido la falla.

8.5.3. Presión de poros (μ)

Consiste en la presión en el agua dentro de los poros del suelo. La presión de poros disminuye los esfuerzos normales efectivos entre las partículas, trata de separarlas y disminuye la resistencia a la fricción.

- **Condición drenada:** Se dice que una condición es drenada cuando el agua es capaz de fluir hacia afuera o hacia adentro de la masa del suelo, si es sometida a una carga y no se producen presiones de poros. Esto se debe a que el agua puede moverse libremente, al aumentar o disminuir el volumen de vacíos como respuesta a un cambio en las condiciones de carga.
- **Condición no drenada:** Se dice que una condición es “no-drenada” cuando el agua no es capaz de fluir en el momento en el cual el suelo está sometido a una carga y se produce entonces la presión de poros. Esto se debe a que el agua no se puede mover libremente como respuesta a la tendencia al cambio del volumen de vacíos por acción de la carga.

En una mina, el nivel freático se va desplazando a medida que se va profundizando en el Pit. Luego se trata de una condición drenada. La resistencia no-drenada se utiliza en análisis con esfuerzos totales mientras la resistencia drenada se utiliza en análisis con esfuerzos efectivos.

8.5.3.1. Esfuerzos efectivos

Una masa de suelo saturada está compuesta por dos fases distintas: el esqueleto de partículas y los poros entre partículas llenos de agua. Cualquier esfuerzo impuesto sobre el suelo es soportado por el esqueleto de partículas y también, por la presión del agua. El esqueleto puede transmitir esfuerzos normales y de corte por los puntos de contacto entre las partículas y el agua a su vez, puede ejercer una presión hidrostática igual en todas las direcciones. Los esfuerzos ejercidos por el esqueleto se conocen como esfuerzos efectivos y a los esfuerzos hidrostáticos del agua corresponden a la presión de poros. Los esfuerzos efectivos son los que controlan el comportamiento del suelo al esfuerzo de corte y no los esfuerzos totales.

La expresión que describe esto está dada por:

$$\text{Esfuerzo efectivo} = \text{Esfuerzo total} - \text{Presión de poros}$$

Ecuación 35: Esfuerzos efectivos.

8.5.3.2. Análisis en Condiciones Drenadas

El análisis en condiciones drenadas se realiza utilizando los siguientes parámetros:

- Pesos unitarios totales.
- Parámetros de c y ϕ para esfuerzos efectivos.

Presiones de poros determinadas por los niveles hidrostáticos del agua o el análisis del movimiento del agua.

8.6. Modelos de escalamiento de E_{rm}

A continuación, se ilustran las fórmulas empíricas de calibración del módulo de deformación a 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 57: Ecuaciones ajustadas a partir de datos empíricos para módulo de deformación.

8.7. Estimación de factor D






Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	$D = 0$
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	$D = 0$ $D = 0.5$ No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	$D = 0.8$
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	$D = 0.7$ Good blasting $D = 1.0$ Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal. In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	$D = 1.0$ Production blasting $D = 0.7$ Mechanical excavation

Ilustración 58: Guía para estimar el factor D , Hoek E. (2012).

8.8. Control operacional para mejorar estabilidad

Existen tres mecanismos básicos para una tronadura controlada:

- Alineación de pozos perforados: Condición operacional donde no debe existir desviación en la perforación.
- Existencia de perforación de precorte.
- Existencia de perforación buffer y amortiguada.

Asimismo, para evitar el daño excesivo en el talud producto de las vibraciones, existen algunos controles estrictos en el diseño de mallas de perforación y tronadura:

- Evitar confinamiento y burden excesivo; reducir la carga operante.
- Diseño de la carga de la primera fila, que permita generar una óptima tronadura, teniendo un control sobre la geometría de la tronadura.
- Secuencia para la creación de burden efectivo y cara libre.
- Retrasos para controlar la carga máxima instantánea.
- Pozos de precorte en conjunto a pozos buffer deben ser perforadas a una distancia prudente de la pared, que asegure su correcta perforación y minimice el daño en la pared.
- Disponer los frentes con gran superficie libre.

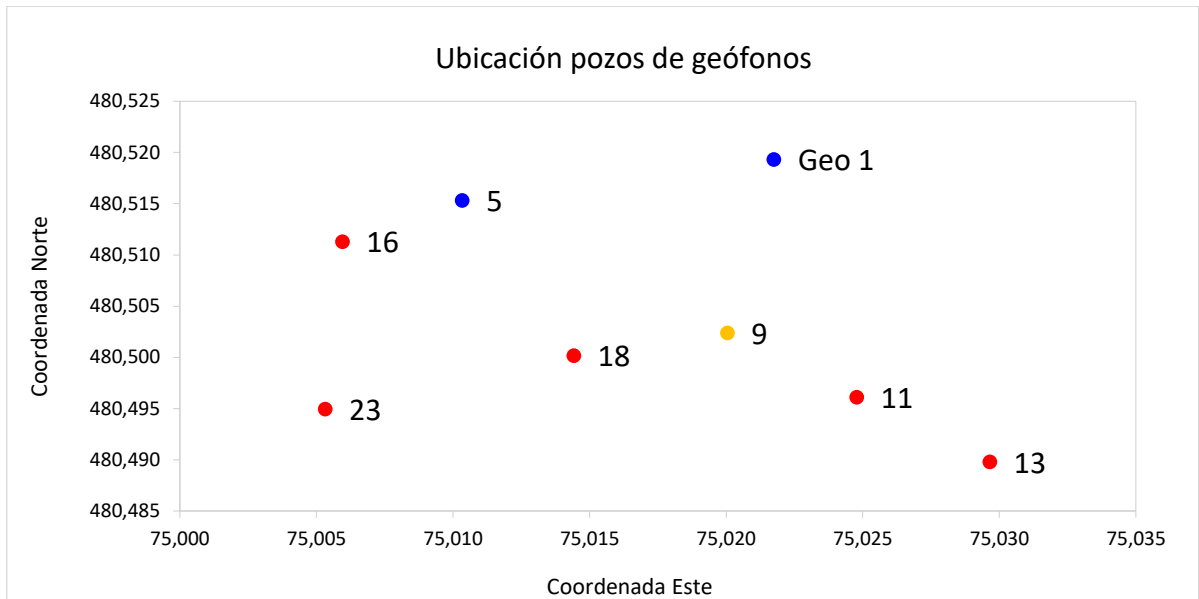
La vibración se puede considerar como un efecto secundario de la acción del gas. Corresponde a un esfuerzo dinámico donde a medida que el nivel de esfuerzo aumenta, también lo hace el grado y extensión del quebrantamiento. El control de la vibración requiere el uso de retardos para asegurar que las vibraciones (del suelo y aéreas) de un pozo se ha disipado antes de que detone el pozo siguiente. De esta forma, los efectos de los pozos individuales son independientes y no existe reforzamiento en los niveles de vibración

Es importante considerar que la vibración relacionada al daño en la cara de los bancos, está controlada por la concentración lineal de carga en los pozos. Esto a su vez, está controlado por la elección del diámetro del pozo. Diámetros grandes con explosivos totalmente acoplados, aun cuando la longitud de carga está restringida, produce grandes envolventes de daño.

8.9. Ubicación geófonos

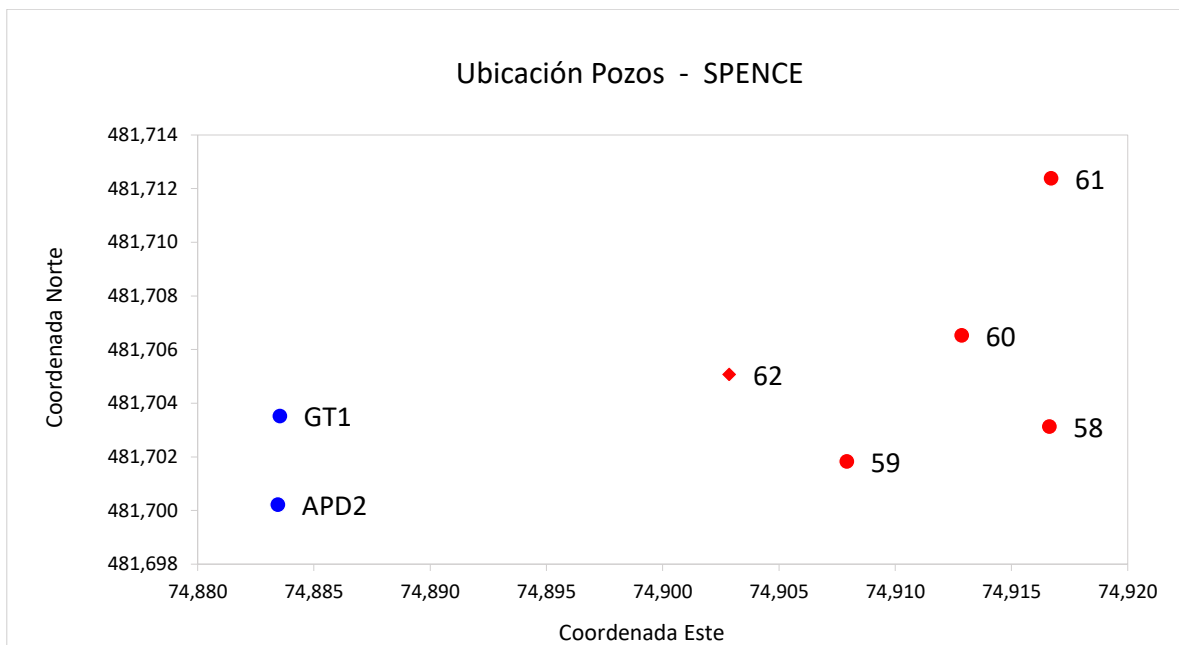
Para el modelo a baja profundidad se tiene la ubicación de los pozos con geófonos, a cota de medición 1642 msnm, en banco 1655.

Gráfico 19: Ubicación geófonos, modelo para cota > 1610.



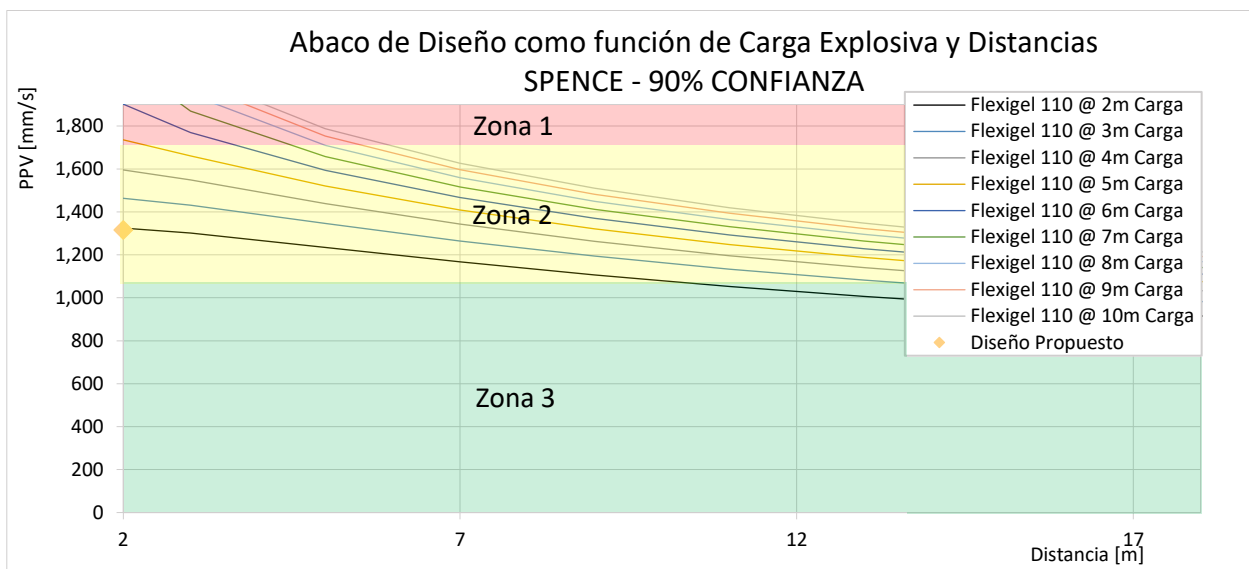
Para el modelo profundo, se tiene la ubicación de los pozos con geófonos a cota de medición 1599 msnm, en banco 1610.

Gráfico 20: Ubicación geófonos, modelo para cota <= 1610.



8.10. Ábaco de diseño cota ≤ 1610 sin precorte

Gráfico 21: Ábaco de diseño en función de modelo de H&P, cota ≤ 1610 sin precorte.



8.11. Accesorios y costo de explosivos

Los accesorios requeridos dada la envergadura de la tronadura y las condiciones de diseño propias de ACF 5, corresponden a:

Tabla 40: Accesorios por tronadura con sus costos.

Accesorios	Valor	Unid/tronadura
i-kon II 20m (st)	24 [USD/un]	1
Booster APD 450 G	4 [USD/un]	1
Exel 21.3 M (70')	5 [USD/un]	1

Por otro lado, los costos de los explosivos corresponden a:

Tabla 41: Costo de explosivos utilizados.

Costo explosivo		
Explosivo	Valor	Unidad
F. Extra 50	740	US\$/TM
Flexigel 110	647	US\$/TM

8.12. Simulaciones estándar con agua

8.12.1. Cota > 1610

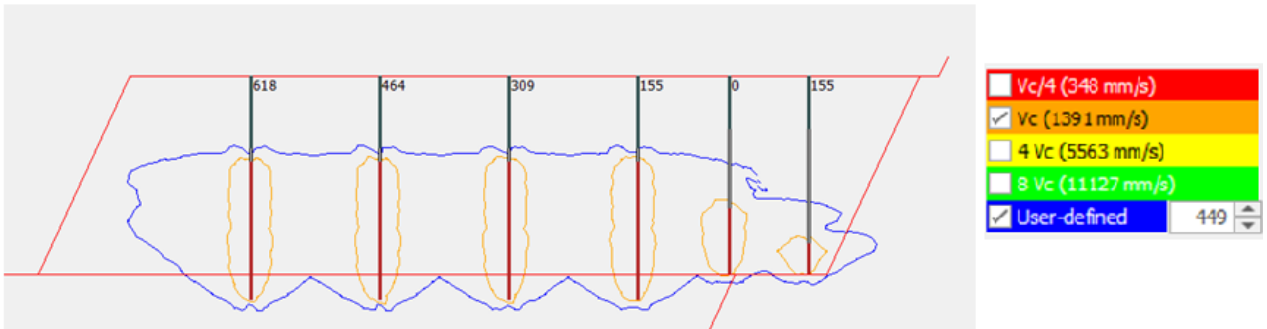


Ilustración 59: Simulación BDA, estándar actual con agua. Cota > 1610.

8.12.2. Cota ≤ 1610

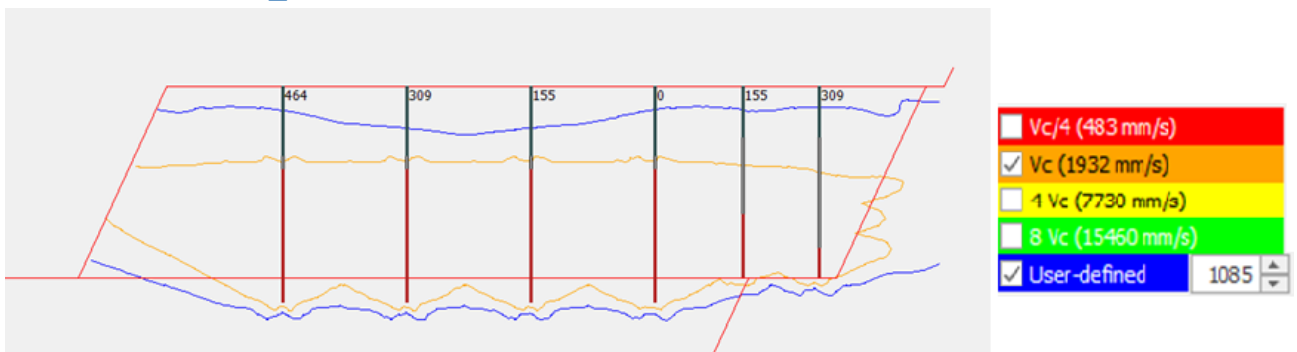
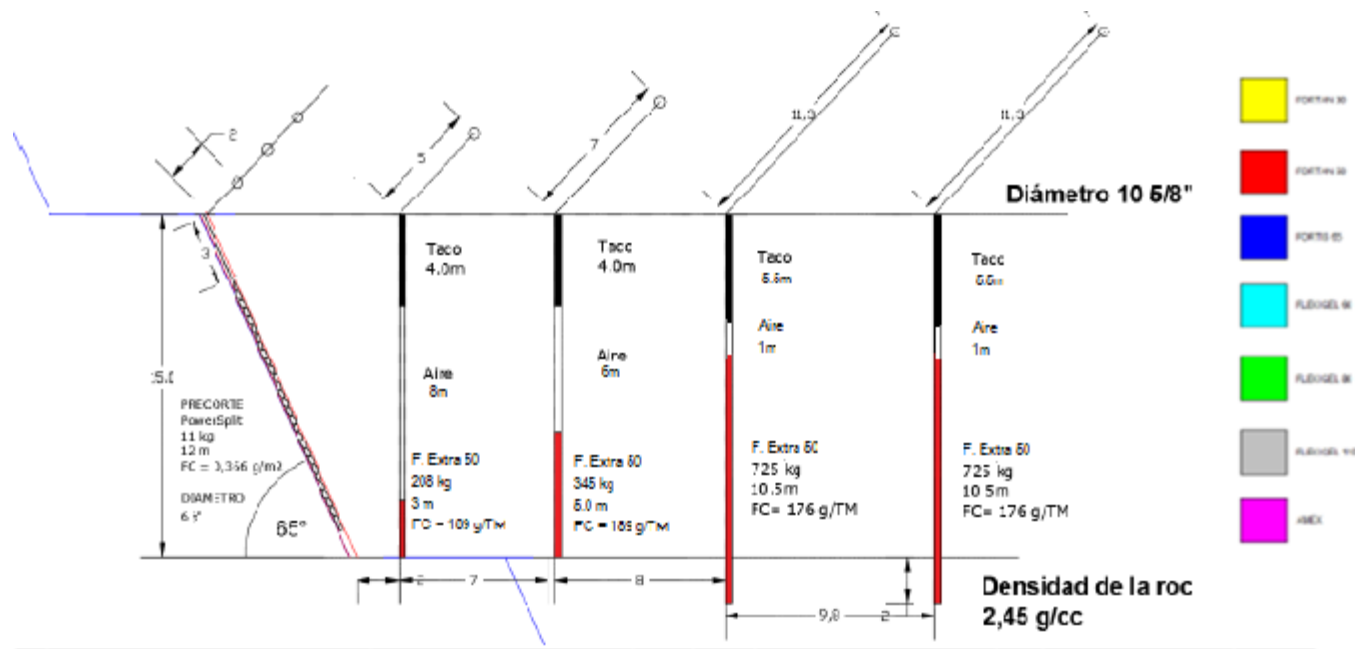


Ilustración 60: Simulación BDA, estándar actual con agua. Cota ≤ 1610.

8.13. Formato de Entregable de Estándar

8.13.1. Estándar ACF 5 cota > 1610



Parámetros Geotécnicos	
FF	1-5
r _{qd}	58-99
UCS (Mpa)	27-54
GSI	36-67

N° Pozos	PERFORACIÓN					CARGA DE FONDO			Camara de aire	Taco (m)	CARGA DE COLUMNA			Taco (m)	Tonelaje removido	Factor de carga. Pozo Directo
	Diam. (")	Burden (m)	Espac. (m)	Pasadors (m)	Long. Pozo (m)	Tipo de explosivo	Cantidad (kg)	Long. (m)	Long. (m)	Long. (m)	Tipo de explosivo	Cantidad (kg)	Long. (m)	Long. (m)	(t)	F.Cig/D
P1	1	10 5/8	9.8	11.3	2	17	Fortan Extra 50	725	10.5	1				5.5	4120	176
P2	1	10 5/8	7	7	15	15	Fortan Extra 50	345	5	6				4	1823	189
P3	1	10 5/8	6	4	15	15	Fortan Extra 50	159	2.3	8.7				4	893	178

Ilustración 61: Propuesta de estándar, cota > 1610.

8.13.2. Estándar ACF 5 sin precorte cota > 1610

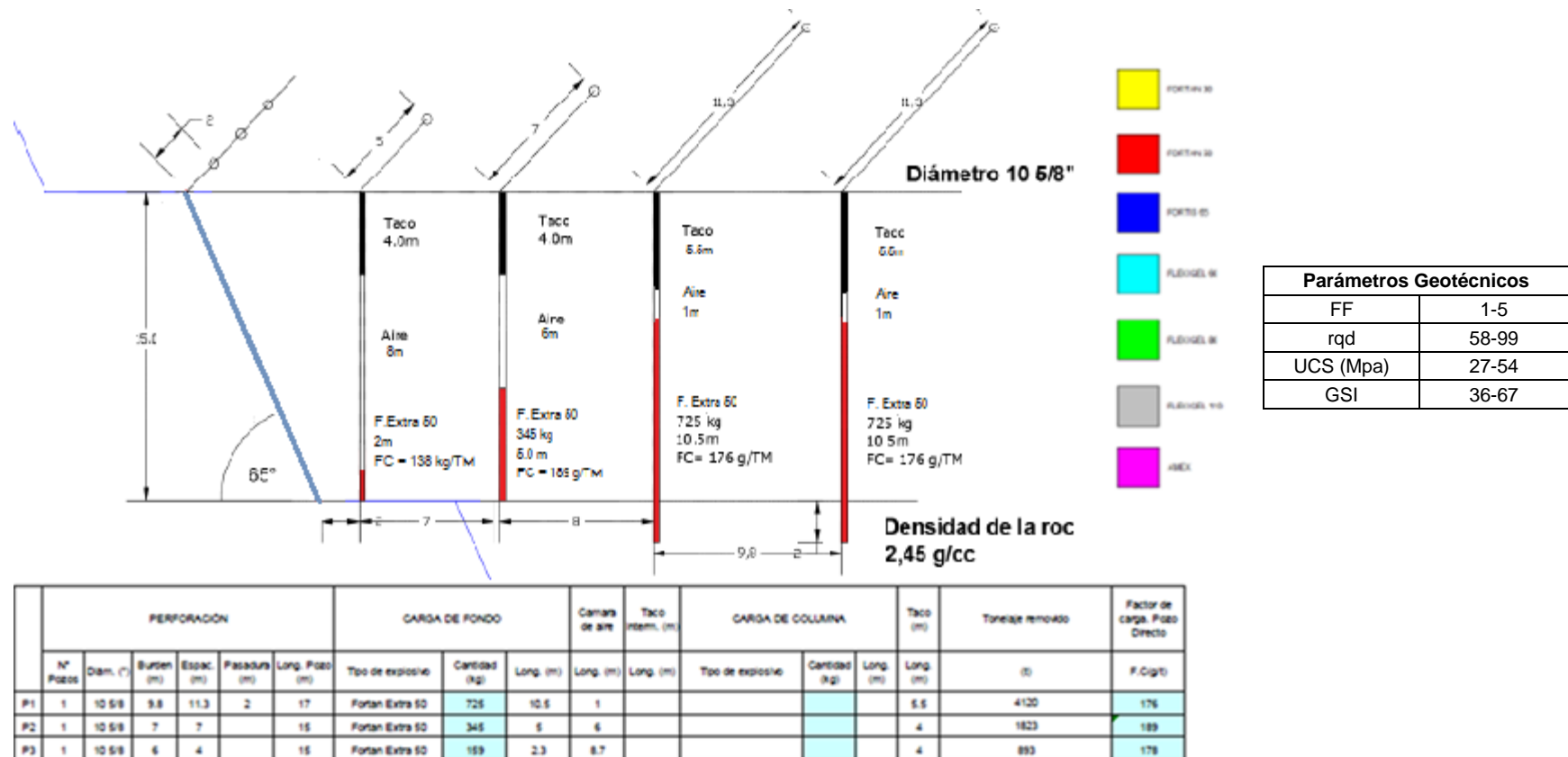
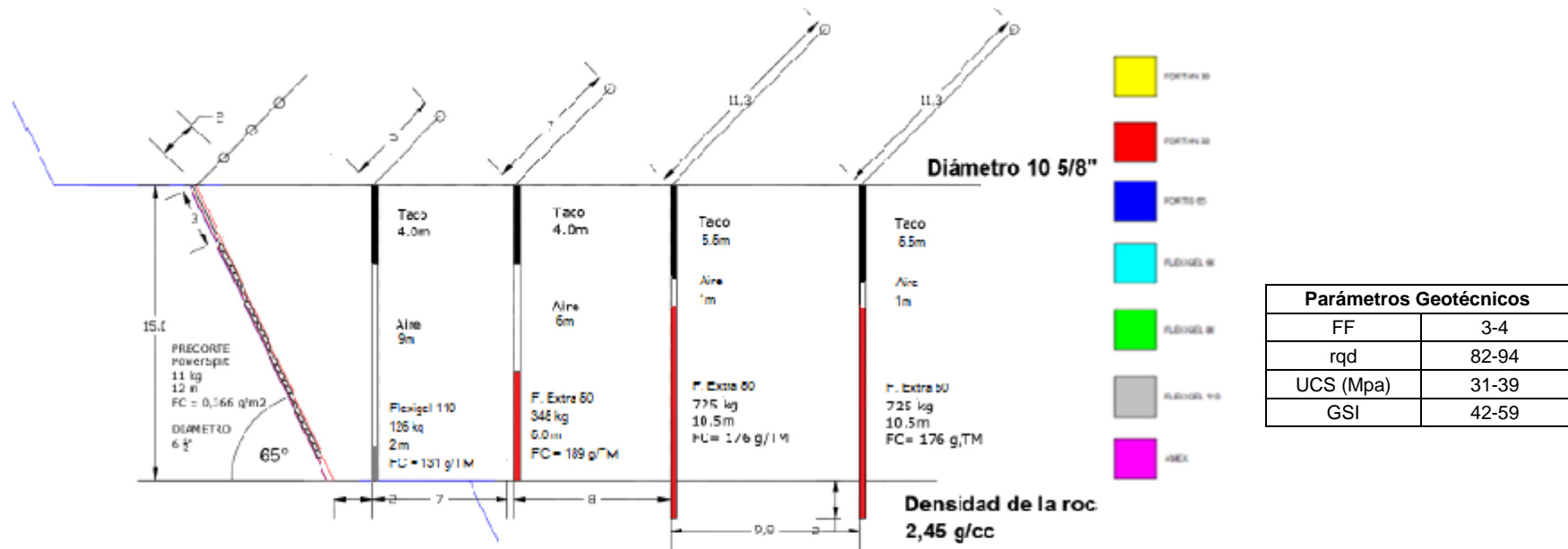


Ilustración 62: Propuesta de estándar sin precorte, cota > 1610.

8.13.3. Estándar ACF 5 cota ≤ 1610



N° Pozos	PERFORACIÓN						CARGA DE FONDO			Cámara de aire	Taco intern. (m)	CARGA DE COLUMNA			Taco (m)	Tonelaje removido (t)	Factor de carga, Pozo Directo F.Cig(t)
	Diam. (")	Burden (m)	Espac. (m)	Pasadas (m)	Long. Pozo (m)	Tipo de explosivo	Cantidad (kg)	Long. (m)	Long. (m)			Tipo de explosivo	Cantidad (kg)	Long. (m)			
P1	1	10 5/8	9.8	11.3	2	17	Fortan Extra 50	725	10.5	1			5.5	4120	176		
P2	1	10 5/8	7	7		15	Fortan Extra 50	345	5	6			4	1823	189		
P3	1	10 5/8	6	4		15	Fortan Extra 50	189	2.3	8.7			4	893	178		

Ilustración 63: Propuesta de estándar, cota ≤ 1610 .

8.14. Entregable propuesta de metodología

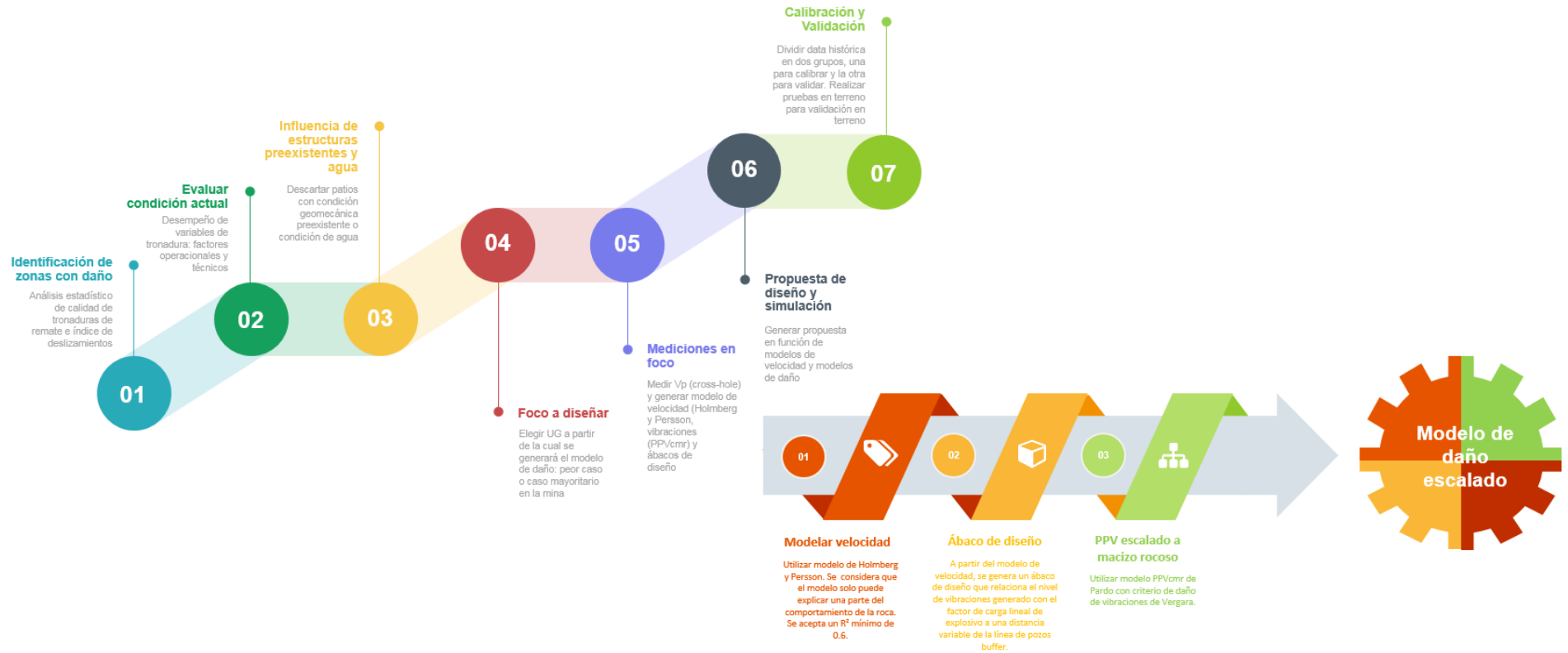


Ilustración 64: Entregable, propuesta de metodología para estudio en ACF 4 – ACF 7.