



UNIVERSIDAD DE CHILE

FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DE MINAS

## **ESTUDIO GEOTÉCNICO DE LA INTERACCIÓN RAJO-SUBTERRÁNEA ORIENTADO A LOS PUENTES DE ROCA, MINA EL SOLDADO**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL DE MINAS

**IRIS MACARENA MALLEA DONOSO**

PROFESOR GUÍA:

RODRIGO CIFUENTES GALAZ

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

NELSON MORALES VARELA

JAVIER VALLEJOS MASSA

SANTIAGO DE CHILE

2018

**RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR  
AL TÍTULO DE:** Ingeniera Civil de Minas  
**POR:** Iris Macarena Mallea Donoso  
**FECHA:** Mayo, 3, 2018  
**PROFESOR GUÍA:** Rodrigo Cifuentes Galaz

## **ESTUDIO GEOTÉCNICO DE LA INTERACCIÓN RAJO-SUBTERRÁNEA, ORIENTADO A LOS PUENTES DE ROCA, MINA EL SOLDADO**

La transición de rajo a subterránea es un cambio que se está dando con más frecuencia en estos tiempos, no obstante, la transición contraria también se puede dar como es el caso de El Soldado, generando nuevos problemas que raramente son documentados. Para esta transición, es fundamental el relleno apropiado de las excavaciones subterráneas antes de seguir profundizando el rajo, ya que beneficia el comportamiento y condición de estabilidad de los taludes, sin mencionar la clara atenuación del riesgo de fatalidades y pérdida de maquinaria producto del hundimiento inesperado de estas.

Considerando lo anterior, surge el objetivo principal de este trabajo que es realizar un análisis geotécnico para validar los 40 m mínimos de puente de roca que se utilizan hoy en día y evaluar por etapa de explotación la estabilidad de cada uno de los caserones que se requiera rellenar y hundir para los próximos años. Para cumplir con este objetivo, se estudiaron los criterios de sobre excavación basados en la falla por tracción y por desconfinamiento eligiendo entre ellos al Criterio I:  $\sigma_3 \leq -0.1 \text{ MPa}$ , Criterio II:  $\sigma_3 \leq 0 \text{ MPa}$  y Criterio III:  $p \leq 1 \text{ MPa}$ . Estos se aplicaron a modelos numéricos en Phase<sup>2</sup> de 16 caserones históricos de El Soldado en distintas fases de explotación del rajo, lo que dio un total de 50 casos.

Se concluye que el Criterio I basado en la falla por tracción del macizo rocoso predice bastante bien la sobre excavación que presentaron los caserones históricos de El Soldado con una precisión del 90%. El Criterio II basado en la falla por desconfinamiento debido al desprendimiento de bloques por gravedad demostró ser demasiado conservador. Por último, el Criterio III presenta un mal desempeño para predecir la sobre excavación.

El método empírico del Span escalado de Carter (1992) se aplicó a los 50 casos históricos encontrando que los caserones clasificados como A (Span escalado  $> 3.58 Q^{0.44}$ ) se deben considerar como inestables, lo que determina un puente de roca mínimo para rellenar un caserón. Este valor siempre fue más pequeño que el puente de roca mínimo encontrado con los Criterios I y II, por lo que se estima que este método es muy conservador.

Los Criterios I y II con apoyo del método del Span escalado demostraron ser útiles para predecir la sobre excavación que sufrirá el caserón y para determinar una cota estable de relleno. Se obtuvieron puentes de roca estables para rellenar las cavidades del orden de 42-50 m dependiendo de las condiciones de cada caserón, lo que valida los 40 m mínimos de puente de roca para rellenar un caserón que era el objetivo principal de este trabajo. En varios casos no se logró un puente estable con menor espesor debido a que se consideró la explotación completa por bancos de 15 metros, por ello un puente de roca de 50 m pasa directamente a 35 m en la siguiente cota que se considera inestable con los Criterios I y II. Por último, los puentes de roca obtenidos para cada caserón coinciden con los que planificación tiene considerado en el plan de relleno de cavidades.

**ABSTRACT OF THESIS SUBMITTED TO OPT  
FOR THE DEGREE OF: Mining Engineer**

**BY:** Iris Macarena Mallea Donoso

**DATE:** May, 3<sup>rd</sup>, 2018

**GUIDANCE PROFESSOR:** Rodrigo Cifuentes Galaz

**GEOTECHNICAL STUDY OF THE OPEN PIT-UNDERGROUND INTERACTION,  
ORIENTED TO THE CROWN PILLAR, MINA EL SOLDADO**

The transition from open pit to underground is a change that is occurring more frequently in these days, however, the opposite transition can also occur as is the case of El Soldado, generating new problems that are rarely documented. For this transition, the appropriate filling of underground excavations is essential before further deepening the open pit, since it benefits the behavior and condition of stability of the slopes, not to mention the clear attenuation of the risk of fatalities and loss of machinery product of the unexpected collapse of these.

Considering the above, the main objective of this work is to perform a geotechnical analysis to validate the minimum 40 m of crown pillar used nowadays and evaluate by stage of exploitation the stability of each of the stope required to be fill and sink for the next years. To meet this objective, the over-excavation criteria based on tensile damage and low confinement were studied by choosing among them Criterion I:  $\sigma_3 \leq -0.1 \text{ MPa}$ , Criterion II:  $\sigma_3 \leq 0 \text{ MPa}$  y Criterion III:  $p \leq 1 \text{ MPa}$ . These were applied to numerical models in Phase<sup>2</sup> of 16 historic stopes of El Soldado in different phases of exploitation of the open pit, which gave a total of 50 cases.

It is concluded that Criterion I based on the tensile fault of the rock mass predicts rather well the over break presented by the historic stope of El Soldado with an accuracy of 90%. Criterion II based on tensile failure due to gravity loosening proved to be too conservative. Finally, Criterion III presents a poor performance to predict over break.

The empirical method of Scaled Span of Carter (1992) was applied to the 50 historical cases finding that stopes classified as A (Scale Span  $> 3.58 Q^{0.44}$ ) should be considered as unstable, which determines a minimum thickness of the crown pillar to fill a stope. This value was always smaller than the minimum crown pillar found with Criteria I and II, so it is estimated that this method is very conservative.

Criteria I and II with the support of the Span Span method proved to be useful for predicting the over excavation that the stope will have and to determine a stable fill level. Stable crown pillar were obtained to fill the cavities of the order of 42-50 m depending on the conditions of each stope, which validates the minimum 40 m of rock bridge to fill a mansion that was the main objective of this work. In several cases a stable crown pillar with less thickness was not achieved due to the fact that the operation was considered complete by banks of 15 meters, therefore a 50 m rock bridge passes directly to 35 m at the next level that is considered unstable with the Criteria I and II. Finally, the crown pillar obtained for each stope coincide with those that have been considered in the cavity filling plan.

*Para mi familia, he llegado tan lejos por ustedes  
y para mi papi, haré todo lo que pueda para que  
siempre este orgulloso de mi.*

## AGRADECIMIENTOS

A SONAMI por otorgarme la beca que cubrió los tres últimos años de mi carrera, lo que significó un alivio financiero y psicológico para mí, ahora estoy por titularme y la deuda no es tan grande.

A la operación El Soldado, por darme la oportunidad de realizar la memoria y por todo el apoyo brindado por el Área de Geomecánica, especialmente a don Álvaro, don Alejandro, don Ricardo de AKL y a cada compañero que me ha ayudado a desarrollarme como profesional, además de entregarme conocimientos que me ha servido para realizar este trabajo.

A mis padres, Marisol y Roberto, que me tuvieron cuando aún eran muy jóvenes y que se tuvieron que esforzar mucho para sacarme adelante, especialmente mi madre. A mis papis que fueron como mis padres, me criaron desde pequeña mientras mis padres trabajaban. A mis hermanos pequeños y a mis primos que son mi motor para continuar. A mis tíos Willy y Zalo que son como mis hermanos mayores, siempre preocupados por mí.

A mi profesor guía Rodrigo Cifuentes que me apoyó en todo el desarrollo de esta memoria. A mi profesor co-guía Nelson Morales que me ayudó a llevar la teoría a la planificación y especialmente a mi profesor integrante Javier Vallejos que desde el inicio me ayudó y orientó en el desarrollo de los modelos numéricos.

A Leandro Diaz que me respondía cada duda y me daba varias horas de su tiempo los viernes, único día de la semana que podía verlo.

A Gonzalo, mi actual pololo con el que he pasado los últimos tres años universitarios, gracias por ser mi amigo, compañero, consejero, psicólogo y cocinero personal.

A mis amigos del colegio Leo, Mimi, Armijo y Marjorie y a mis amigos de la universidad, en especial a Oscar y Cesar, que siempre están ahí para animarme y apoyarme, con los que tengo toneladas de anécdotas, risas y carretes.

El camino fue difícil desde el inicio y elegir esta carrera lo hizo más difícil, pero siempre tuve a mi familia apoyándome, cuantas noches en vela, cuantas pruebas superadas solo para llegar a este momento, gracias a todos porque sé que no hubiera podido sola.

## TABLA DE CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS .....	iv
TABLA DE CONTENIDO .....	v
ÍNDICE ECUACIONES.....	x
ÍNDICE FIGURAS .....	x
ÍNDICE DE TABLAS .....	xiv
CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN .....	1
1.1 Hipótesis de trabajo .....	1
1.2 Objetivos .....	1
1.2.1 Objetivos generales .....	1
1.2.2 Objetivos específicos.....	1
1.3 Alcances .....	2
1.4 Estructura de la Memoria .....	2
CAPÍTULO 2 ANTECEDENTES.....	4
2.1 Métodos de diseño de Sublevel Stopping .....	4
2.1.1 Métodos de Diseño Empírico.....	4
2.1.1.1 RQD: Rock Quality Designation (Deere et al., 1967).....	5
2.1.1.2 Q: Rock Tunneling Quality Index (Barton et al., 1974).....	6
2.1.1.3 RMR: Rock Mass Rating (Bieniawski, 1989) .....	6
2.1.1.4 GSI: Geological Strength Index (Hoek, 1994) .....	7
2.1.1.5 MRMR: Modified Rock Mass Rating (Laubsher, 1977, 1984) .....	8
2.1.1.6 Gráfico de estabilidad de Mathews .....	9
2.1.1.7 Gráfico de estabilidad de Laubscher .....	10
2.1.1.8 Método del Span escalado (Carter T. G., 1992) .....	11
2.1.1.9 Crítica a los métodos de diseño empírico .....	14
2.1.2 Criterios de Falla .....	14
2.1.2.1 Criterio de rotura de Hoek & Brown: Roca Intacta (Versiones iniciales).....	15
2.1.2.2 Criterio de falla de Hoek & Brown Generalizado para macizo rocoso.....	15
2.1.2.3 Criterio de falla de Mohr-Coulomb .....	16
2.2 Modelo Numérico de sobre excavación .....	17
2.2.1 Mecanismos de falla de crown pillar cercano a superficie.....	17
2.2.1.1 Chimney caving .....	17

2.2.1.2	Caving .....	18
2.2.1.3	Delamination .....	18
2.2.2	Desconfinamiento como mecanismo de falla (Diederichs & Kaiser, 1999) .....	19
2.2.3	Criterios de sobre excavación aplicados a modelos numéricos .....	19
2.2.3.1	Trayectoria de esfuerzos e inestabilidad alrededor de excavaciones (Martin et al., 1999) .....	19
2.2.3.2	Evaluación de la influencia del diseño de caserones tipo long hole en la dilución no planificada (Henning J. G., 2007) .....	21
2.2.3.3	Efecto de los parámetros de construcción de caserones en su dilución en vetas angostas (Zniber El Mouhabbis, 2013) .....	22
2.2.3.4	Minimizando la dilución en minería open stope con foco en el diseño y en tronadura longhole en vetas angostas (Clark, 1998) .....	23
2.2.3.5	Modelamiento numérico de la dilución por sobre excavación en minería subterránea explotada por sublevel stoping (Castro, 2015).....	23
2.2.3.6	Resumen de Criterios .....	24
2.2.4	Modelos numéricos .....	24
2.2.4.1	Métodos de modelamiento numérico .....	25
2.2.4.1.1	Método de elementos finitos (FEM).....	25
2.2.4.2	Modelo numérico en 2D .....	25
2.2.4.3	Elección del programa para modelamiento numérico .....	26
2.2.4.4	Phase <sup>2</sup> .....	27
2.3	Antecedentes de El Soldado .....	27
2.3.1	Información general de la faena .....	27
2.3.1.1	Historia .....	28
2.3.1.2	Situación actual .....	28
2.3.2	Procedimiento de control y detección de cavidades.....	29
2.3.3	Medidas operativas para garantizar una operación segura .....	30
2.3.3.1	Plan de auscultación.....	30
2.3.3.2	Sistemas laser para escaneos de labores .....	30
2.3.3.3	Limitaciones del sistema CMS.....	31
2.3.3.4	Equipos de inspección rápida.....	32
2.3.4	Cronograma de actividades para el relleno de cavidad vacía.....	33
2.3.4.1	Segunda auscultación.....	33
2.3.4.2	Construcción Chimenea mediante VCR .....	33

2.3.4.3	Preparación plataforma vaciado .....	34
2.3.4.4	Relleno de cavidad vacía .....	34
2.3.4.5	Hundimiento zonas de contorno vacías .....	34
2.4	Test diagnósticos .....	34
2.5	Resumen de Capítulo.....	36
2.5.1	Resumen de Métodos de diseño de Sublevel Stopping.....	36
2.5.2	Resumen de Modelo Numérico de sobre excavación .....	36
2.5.3	Resumen de Antecedentes de El Soldado .....	36
CAPÍTULO 3	METODOLOGÍA .....	38
3.1	Recolección de datos .....	38
3.2	Construcción del modelo numérico.....	38
3.3	Análisis de puentes de roca pasados.....	38
3.4	Evaluación de los Criterios seleccionados .....	39
3.5	Análisis de puentes de roca futuros .....	40
CAPÍTULO 4	ESTUDIO DE CASOS .....	41
4.1	Antecedentes y supuestos de modelamiento .....	41
4.1.1	Modelo litológico .....	41
4.1.2	Esfuerzos in situ .....	41
4.1.3	Propiedades Resistentes y de Deformabilidad .....	42
4.1.3.1	Propiedades de la roca intacta.....	42
4.1.3.2	Propiedades del macizo rocoso .....	42
4.1.3.3	Fallas mayores y menores.....	44
4.1.4	Condición Hidrogeológica .....	45
4.2	Casos Históricos y situación actual de caserones de El Soldado .....	45
4.2.1	Arauco 17 y 18 .....	47
4.2.1.1	Modelo numérico de Arauco 17 .....	48
4.2.1.2	Modelo numérico de Arauco 18 .....	52
4.2.2	Arauco 23 .....	55
4.2.3	Catedral 19 Sup y SE .....	59
4.2.3.1	Modelo numérico de Catedral 19 Sup .....	60
4.2.3.2	Modelo numérico de Catedral 19 SE.....	63
4.2.4	Caving 235 .....	67
4.2.5	Resumen de resultados .....	70

CAPÍTULO 5	ANÁLISIS DE CRITERIOS DE SOBRE EXCAVACIÓN.....	71
5.1	Criterio I, $\sigma_3 < -0.1 \text{ MPa}$ .....	71
5.2	Criterio II, $\sigma_3 < 0 \text{ MPa}$ .....	72
5.3	Criterio III, $\sigma_p < 1 \text{ MPa}$ .....	73
5.4	Factores del modelo numérico que afectan a los Criterios I y II.....	74
5.5	Método Span Escalado.....	76
5.6	Apliación del Criterio de Falla Hoek & Brown.....	79
5.7	Conclusiones del capítulo.....	81
CAPÍTULO 6	SITUACIÓN FUTURA DE CASERONES DE EL SOLDADO.....	83
6.1	Arauco 18.....	83
6.2	Catedral 14.....	83
6.3	Catedral 31.....	84
6.4	Catedral 32 Sup e inferior.....	87
6.5	ASW.....	88
6.6	Santa clara 27.....	93
6.7	Filo 11.....	98
6.8	Resumen del capítulo.....	99
CAPÍTULO 7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	101
7.1	Criterio I, $\sigma_3 < -0.1 \text{ MPa}$ .....	101
7.2	Criterio II, $\sigma_3 < 0 \text{ MPa}$ .....	102
7.3	Criterio III, $\sigma_p < 1 \text{ MPa}$ .....	102
7.4	Factores del modelo numérico que afectan a los Criterios I y II.....	102
7.5	Método Span Escalado.....	103
7.6	Criterio de Falla Hoek & Brown.....	103
7.7	Análisis de casos futuros.....	104
7.8	Recomendaciones para trabajo futuro.....	104
7.8.1	Casos Históricos adicionales.....	104
7.8.2	Parámetros residuales.....	105
7.8.3	Medición de esfuerzos in situ.....	105
CAPÍTULO 8	BIBLIOGRAFÍA.....	106
CAPÍTULO 9	ANEXOS.....	A-1
ANEXO A	Métodos de diseño empírico de caserones.....	A-1
A.1	Puntajes para los factores de ajuste de Mathews.....	A-1
A.2	Puntajes para los parámetros del Q de Barton.....	A-2

ANEXO B	Propiedades del macizo rocoso y fallas menores .....	B-1
ANEXO C	Casos históricos, Back análisis .....	C-1
C.1	Arauco 28.....	C-1
C.2	Arauco Exterior Sur (AES).....	C-5
C.3	Catedral 14 .....	C-10
C.4	Catedral 13 y 31 .....	C-14
C.5	Catedral 19 Sup.....	C-20
C.6	Catedral 30 .....	C-21
C.7	Catedral 32 Sup e Inf .....	C-26
C.8	Catedral 37 .....	C-30
C.9	Filo 11 .....	C-34
ANEXO D	Criterios de Sobre excavación aplicados a casos históricos.....	D-38

## ÍNDICE ECUACIONES

Ecuación 1: RQD.....	5
Ecuación 2: Q de Barton.....	6
Ecuación 3: RMR de Bieniawski.....	6
Ecuación 4: RMR vs Q de Barton (Bieniawski, 1976).....	7
Ecuación 5: Número de estabilidad, “Stability Number (N)” .....	9
Ecuación 6: Span escalado (Carter T. G., 1992) .....	11
Ecuación 7: probabilidad de falla .....	12
Ecuación 8: Criterio de falla Hoek & Brown .....	15
Ecuación 9: Criterio de falla de Hoek & Brown: Macizo Rocosó .....	15
Ecuación 10: Constantes ajustadas a la condición del macizo rocoso .....	15
Ecuación 11: Criterio de falla de Mohr-Coulomb.....	16
Ecuación 12: Sensibilidad de un Test diagnóstico .....	35
Ecuación 13: Especificidad de un Test diagnóstico .....	35
Ecuación 14: Precisión de un Test diagnóstico .....	36
Ecuación 15: Peirce Skill Score de un Test diagnóstico .....	36
Ecuación 16: Módulo de deformación del macizo rocoso .....	42
Ecuación 17: Span escalado Crítico .....	77
Ecuación 18: Espesor del puente de roca Crítico .....	78

## ÍNDICE FIGURAS

Figura 2.1: GSI para macizo rocoso con bloques.....	8
Figura 2.2: Diagrama de flujo que ilustra el procedimiento para evaluar los índices IRMR y MRMR de calidad geotécnica (modificada de Laubscher & Jakubec, 2001).....	9
Figura 2.3: Relación entre el número de estabilidad y el radio hidráulico de la superficie de un caserón (Después de Mathews et al, 1980).....	10
Figura 2.4: Estabilidad de excavaciones de Laubscher para El Soldado.....	11
Figura 2.5: Nomenclatura del Crown pillar (Carter T. A., 2014).....	12
Figura 2.6: Gráfico del Span escalado vs rock Quality (Q) incluyendo intervalos de probabilidad de falla (Carter T. A., 2014) .....	13
Figura 2.7: Factor de alteración por tronadura de Hoek & Brown (D) (Hoek, Carranza-Torres, & Corkum, Hoek-Brown criterion, 2002) .....	16
Figura 2.8: Principales tipos de falla para crown pillar superficiales (Carter T. A., 2014).....	18
Figura 2.9: Relación entre el crecimiento de fracturas y el esfuerzo de confinamiento expresado como la razón $\sigma_3/\sigma_1$ , con datos de Hoek (1968) .....	20
Figura 2.10: a) Dilución predicha por Examine 3D comparada con mediciones en terreno; b) Comparación de la dilución predicha para caserones orientados paralelo y perpendicular a $\sigma_1$ (Martin, Tannant, Yazici, & Kaiser, 1999).....	21
Figura 2.11: Influencia de la profundidad en la dilución en la pared colgante para a) 750 m; b) 1500 m; c) 2250 m (Henning & Mitri, 2007) .....	22
Figura 2.12: $\sigma_3$ calibrado con la medición de CMS (Zniber El Mouhabbis, 2013).....	22

Figura 2.13: Ejemplo de CPillar (roscience, 2015) .....	26
Figura 2.14: Ubicación Minera El Soldado .....	28
Figura 2.15: Cavidades en interacción con el rajo (Bermedo, 2015) .....	29
Figura 2.16: Cavity Monitoring System (CMS) (Bermedo, 2015).....	31
Figura 2.17: Cavity Auto Laser Scanning (C-ALS) (Bermedo, 2015).....	31
Figura 2.18: Medición con CMS de Catedral 19 Sup; (a) archivo DXF original del CMS, (b) Solido suavizado del CMS, (c) Vista en perfil del diseño del caserón con el sólido suavizado de CMS	32
Figura 2.19: Cámara de inspección (Bermedo, 2015) .....	33
Figura 4.1: Modelo litológico proporcionado por Anglo American .....	41
Figura 4.2: Representación esquemática de la transición entre macizo rocoso in-situ y dañado por tronadura (Hoek & Karzulovic, 2000 Rock-Mass properties for surface mines.).....	43
Figura 4.3: Resumen de Casos para Back Análisis .....	46
Figura 4.4: Arauco 23, vista isométrica y en planta .....	47
Figura 4.5: Vista en planta, cota 950 m s.n.m., Arauco 17 y 18 .....	48
Figura 4.6: Perfil A-A', Condición Real Arauco 17.....	49
Figura 4.7: Modelo del caserón Arauco 17 en Phase 2 .....	50
Figura 4.8: Criterios de sobre excavación aplicados a Arauco 17, Etapa 3 .....	50
Figura 4.9: Criterios de sobre excavación aplicados a Arauco 17, Etapa 4 .....	51
Figura 4.10: Criterios de sobre excavación aplicados a Arauco 17, Etapa 5 .....	51
Figura 4.11: Perfil B-B', Condición Real Arauco 18 .....	52
Figura 4.12: Modelo del caserón Arauco 18 en Phase 2 .....	53
Figura 4.13: Criterios de sobre excavación aplicados a Arauco 18, Etapa 3 .....	53
Figura 4.14: Criterios de sobre excavación aplicados a Arauco 18, Etapa 4 .....	54
Figura 4.15: Criterios de sobre excavación aplicados a Arauco 18, Etapa 5 .....	54
Figura 4.16: Arauco 23, vista isométrica y en plana .....	55
Figura 4.17: Vista en planta, cota 930 m s.n.m., Arauco 23 .....	56
Figura 4.18: Perfil A-A', Condición Real Arauco 23.....	56
Figura 4.19: Modelo del caserón Arauco 23 en Phase 2 .....	57
Figura 4.20: Criterios de sobre excavación aplicados a Arauco 23, Etapa 3 .....	58
Figura 4.21: Criterios de sobre excavación aplicados a Arauco 23, Etapa 4 .....	58
Figura 4.22: Criterios de sobre excavación aplicados a Arauco 23, Etapa 11 .....	59
Figura 4.23: Catedral 19 Sup, vista isométrica y en planta .....	59
Figura 4.24: Vista en planta, cota 860 m s.n.m., Catedral 19 Sup y SE.....	60
Figura 4.25: Condición Real Catedral 19 Sup.....	61
Figura 4.26: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 19 Sup, Etapa 2 .....	62
Figura 4.27: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 19 Sup, Etapa 3 .....	62
Figura 4.28: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 19 Sup, Etapa 4 .....	63
Figura 4.29: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 19 Sup, Etapa 14 .....	63
Figura 4.30: Perfil B-B', Condición Real Catedral 19 SE .....	64
Figura 4.31: Modelo del caserón Catedral 19 SE en Phase 2.....	65
Figura 4.32: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 19 SE, Etapa 3 .....	65
Figura 4.33: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 19 SE, Etapa 4.....	66
Figura 4.34: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 19 SE, Etapa 11 .....	66
Figura 4.35: Caving 235, Vista isométrica y planta .....	67
Figura 4.36: Vista en planta, cota 930 m s.n.m., Caving 235.....	67

Figura 4.37: Perfil A-A', Condición Real Caving 235.....	68
Figura 4.38: Modelo del caserón Caving 235 en Phase 2 .....	69
Figura 4.39: Criterios de sobre excavación aplicados a Caving 235, Etapa 3.....	69
Figura 4.40: Criterios de sobre excavación aplicados a Caving 235, Etapa 4.....	70
Figura 5.1: Efecto de las fallas menores en los Criterios de sobre excavación.....	74
Figura 5.2: Comparación razón $k_{m\acute{a}x}$ y $k_{m\acute{i}n}$ para minas chilenas (Galarce, 2014).....	75
Figura 5.3: Efecto de la razón de esfuerzos en los Criterios de sobre excavación.....	76
Figura 5.4: Span Escalado de Carter (1992) con casos de El Soldado.....	77
Figura 5.5: Criterio de Falla Hoek & Brown aplicado a Catedral 19 Sup.....	79
Figura 5.6: Criterio de Falla Hoek & Brown aplicado a Catedral 14.....	80
Figura 5.7: Criterio de Falla Hoek & Brown aplicado a Arauco 23.....	80
Figura 5.8: Criterio de Falla Hoek & Brown aplicado a Arauco 28.....	81
Figura 5.9: Criterio de Falla Hoek & Brown aplicado a Caving 235.....	81
Figura 6.1: Criterios de sobre excavación aplicados a Arauco 18, Etapa 6 .....	83
Figura 6.2: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 14, Etapa 11.....	84
Figura 6.3: Sólidos de extracción cercanos a Catedral 14.....	84
Figura 6.4: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 13 y 31, Etapa 7.....	85
Figura 6.5: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 13 y 31, Etapa 8.....	85
Figura 6.6: Condición de relleno desde cota 845, Catedral 31.....	86
Figura 6.7: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 13 y 31, Etapa 9.....	86
Figura 6.8: Condición de relleno desde cota 830, Catedral 31.....	87
Figura 6.9: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 32 Sup, Etapa 6 .....	87
Figura 6.10: Sólidos de extracción cercanos a Catedral 32 Sup e Inf .....	88
Figura 6.11: ASW, vista isométrica y en plana .....	88
Figura 6.12: Vista en planta, cota 890 m s.n.m., ASW .....	89
Figura 6.13: Perfil A-A', Condición Real ASW .....	89
Figura 6.14: Modelo del caserón ASW en Phase 2 .....	90
Figura 6.15: Criterios de sobre excavación aplicados a ASW, etapa 3 .....	91
Figura 6.16: Criterios de sobre excavación aplicados a ASW, etapa 4.....	91
Figura 6.17: Criterios de sobre excavación aplicados a ASW, etapa 6.....	92
Figura 6.18: Condición de relleno, ASW .....	92
Figura 6.19: Criterios de sobre excavación aplicados a ASW, etapa 7 .....	93
Figura 6.20: Santa Clara 27, vista isométrica y en plana .....	93
Figura 6.21: Vista en planta, cota 790 m s.n.m., Catedral 13 y 31.....	94
Figura 6.22: Perfil A-A', Condición Real Santa Clara 27.....	94
Figura 6.23: Modelo del caserón Santa Clara 27 en Phase 2 .....	95
Figura 6.24: Criterios de sobre excavación aplicados a Santa Clara 27, Etapa 3.....	96
Figura 6.25: Criterios de sobre excavación aplicados a Santa Clara 27, Etapa 4.....	96
Figura 6.26: Criterios de sobre excavación aplicados a Santa Clara 27, Etapa 6.....	97
Figura 6.27: Condición de relleno, Santa Clara 27 .....	97
Figura 6.28: Criterios de sobre excavación aplicados a Santa Clara 27, Etapa 7.....	98
Figura 6.29: Criterios de sobre excavación aplicados a Filo 11, Etapa 5.....	98
Figura 6.30: Condición de relleno, Filo 11.....	99
Figura 6.31: Criterios de sobre excavación aplicados a Filo 11, Etapa 6.....	99
Figura 9.1: Factores de ajuste de Mathews et al. (1981) .....	A-1

Figura 9.2: Arauco 28, Vista isométrica y en planta .....	C-1
Figura 9.3: Condición Real Arauco 28.....	C-1
Figura 9.4: Modelo del caserón Arauco 28 en Phase 2 .....	C-2
Figura 9.5: Criterios de sobre excavación aplicados a Arauco 28, Etapa 3 .....	C-3
Figura 9.6: Criterios de sobre excavación aplicados a Arauco 28, Etapa 7 .....	C-3
Figura 9.7: Criterios de sobre excavación aplicados a Arauco 28, Etapa 10 .....	C-4
Figura 9.8: Criterios de sobre excavación aplicados a Arauco 28, Etapa 12 .....	C-4
Figura 9.9: Criterios de sobre excavación aplicados a Arauco 28, Etapa 13 .....	C-5
Figura 9.10: AES, vista isométrica y en planta .....	C-5
Figura 9.11: Vista en planta, cota 900 m s.n.m., AES.....	C-6
Figura 9.12: Perfil A-A', Condición Real AES.....	C-6
Figura 9.13: Modelo del caserón AES en Phase 2 .....	C-7
Figura 9.14: Criterios de sobre excavación aplicados a AES, Etapa 3.....	C-8
Figura 9.15: Criterios de sobre excavación aplicados a AES, Etapa 4.....	C-8
Figura 9.16: Criterios de sobre excavación aplicados a AES, Etapa 5.....	C-9
Figura 9.17: Criterios de sobre excavación aplicados a AES, Etapa 6.....	C-9
Figura 9.18: Sólidos de extracción cercanos a AES.....	C-10
Figura 9.19: Catedral 14, vista isométrica y en plana .....	C-10
Figura 9.20: Vista en planta, cota 790 m s.n.m., Catedral 14.....	C-11
Figura 9.21: Perfil A-A', Condición Real Catedral 14.....	C-11
Figura 9.22: Modelo del caserón Catedral 14 en Phase 2 .....	C-12
Figura 9.23: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 14, Etapa 3.....	C-13
Figura 9.24: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 14, Etapa 4.....	C-13
Figura 9.25: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 14, Etapa 10.....	C-14
Figura 9.26: Catedral 13, vista isométrica y en plana .....	C-14
Figura 9.27: Vista en planta, cota 770 m s.n.m., Catedral 13 y 31.....	C-15
Figura 9.28: Perfil A-A', Condición Real Catedral 13 y 31.....	C-16
Figura 9.29: Modelo del caserón Catedral 13 y 31 en Phase 2 .....	C-17
Figura 9.30: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 13 y 31, Etapa 3.....	C-17
Figura 9.31: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 13 y 31, Etapa 4.....	C-18
Figura 9.32: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 13 y 31, Etapa 5.....	C-18
Figura 9.33: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 13 y 31, Etapa 6.....	C-19
Figura 9.34: Condición de relleno desde cota 860, Catedral 13.....	C-19
Figura 9.35: Catedral 19, Tiros de auscultación.....	C-20
Figura 9.36: Modelo del caserón Catedral 19 Sup en RS2.....	C-21
Figura 9.37: Catedral 30, vista isométrica y en plana .....	C-22
Figura 9.38: Condición Real Catedral 30 .....	C-22
Figura 9.39: Modelo del caserón Catedral 30 en Phase 2 .....	C-23
Figura 9.40: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 30, Etapa 3.....	C-24
Figura 9.41: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 30, Etapa 4.....	C-24
Figura 9.42: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 30, Etapa 9.....	C-25
Figura 9.43: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 30, Etapa 10.....	C-25
Figura 9.44: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 30, Etapa 12.....	C-26
Figura 9.45: Catedral 32 Sup e Inf, vista isométrica y en plana.....	C-26
Figura 9.46: Vista en planta, cota 790 m s.n.m., Catedral 13 y 31.....	C-27

Figura 9.47: Perfil A-A', Condición Real Catedral 32 Sup .....	C-27
Figura 9.48: Modelo del caserón Catedral 32Sup en Phase 2 .....	C-28
Figura 9.49: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 32 Sup, Etapa 3 .....	C-29
Figura 9.50: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 32 Sup, Etapa 4 .....	C-29
Figura 9.51: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 32 Sup, Etapa 5 .....	C-30
Figura 9.52: Catedral 37, vista isométrica y en plana .....	C-30
Figura 9.53: Condición Real Catedral 37 .....	C-31
Figura 9.54: Modelo del caserón Catedral 37 en Phase 2 .....	C-32
Figura 9.55: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 37, Etapa 2.....	C-32
Figura 9.56: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 37, Etapa 3.....	C-33
Figura 9.57: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 37, Etapa 10.....	C-33
Figura 9.58: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 37, Etapa 11.....	C-34
Figura 9.59: Filo 11, vista isométrica y en planta .....	C-34
Figura 9.60: Vista en planta, cota 840 m s.n.m., FILO 11 .....	C-35
Figura 9.61: Perfil A-A', Condición Real Filo 11 .....	C-35
Figura 9.62: Modelo del caserón Filo 11 en Phase 2.....	C-36
Figura 9.63: Criterios de sobre excavación aplicados a Filo 11, Etapa 3.....	C-37
Figura 9.64: Criterios de sobre excavación aplicados a Filo 11, Etapa 4.....	C-37

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Descripción de macizo según RQD .....	5
Tabla 2.2: Descripción del macizo según Q.....	6
Tabla 2.3: Factores que determinan RMR.....	7
Tabla 2.4: Descripción de macizo según RMR .....	7
Tabla 2.5: Descripción del macizo según GSI .....	8
Tabla 2.6: Categorías de estabilidad, consecuencias y actuaciones según resultados del análisis por ancho escalado (traducido y modificado de Carter, 2014). .....	13
Tabla 2.7: Criterios de sobre excavación usados a lo largo de los años.....	24
Tabla 2.8: Producción de El Soldado .....	28
Tabla 2.9: Matriz de contingencia para los Criterios evaluados .....	35
Tabla 4.1: Propiedades de la roca intacta para cada litología.....	42
Tabla 4.2: Propiedades de Materiales especiales.....	43
Tabla 4.3: Valores de rigidez y resistencia al corte de las fallas principales utilizados en los análisis 3DEC (tabla modificada de Call and Nicholas, Inc., 1992) modificada por Itasca (2011).....	44
Tabla 4.4: Fallas Menores - Rajo El Soldado.....	44
Tabla 4.5: Propiedades y características de las fallas menores .....	45
Tabla 4.6: Descripción de las Etapas, caso Arauco 17 .....	49
Tabla 4.7: Descripción de las Etapas, caso Arauco 18.....	52
Tabla 4.8: Descripción de las Etapas, caso Arauco 23.....	57
Tabla 4.9: Descripción de las Etapas, caso Catedral 19 SE .....	64
Tabla 4.10: Descripción de las Etapas, caso Caving 235 .....	68
Tabla 5.1: Matriz de Criticidad para Criterio I.....	71

Tabla 5.2: Matriz de Criticidad para Criterio II.....	73
Tabla 5.3: Matriz de Criticidad para Criterio III .....	73
Tabla 5.4: Resumen Span Escalado.....	78
Tabla 5.5: Índices de la matriz de contingencia para los tres criterios.....	81
Tabla 6.1: Descripción de las Etapas, caso ASW.....	90
Tabla 6.2: Descripción de las Etapas, caso Santa Clara 27 .....	95
Tabla 6.3: Casos Futuros de El Soldado.....	100
Tabla 9.1: Puntajes para los parámetros del Q de Barton.....	A-2
Tabla 9.2: Rigidez Normal de algunas estructuras (AKL Ingeniería & Geomecánica Ltda.).....	B-2
Tabla 9.3: Descripción de las Etapas, caso Arauco 28.....	C-2
Tabla 9.4: Descripción de las Etapas, caso AES .....	C-7
Tabla 9.5: Descripción de las Etapas, caso Catedral 14 .....	C-12
Tabla 9.6: Descripción de las Etapas, caso Catedral 13 y 31 .....	C-16
Tabla 9.7: Descripción de las Etapas, caso Catedral 19 Sup.....	C-21
Tabla 9.8: Descripción de las Etapas, caso Catedral 30 .....	C-23
Tabla 9.9: Descripción de las Etapas, caso Catedral 32 Sup.....	C-28
Tabla 9.10: Descripción de las Etapas, caso Catedral 37 .....	C-31
Tabla 9.11: Descripción de las Etapas, caso Filo 11 .....	C-36
Tabla 9.12: Resumen Back Análisis, Criterio I, II y III .....	D-38
Tabla 9.13: Span Escalado.....	D-39
Tabla 9.14: Span Escalado.....	D-40

# **CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN**

La transición de rajo a subterránea es un cambio que se está dando con más frecuencia en estos tiempos, explotaciones a cielo abierto que llevan años operando y que se hacen cada vez más profundas, aumentan sus costos y por lo general bajan sus leyes, disminuyendo su atractivo económico hasta que finalmente la opción de seguir la explotación por un método subterráneo se vuelve más rentable.

Como esta transición es tan común en la actualidad, los problemas que esto conlleva han sido ampliamente estudiados. Sin embargo, la transición contraria también se puede dar, generando nuevos problemas que raramente son documentados. Para esta transición de subterránea a rajo, es fundamental el relleno apropiado de las excavaciones subterráneas antes de seguir profundizando el rajo, ya que beneficia el comportamiento y condición de estabilidad de los taludes en sus distintas fases de expansión, sin mencionar la clara atenuación del riesgo de fatalidades y pérdida de maquinaria producto del hundimiento inesperado de estas.

Considerando lo anterior, surge la necesidad de un estudio geotécnico de la estabilidad de estas cavidades en cada etapa de expansión del rajo y su proceso de relleno, donde la mínima losa entre el rajo y el techo de la cavidad se debe determinar.

## **1.1 HIPÓTESIS DE TRABAJO**

La hipótesis de este trabajo asume que la sobre excavación puede ser estimada mediante modelamiento numérico, delimitando una zona inestable con un isocontorno de esfuerzos alrededor de la excavación. Dicha zona inestable en el peor de los casos comprometerá la estabilidad global del caserón y en particular el puente de roca, situación que se intenta evitar.

Otro punto a considerar es que este trabajo asume que los criterios de sobre excavación utilizados a lo largo de los años en los modelos numéricos y que fueron aplicados a la pared colgante de los caserones también puede ser aplicada al techo de la excavación. Estos criterios se basan en la inestabilidad del macizo rocoso por desconfinamiento y daño por tracción que deberían influir tanto en la pared colgante como en el techo.

## **1.2 OBJETIVOS**

### **1.2.1 Objetivos generales**

Realizar un análisis geotécnico para validar los 40 m mínimos de puente de roca que se utilizan hoy en día y evaluar por etapa de explotación la estabilidad de cada uno de los caserones que se requiera rellenar y hundir para los próximos años.

### **1.2.2 Objetivos específicos**

- Revisar los métodos actuales disponibles en la literatura para cuantificar la sobre excavación con modelos numéricos.

- Recopilar información de los puentes de roca pasados entre el año 2003 a la fecha, poniendo especial atención a los caserones que serán rellenados durante el mes de agosto y octubre para generar una base de casos históricos.
- Llevar a cabo un estudio numérico de los casos históricos aplicando los criterios de sobre excavación elegidos de la revisión bibliográfica.
- Analizar la capacidad de los criterios elegidos previamente para predecir la sobre excavación identificando los criterios con mejor desempeño, los cuales serán usados posteriormente.
- Estudiar la estabilidad de puentes de roca futuros para determinar la cota de relleno que cumpla con los criterios de estabilidad que tuvieron mejor desempeño y cuyo puente de roca tenga espesor menor a 50 m para poder construir la chimenea de relleno.
- Encontrar limitaciones del análisis en 2D y determinar es su rango de validez.

### **1.3 ALCANCES**

Este trabajo se centró en el estudio de caserones de la mina El Soldado donde el método de explotación subterránea era Sublevel Stopping, la que terminó en el año 2010 continuando solo por explotación por rajo. La profundización del rajo genera una disminución en los esfuerzos alrededor de los caserones, lo que podría provocar colapso por descompresión, por ello se pone especial énfasis en el comportamiento del crown pillar a medida que se explota el rajo.

Se considera la secuencia de explotación tanto de los caserones como del rajo para ser incluidas como etapas secuenciales en el modelo numérico. El rajo guarda registro de su topografía desde el año 2003 de manera anual hasta el año 2013, mientras que en los años siguientes y hasta hoy en día las topografías del rajo son mensuales.

El estudio se limitará a la creación de modelos numéricos de elementos finitos en el programa bidimensional Phase<sup>2</sup> 8.0, el cual se aplicará a casos pasados de relleno de cavidades con el fin de determinar las condiciones estables de los puentes de roca, sabiendo que estos no fallaron cuando se rellenaron esas cavidades.

Los parámetros residuales que representan la conducta frágil del macizo rocoso no han sido determinados, por lo que solo se utilizaron modelos elásticos. Queda como trabajo futuro desarrollar modelos elasto-plásticos cuando dichos parámetros estén disponibles.

No se considera el efecto del tiempo en la estabilidad de un caso particular cuando las demás variables se dejan constantes, dado a los limitados casos históricos con los que se cuenta de la faena.

Para el estudio de los puentes futuros se utilizaron las topografías generadas para el plan mensual de explotación sin considerar que el relleno de una cavidad podría retrasar dicho plan, ya que no es el objetivo de esta memoria.

### **1.4 ESTRUCTURA DE LA MEMORIA**

Esta memoria se compone de 8 capítulos que se desarrollaron con una secuencia lógica para alcanzar el objetivo final de esta memoria, estos capítulos se describen a continuación:

## CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

Se contextualiza la situación, mostrando la complejidad del problema. Se plantean los objetivos específicos que se deben lograr para alcanzar el objetivo principal.

## CAPÍTULO 2: ANTECEDENTES

Se presenta el marco teórico referente al diseño empírico de caserones y los métodos antiguos para evaluar la estabilidad de los puentes de roca.

Se hace una revisión bibliográfica acerca de los mecanismos de falla que pueden ocurrir en un puente de roca para determinar las condiciones que permiten que estos mecanismos ocurran, luego se hace una revisión bibliográfica de los estudios de estabilidad de caserones utilizando modelos numéricos y la aplicabilidad a la problemática de esta memoria.

Muestra antecedentes pertinentes a la faena y a las medidas de control que se aplican para el control y detección de cavidades. También se detallan las actividades para rellenar una cavidad con sus respectivos plazos.

## CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA

Se describe paso a paso la metodología usada para estudiar cada caso con el fin de replicarla a casos futuros.

## CAPÍTULO 4: ESTUDIO DE CASOS

Se detalla la información necesaria y los supuestos o consideraciones que se hicieron para construir los modelos numéricos.

Resume el análisis del conjunto de casos históricos utilizados para generar y calibrar el criterio de estabilidad. Se aplican varios criterios de estabilidad para luego evaluar su desempeño.

## CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DE CRITERIOS DE SOBRE EXCAVACIÓN

Se estudia la capacidad de cada criterio para delimitar la zona propensa a caer para elegir los criterios que serán utilizados para determinar la capacidad de este criterio para preceder la sobre excavación.

## CAPÍTULO 6: SITUACIÓN FUTURA DE CASERONES DE EL SOLDADO

Se aplica el criterio de estabilidad a casos futuros de explotación del rajo, dando recomendaciones acerca de la factibilidad de rellenar cada cavidad a distintas cotas o espesores de puente de roca.

## CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES

Discute y concluye respecto de los resultados y los argumentos propuestos a lo largo del desarrollo de este trabajo. Se precisan y resaltan las conclusiones por Capítulo.

## CAPÍTULO 8: BIBLIOGRAFÍA

Lista las referencias utilizadas a lo largo de este trabajo.

## CAPÍTULO 2 ANTECEDENTES

La problemática expuesta en este trabajo requiere tratar 4 temas en este capítulo de antecedentes, estos temas se describen a continuación:

- **2.1 Métodos de diseño de Sublevel Stopping:** se presentan distintos métodos de diseño y se discute la aplicación de estos en los puentes de roca cercanos a la superficie.
- **2.2 Modelo Numérico de sobre excavación:** se identifica la condición inestable o modo de falla que debe ser representada por el modelo numérico, se muestra una revisión bibliográfica de modelos numéricos aplicados a la sobre excavación de caserones y por último se entrega información pertinente acerca de los modelos numéricos en general.
- **2.3 Antecedentes de El Soldado:** en esta sección se contextualiza el problema en la faena donde será estudiado y se describe el protocolo de dicha faena para controlar y detectar las cavidades subterráneas.
- **2.4 Test diagnósticos:** se describe una herramienta matemática para evaluar la capacidad de un pronosticador para distinguir entre dos estados.

Con la estructura de este capítulo ya definida, se procede a desarrollar cada sección ya mencionada.

### 2.1 MÉTODOS DE DISEÑO DE SUBLEVEL STOPING

Los métodos de diseño disponibles para estudiar la estabilidad de caserones se dividen en métodos empíricos y analíticos. Ambos métodos se basan en determinar la resistencia del material y la carga que siente dicho material, luego se aplica algún criterio de falla para determinar la estabilidad. Por ello, la principal dificultad en ambas categorías de diseño es el bajo grado de precisión para determinar el valor de la mayoría de los parámetros de entrada.

Los métodos empíricos determinan la estabilidad de los caserones por medio del uso de análisis estadístico de los casos históricos que deriva en un criterio de falla. Dicho criterio puede consistir en diseñar una línea o zona en un gráfico que divide geometrías estables de las inestables, con poco o nada de base teórica. Algunos de los métodos empíricos más utilizados se detallan en la sección 2.1.1.

Los métodos analíticos se basan en criterios teóricos de falla e involucran la formulación y aplicación de un cierto modelo conceptual con propósitos de diseño. El objetivo de esto es reproducir el comportamiento y respuesta del caserón. Como ejemplo de este tipo de método se tiene la falla tipo viga y el arco de Voussoir.

#### 2.1.1 Métodos de Diseño Empírico

Se define macizo rocoso como la forma en que se presentan las rocas en el medio natural. De esta manera, un macizo rocoso estará definido por la roca y las estructuras, que a su vez contendrá planos de estratificación, fallas, juntas, pliegues y otros caracteres estructurales. Los macizos rocosos son por lo tanto discontinuos y pueden presentar propiedades heterogéneas y/o anisótropas.

Un macizo rocoso en profundidad es un material natural con propiedades predeterminadas que solo se pueden estimar por medio de test. Dichas propiedades son dependientes de la escala a la cual se realiza el test debido a la presencia de estructuras y discontinuidades de distintos tamaños hace

imposible realizar un test a una escala realista. Por ello, una forma de estimar la resistencia del macizo rocoso es utilizar los sistemas de clasificación del macizo rocoso tales como:

- Rock Quality Designation (RQD) (Deere, 1964)
- Rock Mass Rating (Bieniawski, 1974)
- NGI Clasificación Q (Barton, 1974)

Las técnicas de diseño empírico se desarrollaron a partir de los sistemas de clasificación RMR y Q de Barton, incorporando factores que representaban la influencia de esfuerzos inducidos y reemplazando el termino span por el radio hidráulico. Los métodos de diseño empírico más comunes en la minería se listan a continuación:

- Gráfico de estabilidad de Mathews (Mathews et al., 1981)
- Gráfico de estabilidad modificado (Potvin, 1988)
- Gráfico de estabilidad de Laubscher (Laubscher, 1990)
- Span escalado (Carter, 1992)

El Span escalado se aplica a caserones que se encuentran a poca profundidad y está especialmente enfocado a la estabilidad del puente de roca o crown pillar.

En las secciones siguientes se describen estos métodos de diseño empírico que se utilizarán más adelante.

### 2.1.1.1 RQD: Rock Quality Designation (Deere et al., 1967)

Mide el largo de trozos recuperados mayores a 10 cm, dividido por largo total del testigo como se muestra en la Ecuación 1.

$$RQD = \frac{\sum \text{Trozos de longitud} \geq 10 \text{ cm}}{\text{Longitud total del tramo}} \times 100 \quad (\%)$$

*Ecuación 1: RQD*

Según el valor del RQD, la roca se puede clasificar en muy mala, mala, regular, buena o excelente dependiendo del rango de valores al que pertenezca, dicha clasificación se muestra en la Tabla 2.1.

*Tabla 2.1: Descripción de macizo según RQD*

Rock Quality Designation (Descripción)	Valor RQD
Muy mala	0 – 25
Mala	25 – 50
Regular	50 – 75
Buena	75 – 90
Excelente	90 – 100

Debe considerarse que el RQD no aporta información de los trozos menores a 10 cm.

### 2.1.1.2 Q: Rock Tunneling Quality Index (Barton et al., 1974)

El sistema de clasificación del Instituto Geológico Noruego (NGI) expresa la calidad de la roca, Q, como una función de seis variables independientes desarrolladas por Barton, Lien y Lunde (1974). Los factores que considera esta clasificación son tamaño de bloques, resistencia de las discontinuidades y efecto de los esfuerzos. La Ecuación 2 muestra el cálculo del Q de Barton.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF}$$

Ecuación 2: Q de Barton

- RQD: Rock Quality Designation (%)
- $J_n$ : Número de sistemas de discontinuidades
- $J_r$ : Número de rugosidad de discontinuidades
- $J_a$ : Número de alteración de discontinuidades
- $J_w$ : Agua de discontinuidades
- SRF: Factor de reducción de esfuerzos

En la Tabla 9.1 (ubicada en los Anexos) se encuentran los valores para los parámetros que considera el Q de Barton para distintas condiciones. La descripción del macizo rocoso según el Q calculado se determina mediante la Tabla 2.2

Tabla 2.2: Descripción del macizo según Q

Descripción del macizo	Q
Excepcionalmente malo	0.001 – 0.01
Extremadamente malo	0.01 – 0.1
Muy malo	0.1 – 1
Malo	1 – 4
Regular	4 – 10
Bueno	10 – 40
Muy Bueno	40 – 100
Extremadamente Bueno	100 – 400
Excepcionalmente Bueno	400 - 1000

### 2.1.1.3 RMR: Rock Mass Rating (Bieniawski, 1989)

El sistema de clasificación de RMR, desarrollado por Bieniawski (1974), tiene por objetivo estimar el requerimiento de fortificación para túneles. Este sistema integra la resistencia a la compresión uniaxial (UCS), el RQD definido anteriormente, el espaciamiento de las fracturas (S), su condición y orientación ( $J_c$ ) y las aguas subterráneas presentes ( $J_w$ ). La fórmula para su cálculo se muestra en la Ecuación 3, esta corresponde a la suma simple de los puntajes obtenidos por cada ítem. Estos puntajes se asignan según el rango o calificación al que pertenezca el parámetro.

$$RMR_B = RMR_{B-básico} + P(J_o)$$

$$RMR_{B-básico} = P(UCS) + P(RQD) + P(S) + P(J_c) + P(J_w)$$

Ecuación 3: RMR de Bieniawski

En la Tabla 2.3, los números que aparecen entre [ ] son el puntaje correspondiente al rango de valores o característica que aparece sobre estos números.

Tabla 2.3: Factores que determinan RMR

VALORACIÓN DEL MACIZO ROCOSO – RMR B89						
PARÁMETRO	RANGO DE VALORES					
R. COMPRE. UNIAXIAL UCS [MPa]	>250	100-250	50-100	25-50	<25 <5 <1	
	[15]	[12]	[7]	[4]	[2] < [1] < [0]	
RQD [%]	90-100	75-90	50-75	25-50	<25	
	[20]	[17]	[13]	[8]	[3]	
ESPACIAMIENTO S [m]	>2	0,6-2	0.2-0.6	0.06-0.2	< 0.06	
	[20]	[15]	[10]	[8]	[5]	
CONDICIÓN DE DISCONTINUIDADES Jc	PERSISTENCIA	<1m Long.	1-3 m Long.	3-10m	10-20 m	> 20 m
	APERTURA	Cerrada	<0.1mm apert.	0.1-1.0mm	1 - 5 mm	> 5 mm
	RUGOSIDAD	Muy rugosa	Rugosa	Mod. rugosa	Lisa	Muy lisa
	RELLENO	Limpia	Duro < 5mm	Duro > 5mm	Blando <5 mm	Blando > 5 mm
	ALTERACIÓN	Sana	Lev. Alterado	Mod. Alterado	Alta alteración	Descompuesta
AGUA SUBTERRANEA Jw	Seco	Húmedo	Mojado	Goteo	Flujo	
	[15]	[10]	[7]	[4]	[0]	

Según el valor del RMR calculado con la Ecuación 3, el macizo rocoso se puede clasificar como se muestra en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4: Descripción de macizo según RMR

CLASE DE MACIZO ROCOSO					
RMR DESCRIPCIÓN	100 – 81	80 – 61	60 – 41	40 – 21	20-0
	I MUY BUENA	II BUENA	III REGULAR	IV MALA	V MUY MALA

El RMR y el Q de Barton son los sistemas de clasificación del macizo rocoso más utilizados y han sido relacionados por la Ecuación 4 (Bieniawski, 1976).

$$RMR = 9 \ln Q + 44$$

Ecuación 4: RMR vs Q de Barton (Bieniawski, 1976)

#### 2.1.1.4 GSI: Geological Strength Index (Hoek, 1994)

Desarrollado con el propósito de escalar la resistencia del macizo rocoso, definida de acuerdo al criterio de Hoek-Brown. Depende de la estructura del macizo rocoso, definida en términos de su blocosidad y grado de trabazón del macizo rocoso; y de la naturaleza de la superficie de las discontinuidades.

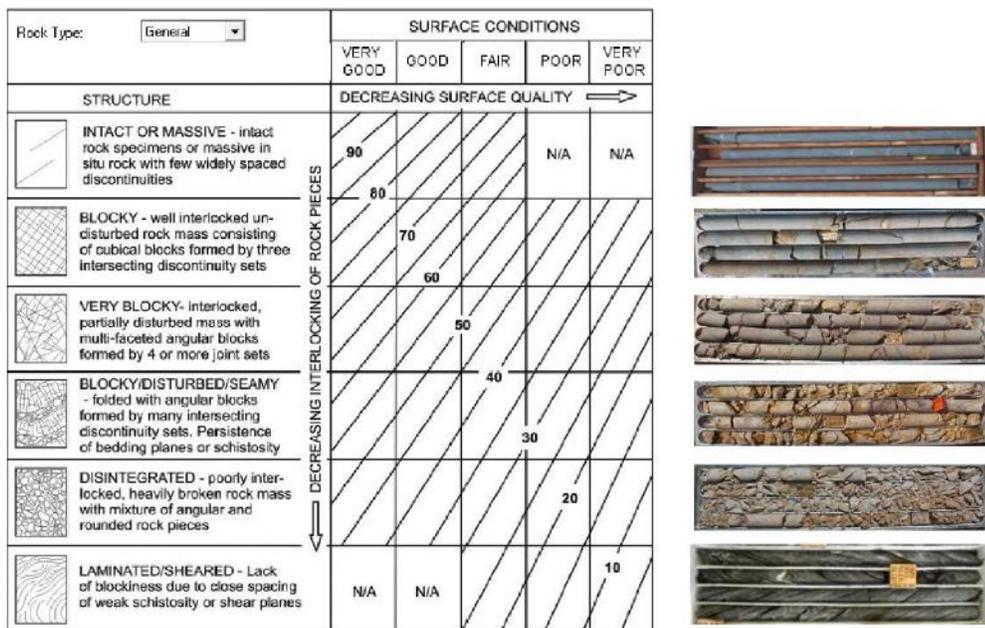


Figura 2.1: GSI para macizo rocoso con bloques

Tabla 2.5: Descripción del macizo según GSI

Descripción	GSI
Roca muy buena	81 – 100
Roca buena	61 – 80
Roca regular	41 – 60
Roca mala	21 – 40
Roca muy mala	0 – 21

### 2.1.1.5 MRMR: Modified Rock Mass Rating (Laubscher, 1977, 1984)

El método de clasificación de Laubscher (1975) se desarrolló como una variante del método de Bieniawski orientada a aplicaciones mineras, definiendo la calidad geotécnica del macizo rocoso in situ mediante un índice IRMR, que luego se modifica para definir un índice de calidad geotécnica-minera, MRMR (Mining Rock Mass Rating), como se ilustra en el esquema de la Figura 2.2.

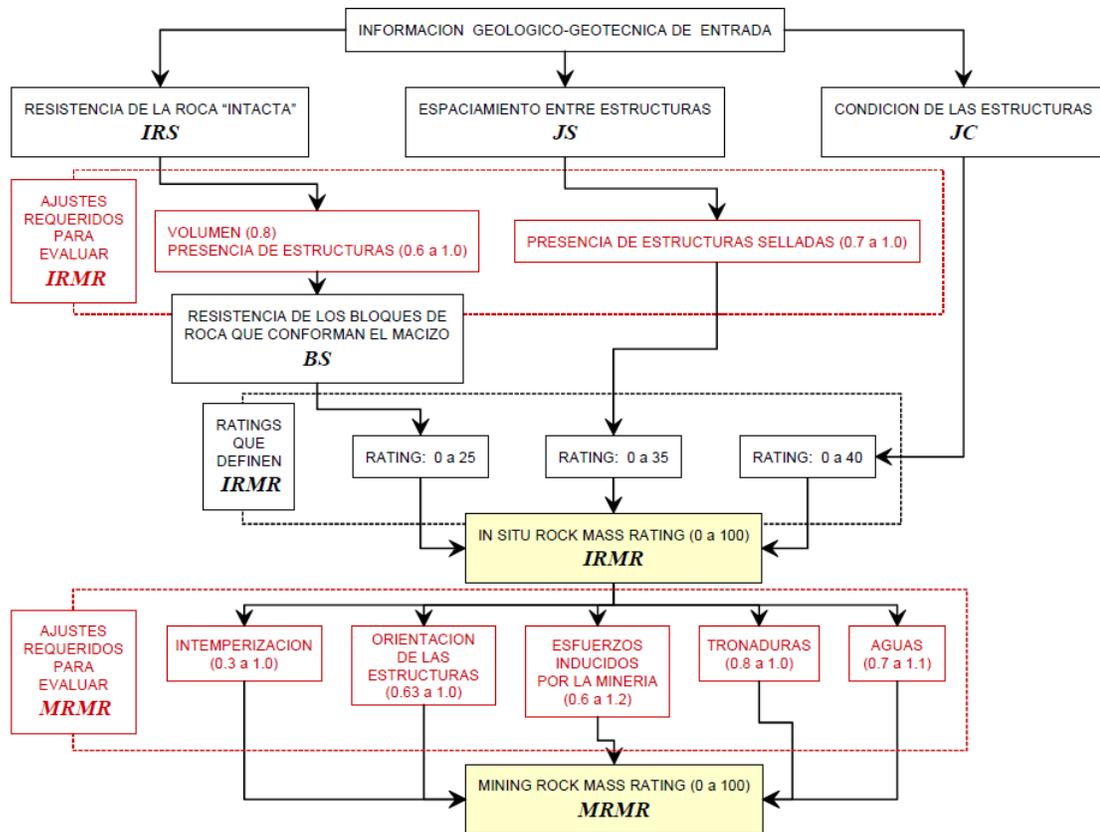


Figura 2.2: Diagrama de flujo que ilustra el procedimiento para evaluar los índices IRMR y MRMR de calidad geotécnica (modificada de Laubscher & Jakubec, 2001)

### 2.1.1.6 Gráfico de estabilidad de Mathews

En 1981, K. Mathews, E. Hoek, E. Wyllie y S. B. V. Stewart de Golden Associates introdujeron un nuevo enfoque empírico para predecir la estabilidad de caserones a altas profundidades (por sobre los 1000 metros de profundidad). Este método reconoce:

- Fallas controladas por esfuerzos en los caserones
- Fallas estructurales en los caserones
- Fallas por combinación de esfuerzos y fallas

Mathews et al. Sugiere que la estabilidad de cada pared en cada caserón debe analizarse por separado, lo que permite una investigación más detallada del macizo rocoso, orientación de estructuras y condición de estrés para cada pared individual.

Para el análisis de estabilidad se deben desarrollar dos parámetros, el primero es el número de estabilidad “Stability Number (N)” que cuantifica el efecto de los factores geotécnicos A, B y C que se obtienen de la Figura 9.1 ubicada en ANEXO A . Mientras más grande sea “N”, más estable será la pared. Dicho parámetro se obtiene de la Ecuación 5.

$$N = Q' \times A \times B \times C$$

Ecuación 5: Número de estabilidad, “Stability Number (N)”

Donde:

- Q': Rock Tunnelling Quality Index de Barton (1974) con SRF (Stress Reduction Factor)=1
- A: Factor de condición de esfuerzos
- B: Factor de orientación de estructuras
- C: Factor de componente gravitacional

El segundo parámetro es el radio hidráulico que da cuenta del efecto del tamaño y forma de la superficie de la pared. Este se define como la razón entre el área y el perímetro de la superficie.

Con el valor de N se ingresa a la Gráfica de Estabilidad de Mathews (Figura 2.3), la cual permite evaluar la condición de estabilidad, estimando una probabilidad de falla para distintos radios hidráulicos. En dicho grafico también se identifican 2 fronteras de estabilidad que dividen el gráfico en 3 zonas:

- Zona estable: La excavación se mantiene en buen estado sin utilización de soporte, o sólo con necesidad local de soporte.
- Zona potencialmente inestable: La excavación presenta falla localizada, pero tiende a formar arcos mecánicos estables. Sumando la utilización de soporte puede disminuir el riesgo de falla.
- Zona de potencial hundimiento: La excavación falla y no logra estabilizarse antes del relleno de toda la cavidad.

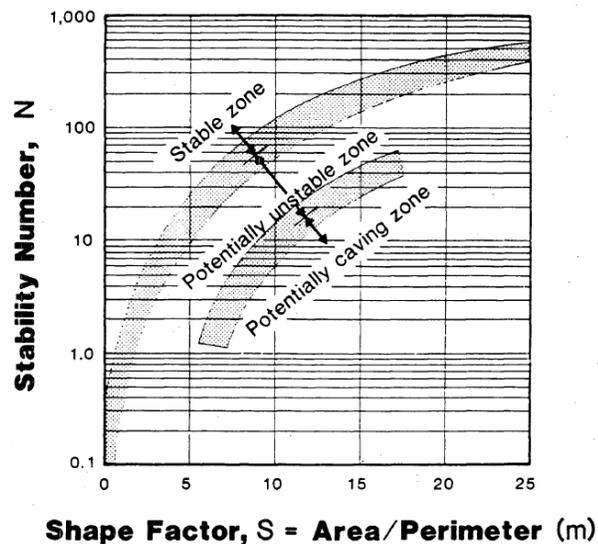


Figura 2.3: Relación entre el número de estabilidad y el radio hidráulico de la superficie de un caserón (Después de Mathews et al, 1980)

### 2.1.1.7 Gráfico de estabilidad de Laubscher

La primera versión de este gráfico fue publicada por Laubscher en 1975, luego fue revisada en 1990 y en 1994. Este diagrama de estabilidad requiere del índice MRMR para determinar el radio hidráulico admisible de la cavidad. En el diagrama se identifican tres zonas; estable (caserones abiertos), soportada (transición) y caving.

La delimitación de las zonas fue basada principalmente en casos de estudio de panel-block caving y por lo tanto el número total de casos de estudio era pequeño cuando se publicó. Es importante

tener esto en cuenta, pues el rango o validez de aplicación depende de la base de datos utilizada para definir las zonas del diagrama. Por ello, en El Soldado se utiliza el diagrama de la Figura 2.4 donde los puntos utilizados corresponden a caserones pertenecientes a la mina.

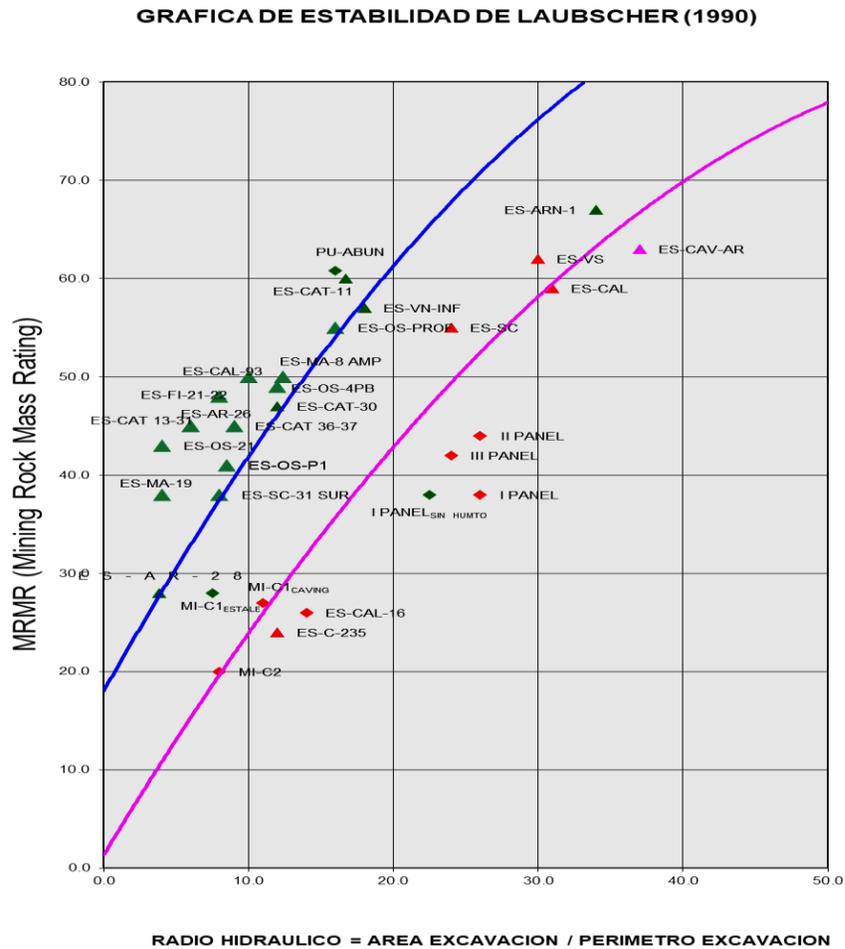


Figura 2.4: Estabilidad de excavaciones de Laubscher para El Soldado

### 2.1.1.8 Método del Span escalado (Carter T. G., 1992)

Este método, desarrollado en 1980, provee una forma para dimensionar empíricamente un crown pillar de una excavación cercana a la superficie basada en 500 casos históricos de los cuales 70 son colapsos de crown pillar. El principio en el que se basa este método fue que a medida que el tamaño de la excavación aumenta, también aumenta el peligro de falla y por lo tanto la probabilidad de colapso del crown pillar. También considera que al aumentar la calidad de la roca la probabilidad de colapso decrece. De este razonamiento surge la idea de relacionar las características geométricas con el Rock Mass Quality (Q de Barton), para ello Carter creó el Span escalado que se calcula con la Ecuación 6 utilizando los parámetros que se muestran en la Figura 2.5.

$$Cs [m] = S \left( \frac{\gamma}{T (1 + S_R)(1 - 0.4 \cos \theta)} \right)^{0.5}$$

Ecuación 6: Span escalado (Carter T. G., 1992)

Donde:

- $S$ : Span del crown pillar o el ancho del caserón [m]
- $\gamma$ : densidad del macizo rocoso [ $t/m^3$ ]
- $T$ : Espesor del crown pillar [m]
- $S_R$ : razón entre el span del crown pillar y el largo del crown pillar ( $S/L$ )
- $\theta$ : inclinación del cuerpo mineralizado o de la foliación

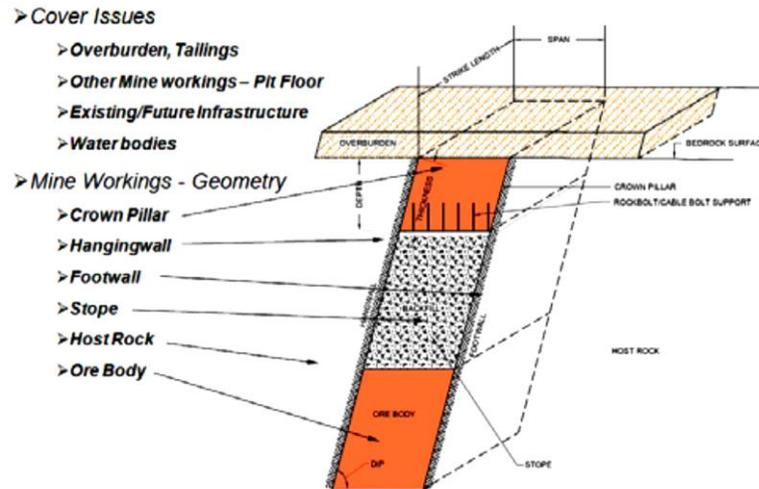


Figura 2.5: Nomenclatura del Crown pillar (Carter T. A., 2014)

Los resultados de la estabilidad del pilar corona pueden introducir la probabilidad de falla del mismo, considerando las incertidumbres por la variabilidad de la calidad  $Q$ , el buzamiento de estratos, geometría de la cámara, etc. La fórmula de probabilidad de falla en función del factor de seguridad es según Carter (2014):

$$Pf[\%] = \frac{100}{1 + 440 e^{(-1.7 Cs/Q^{0.44})}}$$

Ecuación 7: probabilidad de falla

Como se puede ver en la Ecuación 6, los parámetros considerados para calcular el span escalado están relacionados con el volumen y masa del puente de roca. Con el cálculo del Span escalado listo, se procede a graficar este parámetro vs el  $Q$  de Barton como se muestra en la Figura 2.6 donde se definen intervalos según la probabilidad de falla del puente de roca.

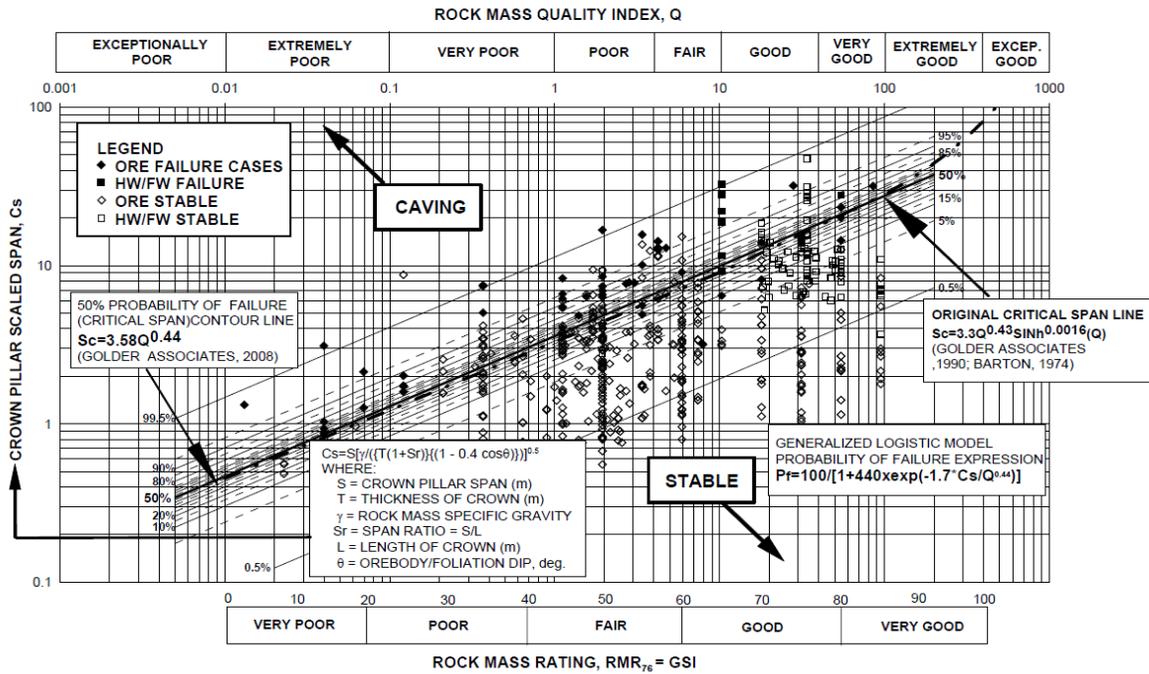


Figura 2.6: Gráfico del Span escalado vs rock Quality (Q) incluyendo intervalos de probabilidad de falla (Carter T. A., 2014)

De la Figura 2.6 y de la experiencia adquirida, se generó un conjunto de guías para la exposición de personal en base al riesgo de colapso que presenta la excavación, estas guías se resumen en la Tabla 2.6 donde se define la Clasificación de los intervalos de probabilidad de falla entre A, B y hasta G representados por las ecuaciones en función del Q de Barton que se muestran en la columna 4 de la misma tabla.

Tabla 2.6: Categorías de estabilidad, consecuencias y actuaciones según resultados del análisis por ancho escalado (traducido y modificado de Carter, 2014).

Clase	Probabilidad de Falla [%]	Mínimo FS	Máximo Span Escalado	ESR (Barton et al. 1974)	Guías de diseño para la aceptabilidad/durabilidad del crown pillar				
					Expectación	Años	Acceso de personal	Posición de cierre	Supervisión operativa requerida
A	50-100	<1	$11.31 Q^{0.44}$	>5	Cero en términos efectivos	<0.5	Prohibido	Totalmente inaceptable	No es efectivo
B	20-50	1	$3.58 Q^{0.44}$	3	Muy corto plazo -solo para propósitos mineros temporales	1	Prohibido	No aceptable	Monitorización continua sofisticada
C	10-20	1.2	$2.74 Q^{0.44}$	1.6	Muy corto plazo - pilares corona casi temporales – riesgo no deseable en trabajos temporales de ingeniería civil	2-5	Activamente preventivo	Muy preocupante	Monitorización continua con instrumentos
D	5-10	1.5	$2.33 Q^{0.44}$	1.4	Corto plazo - coronas semi temporales, por ejemplo debajo de infraestructuras mineras poco sensibles	5-10	Preventivo	Preocupante	Monitorización continua simple
E	1.5-5	1.8	$1.84 Q^{0.44}$	1.3	Medio plazo – coronas semi permanentes posibilidad bajo infraestructuras	15-20	Disuadido	Algo preocupante	Monitorización superficial
F	0.5-1.5	2	$1.12 Q^{0.44}$	1	Largo plazo- coronas casi permanentes – portales de obra civil	50-100	Permitido	Preocupación limitada	Monitorización superficial ocasional
G	<0.5	>>>2	$0.69 Q^{0.44}$	0.8	Muy largo plazo – coronas permanentes sobre túneles civiles	>100	Libre	No hay preocupación	No se requiere monitorización

### **2.1.1.9 Crítica a los métodos de diseño empírico**

El gráfico de estabilidad fue creado en 1981 por Mathews y ha ganado reconocimiento con el paso de los años alrededor del mundo, pasando de 26 casos iniciales a 483 en el 2012. El gráfico que inicialmente fue propuesto para extensos cuerpos mineralizados también ha sido usado para cuerpos mineralizados angostos, tipo veta sin preocuparse de los supuestos subyacentes. Nuevos factores han sido añadidos a los existentes, también se han propuesto diferentes zonas de transición y gráficos de estabilidad. Todo lo anterior conlleva a serios problemas de uso de casos incompatibles, distintas interpretaciones para un mismo caso y confusión generalizada en su uso.

Existen varias limitaciones importantes en los gráficos de estabilidad tanto en el original como en los modificados y que fueron listadas por (Suorineni, 2012), las cuales se listan a continuación:

- El modo de falla por deslizamiento en la pared yacente es pobremente representado por el factor de gravedad C
- El factor de esfuerzo A no tiene en cuenta inestabilidades causadas por tracción
- Caserones con geometrías complejas son frecuentemente simplificadas en exceso
- Los efectos por malas tronaduras son usualmente ignorados
- El efecto de las fallas no es considerado
- Las zonas de estabilidad en los gráficos son definidas de manera subjetiva

En cuanto a la evaluación de los caserones cerca de la superficie, el método empírico de Mathews pierde sensibilidad a la disminución del puente de roca, ya que el factor de esfuerzos A se considera como 1 cerca de la superficie sin tener un rango de variación bien definido. Además, la ingeniería básica de los caserones de El Soldado considera que este factor vale 1 para la mayoría de los caserones desde la etapa de explotación del mismo debido a la cercanía de las grandes cavidades rellenas o por su baja profundidad.

Por lo anterior el único método empírico que se aplicará a los caserones de esta faena será el método del Span escalado de Carter (1992) que fue específicamente desarrollado para evaluar la estabilidad de puentes de rocas de caserones cercanos a superficie.

### **2.1.2 Criterios de Falla**

En estos métodos es fundamental determinar los esfuerzos inducidos e in-situ incluyendo la influencia de las discontinuidades que cambian las propiedades elásticas del macizo rocoso. La principal dificultad es encontrar el límite por sobre el cual el macizo rocoso es autosoportado debido a la influencia de los esfuerzos de confinamiento o por la acción de algún arco estable.

Los criterios de Falla debido a esfuerzos solo consideran las propiedades resistentes del macizo rocoso y los esfuerzos existentes. No considera la orientación de las paredes o el piso del caserón que puede generar condiciones más débiles. Muchos criterios han sido desarrollados y la mayoría de ellos tienen uso limitado en la mecánica de rocas, excepto el criterio de Mohr-Coulomb y Hoek & Brown, desarrollados específicamente para roca. Estos dos criterios se resumen en los siguientes apartados.

### 2.1.2.1 Criterio de rotura de Hoek & Brown: Roca Intacta (Versiones iniciales)

El criterio de rotura más utilizado en la actualidad en el estudio del comportamiento de roca intacta es el de Hoek & Brown, criterio empírico definido para probetas de laboratorio a partir de ensayos sobre un enorme número de muestras (Hoek & Brown, 1980). Este criterio se puede expresar mediante la siguiente fórmula:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m_i \sigma_3 \sigma_c + \sigma_c^2)^{0.5}$$

*Ecuación 8: Criterio de falla Hoek & Brown*

Donde:

- $\sigma_1$ : esfuerzo principal mayor
- $\sigma_3$ : esfuerzo principal menor
- $m_i$ : constante que depende del tipo de roca y su textura
- $\sigma_c$ : resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta

Se trata de un criterio no lineal, puramente empírico, que permite valorar de manera sencilla, la rotura de un medio rocoso mediante la introducción de las principales características geológicas y geotécnicas. Este criterio asume comportamiento isótropo de la roca y del macizo rocoso y debe aplicarse solo si hay suficientes discontinuidades espaciadas a una corta distancia, es decir estructuras grandes y bloques pequeños.

### 2.1.2.2 Criterio de falla de Hoek & Brown Generalizado para macizo rocoso

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

*Ecuación 9: Criterio de falla de Hoek & Brown: Macizo Rocoso*

Donde:

- $\sigma_1'$ : Esfuerzo efectivo principal mayor en la condición de falla [MPa]
- $\sigma_3'$ : Esfuerzo efectivo principal menor en la condición de falla [MPa]
- $\sigma_{ci}$ : Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta
- $m_b$ : Constante reducida de  $m_i$  de Hoek & Brown para el macizo rocoso
- $s, a$ : Constantes que dependen de las características del macizo rocoso

El Índice Geológico de Resistencia (GSI) definido anteriormente proporciona un sistema para estimar la disminución de la resistencia que presentará un macizo rocoso con las diferentes condiciones geológicas.

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14 D}\right) \quad s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3 D}\right) \quad a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}(e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$$

*Ecuación 10: Constantes ajustadas a la condición del macizo rocoso*

Donde D es el factor que depende del grado de alteración al que ha sido sometido el macizo rocoso por efectos de las excavaciones (mecánicas o por voladura) o por la relación de esfuerzos. Varía desde 0 para macizos rocosos in situ inalterados hasta 1 para macizos rocosos muy alterados. En la

Figura 2.7 se muestra los valores que toma este factor dependiendo de la calidad de la voladura en minas explotadas mediante cielo abierto.



Pequeñas voladuras en taludes de ingeniería civil dan lugar a pequeños daños al macizo rocoso, particularmente si se usan voladuras de contorno como se muestra en el lado izquierdo de la fotografía. Sin embargo la liberación de tensión resulta en alguna alteración.

D= 0.7 para buena tronadura

D= 1.0 para pobre tronadura



Los taludes en las grandes minas a cielo abierto sufren alteraciones significativas debido a las grandes voladuras de producción y también debido a la relajación de tensiones al retirar el estéril de recubrimiento.

En algunas rocas blandas la excavación se puede llevar a cabo mediante el ripado y empuje con tractores oruga y el grado de afectación a los taludes será menor.

D= 1.0 para tronadura de producción

D= 0.7 para excavación mecánica

Figura 2.7: Factor de alteración por tronadura de Hoek & Brown (D) (Hoek, Carranza-Torres, & Corkum, Hoek-Brown criterion, 2002)

### 2.1.2.3 Criterio de falla de Mohr-Coulomb

El criterio de rotura de Mohr-Coulomb, introducido por primera vez por Coulomb en el año 1773, inicialmente pensado para el estudio en suelos, es un criterio de **rotura lineal**.

Se define el criterio de rotura en función de la tensión tangencial y la tensión normal en un plano como se muestra en la Ecuación 11. Se genera como una envolvente lineal de círculos de Mohr que representan varias combinaciones críticas de esfuerzos principales.

$$\tau = C + \sigma_n \tan(\phi)$$

Ecuación 11: Criterio de falla de Mohr-Coulomb

Donde:

- $C$ : Cohesión [Mpa], una constante que representa la tensión cortante que puede ser resistida sin que haya ninguna tensión normal aplicada
- $\phi$ : Ángulo de fricción [°]
- $\tau$ : Tensión tangencial [Mpa] que actúa en el plano de rotura
- $\sigma_n$ : Tensión normal [Mpa] que actúa en el plano de rotura

El fallamiento ocurre cuando el esfuerzo de corte aplicado menos la resistencia friccional asociada con el esfuerzo normal aplicado en el plano de falla es igual a una constante. La ecuación pierde validez física al tener esfuerzos de tracción. Mohr-Coulomb es simple y se puede extrapolar su uso hasta un cierto valor de esfuerzo principal menor correspondiente a la resistencia uniaxial a la tracción.

## 2.2 MODELO NUMÉRICO DE SOBRE EXCAVACIÓN

La naturaleza del problema a modelar condiciona el tipo de análisis que se puede aplicar para representarlo, por ello es importante entender en primera instancia el mecanismo de falla que puede presentar y las condiciones que lo gatillan. Considerando lo anterior el primer punto a desarrollar en este capítulo será caracterizar los mecanismos de falla de un puente de roca cercano a superficie para luego presentar los criterios de sobre excavación utilizados en modelos numéricos.

### 2.2.1 Mecanismos de falla de crown pillar cercano a superficie

El análisis de casos de falla incluidos en Golder-CanMet database (Golder, 1990) identifica cinco principales mecanismos de falla, los que se muestran esquemáticamente en la Figura 2.8 y que se describen a continuación.

#### 2.2.1.1 Chimney caving

Este mecanismo se inicia sobre un área relativamente pequeña debido a fallas sucesivas creando un hoyo o chimenea que progresa rápidamente a superficie. Tres distintos mecanismos de falla tipo Chimney caving pueden ser identificados:

- ❖ **Chimneying:** Este mecanismo ocurre en roca mala o en roca que hizo caving previamente. Este mecanismo progresivo se inicia por la falla de la pared colgante o por el techo de un caserón. Si un arco estable o auto-soportado no puede ser formado, la socavación podrá propagar hacia la superficie. El material desprendido tenderá a llenar el caserón por completo, a menos que el caserón sea muy grande o el material desprendido sea insuficiente. Este mecanismo ha sido bien establecido en modelos de estudio de fallas en túneles superficiales en arena y arcilla (Atkinson et al., 1975). Para su análisis varios métodos de equilibrios límites para chimenea/excavación pueden ser usados. El Span escalado también se puede usar, al igual que algunas formas de equilibrio límite de Voussoir, algunos modelos numéricos pueden funcionar también.
- ❖ **Unravelling:** El tercer mecanismo, también progresivo, ocurre como resultado de un enrejado de discontinuidades en el macizo rocoso que bajo un nivel de relajación de esfuerzos puede desarmarse y caer. La roca del macizo rocoso puede ser buena y no fallar (a menos que esté en flexión). Este mecanismo lo controla las discontinuidades regulares del macizo rocoso. Tal como en el caso previo, este se propagará hasta que el espacio vacío sea insuficiente. Para su estudio, códigos numéricos solo deberían ser usados si pueden incorporar o crear bloques discretos que simulen el enrejado. Algunos métodos empíricos incluido el Span escalado puede ser aplicado si se tiene una base de datos correlacionada con el caso a evaluar.
- ❖ **Plug failure:** Este ocurre debido a una repentina falla del macizo rocoso debido a factores geológicos tales como diques y/o fallas que limitan un volumen de roca. Este mecanismo fue postulado primero por Crane (1931) quien estudio el desarrollo del caving tipo chimenea en minas de hierro del norte de Michigan. Para este caso se suele usar modelos de análisis de equilibrio limite y modelos empíricos incluido el enfoque de Span escalado, más un modelo numérico puede ser aplicado, pero solo si el modelo permite replicar el efecto de caída del bloque completo.

### 2.2.1.2 Caving

Se refiere a la falla progresiva en la roca subyacente cuyo proceso se propaga hacia arriba hasta conectar con la superficie. Este modo de falla se puede analizar con gráficos de estabilidad de Mathews-Potvin / Laubscher más el método de Span escalado, también es aceptable usar diversos modelos numéricos de elementos discretos, pero solo cuando los códigos de dichos modelos pueden replicar el proceso de caving.

### 2.2.1.3 Delamination

Este mecanismo se caracteriza por estar controlado por discontinuidades o foliación subhorizontales, las que provocan caída de bloques laminares. Algunas formas de equilibrio límite de vigas pueden ser aplicados, también algunas soluciones Voussoir y modelos numéricos con una apropiada réplica de dichas discontinuidades.

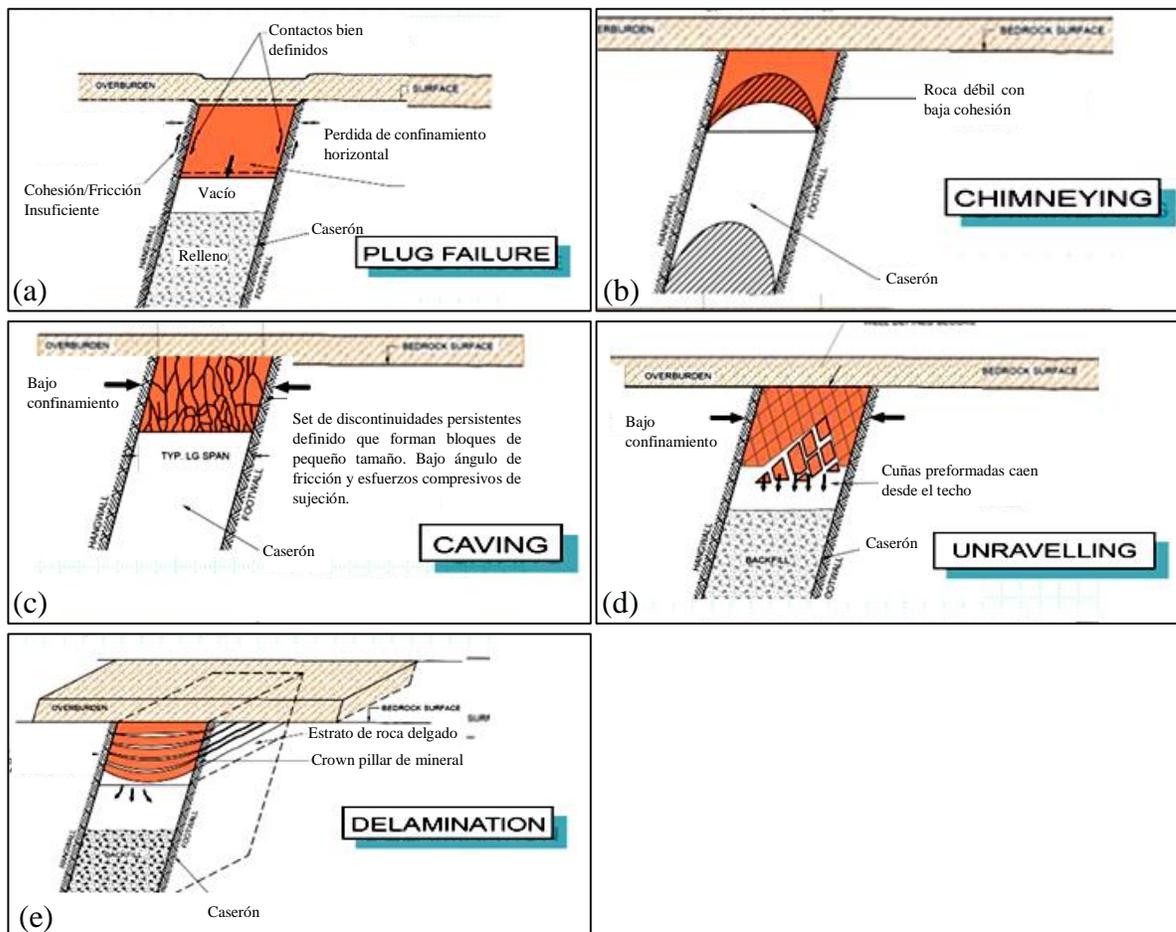


Figura 2.8: Principales tipos de falla para crown pillar superficiales (Carter T. A., 2014)

En el caso de El Soldado, no existe estratificación y el macizo rocoso es competente, por lo que los mecanismos de falla que pueden presentar los caserones de esta faena son caving y unravelling debido al bajo confinamiento por la cercanía a superficie y por los sets de discontinuidades presentes. Por lo anterior, es importante considerar los mecanismos de falla por desconfinamiento.

### **2.2.2 Desconfinamiento como mecanismo de falla (Diederichs & Kaiser, 1999)**

Un estudio clásico de inestabilidad en excavaciones subterráneas se basa en criterios de ruptura por fallas debido a la tensión y en análisis de equilibrio límite de la falla controlada estructuralmente. Sin embargo, no se considera la capacidad residual de tracción, en forma de puentes de roca separados en segmentos articulares y fracturados cuya estabilidad depende de mecanismos de sujeción y relajación.

Para que una masa de roca fracturada se soporte contra la falla por gravedad, debe tener la capacidad de transferir carga a los abutments a través de un mecanismo de fricción o arqueamiento. Ambos mecanismos se basan en la existencia de pilares estables y en la existencia de confinamiento paralelo al borde de la excavación que pueden ser el resultado de las tensiones in situ o de la compresión por deflexión o inducida.

La deformación o desplazamiento del pilar conduce a la relajación de la tensión tangencial en el techo contiguo o en la pared colgante, lo que puede ser un catalizador importante para la falla en el macizo rocoso articulado o fracturado. El desplazamiento por relajación produce la apertura de juntas y fracturas y es equivalente en los modelos elásticos a la generación de esfuerzos de tracción en los alrededores del caserón lo que produce desprendimiento de bloques por gravedad o por falla debido a la tracción. Por ello, una forma de cuantificar la sobre excavación se basa en determinar el nivel de desconfinamiento necesario para que los bloques cedan.

### **2.2.3 Criterios de sobre excavación aplicados a modelos numéricos**

En minería subterránea, la sobre excavación es un problema transversal a todo método de explotación que compromete el plan de producción y la estabilidad de las labores mineras, por ello ha sido ampliamente estudiado especialmente para sublevel stoping, aunque el enfoque de estos estudios siempre fue la sobre excavación en las paredes.

Algunos de los estudios publicados respecto a la sobre excavación utilizando modelos numéricos se centran en relacionar esa zona de falla con un nivel de relajación de esfuerzos debido a la redistribución de los esfuerzos hacia los abutments del caserón. Eso se debe a que un macizo fracturado requiere un confinamiento mínimo para mantener los bloques que lo conforman trabados entre sí, por ello se debe analizar la potencial caída y desprendimiento de bloques producto de la gravedad desde la pared colgante y el techo de la excavación.

Los criterios desarrollados se han aplicado solo a la pared colgante y yacente dejando de lado el techo de la excavación, esto se debe a que los casos de estudio que han sido publicados son caserones emplazados en vetas angostas donde el techo es muy angosto y, por ende, muy estable.

En los apartados siguientes se resumen algunas de las publicaciones referentes a la sobre excavación que serán útiles para elegir los criterios que se utilizarán en este trabajo.

#### **2.2.3.1 Trayectoria de esfuerzos e inestabilidad alrededor de excavaciones (Martin et al., 1999)**

Los diseños de caserones en minas emplazadas en roca dura ubicadas Canadá usualmente se hacen utilizando los gráficos de estabildades, sin embargo, estos no consideran el bajo confinamiento alrededor de los caserones ni tampoco cuantifican la cantidad de dilución o sobre excavación que presentará el caserón. Por ello, en este artículo se presenta un nuevo enfoque para la estabilidad de

la pared colgante de los caserones que considera la trayectoria de esfuerzos y el efecto del bajo confinamiento.

Es sabido que el comportamiento de un macizo rocoso con estructuras es controlado por el confinamiento, ya que una pared colgante muy blocosa o el techo de un túnel simplemente colapsará si el confinamiento se reduce generando un proceso de desprendimiento. En macizo rocosos de buena calidad, este desprendimiento no ocurrirá a menos que aparezcan nuevas fracturas que conecten los bloques y permitan el deslizamiento de los mismos. Hoek (1968) hizo varios experimentos en placas de vidrio para encontrar una relación entre el crecimiento de fracturas y el confinamiento expresado como  $\sigma_3/\sigma_1$ , encontrando que cuando  $\sigma_3$  se aproxima a cero el crecimiento de fracturas aumenta significativamente como se puede ver en la Figura 2.9, por ello la hipótesis sugerida por Martin et al. (1999) fue la de utilizar el esfuerzo de confinamiento como  $\sigma_3$  para predecir la cantidad de dilución.

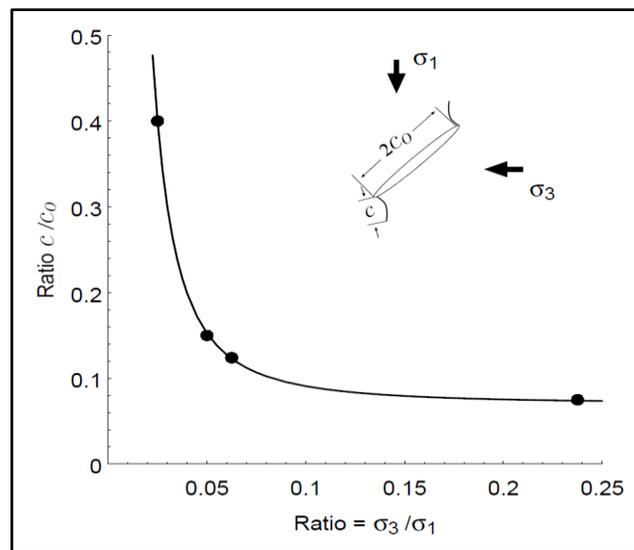


Figura 2.9: Relacion entre el crecimiento de fracturas y el esfuerzo de confinamiento expresado como la razón  $\sigma_3/\sigma_1$ , con datos de Hoek (1968)

El caso de estudio corresponde a un yacimiento tipo veta angosta explotada por caserones tipo long hole a profundidades por sobre los 300 m. Se ha explotado a menores profundidades, pero esto provocó excesiva dilución para caserones de más de 25 m de largo y con un rango de altura de 20-40 m. La roca tiene un GSI de 70 y un UCS de 120.

Se llevó a cabo una serie de análisis en tres dimensiones utilizando el software Examine3D. En este análisis se utilizó  $\sigma_3 = 0$  en vez de la resistencia de tracción, ya que cuando el confinamiento es cero, el macizo rocoso es libre de dilatarse y desprender bloques debido a la gravedad. De este análisis se obtuvieron dos resultados importantes, el primero es que la dilución será mayor cuando se aumenta la altura del caserón (Figura 2.10, (a)) y el segundo es que un caserón orientado paralelo al esfuerzo principal tendrá menos dilución que uno orientado perpendicular (Figura 2.10, (b)).

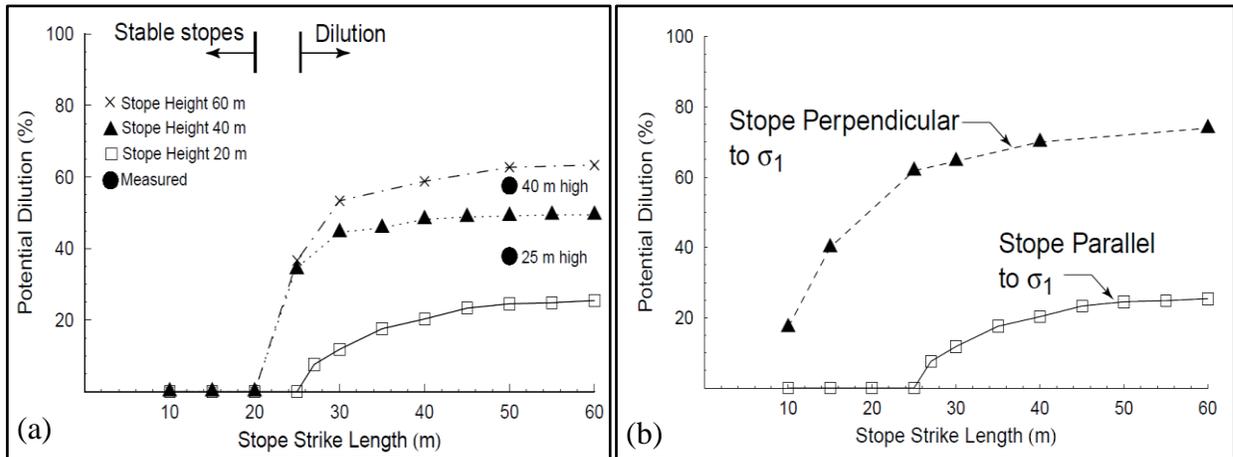


Figura 2.10: a) Dilución predicha por Examine 3D comparada con mediciones en terreno; b) Comparación de la dilución predicha para caserones orientados paralelo y perpendicular a  $\sigma_1$  (Martin, Tannant, Yazici, & Kaiser, 1999)

### 2.2.3.2 Evaluación de la influencia del diseño de caserones tipo long hole en la dilución no planificada (Henning J. G., 2007)

En este estudio se muestra la influencia de una serie de factores que influyen en la dilución no planificada. Detalles adicionales se describen en la tesis de Henning J. G. (2007). Se usaron simulaciones en el software Map3D para cuantificar la dilución en caserones del tipo long hole. La roca tiene un GSI 65 y UCS de 175 MPa.

Los esfuerzos insitu cercanos a una excavación son interrumpidos y redistribuidos debido a los llamados esfuerzos inducidos por la misma excavación. Los esfuerzos normales a la pared colgante del caserón son dirigidos hacia los abutments generando una zona de relajación que, mientras más lejos se encuentren los abutments más extensa será. La profundidad y volumen de esta zona de relajación en la pared colgante de un caserón depende del estado de esfuerzos insitu y el tamaño o radio hidráulico de la misma pared.

Considerando lo anterior, utilizar un criterio de confinamiento ( $\sigma_3$ ) no explica porqué no todas las zonas desconfiadas fallarán, pues el macizo rocoso puede tener alguna capacidad de autoportarse.

Se definen dos criterios de dilución, uno delimita la zona que se sobre excava debido al desconfinamiento  $DD_0$  ( $\sigma_3 = 0$ ) y que representa la dilución que puede ocurrir, mientras que el segundo delimita la zona que se sobre excava debido a la falla por tracción  $DD_T$  ( $\sigma_3 = \sigma_T$ ) en la pared colgante que representa la dilución que ocurrirá. El primer tipo de dilución es independiente de la profundidad en un rango de 750-2250 m, pero el segundo aumenta con ella. Esto se muestra esquemáticamente en la Figura 2.11.

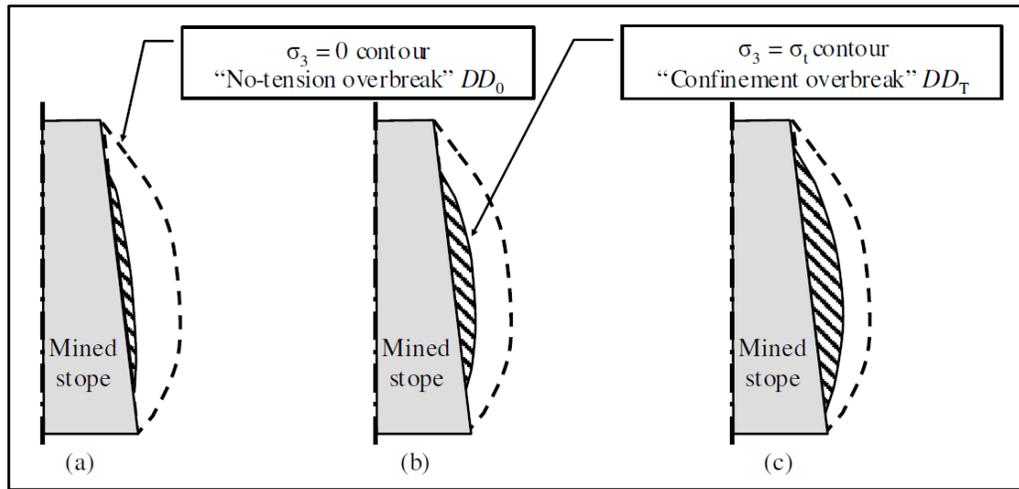


Figura 2.11: Influencia de la profundidad en la dilatación en la pared colgante para a) 750 m; b) 1500 m; c) 2250 m (Henning & Mitri, 2007)

### 2.2.3.3 Efecto de los parámetros de construcción de caserones en su dilatación en vetas angostas (Zniber El Mouhabbis, 2013)

En esta tesis se presenta un estudio no lineal de elementos finitos en Phase<sup>2</sup> aplicado a caserones de Lapa Mine, un yacimiento del tipo veta angosta que se explota por el método longitudinal retreat y que se encuentra a 770 m de profundidad. La roca tiene GSI entre 48-60 y  $\sigma_{ci}$  de 86 MPa.

Se utilizaron tres criterios para estimar la dilatación que considera la zona desconfiada y que da resultados realistas acorde a lo obtenido con el Cavity Monitoring System (CMS). El primero fue  $\sigma_3 = 0.05 \text{ MPa}$  que sobrestima la medición de la cavidad con CMS. La zona de tracción ( $\sigma_3 = 0 \text{ MPa}$ ) se ve que cubre la medición de CMS, pero lo sobrestima ligeramente, como se muestra en la Figura 2.12. Por último, el tercer criterio corresponde a  $\sigma_3 = -0.1 \text{ MPa}$  donde la pared yacente es sobrestimada y la pared colgante está bien delimitada solo en el undercut.

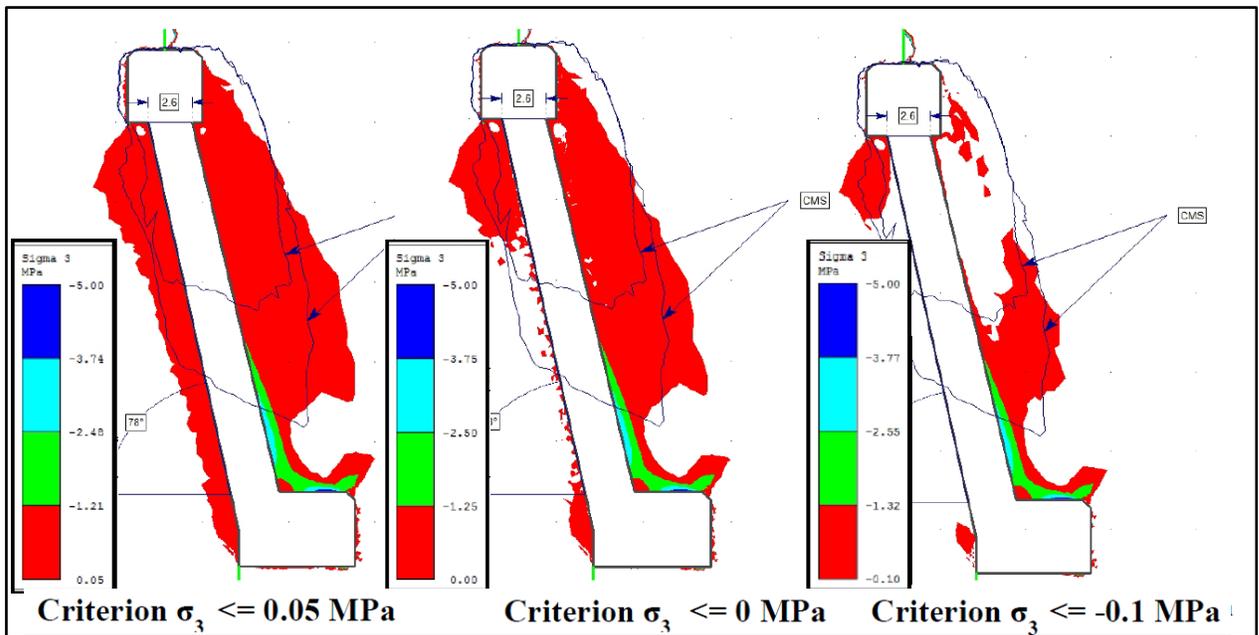


Figura 2.12:  $\sigma_3$  calibrado con la medición de CMS (Zniber El Mouhabbis, 2013)

Luego de aplicar estos criterios a varios caserones, se concluye que la dilución se puede estimar para la pared colgante por  $\sigma_3 = -0.1 \text{ MPa}$  y  $\sigma_3 = 0 \text{ MPa}$  para el yacente.

#### ***2.2.3.4 Minimizando la dilución en minería open stope con foco en el diseño y en tronadura longhole en vetas angostas (Clark, 1998)***

Este trabajo se enfoca en el estudio de 47 casos históricos de 6 minas canadienses. La profundidad de los caserones se encuentra en un rango entre 75 m y 1100 m y 30 de los casos corresponden a caserones primarios (todas sus superficies corresponden a roca sólida).

En este estudio se asume que el esfuerzo principal mayor insitu es perpendicular a la pared colgante y a la yacente, de este modo la pared colgante y yacente del caserón se deformará debido a la liberación de esfuerzos en la cara libre. El macizo rocoso estará completamente relajado en la dirección perpendicular a la pared colgante y yacente excepto en los abutments donde la presión forma un arco. La zona relajada representa una zona de esfuerzo de tracción paralelo a la superficie del caserón.

Considerando que la roca intacta tiene baja resistencia a la tracción y las discontinuidades no tienen resistencia a la tracción, las zonas en tracción no son probables de autosoportarse en el medio del macizo rocoso (Potvin, 1988). Al contrario, los esfuerzos de tracción abrirán los joints o inducirán la aparición de nuevas fracturas en la roca intacta, creando una zona de relajación. Dentro de esta zona, los bloques tendrán mayor libertad para moverse debido al bajo confinamiento y así se vuelven más sensibles a la acción de la gravedad.

Se concluye de este análisis que la zona relajada ( $\sigma_3 = 0 \text{ MPa}$ ) se correlaciona razonablemente con la sobre excavación.

#### ***2.2.3.5 Modelamiento numérico de la dilución por sobre excavación en minería subterránea explotada por sublevel stoping (Castro, 2015)***

Para evaluar los criterios de sobre excavación se utilizó una base de datos canadiense de SLS sin soporte para observar su conducta y representatividad de la realidad. Para ello se crearon 56 casos sintéticos en el gráfico de estabilidad de Mathews que cubren el rango de la base de datos en términos del par ordenado: Radio hidráulico, Número de estabilidad de Mathews. Así, para cada punto se tiene información geométrica y de calidad del macizo rocoso a utilizar en el modelo numérico.

Con estos puntos, se modeló numéricamente en FLAC3D® v4.0 la cantidad de dilución según cada criterio. Estos resultados fueron contrastados con las guías de estimación empírica a través de regresiones lineales en base logarítmica.

Del criterio  $\sigma_3 \leq 0 \text{ MPa}$  se obtuvo que es sensible al cambio en el tamaño de la pared colgante, pero es insensible al cambio en la calidad del macizo rocoso. Esto se debe a que el cambio en el módulo de deformación del macizo rocoso ( $E_{rm}$  GPa) no es capaz de reproducir por sí solo la conducta de sobre excavación a medida que el macizo rocoso se hace menos competente.

Del criterio  $\sigma_3 \leq \sigma_t \in [0.08 - 2.5] \text{ MPa}$  se obtuvo que si logra diferenciar tamaño y calidad del macizo rocoso. Sin embargo, se obtuvo que este criterio subestima las magnitudes de sobre excavación. Esto se debe a que considera solo la falla por tracción y no por deslizamiento de bloques o por la aparición de nuevas microfracturas producto del desconfinamiento.

Por último, el criterio  $p \leq \sigma_t$  donde corresponde al esfuerzo promedio entre los tres esfuerzos principales o primer invariante. Los resultados que arrojó fueron en extremo optimistas debido a que  $p$  debía llegar a números negativos para obtener sobre excavación, lo que implica relajar por completo el tensor de esfuerzos.

En este trabajo se concluye que los criterios tradicionales utilizados en la literatura para estimar la sobre excavación en modelos numéricos tienen un mal desempeño. Por ello se crea un modelo nuevo que calcula el esfuerzo principal menor por medio de una ecuación lineal en base logarítmica del radio hidráulico y de la calidad del macizo rocoso de Barton ( $Q'$ ). Dicho criterio demuestra tener buena correlación con los datos, pero subestima la sobre excavación según la validación.

### 2.2.3.6 Resumen de Criterios

De estos cinco trabajos, se recopilieron los criterios de sobre excavación utilizados por los distintos autores, los que se resumieron en la Tabla 2.7. De esta tabla se puede ver que el más utilizado es el de  $\sigma_3 < 0 \text{ MPa}$ , el siguiente corresponde a  $\sigma_3 < \sigma_t \text{ MPa}$  y el último a  $\sigma_3 < -0.1 \text{ MPa}$ . Sin embargo, dado que la tracción del macizo rocoso para las litologías de El Soldado ronda el  $-0.1 \text{ MPa}$ , se utilizará  $\sigma_t \approx -0.1 \text{ MPa}$ , reduciéndose los dos últimos criterios a uno solo.

Tabla 2.7: Criterios de sobre excavación usados a lo largo de los años

	Criterio Sobre excavación	Plataforma	Ubicación
Clark 1998	$\sigma_3 \leq 0 \text{ MPa}$	Map3D	6 minas en Canadá
Martin 1999	$\sigma_3 \leq 0 \text{ MPa}$	Examine 3D	Mina tipo veta angosta de Canadá
Henning & Mitri 2007	$\sigma_3 \leq 0 \text{ MPa}$ $\sigma_3 \leq \sigma_t$	Map3D	Bousquet #2 Mine de Canadá
Zniber 2013	$\sigma_3 \leq 0.05 \text{ MPa}$ $\sigma_3 \leq 0 \text{ MPa}$ $\sigma_3 \leq -0.1 \text{ MPa}$	Phase2	Lapa Mine de Canadá
Castro 2015	$\sigma_3 \leq 0 \text{ MPa}$ $\sigma_3 \leq \sigma_t$ $p \leq \sigma_t$	FLAC3D	Base de datos canadiense SLS

Así se definieron 3 criterios de sobre excavación a ser evaluados, Criterio I:  $\sigma_3 \leq -0.1 \text{ MPa}$ , Criterio II:  $\sigma_3 \leq 0 \text{ MPa}$  y Criterio III  $p \leq 1 \text{ MPa}$ . Este último criterio surgió del quinto trabajo analizado (sección 2.2.3.5) donde el criterio usado era  $p \leq \sigma_t$  que demostró ser demasiado optimista por su cota tan baja, por lo que se definió  $1 \text{ MPa}$  como nuevo valor.

## 2.2.4 Modelos numéricos

Los modelos numéricos son el método más usado para el diseño de todos los tipos de excavaciones subterráneas. Es un método flexible y capaz de modelar todo tipo de geometrías y arreglos de excavaciones. Un modelo numérico usa cálculos teóricos y empíricos para determinar la estabilidad del macizo rocoso al seleccionar puntos al interior del medio y en el borde de la excavación, lo que se contrapone con los métodos empíricos de gráficos de estabilidad, los cuales predicen la estabilidad de una excavación basado en parámetros geotécnicos clave y los casos históricos.

La función de los modelos numéricos es calcular la distribución de esfuerzos alrededor de excavaciones subterráneas, con lo que se puede establecer criterios de estabilidad.

#### **2.2.4.1 Métodos de modelamiento numérico**

En la actualidad existen tres métodos tridimensionales ampliamente utilizados en el modelamiento numérico en mecánica de rocas: método de elementos de borde (BEM), método de elementos finitos (FEM) y método de diferencias finitas (FDM). Estos tres métodos son de naturaleza continua, y se ajustan en mayor o menor medida a las características propias del problema a modelar, permitiendo la implementación de rutinas que incorporen los supuestos sobre el modelo constitutivo del macizo rocoso.

La principal virtud del modelamiento numérico tridimensional, por sobre los estudios bidimensionales, guarda relación con el ahorro en los errores inducidos por supuestos tales como deformaciones planas o esfuerzos planos, permitiendo delimitar con mayor exactitud las zonas con gradientes de esfuerzos y sus geometrías o patrones (Castro, 2015).

##### **2.2.4.1.1 Método de elementos finitos (FEM)**

Este método aplicado a excavaciones subterráneas consiste definir el dominio del problema y discretizarlo previo a la simulación. En este caso, se intenta determinar el estado total de esfuerzos y desplazamientos inducidos por la excavación en todo el ensamblaje de elementos finitos. Se considera que la excavación subterránea está sometida a esfuerzos iniciales y condiciones de borde seleccionadas para que el problema sea estáticamente determinado

Primero se debe seleccionar un set de funciones que definen las componentes de desplazamiento en cualquier punto dentro del elemento finito en términos de desplazamientos nodales. La variación de dichos desplazamientos define el estado de deformación en cada elemento mientras que las deformaciones inducidas y las propiedades elásticas del medio determinan los esfuerzos inducidos en el elemento. Por último, la superposición de los esfuerzos in-situ e inducidos corresponde al esfuerzo total que siente el elemento.

Las principales ventajas de este tipo de modelamiento es que se pueden realizar simulaciones con material heterogéneo y se logran representar de buena forma modelos constitutivos complejos, incluyendo plasticidad del material. Por su parte una de las principales desventajas del método radica en los altos tiempos de procesamiento ya que para llegar a la solución del sistema es necesario resolver un sistema de ecuaciones multivariable. A mayor tamaño de la matriz a invertir, mayores son los tiempos de cálculo, los cuales pueden llegar a ser sumamente altos para problemas complejos.

Phase<sup>2</sup> y RS<sup>3</sup> son ejemplos de softwares ampliamente utilizados y que ocupan el método FEM. El primero asume la condición de deformaciones planas debido a su bidimensionalidad, lo que no permite estudiar a plenitud el patrón de distribución de esfuerzos inducidos. Mientras que RS<sup>3</sup> permite el modelamiento en 3 dimensiones lo cual lo hace más útil para estudio de complejas geometrías tridimensionales.

##### **2.2.4.2 Modelo numérico en 2D**

Las ventajas de la modelación 2D es que otorga una simplificación matemática al tener que resolver menos ecuaciones y reduce el consumo de recursos computacionales.

La validación de modelos numéricos, en particular a través de representaciones 2D requiere de una calibración que puede lograrse contrastando resultados del modelo con resultados experimentales. Sin embargo, esto no quiere decir que el modelo replica exactamente lo que ocurre en la realidad y por lo tanto las predicciones que se puedan hacer a partir de este deben ser realizadas con cautela sin caer en generalizaciones. Por otro lado, la información de cavidades, fallas o estructuras en la tercera dimensión no se pueden incluir, por lo que es importante identificar el plano crítico, o más inestable, de cada sector en estudio para poder hacer predicciones.

En resumen, un modelo 2D simplifica el problema real a costa de una menor representación, pero sin duda que se gana en el tiempo de resolución del mismo.

### 2.2.4.3 Elección del programa para modelamiento numérico

El problema a modelar considera distintas litologías, fallas, cavidades rellenas y vacías y distintas fases de explotación para un mismo caso, por ello es necesario utilizar un programa en 2D para disminuir el tiempo de ejecución y además que siga siendo representativo de la realidad.

En el mercado está disponible el programa Examine 2D que puede modelar excavaciones subterráneas, pero no es posible ingresarle más de una litología o material y tampoco se puede considerar grandes fallas, por ello este programa no es adecuado para representar la realidad del macizo rocoso. También está disponible CPillar que es una herramienta específicamente desarrollada para evaluar puentes de roca y losas, sin embargo, solo considera métodos de análisis de equilibrio limite que simplifican los elementos que constituyen al macizo rocoso como se puede ver en la Figura 2.13, donde solo se puede considerar un material y ninguna falla principal.

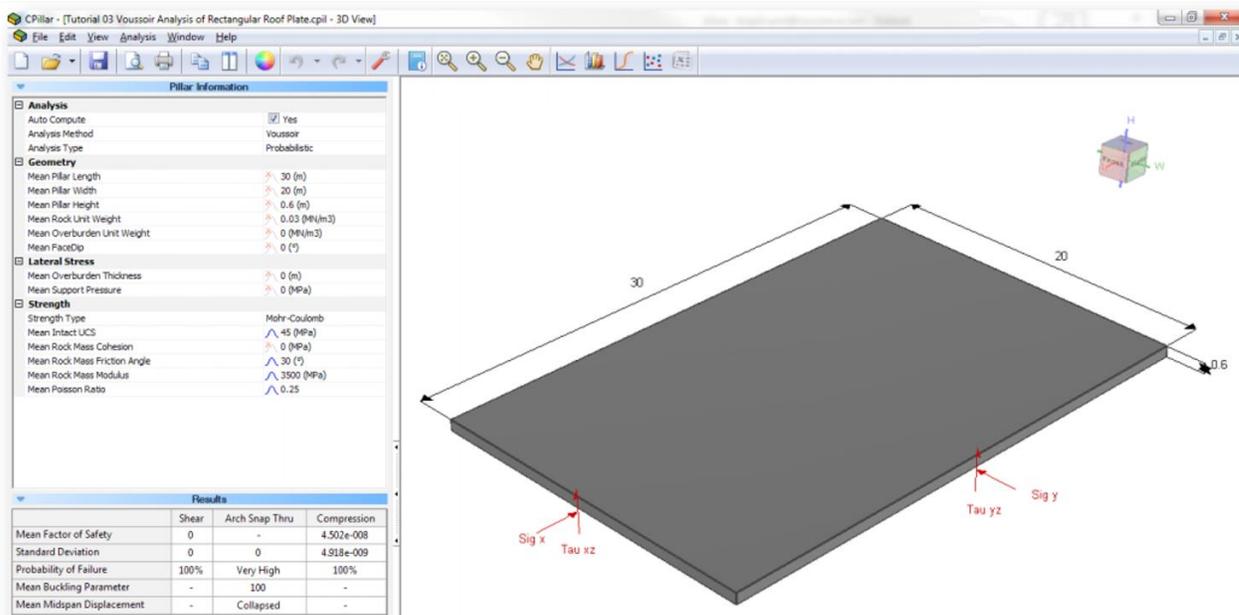


Figura 2.13: Ejemplo de CPillar (rocscience, 2015)

El equipo de geomecánica de El Soldado recomendó el uso del programa RS<sup>2</sup> de la compañía Rocscience Inc. por ser el más adecuado para sus requerimientos, ya que se pueden incluir varios materiales o litologías, fallas principales y un enrejado de joints. Información relevante de este programa se presenta a continuación.

#### **2.2.4.4 Phase<sup>2</sup>**

Phase<sup>2</sup> 8.0 es un potente programa de elementos finitos 2D que se puede utilizar para una amplia gama de proyectos de ingeniería e incluye diseño de excavación, estabilidad de pendiente, filtración de aguas subterráneas, análisis probabilístico, consolidación y capacidades de análisis dinámico.

Los modelos complejos y de múltiples etapas pueden ser fácilmente creados y analizados rápidamente: túneles en roca débil o articulada, cavernas subterráneas, minas a cielo abierto y pendientes, terraplenes y mucho más.

Una de las características principales de Phase<sup>2</sup> es el análisis de estabilidad de pendiente de elementos finitos usando el método de reducción de resistencia a la cizalla. Esta opción está totalmente automatizada y puede utilizarse con parámetros de resistencia Mohr-Coulomb o Hoek-Brown. Los modelos de pendiente pueden ser importados o exportados entre Slide y Phase<sup>2</sup>, lo que permite una fácil comparación de los resultados de equilibrio límite y de elementos finitos.

Phase<sup>2</sup> incluye el análisis de filtración de aguas subterráneas de elementos finitos de estado estacionario integrado en el programa. No hay necesidad de usar un programa separado de aguas subterráneas. La presión del poro se determina, así como el flujo y el gradiente, basándose en las condiciones límite hidráulicas definidas por el usuario y en la conductividad del material.

Los modelos de materiales para la roca incluyen Mohr-Coulomb, Hoek-Brown Generalizado y Cam-Clay. Las nuevas y potentes funciones de análisis para el modelado de rocas articuladas permiten generar automáticamente redes discretas de articulación o fractura de acuerdo con una variedad de modelos estadísticos. Con las nuevas opciones de procesamiento paralelo de 64 bits y multi-núcleo Phase<sup>2</sup> puede resolver modelos más grandes y más complejos en tiempos más cortos.

### **2.3 ANTECEDENTES DE EL SOLDADO**

#### **2.3.1 Información general de la faena**

El yacimiento de El Soldado se encuentra localizado en la comuna de Nogales, provincia de Quillota, región de Valparaíso, aproximadamente a 10 kilómetros al noreste de la localidad de El Melón y a 132 kilómetros de Santiago, a 800 metros sobre el nivel del mar.

El área del proyecto se encuentra inserta dentro del Sitio Prioritario de la Biodiversidad Cordillera El Melón. La zona de explotación está dividida en 7 fases diseñadas de las cuales actualmente se encuentra 1 operativa subdividida en 2: Fase 3 Norte y Fase 3 Sur.

El Soldado cuenta con un total de reservas de 39.7 Mton. de mineral de sulfuro molido, cuya ley es de 0.82% de Cobre total.

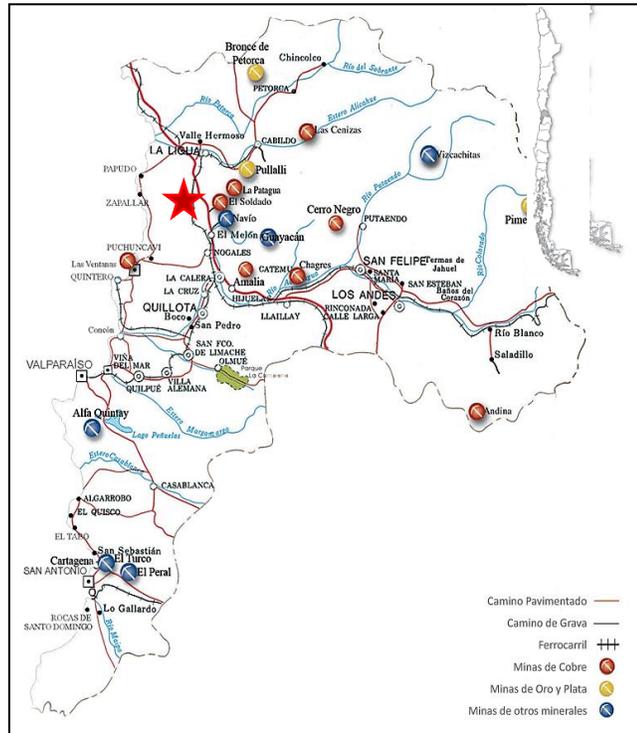


Figura 2.14: Ubicación Minera El Soldado

### 2.3.1.1 Historia

La mina El Soldado comenzó su explotación como mina subterránea en el año 1842 por el método sublevel stoping. En el año 1899 la mina fue adquirida por la Sociedad Minas de Catemu y luego fue transferida a la compañía francesa Minera Du M'Zaita que mantuvo su explotación hasta el año 1958 en donde fue adquirida por la compañía Minera Disputada de Las Condes S.A. En 1970 se incorporan nuevas tecnologías para aumentar la producción utilizando equipos de mayor capacidad. En 1987 se realiza una expansión de la mina y en el año 1989 comienza la extracción de mineral mediante minería a cielo abierto. Finalmente, en el año 2002 la compañía Anglo American adquiere la propiedad de El Soldado. En el año 2010 se cierra la mina subterránea logrando que la producción total de El Soldado sea responsabilidad de la mina a cielo abierto.

### 2.3.1.2 Situación actual

Actualmente se realiza la explotación mediante minería a cielo abierto en donde, para ciertos sectores, la explotación se sitúa sobre una antigua mina subterránea explotada hasta el año 2010. El Soldado tiene una dotación aproximada de 1.200 trabajadores, entre personal propio y contratistas de operación y proyectos. En la Tabla 2.8 se muestra la producción de El Soldado para los años 2015 y 2016.

Tabla 2.8: Producción de El Soldado

	2015	2016
<b>Producción total cobre fino [t]</b>	36067	47010
<b>Cátodos [t]</b>	228	0
<b>Cobre en concentrados [t]</b>	35840	47010
<b>Costo directo C1 [US\$/lb]</b>	228	184

### 2.3.2 Procedimiento de control y detección de cavidades

EL objetivo de este procedimiento es evitar accidentes a personas y equipos o interrupciones de la operación ocasionadas por la presencia de cavidades subterráneas, reconocidas y no reconocidas en los sectores de trabajo de la Mina Rajo Abierto mediante. El procedimiento permite cumplir lo dispuesto en el Decreto Supremo 72 y Decreto Supremo 132 del Ministerio de Minería.

El estándar aplica a todas las cavidades definidas como: cualquier geometría de excavación subterránea que presente cualquier condición, es decir rellena, vacía o semivacía y que esté ubicada en los límites de la Mina Rajo Abierto.

Actualmente la operación a rajo abierto interactúa directamente con 4 grandes cavidades rellenas (caving conectado a superficie) las cuales son Santa Clara, Valdivia, California, y Arauco, las que se muestran en la Figura 2.15.

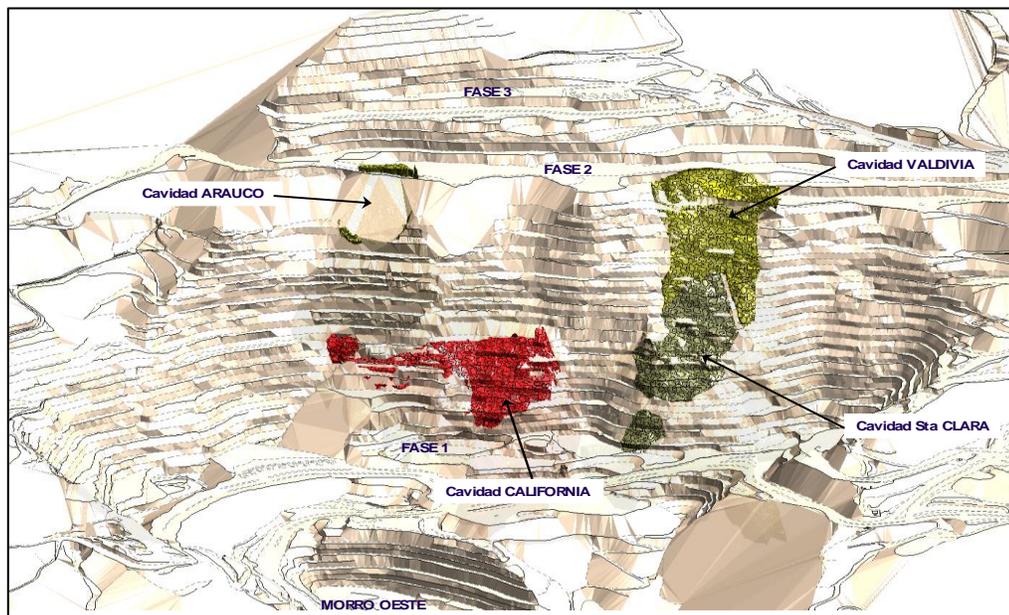


Figura 2.15: Cavidades en interacción con el rajo (Bermedo, 2015)

Dentro de las medidas de control para la interacción con labores subterráneas, se han establecido los siguientes procedimientos para la detección y control según el tipo de necesidad:

- Cavidades Mayores(Caserones y Ore Pass): Se debe realizar una primera detección desde la superficies como mínimo a los 100 metros en caserones y 40 metros a los Ore Pass, esto con la finalidad de verificar la condición real de la cavidad respecto a su diseño original, con esta información se puede proyectar el relleno considerando la losa mínima entre la superficie y la cavidad (Crown Pillar), esto se define principalmente observando el estado del caserón (sobre excavación, caving, entre otros), posterior al relleno de la cavidad se debe planificar una tronadura que permita realizar el hundimiento del techo y rellenar los espacios vacíos en el contorno.
- Cavidades Menores: Chimeneas y Galerías, la detección desde superficie debe realizarse como mínimo a los 30 metros en chimeneas y 20 metros en galerías. Para las chimeneas

una vez realizada la auscultación debe definirse la tronadura que sea capaz de romper el Crown-Pillar, cuando el disparo se haya realizado, se debe marcar una zona de seguridad en la cual todo el material al interior se extraerá con excavadora fuera de los límites de la zona de seguridad definida, cuando la chimenea rompe a superficie se llena con material no mayor a  $\frac{1}{4}$  del diámetro de la chimenea. En el caso de galerías una vez que han sido detectadas, se replantean en superficie y se planifica tronadura de hundimiento la cual consiste en perforar tiros en el techo y a los costados de la galería, para producir el colapso.

### **2.3.3 Medidas operativas para garantizar una operación segura**

Si bien el procedimiento utilizado es la base para garantizar una operación segura, a medida que la operación en el rajo se aproxima a las antiguas labores subterráneas el riesgo incrementa, por esto se han desarrollado programas de auscultación mediante sondajes de aire reverso, adquisición de sistemas laser para escaneo de labores y equipos de inspección rápida que permitan disminuir las incertezas relacionadas entre la interacción Rajo-Subterránea.

Las medidas de control operativas se indican a continuación:

#### **2.3.3.1 Plan de auscultación**

Se ha definido un plan de auscultación mediante sondajes de aire reverso de 100 m de profundidad, estos sondajes se dividen en 3 grupos:

- Sondajes en Roca, para garantizar un piso seguro a la operación minera.
- Sondajes en Cavidades Rellenas, para mejorar los modelos de leyes existentes en esas áreas.
- Sondajes en contactos roca-cavidades rellenas, para verificar los límites presentes en el modelo y así modificar los diseños mineros.

#### **2.3.3.2 Sistemas laser para escaneos de labores**

Con la finalidad de poder visualizar la geometría real en cavidades y galerías, se cuenta con equipos scanner especialmente diseñados para realizar levantamientos topográficos tanto desde la mina subterránea como desde superficie a través de los sondajes.

Los equipos utilizados principalmente se listan a continuación:

- CMS (Cavity Monitoring System): se utiliza para escaneos de cavidades, galerías y chimeneas desde el interior de la mina subterránea (cuando se tiene acceso), ya que permite posicionarse en una zona segura y con el brazo extensible realiza un levantamiento de muy buena confiabilidad. El equipo y su forma de uso se muestran en la Figura 2.16.
- C-ALS (Cavity Auto Laser Scanning): es el complemento del anterior que se utiliza cuando no se puede acceder a la cavidad, por lo que se debe hacer sondajes desde la superficie que rompan la cavidad para introducir el equipo por la misma perforación, de esta manera se puede realizar el escaneo, esto es válido para cavidades, galerías o chimeneas. Al igual que antes, el equipo y su forma de uso se muestran en la Figura 2.17.

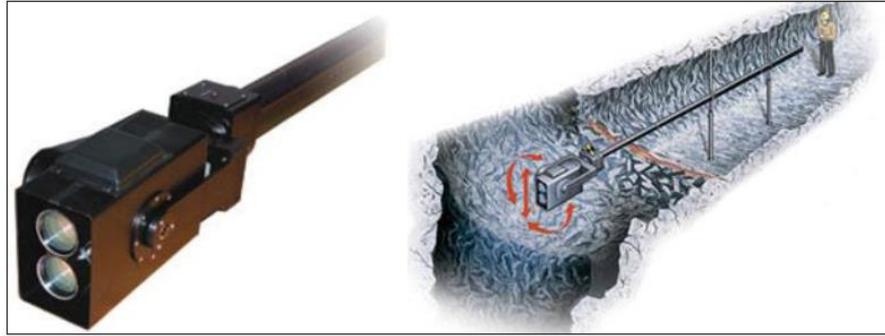


Figura 2.16: Cavity Monitoring System (CMS) (Bermedo, 2015)



Figura 2.17: Cavity Auto Laser Scanning (C-ALS) (Bermedo, 2015)

Con la geometría real de las cavidades vacías, galerías y chimeneas, se puede planificar el relleno de las cavidades vacías considerando el crown-pillar mínimo seguro para realizar las chimeneas de relleno y determinar el volumen de la cavidad a rellenar.

Los resultados del escáner se guardan en coordenadas XYZ en archivos del tipo ASCII o DXF. En este estudio, los resultados se guardan como DXF para luego ser cargados al software MineSight 3D como archivo MSR.

Es importante verificar la ubicación del escáner y compararla con los diseños 3D ya existentes de la mina para evitar errores en la locación de la medición. De existir un desfase entre el diseño y la medición, esto puede ser fácilmente corregido en AutoCAD.

### 2.3.3.3 Limitaciones del sistema CMS

Se debe tener en cuenta que una medición con láser solo puede medir distancias de lo que puede ver, es decir, que no está obstruida su visión desde el escáner. Esta situación y las demás que se listan a continuación, son las causantes de las dificultades para determinar el volumen real de la cavidad:

- Caserones con forma irregular
- Malla colgando de las paredes o techo que bloquea el paso de los rayos laser.
- Cables con cuñas colgando
- Polvo en suspensión
- Material remanente en el caserón, o relleno de marinas (Figura 2.18, (c)) cubre el undercut o base del caserón, impidiendo establecer el límite entre el relleno y el macizo rocoso.

Una vez que se obtiene el archivo DXF del escáner, este se visualiza como numerosos rayos que tienen el mismo origen (Figura 2.18, (a)). Por ello, es preferible crear un sólido suavizado que represente la medición con CMS. Lo anterior se puede hacer de la siguiente manera, se abre el archivo DXF en el software Vulcan, se definen capas verticales y perpendiculares a los rayos del escáner y que estén espaciadas regularmente (en este estudio se usó un espaciamiento de 4 m), en cada capa se dibuja un polígono uniendo los rayos para luego triangular un sólido con esos polígonos, de esta manera se creará el sólido suavizado que representa la medición con CMS (Figura 2.18, (b)).

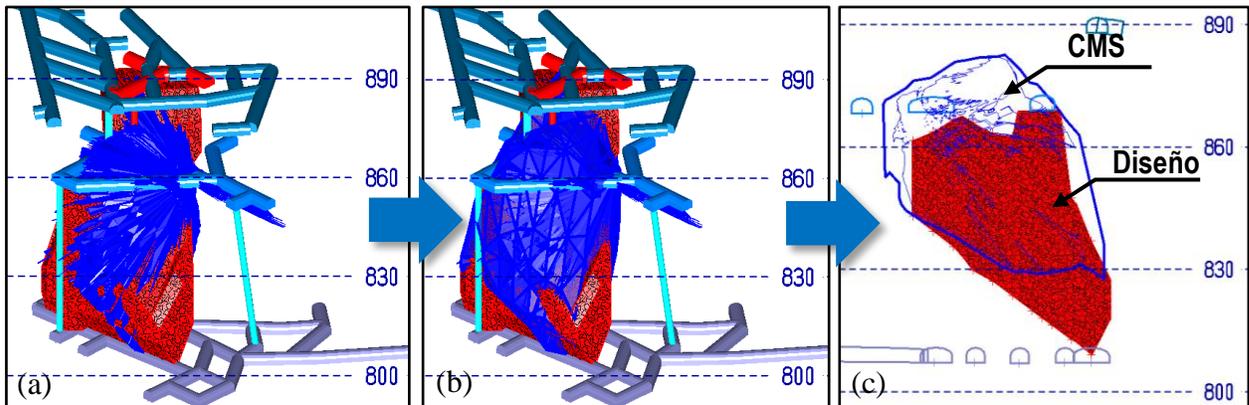


Figura 2.18: Medición con CMS de Catedral 19 Sup; (a) archivo DXF original del CMS, (b) Sólido suavizado del CMS, (c) Vista en perfil del diseño del caserón con el sólido suavizado de CMS

#### 2.3.3.4 Equipos de inspección rápida

Este es un sistema que permite visualizar de manera rápida, segura y confiable lo que hay en el trayecto del pozo de perforación (sondaje o perforación de tronaduras), a tiempo real, con una muy buena resolución y a bajo costo, lo que implica que ante la eventual pérdida del equipo los costos son mínimos y de fácil reposición. Este equipo consta básicamente de una cámara infrarroja de buena resolución con conexión a un laptop que permite visualizar lo que ocurre en el trayecto del pozo, identificando zonas de fracturamiento masivo, condición de la perforación y vacíos por los cuales haya pasado el pozo, con esto se pueden tomar medidas de control rápida descartando el peligro o bien alertando acerca de una condición anormal, el alcance de este equipo es de aproximadamente 300 metros sin perder calidad de imagen. La restricción que presente este sistema es que solamente permite visualizar hacia abajo, por lo que en caso de romper a vacío no se podía cuantificar de forma preliminar el espacio que existe, por esto se ha construido un sistema robótico que permite operar la cámara desde la superficie pudiendo aumentar su campo de visión. (Figura 2.19)



Figura 2.19: Cámara de inspección (Bernedo, 2015)

### 2.3.4 Cronograma de actividades para el relleno de cavidad vacía

Definir de forma correcta los plazos asociados a cada actividad resulta relevante para lograr una buena sincronía con planificación y operaciones, ya que de esta forma se minimizan los retrasos debido a la construcción, relleno y posterior hundimiento de la cavidad vacía. Las actividades relevantes y sus plazos se comentan a continuación:

#### 2.3.4.1 Segunda auscultación

A una distancia variable y cuyo mínimo valor puede ser de 40 metros desde el techo de la cavidad hasta la superficie del rajo, se realiza la segunda auscultación de reconocimiento para así verificar la condición de la cavidad, y con esto comenzar la construcción de la chimenea de relleno. El proceso de esta auscultación se realiza en menos de 1 turno debido a la corta distancia que existe entre la superficie del rajo y la cavidad.

#### 2.3.4.2 Construcción Chimenea mediante VCR

La perforación con equipos de 6 ½” para la construcción de la chimenea VCR es relativamente rápida por lo que se estima que para perforar los 9 tiros de cada una de las chimeneas se tardaría aproximadamente 2 días.

Esta etapa es la más lenta y de mayor cuidado en el proceso completo, ya que el avance diario queda limitado por los resultados obtenidos en las tronaduras anteriores y la posibilidad de que algunos pozos queden tapados y se tengan que re perforar o destapar.

Adicionalmente, al momento de realizar la tronadura existe un radio de seguridad que alcanza los 50 metros a la redonda de donde se sitúa la cavidad, por tanto, no puede existir alguna operación de extracción que se encuentre en el área involucrada. En general el tiempo requerido para el proceso de construcción de una chimenea más los imponderables es de 18 días, tiempo que varía

dependiendo de los rendimientos de las perforadoras y de las eventualidades operaciones existentes.

#### ***2.3.4.3 Preparación plataforma vaciado***

Una vez conectadas las chimeneas a superficie, se debe mejorar la condición en la zona cercana a las chimeneas, dejando delimitada el área para evitar algún accidente, lo que tarda alrededor de 1 día.

Luego, se procede a realizar una evaluación geomecánica de la chimenea, en donde se analizan las desviaciones que ocurren en el proceso de perforación y tronadura con respecto al diseño original. En esta labor, se realiza un saneamiento de la chimenea y, en caso de ser necesario, se vuelven a realizar tiros de perforación para hundir sectores que no fueron hundidos por los tiros iniciales. Este proceso tarda alrededor de 2 a 3 días dependiendo si se debe realizar hundimientos adicionales o no. De esta manera y una vez evaluada la chimenea, el área de geomecánica da la autorización para comenzar el relleno de la cavidad.

#### ***2.3.4.4 Relleno de cavidad vacía***

Según lo obtenido con la auscultación, se estima el estéril requerido para rellenar la cavidad considerando que su densidad es igual a  $1.8 \text{ t/m}^3$ . El área de carguío y transporte lleva el estéril y lo deposita en la chimenea construida. Se estima que el ritmo de carguío del estéril en la chimenea es de 30.000 t/día, con lo que se puede estimar el tiempo requerido para llenar la cavidad.

Dependiendo de las dimensiones de cada cavidad, este trabajo puede tardar entre 2 a 3 días. El material ocupado para rellenar tiene una granulometría que no afecta el continuo flujo de material hacia la cavidad, logrando de esta manera rellenar la cavidad de manera rápida. Una vez rellenas la cavidad y la chimenea, el área de geomecánica evalúa la condición de relleno, y en caso de que se encuentre dentro de parámetros seguros sin riesgo de colapso, se da la autorización para limpiar y dejar el sector de trabajo disponible para ser ocupado por la operación cuando sea necesario

#### ***2.3.4.5 Hundimiento zonas de contorno vacías***

Para realizar el hundimiento de estas zonas, primero se deben realizar sondajes de auscultación para cuantificar el volumen que ha quedado sin rellenarse, una vez definido esto se debe esperar hasta tener un Crown-pillar de unos 15 metros para diseñar la malla de hundimiento.

Finalmente, los tiempos que afectan la operación y limitan la extracción del sector situado alrededor de la chimenea de relleno corresponden a los trabajos de construcción de chimenea, evaluación de contornos y relleno de cavidad. De esta manera, se limita en 20-25 días el sector situado 50 metros a la redonda desde donde se construye la chimenea de relleno. Este tiempo toma importante relevancia en el momento de incorporar restricciones operacionales.

### **2.4 TEST DIAGNÓSTICOS**

Esta herramienta es utilizada en áreas como la medicina y la meteorología, ya que son ciencias estadísticas donde se trabaja con probabilidades, por lo que el uso de notación y terminología estadística es inevitable. En este sentido, el Teorema de Bayes es de considerable importancia pues es utilizado en el cálculo de probabilidades diagnósticas o condicionales, en este caso para calcular

la sensibilidad, especificidad y valores predictivos, cuyo objetivo principal es evaluar la capacidad de un pronosticador para distinguir entre estados alternativos.

La Sensibilidad de una prueba o criterio diagnóstico es la probabilidad de obtener un resultado positivo cuando el estado observado es positivo, es decir es una probabilidad condicional. La Especificidad, que es otra probabilidad condicional, indica la probabilidad de obtener un resultado negativo cuando el estado es negativo.

Al comparar los resultados del criterio a evaluar con la realidad de cada caso, existen cuatro posibilidades:

- Verdaderos Positivos (VP): el modelo predice el estado positivo que corresponde con la realidad.
- Falsos Positivos (FP): el modelo predice el estado positivo cuando el estado real es negativo.
- Verdaderos Negativos (VN): el modelo predice estado negativo que corresponde con la realidad.
- Falsos Negativos (FN): el modelo predice el estado negativo cuando el caso es positivo.

De esta manera se construye la llamada matriz de contingencia de 2x2 contando los aciertos y equivocaciones como se muestra en la Tabla 2.9. Esta matriz sirve para entregar indicadores de desempeño de un estimador, para identificar las falencias del criterio y para poder comparar un criterio con otro.

Tabla 2.9: Matriz de contingencia para los Criterios evaluados

		Casos Reales	
		Estable	Sobre excavado
Casos estimados	Estable	Verdadero Positivo (VP)	Falso Positivo (FP)
	Sobre excavado	Falso Negativo (FN)	Verdadero Negativo (VN)

Con las variables ya definidas y la matriz construida se procede a calcular la sensibilidad y especificidad con la Ecuación 16 y Ecuación 12 respectivamente.

$$Sensibilidad = \frac{VP}{VP + FN}$$

Ecuación 12: Sensibilidad de un Test diagnóstico

$$Especificidad = \frac{VN}{VN + FP}$$

Ecuación 13: Especificidad de un Test diagnóstico

Otros indicadores tal como Precisión o PSS se pueden calcular con la Ecuación 14 y Ecuación 15 respectivamente. La precisión indica la proporción de aciertos de la prueba completa, mientras que

el indicador Peirce Skill Score (PSS) relaciona las proporciones de éxito con las de fracaso. Este fue propuesto por Peirce (1884) y se define como la diferencia entre la proporción de aciertos y falsas alarmas como se presenta en la Ecuación 15. Este estimador puede tomar valores entre -1 y 1, cuando este indicador cercano a 1, los aciertos son mayores a las falsas alarmas, si es cercano a cero el estimador es aleatorio y si es cercano a -1 es un estimador inverso.

$$Precisión = \frac{VP + FN}{VP + FN + FP + VN}$$

*Ecuación 14: Precisión de un Test diagnóstico*

$$PSS = \frac{VP}{VP + FN} - \frac{FP}{FP + FN}$$

*Ecuación 15: Peirce Skill Score de un Test diagnóstico*

## 2.5 RESUMEN DE CAPÍTULO

Como se dijo al inicio de este capítulo, este fue estructurado con 4 temas principales de los cuales se puede resumir lo siguiente como lo más importante para el trabajo posterior, el cuarto tema se dejará de lado por ser de menor extensión:

### 2.5.1 Resumen de Métodos de diseño de Sublevel Stopping

Existen varios métodos de diseño de Sublevel Stopping de los cuales solo el método de Span Escalado de Carter fue desarrollado específicamente para evaluar la estabilidad de puentes de roca cercanos a superficies. Los criterios de falla Hoek & Brown y Mohr-Coulomb también son útiles al momento de evaluar la estabilidad de excavaciones en general, en especial porque el primero es capaz de incorporar la condición geológica con el GSI y también el daño por tronadura con el D.

### 2.5.2 Resumen de Modelo Numérico de sobre excavación

Se concluyó que el mecanismo de falla predominante en la faena El Soldado para puentes de roca cercanos a superficie fue la falla por desconfinamiento, de la cual la literatura tiene varios autores que tratan el tema, ellos concluyeron que la zona sobre excavada se podía determinar con una línea o superficie isocontorno de esfuerzo que delimita la zona relajada propensa a fallar. De los valores de isocontorno se eligieron 3 criterios de sobre excavación a ser evaluados, Criterio I:  $\sigma_3 \leq -0.1 \text{ MPa}$ , Criterio II:  $\sigma_3 \leq 0 \text{ MPa}$  y Criterio III  $p \leq 1 \text{ MPa}$ .

El software elegido para construir los modelos numéricos fue Phase<sup>2</sup> pues reúne los requerimientos solicitados por Anglo American, los que incluyen poder incorporar distintas litologías y materiales en contacto en un mismo modelo, incorporar fallas principales y joints y por último, construir el modelo con una secuencia cronológica de explotación tanto subterránea como a cielo abierto para ver la evolución temporal de las condiciones de cada caserón y determinar el momento donde este pierde estabilidad.

### 2.5.3 Resumen de Antecedentes de El Soldado

El Soldado es una mina antigua con explotada desde 1842 por métodos subterráneos y desde 1989 por cielo abierto. Por lo anterior la interacción entre el rajo y las cavidades subterráneas ha estado

latente desde hace varios años, por lo que esta faena ha desarrollado un protocolo de detección y control de cavidades tanto para galerías como para caserones y que establece que un caserón debe hundirse con una losa mínima de 40 m de roca solida (que no sea Caving o relleno). Estos 40 m tienen una base empírica por la experiencia de El Soldado con caserones ya hundidos, de aquí surge la necesidad este trabajo para validar los 40 m de puente de roca con modelos numéricos.

El relleno de cavidades se considera solo como costos por la operación y planificación de esta faena, por ello, al optimizar el plan productivo el hundimiento de cavidades se realiza lo mas a futuro posible sin que esto signifique retrasar la operación.

# CAPÍTULO 3 METODOLOGÍA

## 3.1 RECOLECCIÓN DE DATOS

El estudio geotécnico de cualquier explotación debe iniciar con la recolección de datos, la cual se centrará en los siguientes puntos:

- Caracterización del macizo rocoso: se debe recopilar información sobre las propiedades de roca intacta y macizo rocoso según su unidad geológica.
- Parámetros de ajuste para criterios de falla: estos parámetros son necesarios para evaluar la estabilidad de las cavidades y los puentes de roca, considerando los criterios Hoek & Brown y Mohr-Coulomb.
- Modelo estructural: se debe conocer las fallas mayores que se encuentren en cada sector analizado, conociendo el ángulo de fricción, cohesión, su rigidez de corte y normal para cada una de ellas, o por familia de fallas.
- Esfuerzos in situ: información sobre el estado tensional en la zona analizada, que estará cercana a la superficie.
- Secuencia de explotación de los caserones a analizar para poder relacionarlos con la topografía correspondiente.

## 3.2 CONSTRUCCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO

El modelo numérico se creará en el programa Phase<sup>2</sup>, ingresando los parámetros de cada material o litología, los parámetros de las fallas y el estado tensional. Se considera un máximo de 1000 iteraciones para cada paso de carga para alcanzar una tolerancia máxima de 0.001 donde se considera que el modelo ha convergido. Cada etapa tiene asociado un número de pasos de carga determinados de forma automática.

Para cada plano en análisis se debe considerar las grandes cavidades rellenas (cavidad Arauco, California, Santa Clara y Valdivia), los caserones abiertos y rellenos y las fallas que presente el plano. Para ello, se generará un plano vertical por cada caserón analizado que corte al caserón de forma transversal. En cada plano se visualizarán las estructuras antes mencionadas incluyendo una secuencia cronológica de topografías de explotación, las cuales reflejarán la extracción banco a banco. Por último, se exportará el perfil como un archivo “.dxf” para crear el modelo en Phase<sup>2</sup>.

Las topografías de explotación determinarán las etapas que se analizarán en Phase<sup>2</sup> que además deben considerar eventos importantes tales como la explotación, relleno o sobre excavación tanto del caserón en análisis como a los circundantes.

## 3.3 ANÁLISIS DE PUENTES DE ROCA PASADOS

El relleno de cavidades desde la superficie lleva años realizándose, pero el estudio inicial que se solicitó fue de los caserones que fueron rellenos entre el 2016 a la fecha, tiempo en que los protocolos de detección y control de cavidades han entregado información sobre la dimensión real de los caserones, además en esos años se cuenta con información topográfica mensual, necesaria para el análisis de los puentes de roca por etapa de explotación. Cada uno de estos casos se

evaluarán por etapas de explotación consecutivas y se utilizará la misma metodología descrita para la construcción del modelo numérico.

Se considerará además la dimensión real de estas cavidades en el modelo numérico, las que fueron obtenidas con los Sistemas laser para escaneos de labores, ya sea CMS o C-ALS. Esto para evaluar la cavidad según sus dimensiones de diseño y como es realmente, así se podrán comparar los resultados e identificar las condiciones en las que la roca circundante a la excavación falla.

Luego de tener el modelo numérico del caso histórico listo, se procede a aplicar los tres criterios seleccionados en la sección 2.2.3 coloreando solo la zona inestable según cada criterio, así se podrá determinar cuál de los tres se ajusta más a la realidad para cada etapa de cada caserón histórico.

Se utilizará también el criterio de falla de Hoek & Brown para ver si es capaz de representar la realidad de los caserones históricos de El Soldado. Para ello se medirán los esfuerzos principales en la pared colgante y techo para cada etapa de varios caserones en puntos de medición ubicados a 2-4 m del borde de la excavación, se estima que entre 15 y 25 puntos por caserón es suficiente para representar el estado tensional del mismo. Estos puntos se clasificarán como estable o inestable según si presentaban sobre excavación en la realidad o no, con el fin de graficar dichos puntos y la envolvente de falla Hoek & Brown. Se utilizarán dos criterios de falla por litología cuya única diferencia será el GSI ocupado para escalar las propiedades resistentes de la roca intacta a las del macizo rocoso. Estos GSI tendrán un valor de 45 para el macizo rocoso cercano a cavidades y 55 para el macizo rocoso in situ.

El ultimo método que se aplicará a los casos históricos de El Soldado será el método empírico del Span escalado de Carter (1992), estos casos se clasificaron como Estables, Sobre excavados y Relleno, donde este último corresponde al estado en que se encuentra un caserón justo antes de ser rellenado y que corresponde al menor puente de roca alcanzado en la realidad. Usando esta clasificación, se graficarán todos los pares de puntos Q vs Span escalado.

Cabe mencionar que la información de la calidad del macizo rocoso de Barton (Q) no estaba disponible, solo se cuenta con un valor de RMR o un rango del mismo. Por lo anterior, se usará la Ecuación 4 para calcular este parámetro en base al RMR y así usarlo para obtener el Span escalado.

Con el grafico Q vs Span escalado de los casos históricos se podrá determinar la zona del gráfico que queda prohibida para rellenar un caserón desde superficie, ya sea por comprender un conjunto de casos inestables o porque no se tienen puntos estables que caigan en esta zona para garantizar su estabilidad.

### **3.4 EVALUACIÓN DE LOS CRITERIOS SELECCIONADOS**

Con el objetivo de evaluar cada uno de los criterios como predictor de la estabilidad o sobre excavación de un caserón, se realizará un análisis comparativo entre la base de datos generada con los caserones históricos y las predicciones de cada criterio. Para ello será de utilidad el uso de herramientas estadísticas aplicadas a modelos clasificadores o de diagnóstico como son los que se usaron en este trabajo.

La herramienta estadística que se usará para este análisis será el test diagnóstico. Este test diagnóstico tiene dos pasos, el primero consta de clasificar los casos históricos de manera binaria

en estable o sobre excavado según la medición con CMS o C-ALS o según la información que se tenga de este para construir la matriz de contingencia. Posterior a esto, el segundo paso es evaluar la habilidad de cada criterio para predecir la estabilidad de cada caso calculando la Sensibilidad, Especificidad, Precisión y el PSS.

La Sensibilidad de una prueba o criterio diagnóstico es la probabilidad de obtener un resultado positivo cuando el estado observado es positivo, es decir es una probabilidad condicional. En los Criterios I, II y III corresponde a predecir la estabilidad de un caserón cuando este fue estable en la realidad. La Especificidad, que es otra probabilidad condicional, indica la probabilidad de obtener un resultado negativo cuando el estado es negativo, lo que corresponde a predecir sobre excavación cuando realmente el caserón sufrió sobre excavación. La Precisión es la probabilidad de cada criterio de predecir correctamente el estado real del caserón. Por último, el PSS relaciona las proporciones de éxito con las de fracaso alcanzando valores entre -1 y 1, cuando este indicador cercano a 1, los aciertos son mayores a las falsas alarmas, si es cercano a cero el estimador es aleatorio y si es cercano a -1 es un estimador inverso.

Este procedimiento se llevará a cabo para los tres criterios seleccionados para determinar cuál es el mejor predictor de la sobre excavación y elegir cuales de ellos se utilizarán para evaluar los puentes de roca futuros.

### **3.5 ANÁLISIS DE PUENTES DE ROCA FUTUROS**

Para evaluar los caserones que se quieren rellenar en los próximos años, se utilizará la misma metodología de los caserones ya rellenados para construir sus modelos numéricos, salvo que no se tendrá las dimensiones reales de estos, pues el Sistema laser para escaneos de labores se lleva a cabo cuando la losa entre los caserones y el rajo es de 100 metros, que no se alcanzará en el tiempo que dura este estudio.

## CAPÍTULO 4 ESTUDIO DE CASOS

En este capítulo se presentarán los antecedentes y supuestos que se utilizaron en la construcción del modelo numérico para luego mostrar algunos de los casos históricos analizados con los distintos criterios de estabilidad.

### 4.1 ANTECEDENTES Y SUPUESTOS DE MODELAMIENTO

#### 4.1.1 Modelo litológico

El modelo litológico provisto por Anglo American se muestra en la Figura 4.1. En general, se trata de materiales geológicos estratificados que mantean aproximadamente hacia el Este. Se cuenta con cinco litologías principales:

- Andesita (And)
- Andesita Veta Negra (And VN)
- Rocas Sedimentarias (Rx Sed)
- Tobas (Tb)
- Traquitas (Tr)

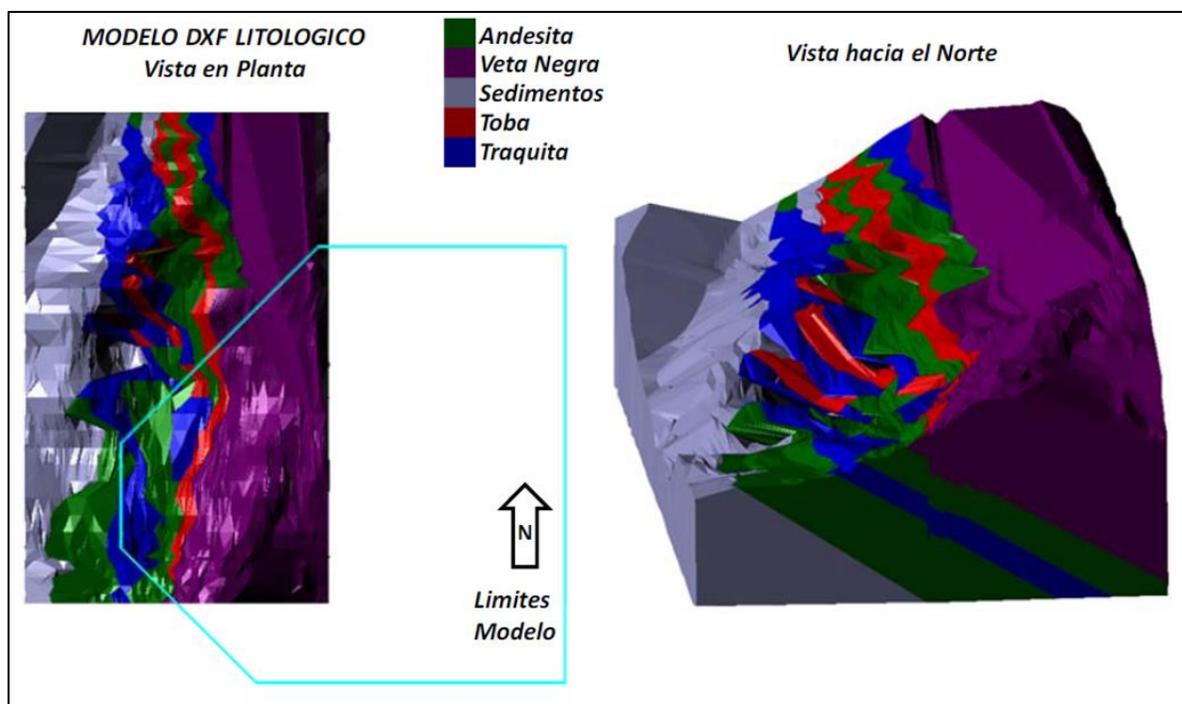


Figura 4.1: Modelo litológico proporcionado por Anglo American

#### 4.1.2 Esfuerzos in situ

Los caserones que se quieren evaluar y los usados para el back análisis se encuentran cerca de la superficie (el caserón más profundo evaluado estaba a 400 m de profundidad). Además, el yacimiento se encuentra a 800 m.s.n.m. En base a lo anterior y a la limitación del programa Phase<sup>2</sup> v. 8.0 para ingresar una matriz de esfuerzos in-situ, se considerará en el modelo que los esfuerzos in-situ se deben a la carga litostática y que la razón entre los esfuerzos horizontales y verticales son

igual a 1. Para lo anterior el modelo considera la superficie que se le ingresa y los materiales utilizados.

### 4.1.3 Propiedades Resistentes y de Deformabilidad

#### 4.1.3.1 Propiedades de la roca intacta

Por roca intacta se entiende los trozos o bloques de roca entre discontinuidades, y típicamente se representa por las probetas de roca que se ensayan en laboratorio, entre las propiedades más importantes de la roca intacta se encuentran:

- $\gamma$ : Peso específico de la roca.
- $E_i$ : Módulo de deformación de roca intacta
- $\nu_i$ : Razón de Poisson de roca intacta
- $UCS$ : Resistencia a la compresión uniaxial
- $m_i$ : Parámetro de roca intacta (Criterio de Hoek & Brown)
- $\sigma_{ci}$ : Resistencia a la compresión uniaxial de roca intacta
- $\sigma_{ti}$ : Resistencia a la tracción de roca intacta

Los valores de estas propiedades se resumen en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1: Propiedades de la roca intacta para cada litología

UNIDAD LITOLÓGICA	$\gamma$ [MN/m <sup>3</sup> ]	E [GPa]	$\nu$	UCS [MPa]	$m_i$	$\sigma_{ci}$ [MPa]	$\sigma_{ti}$ [MPa]
Andesita	0.0254	63.4	0.28	188	20.0	114	5.7
Andesita Veta Negra	0.0262	54.3	0.23	131	8.3	111	13.3
Roca Sedimentaria	0.0266	65.3	0.26	131	12.1	149	12.3
Toba	0.0268	65.1	0.29	105	31.3	109	3.5
Traquita	0.0250	64.3	0.31	181	22.1	178	8.1

#### 4.1.3.2 Propiedades del macizo rocoso

Las propiedades de la roca intacta se utilizan como base para evaluar las propiedades del macizo rocoso a gran escala, degradándolas según una “ley de escala” conforme a la calidad geotécnica del macizo rocoso según el criterio de Hoek-Brown (Hoek, Carranza-Torres, & Corkum, Hoek-Brown criterion, 2002).

$$E_m(GPa) = \begin{cases} \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} * 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} & \text{si } \sigma_{ci} \leq 100 \text{ MPa} \\ \left(1 - \frac{D}{2}\right) * 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} & \text{si } \sigma_{ci} > 100 \text{ MPa} \end{cases}$$

Ecuación 16: Módulo de deformación del macizo rocoso

Donde:

- $GSI$ : Índice de resistencia geológica del macizo rocoso
- $D$ : Índice de calidad de tronadura (Criterio Hoek & Brown)

- $E$ : Módulo de deformación de macizo rocoso

Se consideran dos rangos de GSI para todas las litologías, el primero es 40-50 que corresponde a macizo rocoso dañado por tronadura que se estima comprende un halo de 10 m alrededor de los caserones y grandes cavidades rellenas, mientras que el macizo rocoso in situ tiene un GSI entre 50-60. Para escalar las propiedades del macizo rocoso se usó el valor promedio de este rango, 45 y 55 respectivamente. Estas propiedades escaladas y los parámetros de ajuste de los criterios de falla Hoek & Brown y Mohr-Coulomb se presentan en Anexos, en la página B-1.

En este yacimiento también existen materiales especiales cuyas propiedades se muestran en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2: Propiedades de Materiales especiales

Material	$\gamma$ [MN/m <sup>3</sup> ]	E [GPa]	$\nu$	Cohesión [kPa]	Ángulo de Fricción [°]
Caving	0.023	1	0.31	120	35
Relleno Caserones	0.019	0.125	0.31	0	37
Fallas	0.020	0.13	0.29	75	30

El espesor (D) de la zona de daño por tronadura depende del diseño de la misma tronadura y la altura del banco (H) como se muestra en la Figura 4.2. Una relación aproximada entre estos dos factores fue desarrollada en base a la experiencia por Hoek & Karzulovic, (2000):

- Gran tronadura de producción, confinada y con poco control  $D= 2$  a  $2.5 H$
- Tronadura de producción sin control, pero con cara libre  $D= 1$  a  $1.5 H$
- Tronadura de producción confinada, pero con algo de control, por ejemplo, con una o más líneas buffer  $D= 1$  a  $1.2 H$
- Producción con algo de control (con una o más líneas buffer) y con cara libre  $D= 0.5$  a  $1 H$
- Tronadura de producción cuidadosamente controlada con cara libre  $D= 0.3$  a  $0.5 H$

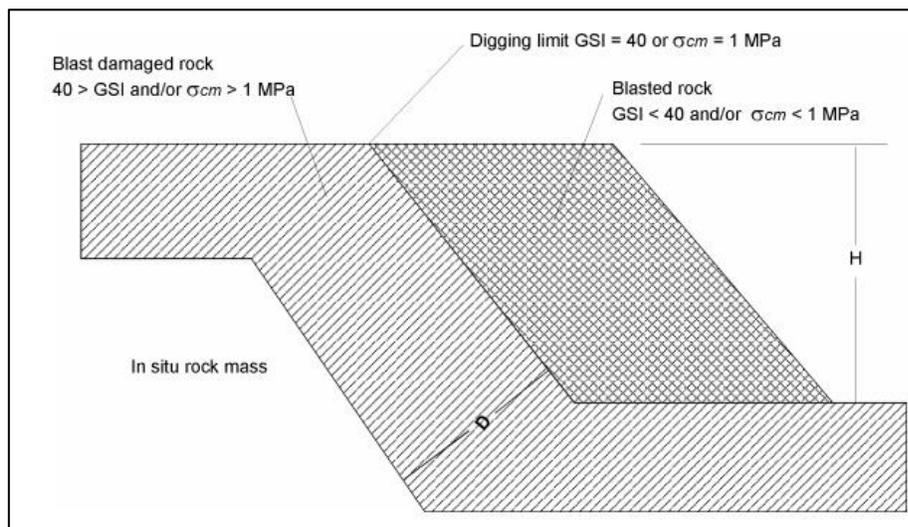


Figura 4.2: Representación esquemática de la transición entre macizo rocoso in-situ y dañado por tronadura (Hoek & Karzulovic, 2000 Rock-Mass properties for surface mines.)

Considerando lo anterior y que el Soldado trabaja con bancos simples de 15 metros y dobles de 30 metros con tronadura controlada y con cara libre. Se estima una zona de daño por relajación de esfuerzos y tronadura de 15 metros, equivalente a 1/2 de la altura de un banco doble del Rajo El Soldado. De esta forma se tendrá un factor por tronadura y relajación de esfuerzos (D) de 0.85 en los primeros 20 metros de roca para luego pasar a 0.3 a mayor profundidad.

#### 4.1.3.3 Fallas mayores y menores

En El Soldado, existen varios sistemas de fallas, entre las cuales se encuentra “Isabel”, “Arauco”, “San José” y “Santa Clara”. La información proporcionada por El Soldado referida a la resistencia al corte de las fallas principales se muestra en la Tabla 4.3. Esta información proviene de ensayos realizados a principios de la década de 1990 (Call and Nicholas, Inc, 1992) y fue revisada por Itasca en el año 2011.

Tabla 4.3: Valores de rigidez y resistencia al corte de las fallas principales utilizados en los análisis 3DEC (tabla modificada de Call and Nicholas, Inc., 1992) modificada por Itasca (2011).

Falla	Ángulo Fricción [°]	Cohesión [kPa]	Zona de Influencia	Rigidez de Corte [MPa/m]	Rigidez Normal [MPa/m]	Observación
California	11	90	10 m en bloque pendiente, yacente es sano. Transporta agua	50	1,000	
Isabel-4	12.3	140	5 m en bloque pendiente. No transporta agua	90	1,800	Usadas en familia de estructuras “Isabel”
Arauco-105	22.4	160	5 m total. Transporta agua	230	4,600	Usadas en familia de estructuras “Arauco”, “Este” y “Christine”
San José System	13.3	150	No tiene zona de influencia. No transporta agua	90	1,800	Usadas en familia de estructuras “San José” y en falla “Dique E”
Santa Clara	12.4	530	2 m, pero se considera despreciable.	160	3,200	Usadas en familia de estructuras “Santa Clara”
Adelita	23.2	60	-	310	6,200	

El dominio estructural utilizado en el presente estudio fue entregado mediante la nota técnica “Dominios Estructurales Mina El Soldado”, INYGE, mayo 2013. Esta nota considera dos dominios estructurales siendo el mostrado en la Tabla 4.4 es el predominante en el yacimiento. Además, solo se consideran las fallas menores del dominio dejando de lado los joints o diaclasas debido a que ya fueron considerados al determinar el GSI del macizo rocoso.

Tabla 4.4: Fallas Menores - Rajo El Soldado

DOMINIO ESTRUCTURAL	SET	DIP [°]	DIP DIR [°]	P. O. [%]	N° Polos
DOMINIO I (ANDESITAS – TOBAS – TRAQUITAS)	F1	82 ± 5	332 ± 10	32	493
	F2	65 ± 4	258 ± 8	30	455
	F3	70 ± 3	227 ± 5	12	185
	F4	31 ± 1	101 ± 2	8	117
	Otros			18	274
	Total			100	1524

Los parámetros que caracterizan estas fallas menores y que fueron las ingresadas en el modelo numérico se muestran en la Tabla 4.5. En esta tabla se estimó la rigidez normal como un valor promedio del rango 37-93 GPa/m que es el recomendado por AKL Ingeniería & Geomecánica Ltda. para una estructura limpia en roca competente, como se muestra en ANEXO B , Tabla 9.2. Por ultimo se estimó que la rigidez de corte es aproximadamente 10 veces la rigidez normal.

Tabla 4.5: Propiedades y características de las fallas menores

ESTRUCTURA	Cohesión [kPa]	Ángulo de fricción [°]	Largo [m]	Espaciamiento [m]	Rigidez de Corte [GPa/m]	Rigidez Normal [GPa/m]
Fallas Menores	150	25	30	20	5	50

#### 4.1.4 Condición Hidrogeológica

En los modelos numéricos se asumió una condición hidrogeológica seca, debido a que existe evidencia de que los niveles freáticos se encontrarían por debajo de los taludes de interés del rajo (AKL, 2008) y también por la existencia de todas las cavidades subterráneas y fallas principales que sirven para drenar el agua superficial.

## 4.2 CASOS HISTÓRICOS Y SITUACIÓN ACTUAL DE CASERONES DE EL SOLDADO

El Soldado se ha explotado por años mediante Sublevel Stopping, sin embargo, solo se cuenta con archivos topográficos desde el 2003, mientras que las mediciones con CMS o C-ALS son aún más recientes, del año 2014 en adelante. Por lo anterior, el abanico de casos disponibles para ser analizado y utilizado para generar un criterio de estabilidad se ve reducido, además el tiempo requerido para el estudio por caso es significativo, lo que reduce la cantidad de casos históricos a considerar. Teniendo en cuenta lo anterior, se analizaron 16 caserones en total con el fin de encontrar un criterio de estabilidad robusto para los puentes de roca que pudiera ser aplicado a otros caserones de la misma faena.

Se clasificaron los casos históricos como se muestra en la Figura 4.3 separando los casos en 3 grupos. El primero de ellos corresponde a caserones que fueron auscultados con CMS o C-ALS, por lo que se tiene identificado su sobre excavación que será de utilidad para desarrollar el criterio de estabilidad. En este primer grupo, Arauco 17, Arauco 28, Catedral 19 SE, Catedral 37 se rellenaron desde superficie con un puente de roca menor o igual a 50 m, condición crítica para este trabajo.



Figura 4.3: Resumen de Casos para Back Análisis

Entre los caserones evaluados destacan dos casos correspondientes a caserones antiguos que hicieron caving hasta generar un arco estable, estos fueron Caving 235 y AES que, dado su antigüedad, se delimitó su propagación del caving por medio de inspección por las galerías que conectaron con la misma cavidad, estos conforman el segundo grupo de casos históricos.

En el tercer grupo se encuentran los caserones que no han sido auscultados, ya sea por su profundidad o porque simplemente no están dentro del cronograma de actividades críticas. De este grupo solo Catedral 13 fue rellenado desde superficie y su medición con CMS se hizo muy tarde como para ser incluida en este trabajo. Lo importante de este grupo es que aporta información sobre la condición global de estabilidad sin dar certeza de la condición de sobre excavación que presenta, por ello este grupo solo servirá para darle robustez al criterio de estabilidad, más que para determinar una condición crítica de estabilidad.

La estructura del análisis se compone de varias partes. Primero se describe en forma espacial el caserón, sus dimensiones, la litología en la que se emplaza, las fallas principales y cavidades cercanas. Luego se muestra una vista en planta del caserón para mostrar el perfil que se usará para construir el modelo numérico, dicho perfil se muestra en una figura subsecuente donde aparecen las topografías relevantes para el análisis como la topografía que se tenía al momento de explotarse el caserón o la topografía al momento del relleno del caserón, también se incluyen en esta vista las fallas principales, grandes cavidades rellenas, caserones vacío y rellenos y las litologías del macizo rocoso.

Después de recolectar toda la información descrita anteriormente, se construye el modelo numérico que se muestra en una figura acompañado de una tabla que describe las etapas que se consideraron en el mismo modelo. Por último, se muestran las etapas analizadas por medio de fichas que resumen los detalles de cada etapa en la parte superior y muestra tres imágenes donde se colorea las zonas inestables según el criterio aplicado. Estos criterios fueron obtenidos de los estudios presentados en la sección 2.2.3, estos son: Criterio I donde la zona inestable se delimita por un isocontorno de  $\sigma_3 < -0.1 MPa$ ; Criterio II delimita la zona inestable con un isocontorno  $\sigma_3 < -0 MPa$ ; Criterio III delimita la zona inestable con un isocontorno del esfuerzo medio  $\sigma_p < 1 MPa$ . Estas fichas serán de ayuda para evaluar la estabilidad del caserón a medida que se acerca a superficie,

determinar cuál criterio reproduce mejor la realidad y establecer la cota desde donde se construirá la chimenea de relleno.

A continuación, se muestran las etapas analizadas por medio de fichas que resumen los detalles de cada etapa en la parte superior y muestra tres imágenes donde se colorea las zonas inestables según el criterio aplicado. Estas fichas serán de ayuda para evaluar la estabilidad del caserón a medida que se acerca a superficie y determinar cuál criterio reproduce mejor la realidad. Algunos de los casos se muestran a continuación mientras que los demás se incluyen en ANEXO C .

#### 4.2.1 Arauco 17 y 18

Ambos caserones se explotaron en el año 2004 y están emplazados en macizo tipo Traquita. Las dimensiones de Arauco 17 son 47 m de alto, 25 m de ancho y 28 m de largo como se muestra en la Figura 4.4, mientras que Arauco 18 tiene 49 m de alto, 28 m de ancho y 33 m de largo.

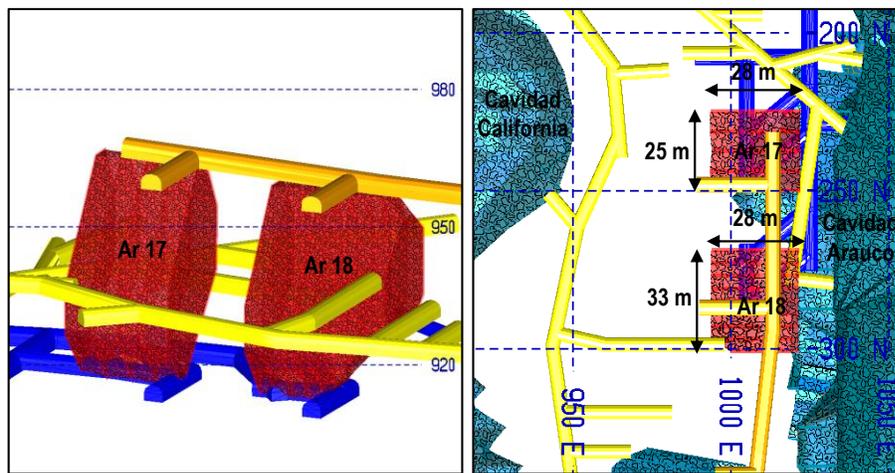


Figura 4.4: Arauco 23, vista isométrica y en planta

Las cavidades y fallas cercanas a Arauco 17 se listan a continuación:

- Su pared Norte está cercana al Dique E, pasa aproximadamente a 10 m de ella.
- Arauco 105 rama E cruza el techo de este caserón.
- Arauco 105 rama W pasa a 20 m de su pared oeste.
- La Falla California pasa a 25 m de su pared oeste.
- La cavidad Arauco está a 20 m de su pared este
- La cavidad California está a 60 m de su pared oeste.

Las cavidades y fallas cercanas a Arauco 18 se listan a continuación:

- San José 12 y San José Rama 1 pasan por el techo de este caserón.
- Se encuentra en el bloque yacente de la Falla California.
- La falla Arauco 105 rama W pasa a 10 m aproximadamente de la pared oeste.
- La cavidad Arauco se encuentra a 10 m de la pared este.

Lo anterior se muestra en la vista en planta de la Figura 4.5 donde aparece además los perfiles A-A' y B-B' que se usarán para construir el modelo numérico en 2D.

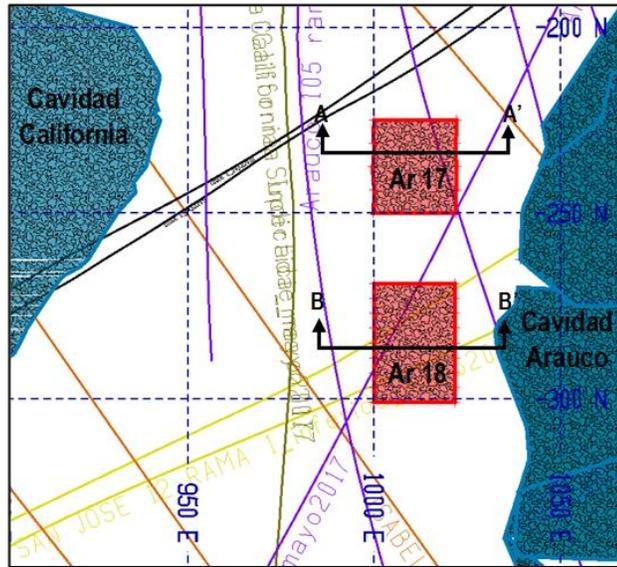


Figura 4.5: Vista en planta, cota 950 m s.n.m., Arauco 17 y 18

De las fallas principales anteriores solo se considerarán en el modelo la Falla California y la Familia de Fallas Arauco.

El modelo numérico se construyó con vistas separadas en dirección E-W para incluir las grandes cavidades en dichas vistas. En base a lo anterior, también se separó el análisis de los caserones, los cuales aparecen en los siguientes apartados.

#### 4.2.1.1 Modelo numérico de Arauco 17

Este caserón fue rellenado en febrero del 2017 con una chimenea construida desde la cota 1010, por ello, su análisis es importante para determinar la estabilidad de Arauco 18 ya que comparten las mismas características, tanto geométricas como geotécnicas.

El primer paso para la construcción del modelo numérico fue crear la vista en perfil de este caserón mostrando las cavidades cercanas, la litología, las superficies importantes y las fallas principales. Dicha vista se muestra en la Figura 4.6 donde aparece la topografía del 2004, año en que se explotó el caserón Arauco 17 y la topografía de febrero del 2017, mes en que se rellenó este caserón. En esta misma figura también aparece la medición del CMS de este caserón como una línea color azul.

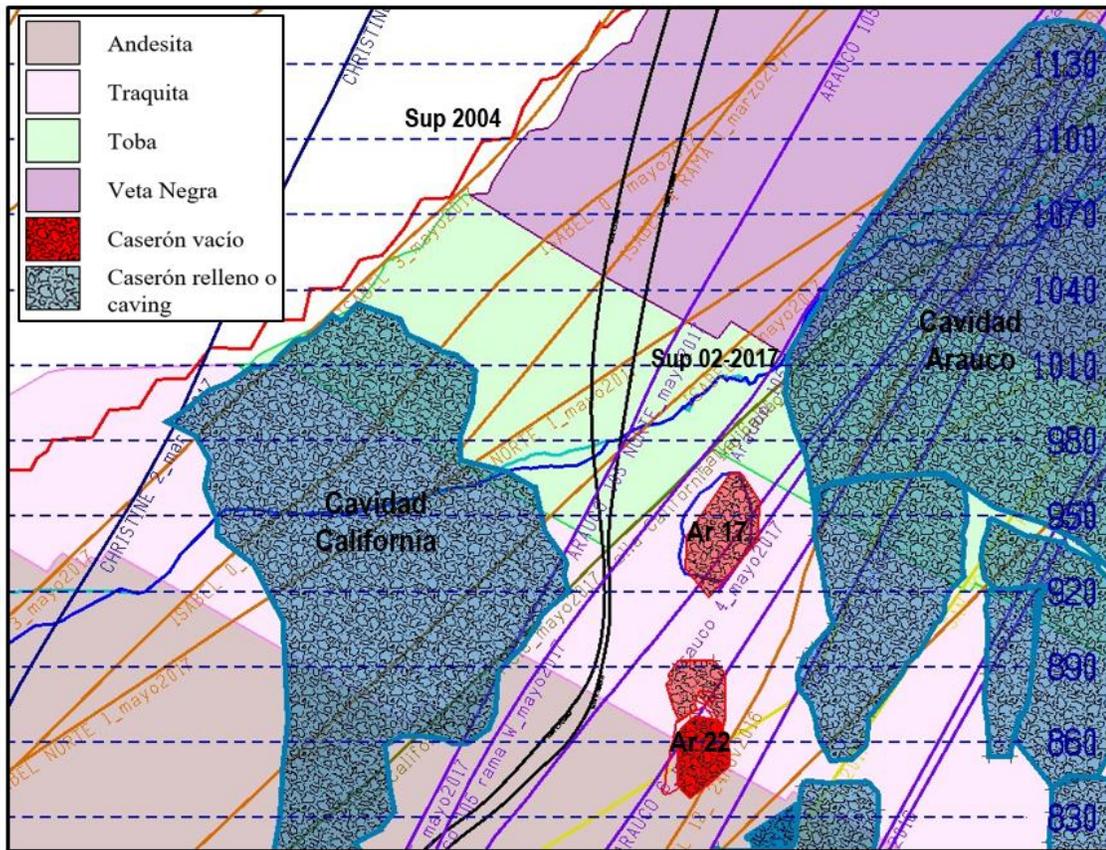


Figura 4.6: Perfil A-A', Condición Real Arauco 17

Este análisis se realizó utilizando 5 etapas de excavación correspondiente al material encerrado entre topografías consecutivas o donde ocurren eventos importantes como se detalla en la Tabla 4.6 mientras que el modelo se muestra en la Figura 4.7.

Tabla 4.6: Descripción de las Etapas, caso Arauco 17

Arauco 17	
Etapa	Fecha, Comentario
1	2004. Iniciación de esfuerzos
2	2004. Aparecen los caving históricos.
3	2004. Comienza explotación de Ar 17
4	2004. Sobre excavación de Ar 17
5	02-2017. Condición de relleno de Ar 17

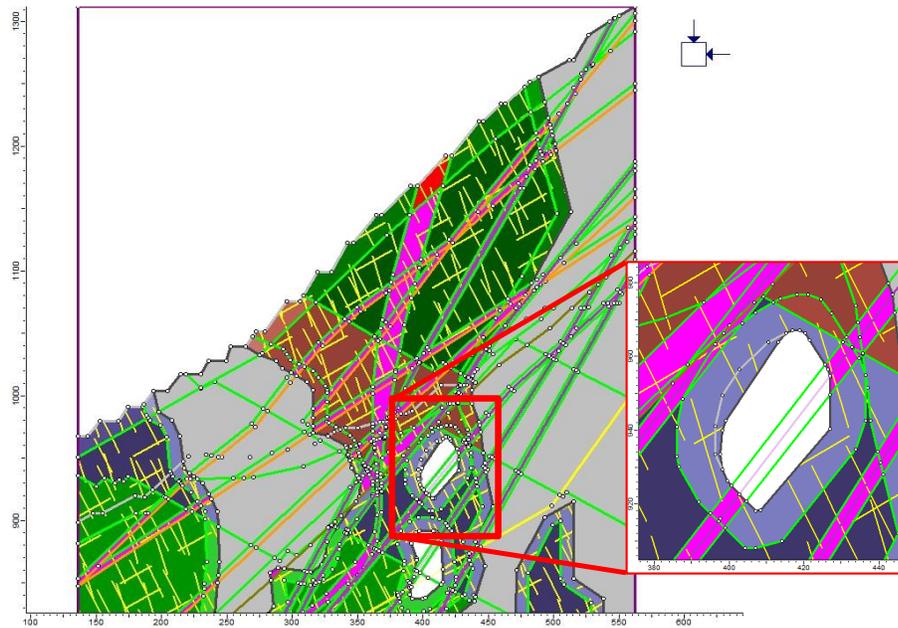


Figura 4.7: Modelo del caserón Arauco 17 en Phase 2

Este caserón se rellenó desde superficie en febrero del 2017, condición que corresponde a la etapa 5 del modelo numérico y que servirá para caracterizar la condición de esfuerzos que tenía este caserón al momento de su relleno. Esta etapa y las demás fueron analizadas mediante fichas que resumen los detalles de cada etapa en la parte superior y muestra tres imágenes donde se colorea las zonas inestables según el criterio aplicado.

En la Figura 4.8 se muestra la etapa 3 correspondiente a la explotación de este caserón según diseño en el año 2004, la medición de CMS del 2016 aparece como un contorno azul en las tres imágenes de la figura y muestra una ligera sobre excavación en la pared colgante del caserón. Esta se explica según los criterios aplicados, por una relajación del esfuerzo confinante  $\sigma_3 < 0 \text{ MPa}$  que corresponde al Criterio II. El Criterio I también muestra zonas inestables en la sobre excavación, pero las subestima. En cuanto al Criterio III, este no muestra inestabilidad.

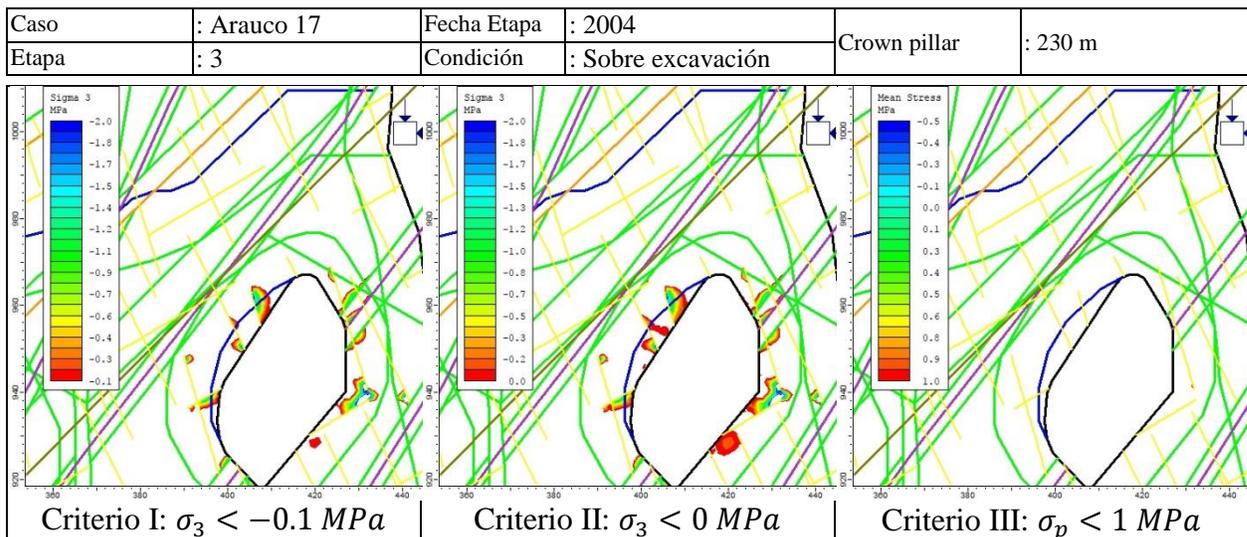


Figura 4.8: Criterios de sobre excavación aplicados a Arauco 17, Etapa 3

En la Figura 4.9 se muestra la etapa 4 correspondiente al estado luego de sufrir la sobre excavación, por lo que el contorno remanente que es el del CMS debería ser estable. Considerando lo anterior, el Criterio I y II cumplen igualmente con determinar la estabilidad de este estado.

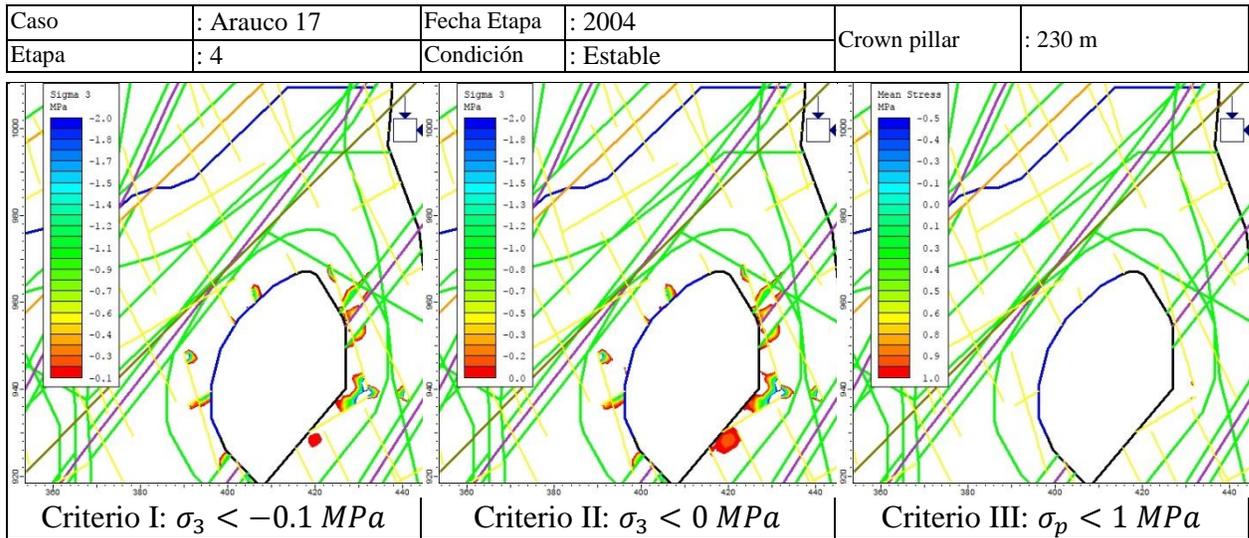


Figura 4.9: Criterios de sobre excavación aplicados a Arauco 17, Etapa 4

En la Figura 4.10 se muestra la etapa 5 correspondiente a la condición de relleno de este caserón, el puente de roca no sufrió sobre excavación según la medición en terreno del largo de la chimenea de relleno. Considerando lo anterior, el Criterio I y II cumplen igualmente con determinar la estabilidad de este estado.

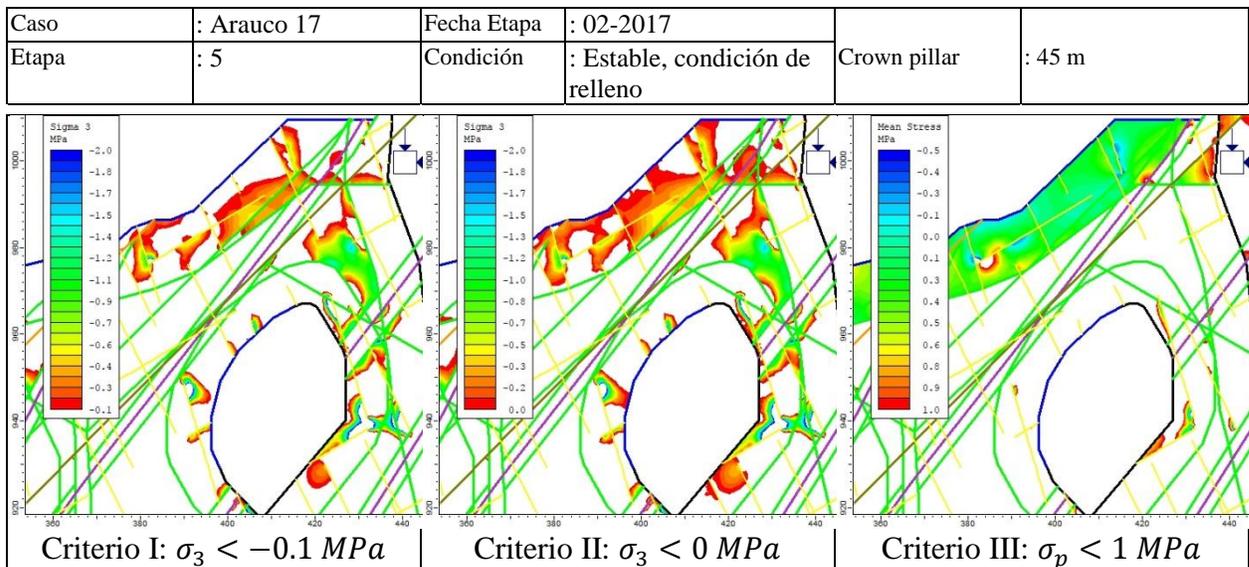


Figura 4.10: Criterios de sobre excavación aplicados a Arauco 17, Etapa 5

La sobre excavación que se ve en la Figura 4.8 se debe a esfuerzos de tracción según el modelo numérico, se asumió que esta ocurrió en el año 2004, pero pudo haber ocurrido desde la fecha de explotación hasta el 2016 cuando se hizo la medición con CMS.

Arauco 17 fue un caserón de reducidas dimensiones, cuyo tonelaje estimado de relleno era solo de 45 kt y se mantuvo estable con un puente de roca de solo 45 m.

#### 4.2.1.2 Modelo numérico de Arauco 18

Este caserón no se ha rellenado hasta la fecha, pero se ha planificado que la chimenea de relleno será construida desde la cota 1010.

El primer paso para la construcción del modelo numérico fue crear la vista en perfil de este caserón mostrando las cavidades cercanas, la litología, las superficies importantes y las fallas principales. Dicha vista se muestra en la Figura 4.11 donde aparece la topografía del 2004, año en que se explotó el caserón Arauco 18, la topografía de octubre del 2017, mes en que se llevó a cabo este análisis y la topografía de febrero del año 2018, mes en que se llegará a la cota de relleno. En esta misma figura aparece también la medición del CMS de este caserón como una línea color azul.

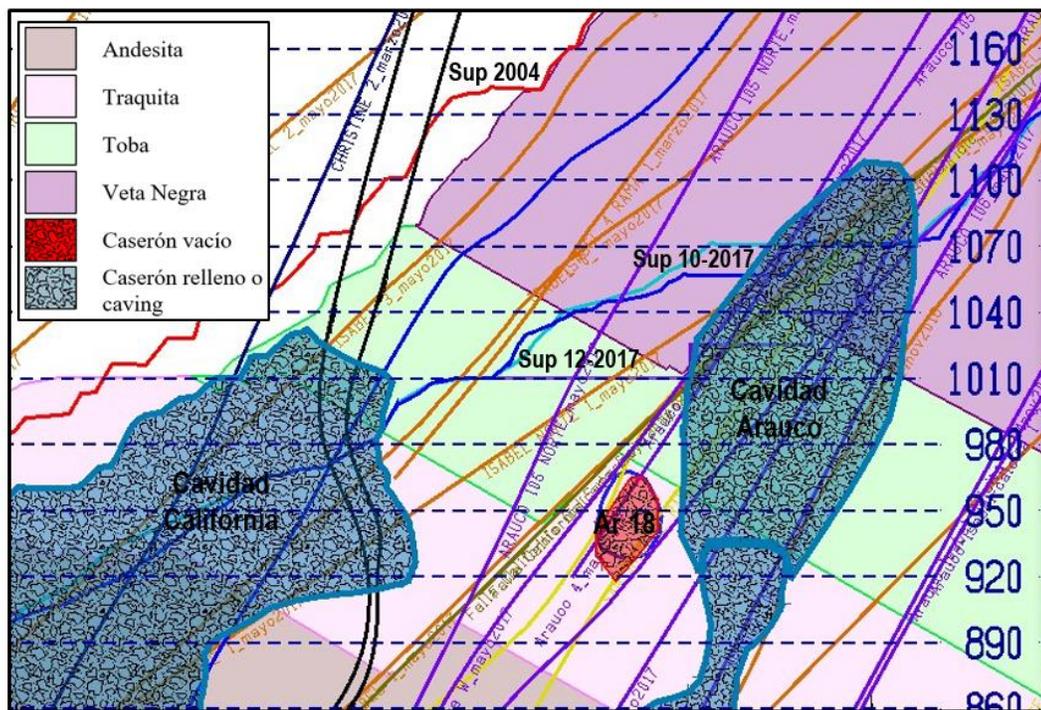


Figura 4.11: Perfil B-B', Condición Real Arauco 18

Este análisis se realizó utilizando 6 etapas de excavación correspondiente al material encerrado entre topografías consecutivas o donde ocurren eventos importantes como se detalla en la Tabla 4.7, dicho modelo se muestra en la Figura 4.7.

Tabla 4.7: Descripción de las Etapas, caso Arauco 18

Arauco 18	
Etapas	Fecha, Comentario
1	2004. Iniciación de esfuerzos
2	2004. Aparecen los caving históricos.
3	2004. Comienza explotación de Ar 18
4	2004. Sobre excavación de Ar 18
5	10-2017. Condición actual
6	12-2017. Condición de relleno de Ar 18

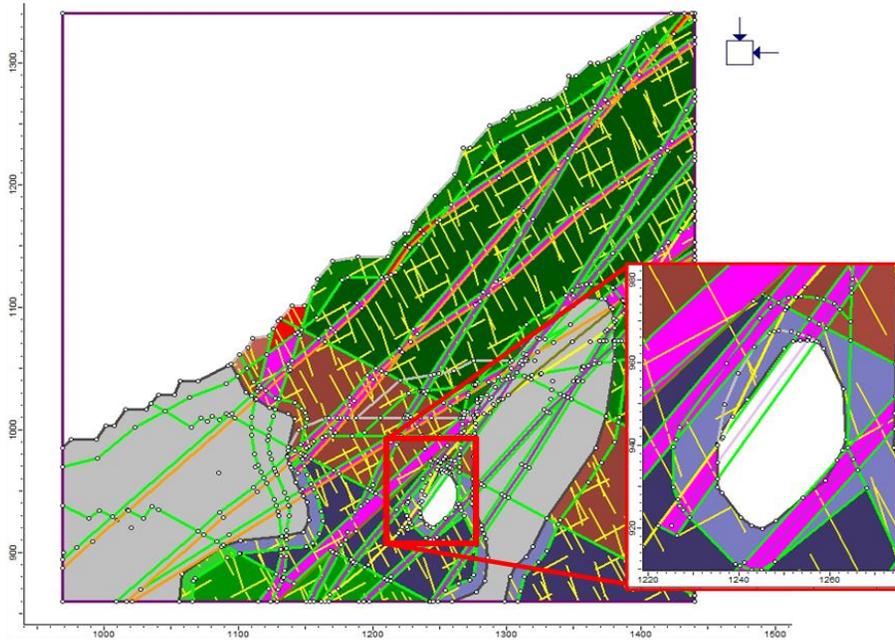


Figura 4.12: Modelo del caserón Arauco 18 en Phase 2

Este caserón se pretende rellenar a finales del 2017, condición que se analizará en el capítulo siguiente cuando el criterio de estabilidad esté listo. Las etapas previas a esto (3, 4 y 5) fueron analizadas mediante fichas que presentan un resumen los detalles de cada etapa en la parte superior y muestran tres imágenes donde se colorea las zonas inestables según el criterio aplicado. Estas fichas se muestran a continuación.

En la Figura 4.13 se muestra la etapa 3 correspondiente a la explotación de este caserón según diseño en el año 2004, la medición de CMS del 2016 aparece como un contorno azul en las tres imágenes de la figura y muestra una ligera sobre excavación en la pared colgante del caserón. Esta se explica según los criterios aplicados, por una relajación del esfuerzo confinante  $\sigma_3 < -0.1 \text{ MPa}$  que corresponde al Criterio I. El Criterio I también muestra zonas inestables en la sobre excavación, pero las sobreestima. En cuanto al Criterio III, este no muestra inestabilidad.

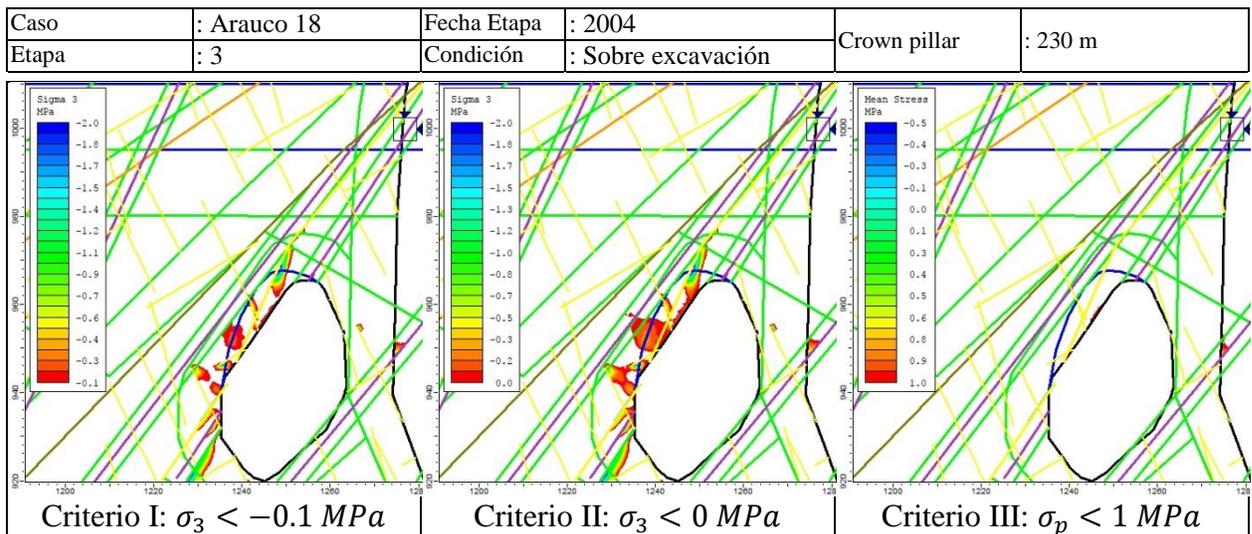


Figura 4.13: Criterios de sobre excavación aplicados a Arauco 18, Etapa 3

En la Figura 4.14 se muestra la etapa 4 correspondiente al estado luego de sufrir la sobre excavación, por lo que el contorno remanente que corresponde al del CMS debería ser estable. Considerando lo anterior, el Criterio I y II cumplen con predecir la estabilidad de este caserón, mientras que el Criterio III no delimita zona inestable alguna.

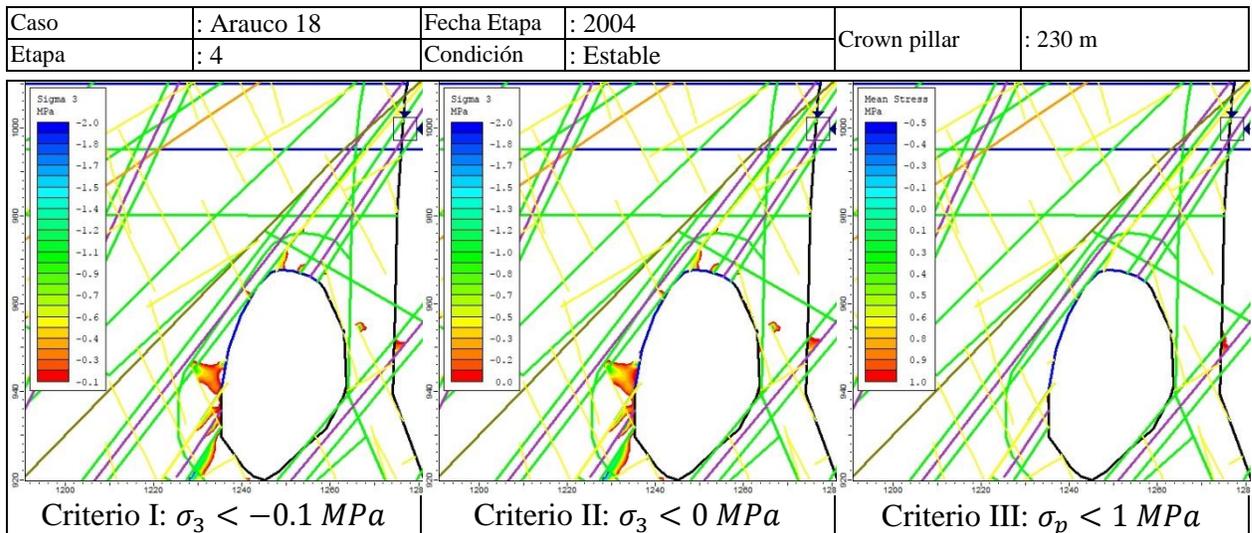


Figura 4.14: Criterios de sobre excavación aplicados a Arauco 18, Etapa 4

En la Figura 4.15 se muestra la etapa 5 correspondiente la condición que tenía este caserón cuando se hizo el estudio donde el puente de roca se mantuvo estable, aunque no se puede asegurar que no hubo sobre excavación. En desmedro de lo anterior, se considerará que este estado es estable, el Criterio I cumple con corroborar lo anterior, pero el Criterio II muestra una zona crítica en la pared colgante.

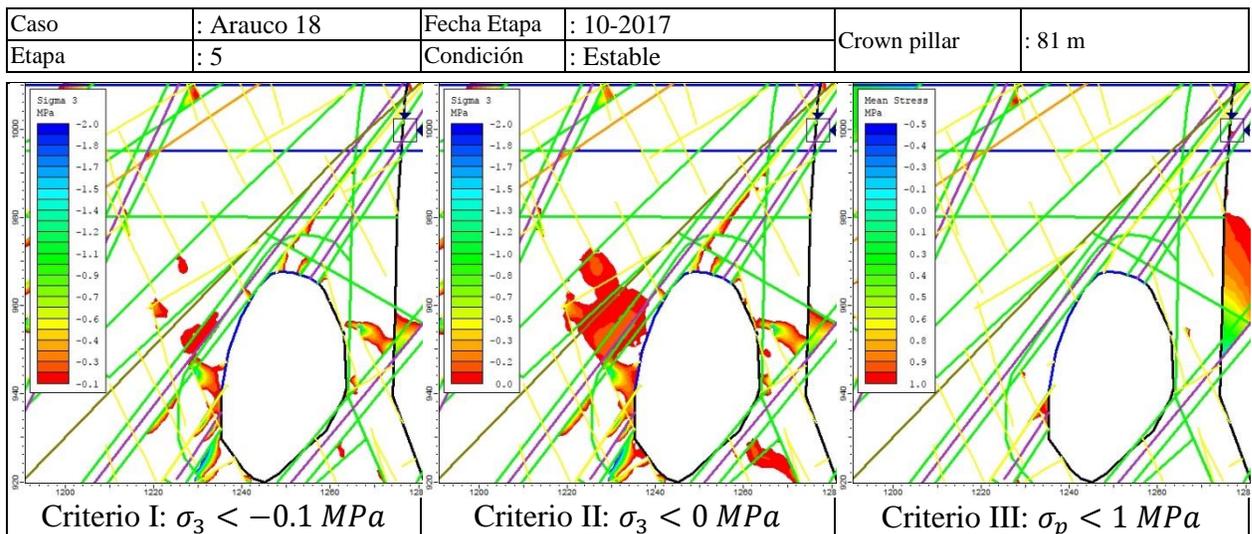


Figura 4.15: Criterios de sobre excavación aplicados a Arauco 18, Etapa 5

Al igual que Arauco 17, la sobre excavación que se ve en la Figura 4.13 se debe a esfuerzos de tracción según el modelo numérico provocados por la cercanía con las fallas principales San José 12 y Arauco 105 Rama W, se asumió que esta ocurrió en el año 2004, pero pudo haber ocurrido desde la fecha de explotación hasta el 2016 cuando se hizo la medición con CMS.

Arauco 18 es un caserón de reducidas dimensiones, cuyo tonelaje estimado de relleno es solo de 50 kt y que ha permanecido estable hasta ahora (Figura 4.15).

#### 4.2.2 Arauco 23

Este caserón está emplazado en roca tipo Traquita y fue explotados durante el año 2005. Las dimensiones de Arauco 23 son 43 m de alto, 20 m de ancho y 45 m de largo como se muestra en la Figura 4.16. En la misma imagen aparece la medición del CMS como un sólido de color verde, esta muestra que la mayor sobre excavación que tuvo este caserón se produjo en su pared este debido a la conexión de la misma con una chimenea.

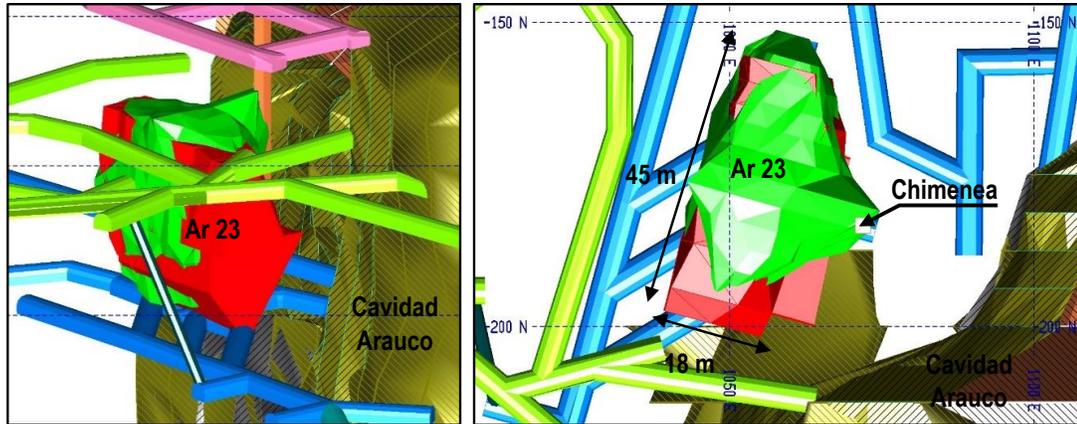


Figura 4.16: Arauco 23, vista isométrica y en plana

Las cavidades y fallas cercanas a Arauco 23 se listan a continuación:

- Arauco 106 pasa a 5 m de la pared oeste del caserón
- Arauco 6 pasa a 25 m de la pared oeste de este caserón.
- Isabel 12 pasa a 35 m de la pared sur.
- Isabel 13 pasa a 1 m de la pared este, incluso alcanza a interceptar la base del mismo caserón.
- Arauco Isabel Calcita 1 pasa a 32 m de la pared este.
- Arauco Isabel Calcita 2 pasa a 23 m de la pared este.
- El Dique E pasa cruza el techo del caserón.
- Cavidad Arauco se encuentra a 18 m de la pared este.
- Cavidad California se encuentra a 105 m de la pared oeste.

Lo anterior se muestra en la vista en planta de la Figura 4.17 donde aparece además el perfil A-A' que se usarán para construir el modelo numérico en 2D.



Este análisis se realizó utilizando 11 etapas de excavación correspondiente al material encerrado entre topografías consecutivas y a eventos importantes a considerar, estas etapas se describen en la Tabla 4.8 mientras que el modelo numérico se muestra en la Figura 4.19.

Tabla 4.8: Descripción de las Etapas, caso Arauco 23

Arauco 23	
Etapa	Fecha, Comentario
1	2005. Iniciación de esfuerzos
2	2005. Aparecen caving Históricos
3	2005. Comienza explotación de Ar 23
4	2005. Sobre excavación de Ar 23
5	08-2015
6	12-2015
7	03-2016
8	06-2016
9	09-2016
10	12-2016
11	06-2017

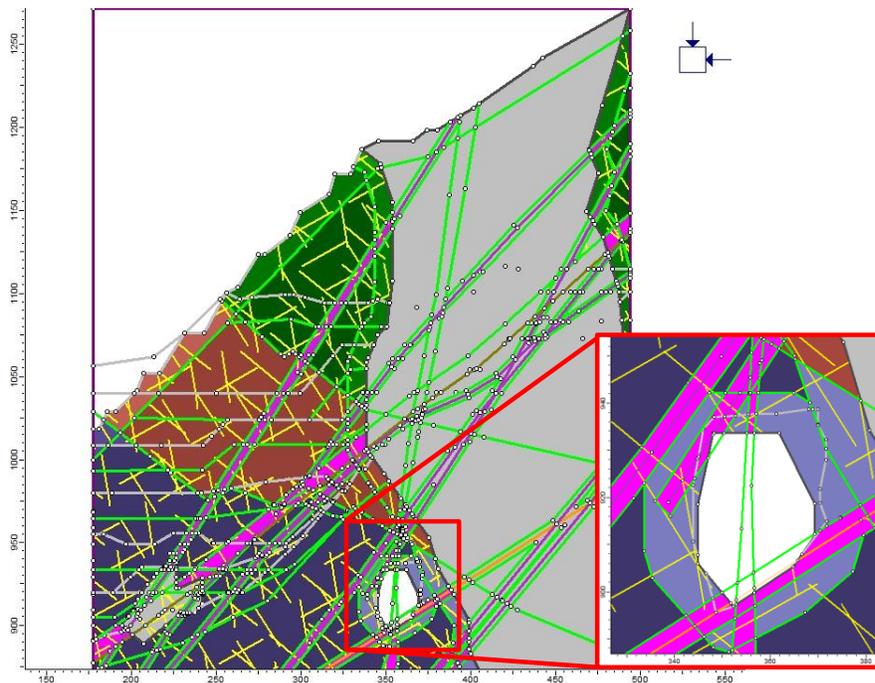


Figura 4.19: Modelo del caserón Arauco 23 en Phase 2

A continuación, se muestran las etapas analizadas por medio de fichas que resumen los detalles de cada etapa en la parte superior y muestra tres imágenes donde se colorea las zonas inestables según el criterio aplicado. Estas fichas serán de ayuda para evaluar la estabilidad del caserón a medida que se acerca a superficie y determinar el criterio se ajusta más a la realidad del mismo.

La Figura 4.20 muestra la etapa 3 correspondiente a la explotación de este caserón según diseño en el año 2005, la medición de CMS del 2016 aparece como un contorno azul en las tres imágenes de la figura y muestra una ligera sobre excavación en la pared colgante del caserón. Este suceso según los criterios aplicados, no puede ser explicado pues ninguno de ellos delimita esta zona como

inestable. Esto se puede deber a la naturaleza de la sobre excavación que es la conexión de la pared con la chimenea que se ubicaba a unos metros de esta como se muestra en la Figura 4.16.

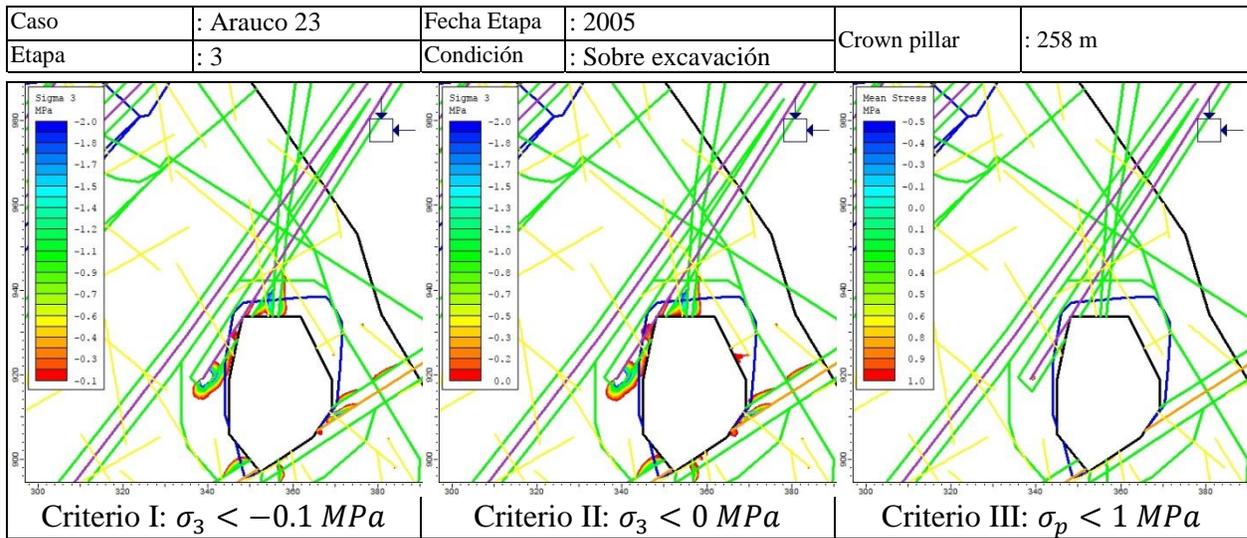


Figura 4.20: Criterios de sobre excavación aplicados a Arauco 23, Etapa 3

En la Figura 4.21 se muestra la etapa 4 correspondiente al estado luego de sufrir la sobre excavación, por lo que el contorno remanente que corresponde al del CMS debería ser estable. Considerando lo anterior, el Criterio I y II cumplen igualmente con predecir la sobre excavación de este caserón a excepción de una zona en el techo del mismo, mientras que el Criterio III no delimita zona inestable alguna.

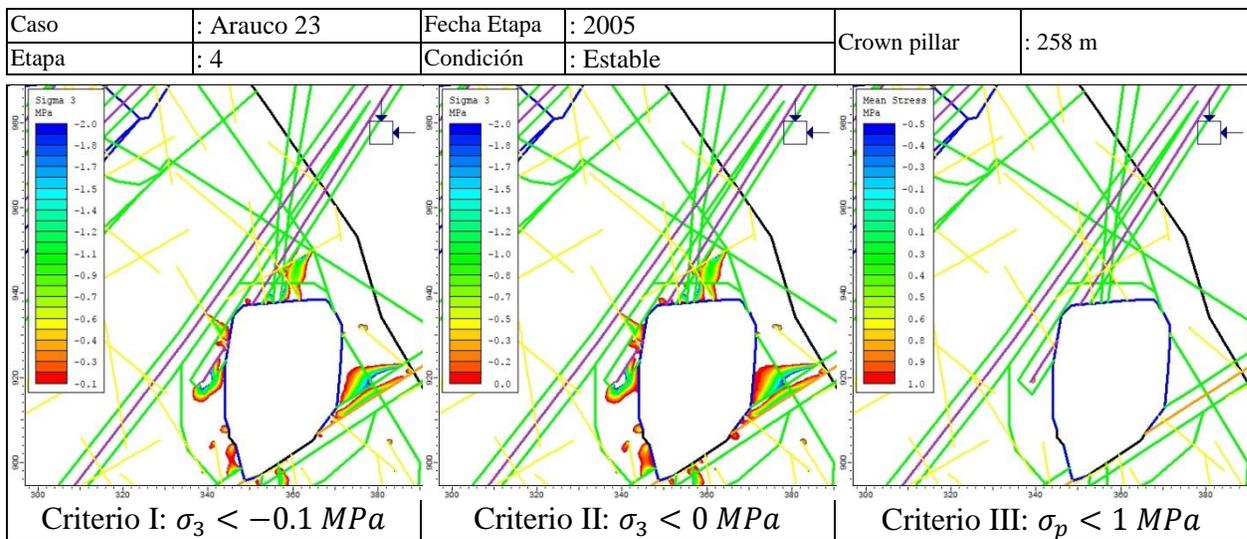


Figura 4.21: Criterios de sobre excavación aplicados a Arauco 23, Etapa 4

En la Figura 4.22 se muestra la etapa 11 correspondiente la condición que tenía este caserón en junio del 2017. El Criterio I cumple con determinar la estabilidad de esta condición, pero el Criterio II muestra demasiada inestabilidad para considerar este caso estable.

Caso	: Arauco 23	Fecha Etapa	: 2005	Crown pillar	: 79 m
Etapa	: 11	Condición	: Estable		

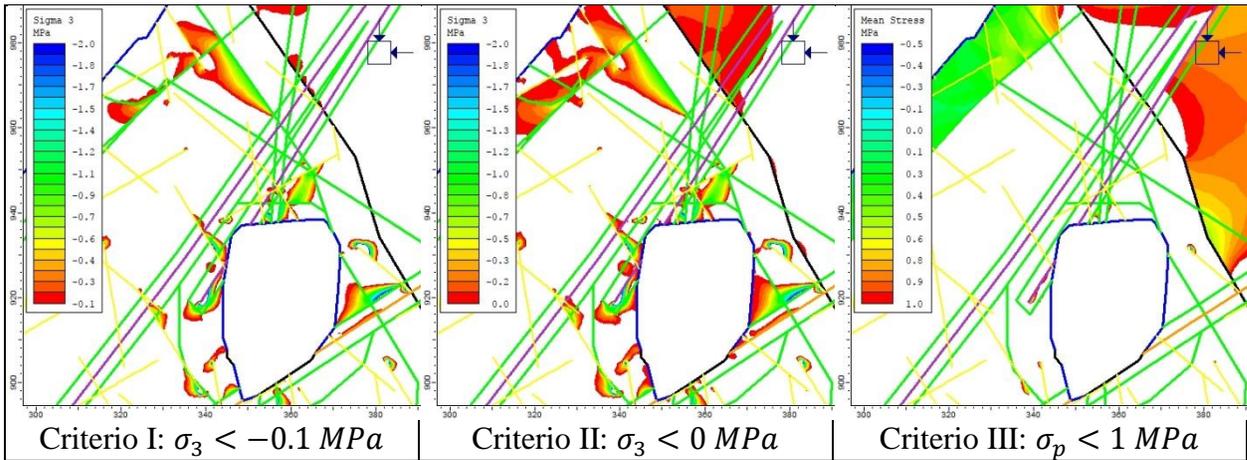


Figura 4.22: Criterios de sobre excavación aplicados a Arauco 23, Etapa 11

### 4.2.3 Catedral 19 Sup y SE

Catedral 19 Sup se explotó durante el año 2005 a una profundidad de 150 m mientras que Catedral 19 SE se explotó un año después. Ambos se emplazan en macizo rocoso tipo Andesita y las dimensiones de Catedral 19 Sup son 80 m de alto, 46 m de ancho y 58 m de largo como se muestra en la Figura 4.23, mientras que las dimensiones de Catedral 19 SE son 60 m de alto, 39 m de ancho y 43 m de largo como se muestra en la misma figura.

La medición CMS para ambos caserones se hizo en el año 2016, la que muestra una sobre excavación de 20 m en el techo de Catedral 19 Sup que compromete los desarrollos horizontales de perforación y tronadura. En la Figura 4.23 se muestra la sobre excavación como un sólido transparente color verde mientras que los desarrollos de perforación y tronadura aparecen de color celeste.

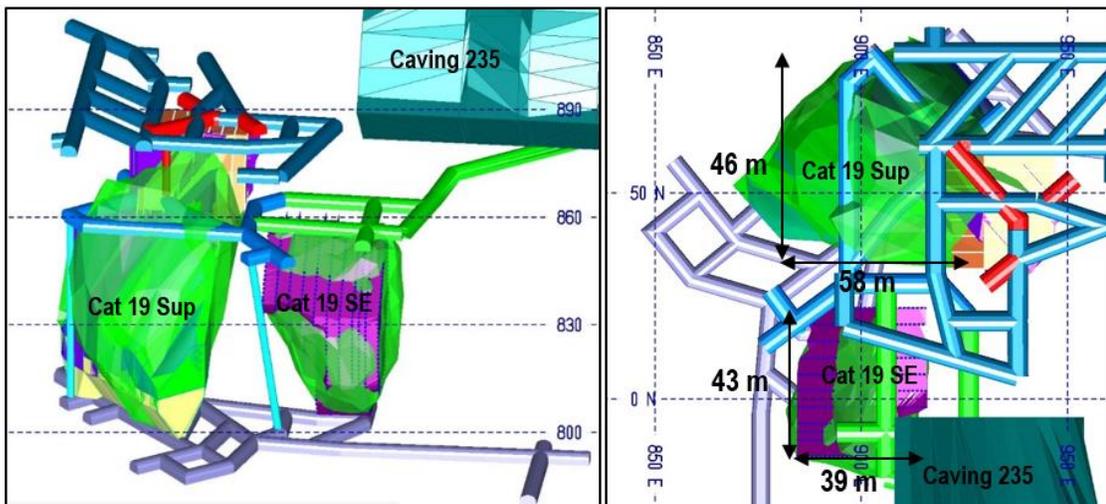


Figura 4.23: Catedral 19 Sup, vista isométrica y en planta

Las cavidades y fallas cercanas a Catedral 19 Sup y SE se listan a continuación:

- Arauco 105 Norte pasa a 10-12 m de la pared este de Catedral 19 Sup.
- Falla California pasa a 18 m de la pared este de ambos caserones.
- Arauco 6 atraviesa el techo de Catedral 19 SE.
- Arauco 105 Rama W pasa por el techo de ambos caserones.
- Arauco 105 Rama E pasa por el techo de ambos caserones.
- Arauco 106 pasa por el techo de Catedral 19 Sup.
- Isabel 13 pasa por el techo de Catedral 19 Sup.
- Santa Clara Norte pasa por el techo de Catedral 19 SE.
- No hay cavidades cercanas.

Lo anterior se muestra en la vista en planta de la Figura 4.24 donde aparece además los perfiles A-A' y B-B' que se usarán para construir el modelo numérico en 2D. La línea azul que aparece en esta figura representa la dimensión real de este caserón, la que fue obtenida mediante la auscultación con CMS.

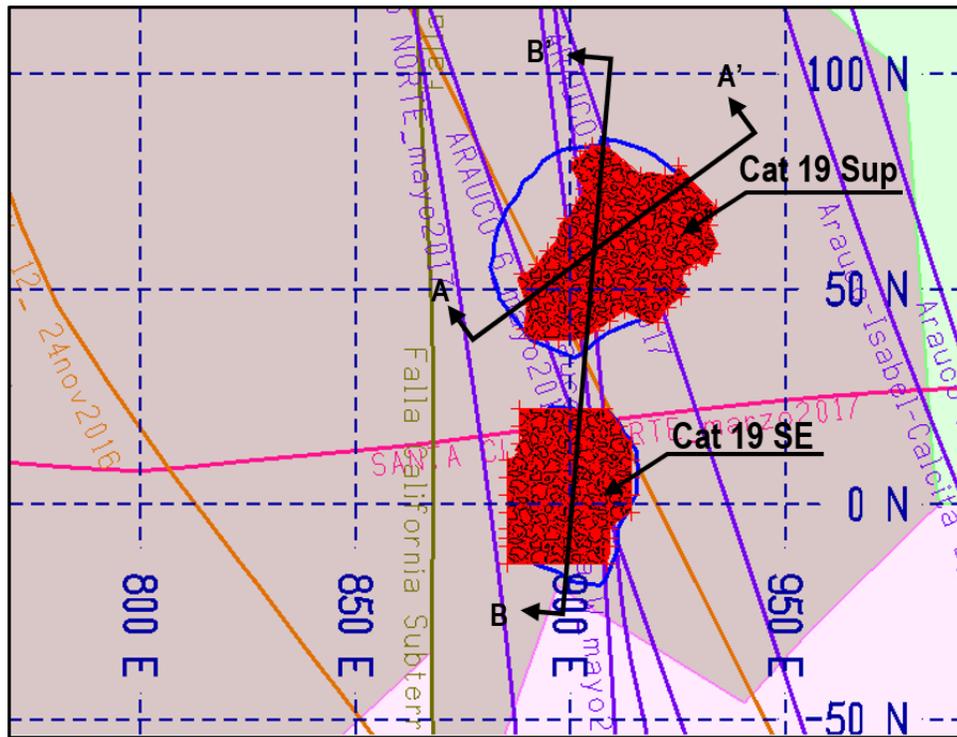


Figura 4.24: Vista en planta, cota 860 m s.n.m., Catedral 19 Sup y SE

#### 4.2.3.1 Modelo numérico de Catedral 19 Sup

El modelo numérico se construyó con las vistas representada por el perfil A-A' mostrado en la Figura 4.25, esta es una vista representativa de este caserón, donde aparecen las fallas principales y las topografías que se usarán en el análisis.

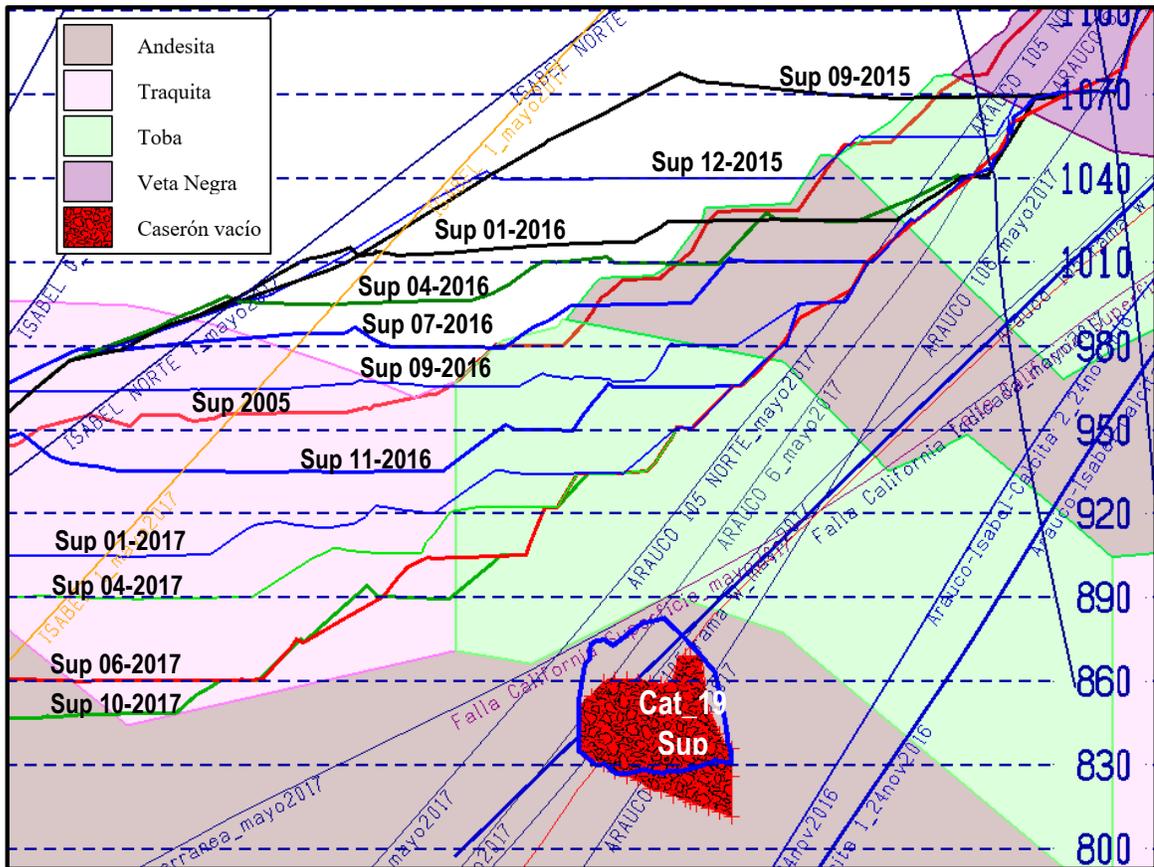


Figura 4.25: Condición Real Catedral 19 Sup

Este análisis se realizó utilizando 14 etapas de excavación correspondiente al material encerrado entre topografías consecutivas y a eventos importantes tales como la explotación, relleno o sobre excavación tanto del caserón en análisis como a los circundantes, dicho modelo se muestra en la Figura 9.36, mientras que la descripción de cada etapa aparece en la Tabla 9.7 ubicadas en la sección CAPÍTULO 1C.5 en Anexos.

A continuación, se muestran las etapas analizadas por medio de fichas que resumen los detalles de cada etapa en la parte superior y muestra tres imágenes donde se colorea las zonas inestables según el criterio aplicado. Estas fichas serán de ayuda para evaluar la estabilidad del caserón a medida que se acerca a superficie y determinar cuál criterio reproduce mejor la realidad.

En la Figura 4.26 se muestra la etapa 2 correspondiente a la explotación de este caserón según diseño en el año 2005, la medición de CMS del 2016 aparece como un contorno azul en las tres imágenes de la figura y muestra una gran sobre excavación en el techo del caserón que se analizará en dos fases (Figura 4.26 y Figura 4.27). Esta se explica según los criterios aplicados, por una relajación del esfuerzo confinante  $\sigma_3 < -0.1 \text{ MPa}$  que corresponde al Criterio I. El Criterio II también muestra zonas inestables en la sobre excavación, pero las sobrestima. En cuanto al Criterio III, este delimita la zona más próxima a desprenderse.

Caso	: Catedral 19 Sup	Fecha Etapa	: 2005	Crown pillar	: 165 m
Etapa	: 2	Condición	: Sobre excavación		

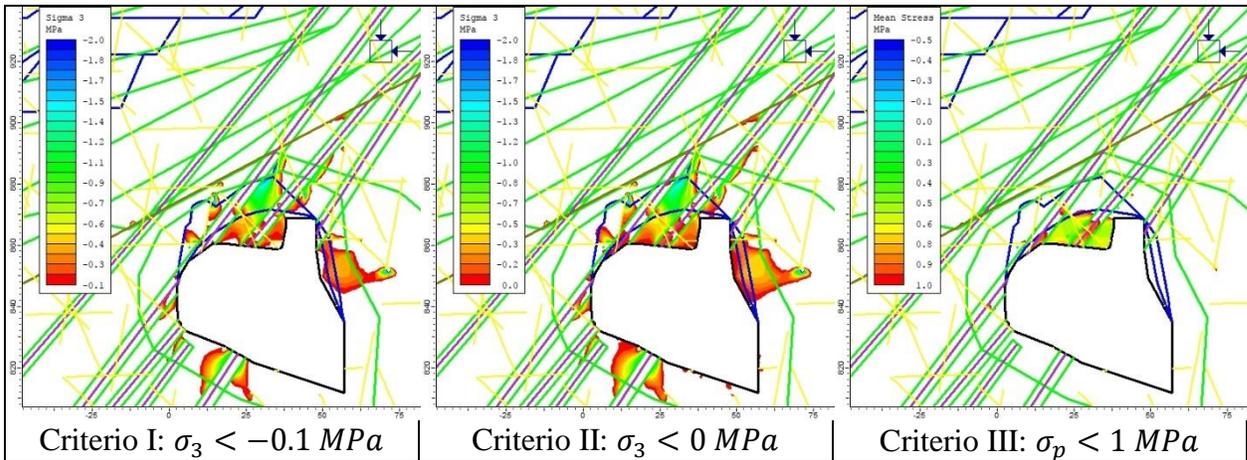


Figura 4.26: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 19 Sup, Etapa 2

En la Figura 4.27 se muestra la etapa 3 correspondiente al estado luego de sufrir la segunda etapa de sobre excavación. Considerando lo anterior, el Criterio I y II cumplen igualmente con predecir la sobre excavación de este caserón, mientras que el Criterio III no delimita zona inestable alguna.

Caso	: Catedral 19 Sup	Fecha Etapa	: 2005	Crown pillar	: 152 m
Etapa	: 3	Condición	: Sobre excavación		

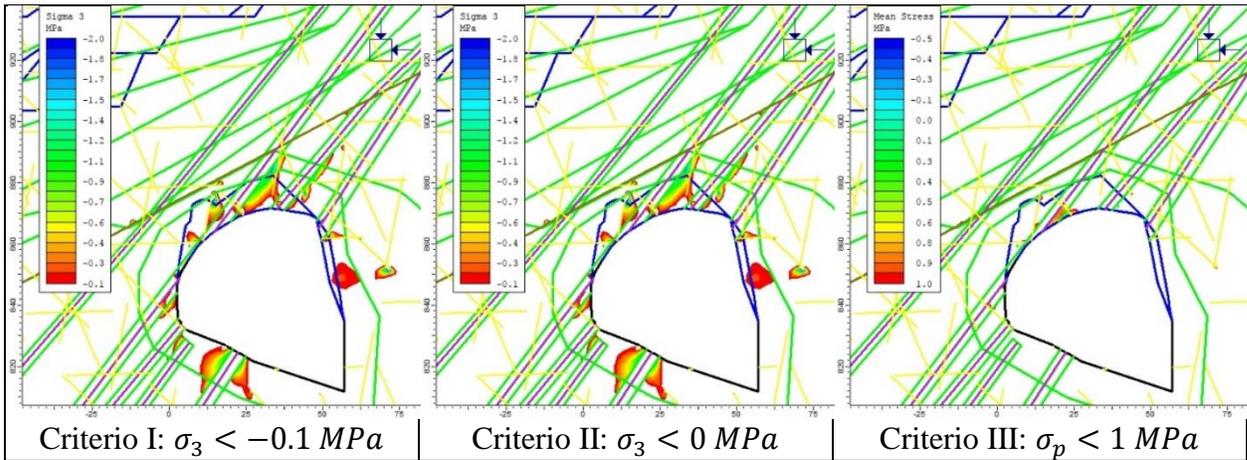


Figura 4.27: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 19 Sup, Etapa 3

En la Figura 4.28 se muestra la etapa 4 correspondiente al estado luego de sufrir la sobre excavación, por lo que el contorno remanente que es el del CMS debería ser estable. Considerando lo anterior, el Criterio I y III cumplen igualmente con determinar la estabilidad de este estado. El Criterio II delimita más zonas inestables de las que se tienen.

Caso	: Catedral 19 Sup	Fecha Etapa	: 2005	Crown pillar	: 145 m
Etapa	: 4	Condición	: Estable		

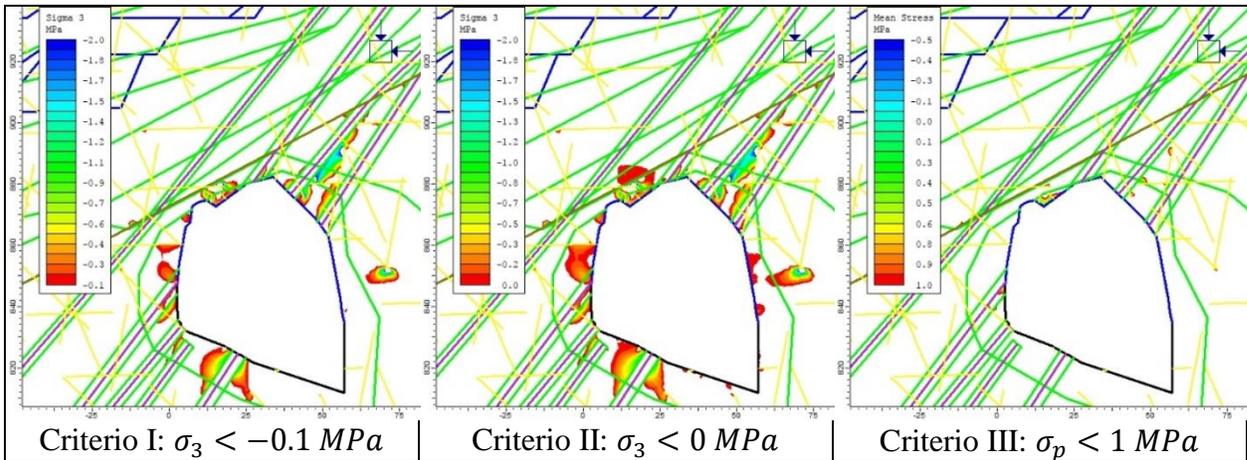


Figura 4.28: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 19 Sup, Etapa 4

En la Figura 4.29 se muestra la etapa 14 correspondiente la condición que tenía este caserón en junio del 2017. El Criterio I cumple con determinar la estabilidad de esta condición, pero el Criterio II muestra demasiada inestabilidad para considerar este caso estable.

Caso	: Catedral 19 Sup	Fecha Etapa	: 06-2017	Crown pillar	: 58 m
Etapa	: 14	Condición	: Estable		

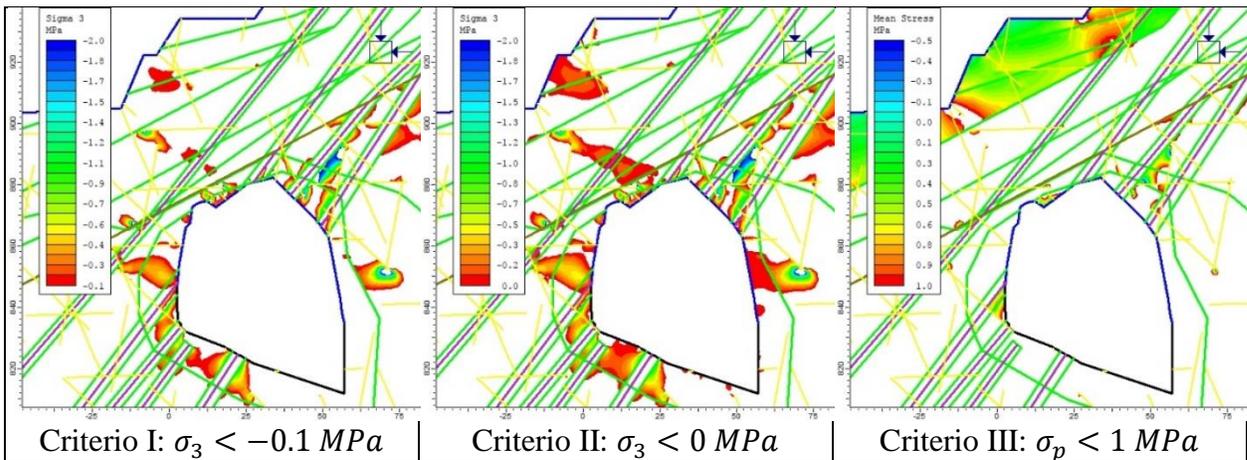


Figura 4.29: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 19 Sup, Etapa 14

También se realizó un análisis empírico con la metodología del Span escalado de Carter que se resume en ANEXO D (Tabla 9.13). Se puede ver que a medida que el rajo se profundiza (T disminuye) la clasificación por este método disminuye, pasando de D en su condición inicial a B en su condición final.

#### 4.2.3.2 Modelo numérico de Catedral 19 SE

El modelo numérico se construyó con las vistas representada por el perfil B-B' mostrado en la Figura 4.30, esta es una vista representativa de este caserón, donde aparecen las fallas principales y las topografías que se usarán en el análisis.

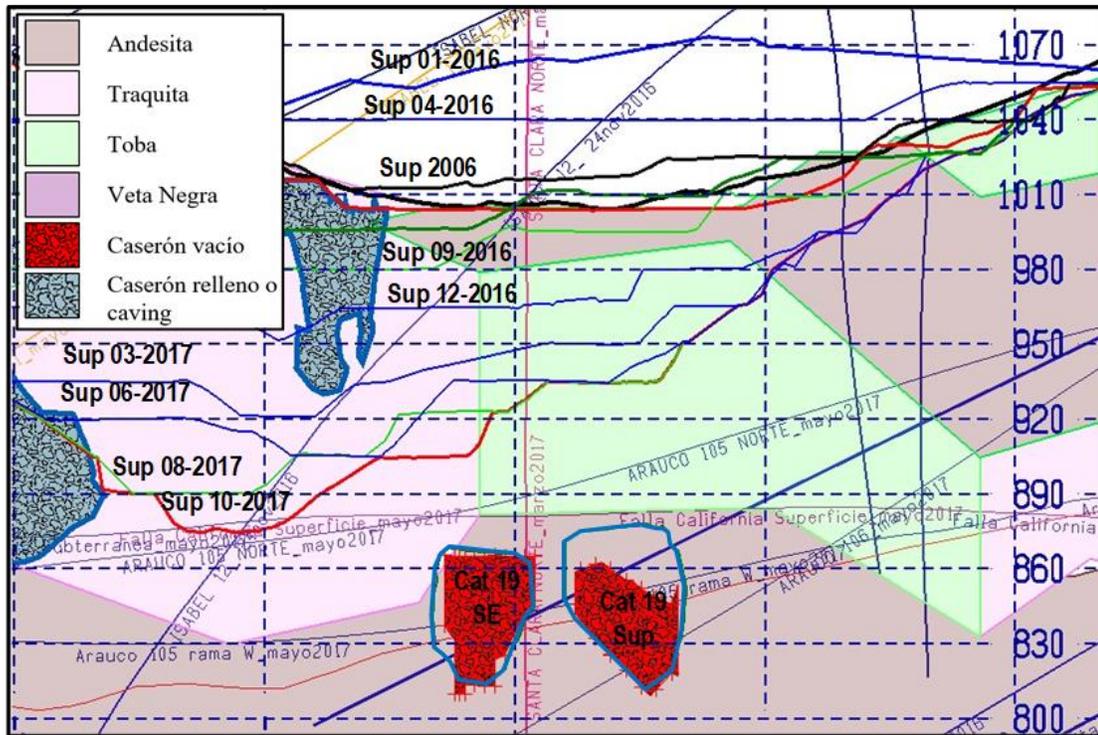


Figura 4.30: Perfil B-B', Condición Real Catedral 19 SE

Este análisis se realizó utilizando 12 etapas de excavación correspondiente al material encerrado entre topografías consecutivas y a eventos importantes tales como la explotación, relleno o sobre excavación tanto del caserón en análisis como a los circundantes, dicho modelo se muestra en la Figura 4.31, mientras que la descripción de cada etapa aparece en la Tabla 4.9.

Tabla 4.9: Descripción de las Etapas, caso Catedral 19 SE

Catedral 19 SE	
Etapas	Fecha, Comentario
1	2006. Iniciación de esfuerzos
2	2006. Aparecen caving históricos
3	2006. Comienza explotación de Cat 19 Sup y SE
4	2006. Sobre excavación
5	01-2016
6	04-2016
7	09-2016. Medición con CMS
8	12-2016
9	03-2017
10	06-2017
11	08-2017. Condición de relleno Cat 19 SE
12	10-2017

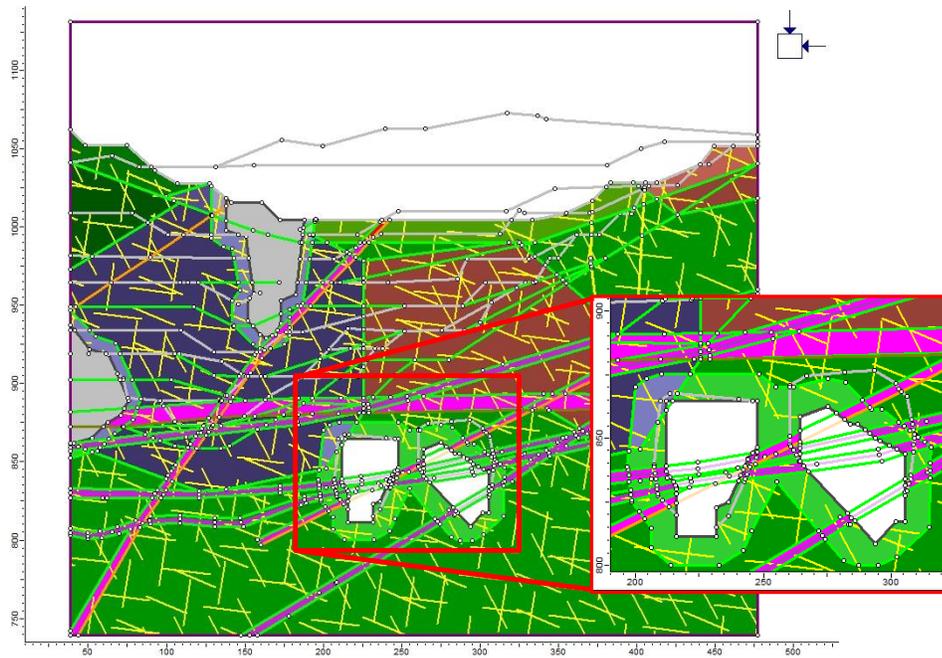


Figura 4.31: Modelo del caserón Catedral 19 SE en Phase 2

A continuación, se muestran las etapas analizadas por medio de fichas que resumen los detalles de cada etapa en la parte superior y muestra tres imágenes donde se colorea las zonas inestables según el criterio aplicado. Estas fichas serán de ayuda para evaluar la estabilidad del caserón a medida que se acerca a superficie y determinar cuál criterio reproduce mejor la realidad.

En la Figura 4.32 se muestra la etapa 3 correspondiente a la explotación de este caserón según diseño en el año 2006, la medición de CMS del 2016 aparece como un contorno azul en las tres imágenes de la figura y muestra una gran sobre excavación en el techo del caserón que se analizará en dos fases (Figura 4.26 y Figura 4.27). Considerando lo anterior, el Criterio I y II cumplen igualmente con determinar la sobre excavación de este estado, mientras que el Criterio III no muestra zonas inestables.

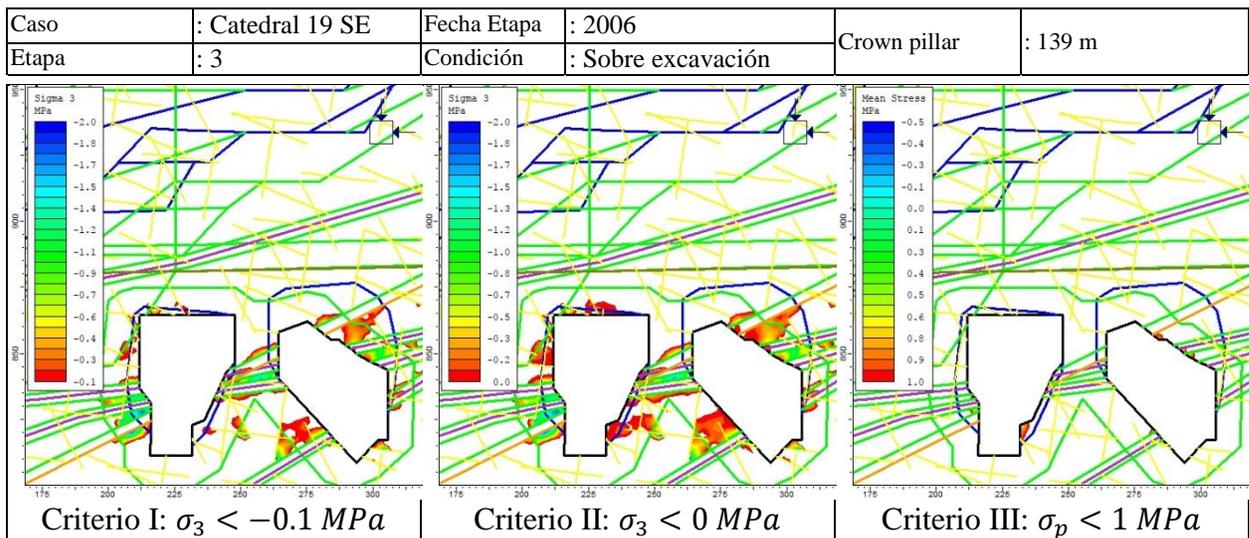


Figura 4.32: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 19 SE, Etapa 3

La Figura 4.33 muestra la etapa 4 correspondiente al estado luego de sufrir la sobre excavación, por lo que el contorno remanente que es el del CMS debería ser estable. Considerando lo anterior, el Criterio I, II y III cumplen igualmente con determinar la estabilidad de este estado. Lo anterior sin considerar la zona de tracción que siente el pilar entre ambos caserones que se deben a las fallas principales que lo atraviesan, esto no compromete la estabilidad de dicho pilar pues el modelo en 2D tiende a subestimar la estabilidad en estos casos.

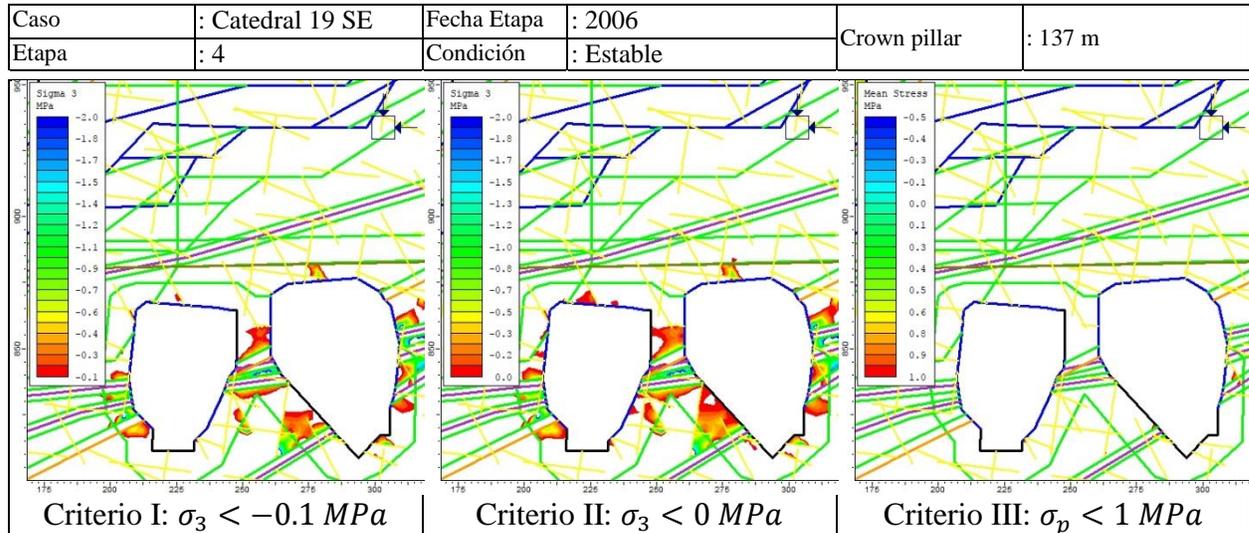


Figura 4.33: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 19 SE, Etapa 4

En la Figura 4.10 se muestra la etapa 5 correspondiente a la condición de relleno de este caserón, el puente de roca no sufrió sobre excavación según la medición en terreno del largo de la chimenea de relleno. Considerando lo anterior, el Criterio I y II cumplen igualmente con determinar la estabilidad de este estado.

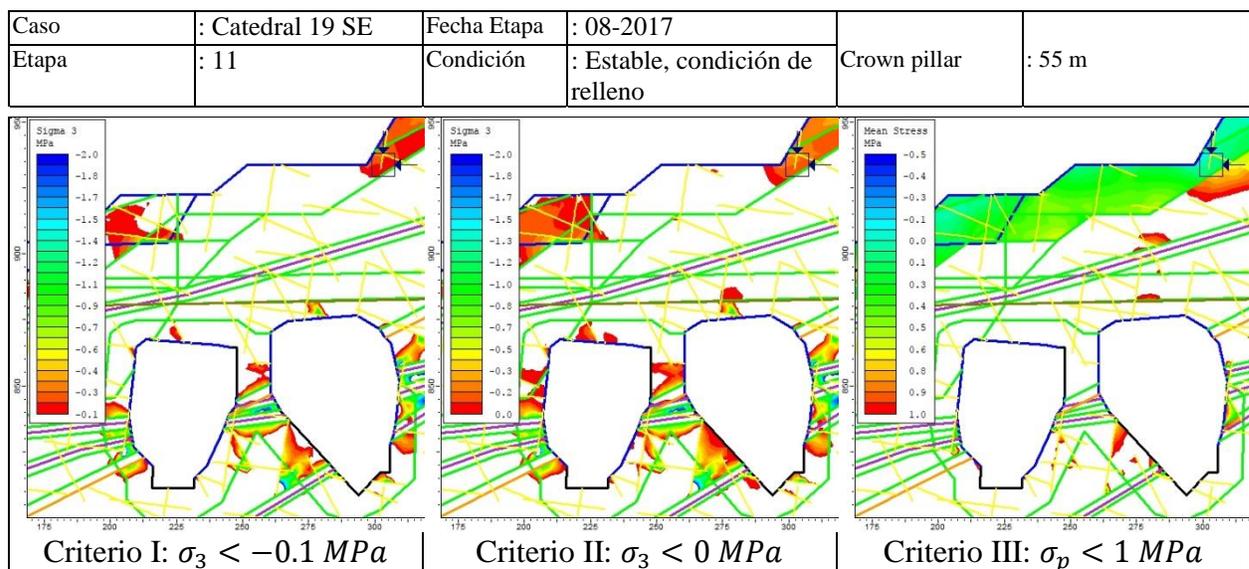


Figura 4.34: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 19 SE, Etapa 11

#### 4.2.4 Caving 235

Este caserón originalmente se llamaba California 235, el cual se explotó en el 2003 y que colapsó completamente años después. El límite de la propagación del colapso se determinó mediante inspección visual por las galerías cercanas y, debido a que el material del colapso relleno poco a poco la excavación, esta no se propagó hasta superficie.

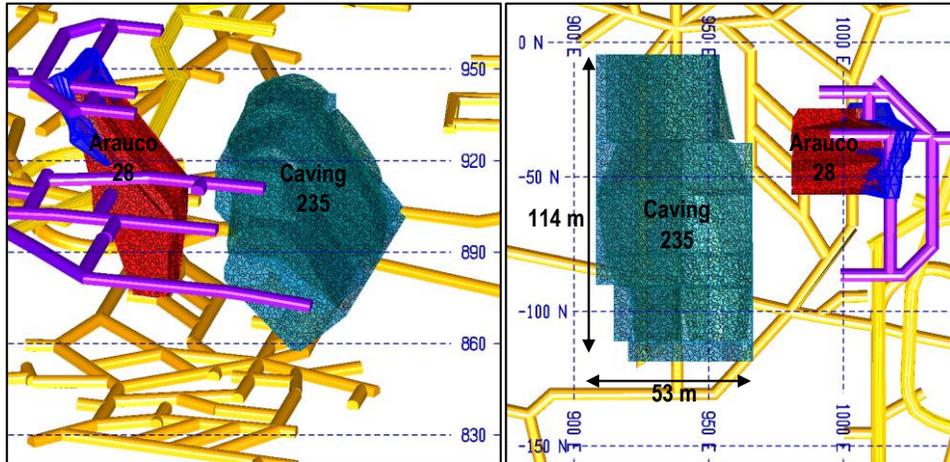


Figura 4.35: Caving 235, Vista isométrica y planta

Las cavidades y fallas cercanas a Caving 235 se listan a continuación:

- Isabel 12 pasa a unos 2-3 m de la pared oeste.
- Arauco 105 Rama E atraviesa al caserón en dirección N-S.
- Arauco 105 Rama W atraviesa al caserón en dirección N-S.
- Falla California atraviesa al caserón en dirección N-S.
- Arauco 28 se ubica a 15 m de la pared este.
- Cavidad California se ubica a 20 m de la pared colgante (la pared oeste).

Lo anterior se muestra en la vista en planta de la Figura 9.46 donde aparece además el perfil A-A' que se usará para construir el modelo numérico en 2D.

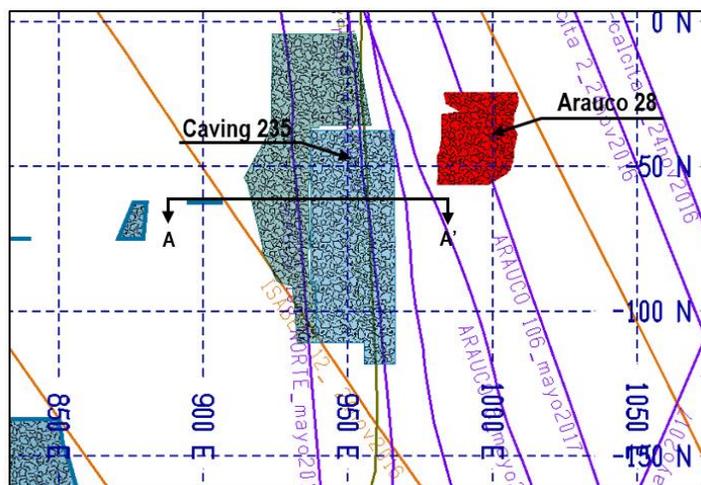


Figura 4.36: Vista en planta, cota 930 m s.n.m., Caving 235

El modelo numérico se construyó con las vistas representada por el perfil A-A' mostrado en la Figura 4.37, esta es una vista representativa de este caserón, donde aparecen las fallas principales y las topografías que se usarán en el análisis.

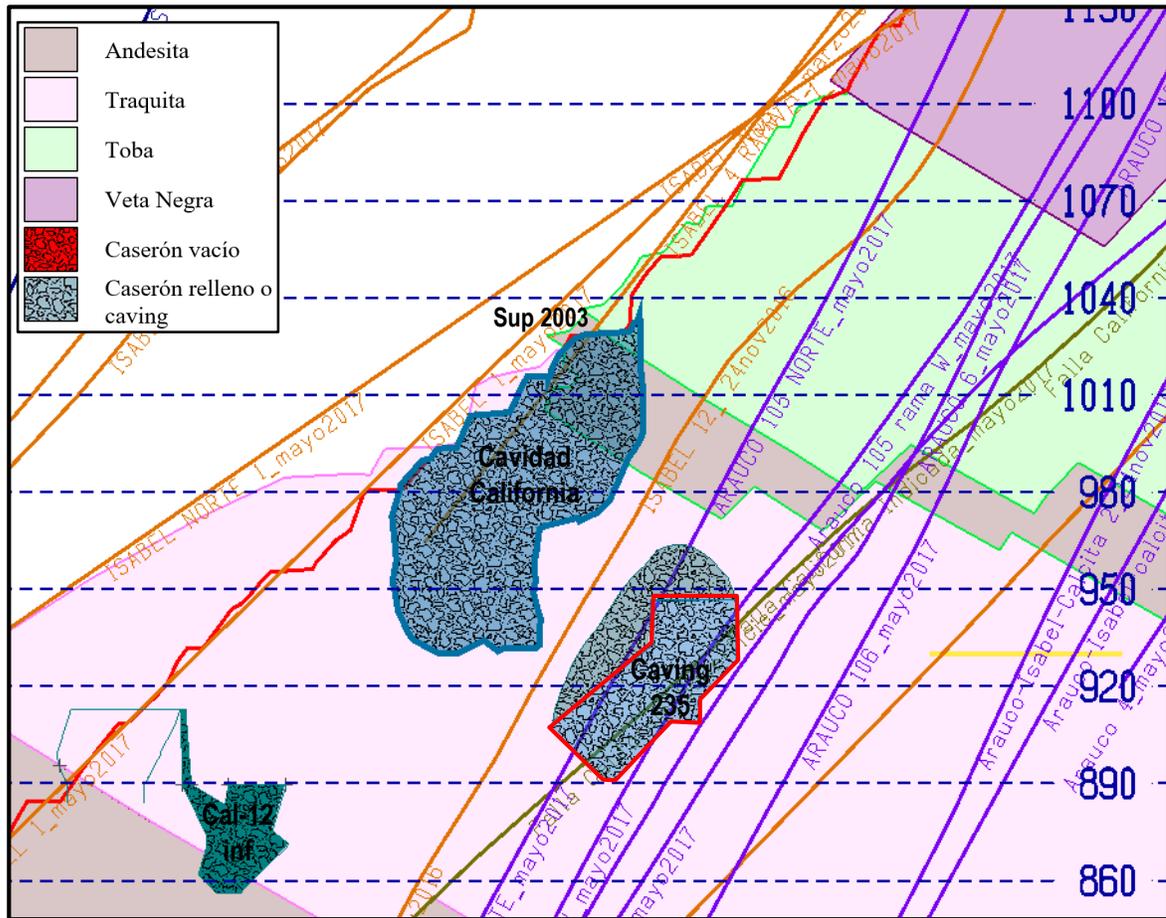


Figura 4.37: Perfil A-A', Condición Real Caving 235

Este análisis se realizó utilizando 5 etapas de excavación correspondiente al material encerrado entre topografías consecutivas, dicho modelo se muestra en la Figura 4.38.

Tabla 4.10: Descripción de las Etapas, caso Caving 235

Caving 235	
Etapa	Fecha, Comentario
1	2003. Iniciación de esfuerzos
2	2003. Aparecen los caving históricos
3	2003. Comienza explotación del caserón
4	2003. Socavación progresiva
5	2003. Término de la propagación del caving

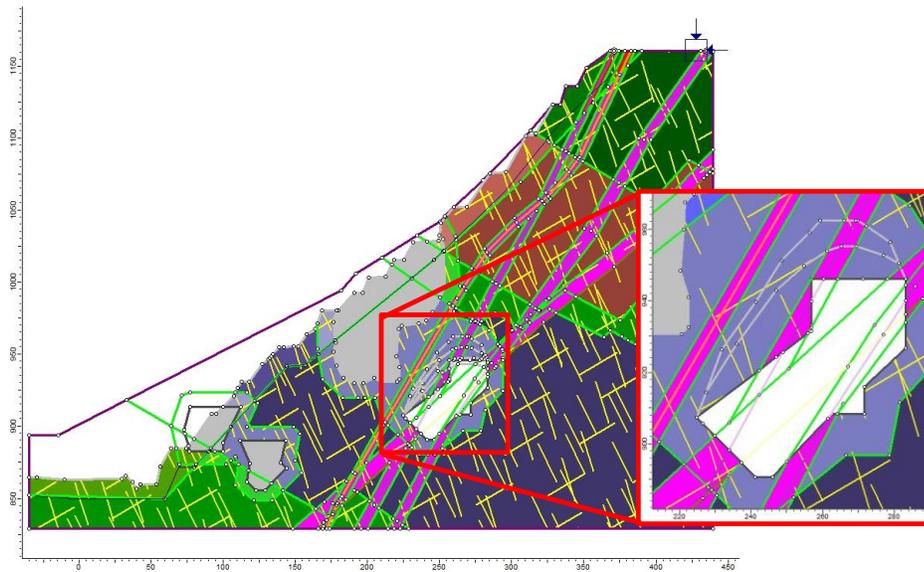


Figura 4.38: Modelo del caserón Caving 235 en Phase 2

El análisis realizado considera solo la topografía del 2003, dado que no se tiene registro de cuando ocurrió el colapso.

A continuación, se muestran las etapas analizadas por medio de fichas que resumen los detalles de cada etapa en la parte superior y muestra tres imágenes donde se colorea las zonas inestables según el criterio aplicado. Estas fichas serán de ayuda para evaluar la estabilidad del caserón a medida que se acerca a superficie y determinar cuál criterio reproduce mejor la realidad.

En la Figura 4.39 se muestra la etapa 3 correspondiente a la explotación de este caserón según diseño en el año 2003, el límite del colapso aparece como un contorno azul en las tres imágenes de la figura y muestra una gran sobre excavación en el techo y pared colgante del caserón. Considerando lo anterior, el Criterio I cumple con delimitar la sobre excavación de este estado, mientras que el Criterio II lo sobrestima. En cuanto al Criterio III, este muestra una pequeña zona inestable en la pared colgante.

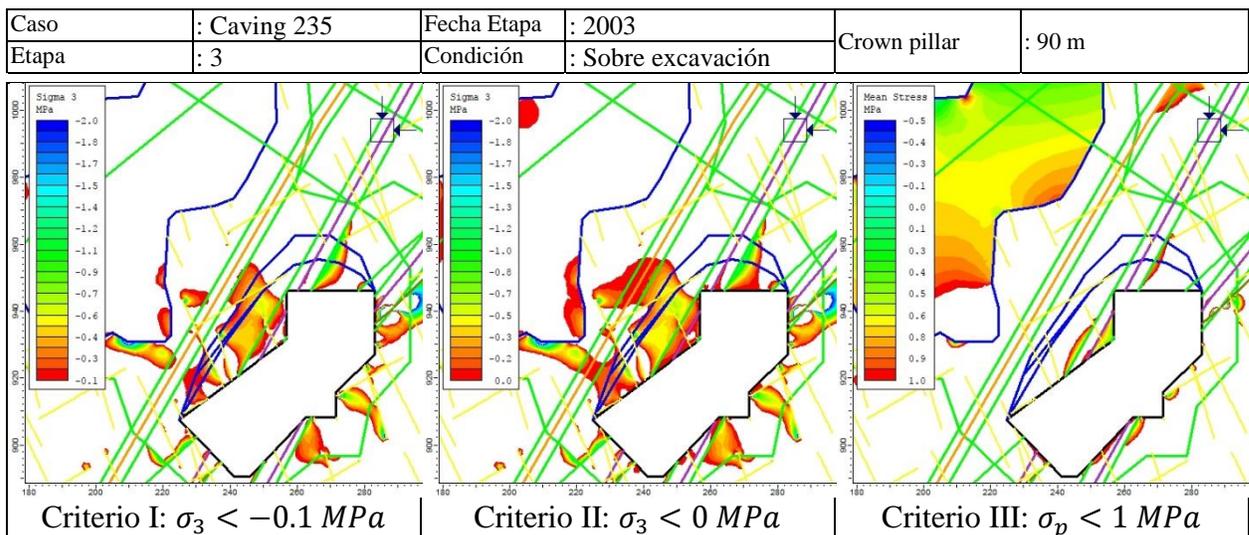


Figura 4.39: Criterios de sobre excavación aplicados a Caving 235, Etapa 3

La Figura 4.40 muestra la etapa 4 correspondiente al estado luego de sufrir la sobre excavación, por lo que el contorno remanente debería ser estable. Considerando lo anterior, el Criterio I y III cumplen igualmente con determinar la estabilidad de este estado, mientras que el Criterio II subestima la estabilidad de este estado.

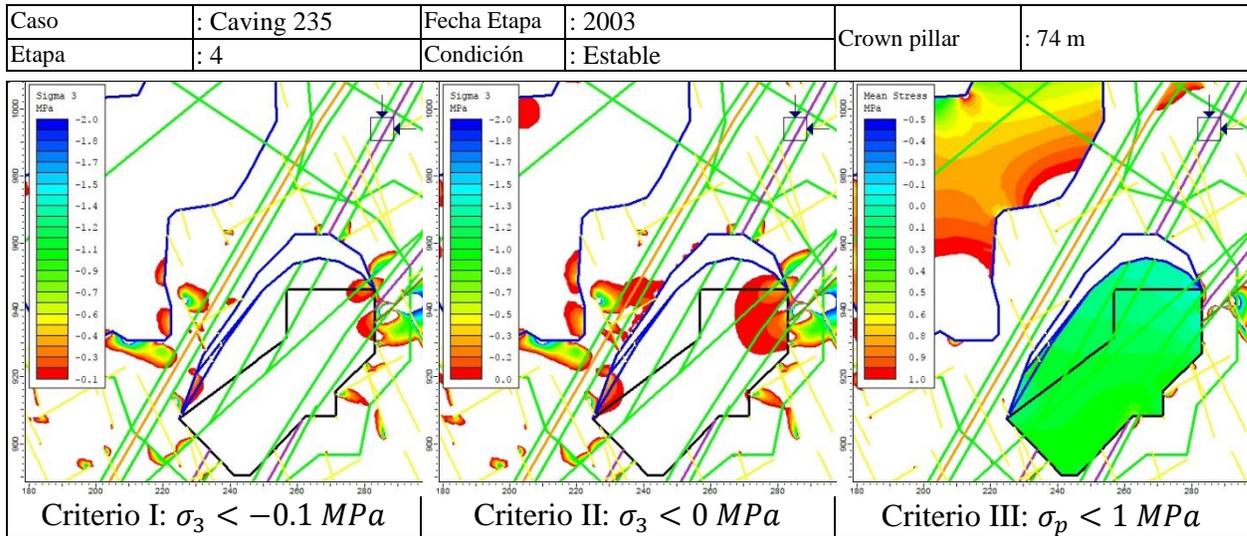


Figura 4.40: Criterios de sobre excavación aplicados a Caving 235, Etapa 4

También se realizó un análisis empírico con la metodología del Span escalado de Carter que se resume en ANEXO D (Tabla 9.13). Se puede ver que a medida que el rajo se profundiza (T disminuye) la clasificación por este método es en todos los casos de clase A.

#### 4.2.5 Resumen de resultados

Con los caserones anteriormente estudiados y los presentados en ANEXO C , se generó un total de 50 casos a los cuales 42 de ellos se les pudo aplicar los Criterios I, II y III. El descarte de esos ocho casos se explica por lo siguiente, cinco caserones no tenían medición con C-ALS o CMS, por tanto, no se podía saber si sufrieron sobre excavación, lo único que se sabía de ellos es que el puente de roca era estable al momento de realizar este estudio, por ello solo se consideró la condición presente de estos caserones como estable para no incluir casos inciertos a la base de datos.

El resumen de los 50 casos se encuentra en ANEXO D , Tabla 9.12.

# CAPÍTULO 5 ANÁLISIS DE CRITERIOS DE SOBRE EXCAVACIÓN

Se cuenta con un total de 50 casos de los cuales 8 quedan descartados por falta de CMS. Por ello, quedan 42 casos de los cuales 30 son estables y 12 presentan sobre excavación.

## 5.1 CRITERIO I, $\sigma_3 < -0.1 \text{ MPa}$

Este criterio toma en cuenta la resistencia a la tracción del macizo rocoso que para las distintas litologías se encuentra en un rango de [-0.06; -0.15] para un GSI de 45, este rango corresponde a macizo rocoso dañado por tronadura que se estima comprende un halo de 10 m alrededor de los caserones y grandes cavidades rellenas. Considerando lo anterior, se puede generalizar la resistencia a la tracción para todas las litologías como -0.1 MPa.

Dada la buena calidad de roca y la baja profundidad, se estima que el nivel de sobre excavación será determinado por cierto nivel de desconfinamiento, en este caso con el límite del macizo rocoso para soportar la tracción.

Con el fin de determinar la capacidad de este criterio para preceder la sobre excavación se utilizó la matriz de contingencia descrita en la sección 2.4. Esta se construye clasificando los 42 casos reales con las predicciones hechas con este criterio en cuatro tipos, dicha matriz aplicada a este criterio se muestra en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1: Matriz de Criticidad para Criterio I

Criterio I: $\sigma_3 < -0.1 \text{ MPa}$		
	Real Estable	Real sobre excavado
Estimado estable	29	3
Estimado sobre excavado	1	9

Con esta matriz se calcularon diversos indicadores, que fueron definidos en la sección 2.4 y que se muestran en la Tabla 5.5 ubicada en las conclusiones de este capítulo. El primero de ellos es la sensibilidad cuyo valor fue de 96.7%, esto quiere decir que el criterio estima bastante bien los casos estables fallando en solo un caso como se puede ver en la Tabla 5.1. Su especificidad asciende al 75%, lo que significa que predice la sobre excavación 3 de cada 4 casos. Aunque puede parecer bajo este valor, se debe recordar que la sobre excavación que predice puede ser leve sin comprometer la estabilidad global del puente de roca.

La precisión del criterio es del 90% siendo el más alto de todos, mientras su PSS es el más alto de los tres criterios y cercano a uno, lo que indica que este criterio es el mejor en predecir aciertos y disminuye las falsas alarmas.

El Criterio I tuvo 4 predicciones erradas donde tres de ellas fueron Falsos positivos y una fue un Falso Negativo. Dado el reducido número de errores obtenidos con este criterio, se procede a analizar cada uno de ellos.

El primer Falso Positivo corresponde al Caso 15 donde el caserón analizado era Arauco 23 etapa 3 que presentaba sobre excavación en la pared colgante y el techo como se analizó en la sección 4.2.2, pero la razón de esto fue que la pared colgante se sobre excavó debido a la cercanía con una chimenea y que terminó por conectar a ambas cavidades. Esto se discutió en la sección 4.2.2 donde se muestran vistas isométricas y en planta que avalan esta suposición.

El segundo Falso positivo fue el Caso 21 correspondiente al caserón Catedral 37 etapa 2 donde la sobre excavación no se explica por ninguno de los tres criterios, esto puede deberse a la aparición fortuita de fallas menores o discontinuidades aleatorias que hicieron inestable su pared norte provocando su sobre excavación, o por un mal diseño de tronadura de producción. En cualquier caso, la inestabilidad era local y luego de la sobre excavación se pudo determinar su estabilidad por el criterio elegido.

El tercer y último Falso Positivo fue el Caso 29 que corresponde al Caserón Catedral 14 etapa 3 donde este caserón presentó sobre excavación en su techo lo que pudo ser determinado por el Criterio II, pero no por el Criterio I. Se estima que esta sobre excavación es mínima y que está dentro de la precisión aceptada para el criterio.

El caso 4 correspondiente a Arauco 28 etapa 12 fue clasificado por el Criterio I como un Falso Negativo, lo que puede deberse a la sección que se consideró para el análisis dado que este caserón se caracteriza por ser angosto e inclinado, en cuyo caso se debe tomar una sección transversal lo más cercana a la superficie en un modelo 2D, así se considera al caserón como una cavidad angosta, cercana a superficie y horizontal que es una condición peor a la real evitando sobrestimar su estabilidad.

## **5.2 CRITERIO II, $\sigma_3 < 0 \text{ MPa}$**

Este criterio considera que la sobre excavación corresponde a la zona de relajación hasta el total desconfinamiento independiente de la resistencia a la tracción del macizo rocoso, lo que generalmente se traduce en sobre estimar la sobre excavación que presentará el caserón. Lo que implica que para distintas litologías se tendrá el mismo nivel de sobre excavación independiente de sus parámetros resistentes, lo que puede resultar erróneo si las litologías fueran muy distintas geomecánicamente o se estuviera a mayor profundidad donde el mecanismo de falla predominante sería por confinamiento, pero las litologías de El Soldado presentan GSI entre 50-60 y los caserones históricos se ubicaban a menos de 400 m.

Lo anterior podría explicar porqué este tipo de criterio no logró buenos resultados para un amplio rango de Números de estabilidad de Mathews como ocurrió con el trabajo de Castro (2015). Este número indica distinto ambiente tensional, geotécnico e incluso distinta condición de set estructurales, siendo esto último el principal causante de la sobre excavación en condición desconfinada.

Para determinar la capacidad de este criterio para preceder la sobre excavación se utilizó la matriz de contingencia descrita en la sección 2.4, dicha matriz aplicada a este criterio se muestra en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2: Matriz de Criticidad para Criterio II

Criterio II: $\sigma_3 < 0 \text{ MPa}$		
	Real Estable	Real sobre excavado
Estimado estable	18	2
Estimado sobre excavado	12	10

Con esta matriz se calcularon diversos indicadores, que fueron definidos en la sección 2.4 y que se muestran en la Tabla 5.5. El primero de ellos es la sensibilidad cuyo valor fue de 60%, esto quiere decir que subestima la estabilidad de los caserones. Su especificidad asciende al 83% que es más alta que la del Criterio I.

La precisión del criterio es del 66% siendo el más bajo de todos, mientras que su PSS es segundo mejor e igual a 0.43, lo que indica que este criterio genera muchas falsas alarmas o casos que subestima la estabilidad como se puede comprobar en la Tabla 5.2.

### 5.3 CRITERIO III, $\sigma_p < 1 \text{ MPa}$

Para determinar la capacidad de este criterio para preceder la sobre excavación se utilizó la matriz de contingencia descrita en la sección 2.4. Esta se construye clasificando los 42 casos reales con las predicciones hechas con este criterio en cuatro tipos, dicha matriz aplicada a este criterio se muestra en la Tabla 5.3.

Tabla 5.3: Matriz de Criticidad para Criterio III

Criterio III: $\sigma_p < 1 \text{ MPa}$		
	Real Estable	Real sobre excavado
Estimado estable	30	10
Estimado sobre excavado	0	2

Con esta matriz se calcularon diversos indicadores, que fueron definidos en la sección 2.4 y que se muestran en la Tabla 5.5. El primero de ellos es la sensibilidad cuyo valor fue de 100%, esto quiere decir que siempre acierta en predecir la estabilidad. Su especificidad asciende al 16% que es la más baja de todas, lo que quiere decir que este criterio no es capaz de predecir la sobre excavación en un caserón.

La precisión del criterio es del 76%, valor que se ve sobre valorado debido a que la cantidad de casos estable superan a los casos con sobre excavación 3 a 1 donde los primeros son bien estimados. En cuanto a su PSS es el peor de todos e igual a 0.17 que, al ser cercano a cero indica que el criterio es prácticamente aleatorio.

## 5.4 FACTORES DEL MODELO NUMÉRICO QUE AFECTAN A LOS CRITERIOS I Y II

De los factores considerados en el modelo numérico y que merecen ser analizados destacan la representación explícita de fallas menores y la razón de esfuerzos “k” que fue asumida con valor 1. Estos son los factores con mayor incerteza pues se tuvo que estimar la rigidez normal y de corte de las fallas menores mientras que el valor “k” fue asumido.

Las fallas menores son discontinuidades de 30 m de largo que pueden deslizarse y que generan bloques, cuñas y puentes de roca más pequeños dentro del macizo rocoso. En la Figura 5.1 se ilustra el efecto de las fallas menores en los criterios de sobre excavación basados en el desconfinamiento. Como se ve en esta figura, al considerar las fallas menores en el modelo numérico, las zonas en tracción aumentan afectando de igual manera a los dos criterios elegidos. Por lo anterior, es importante aplicar estos criterios a varios casos históricos para determinar cuál es el que mejor se ajusta a la realidad, ya que los criterios elegidos en otros trabajos pueden haber considerado otros parámetros o condición de set estructurales, fallas o diaclasas en el modelo numérico, lo que sesga las zonas desconfinadas. En el caso de las fallas menores, estas aumentan las zonas desconfinadas.

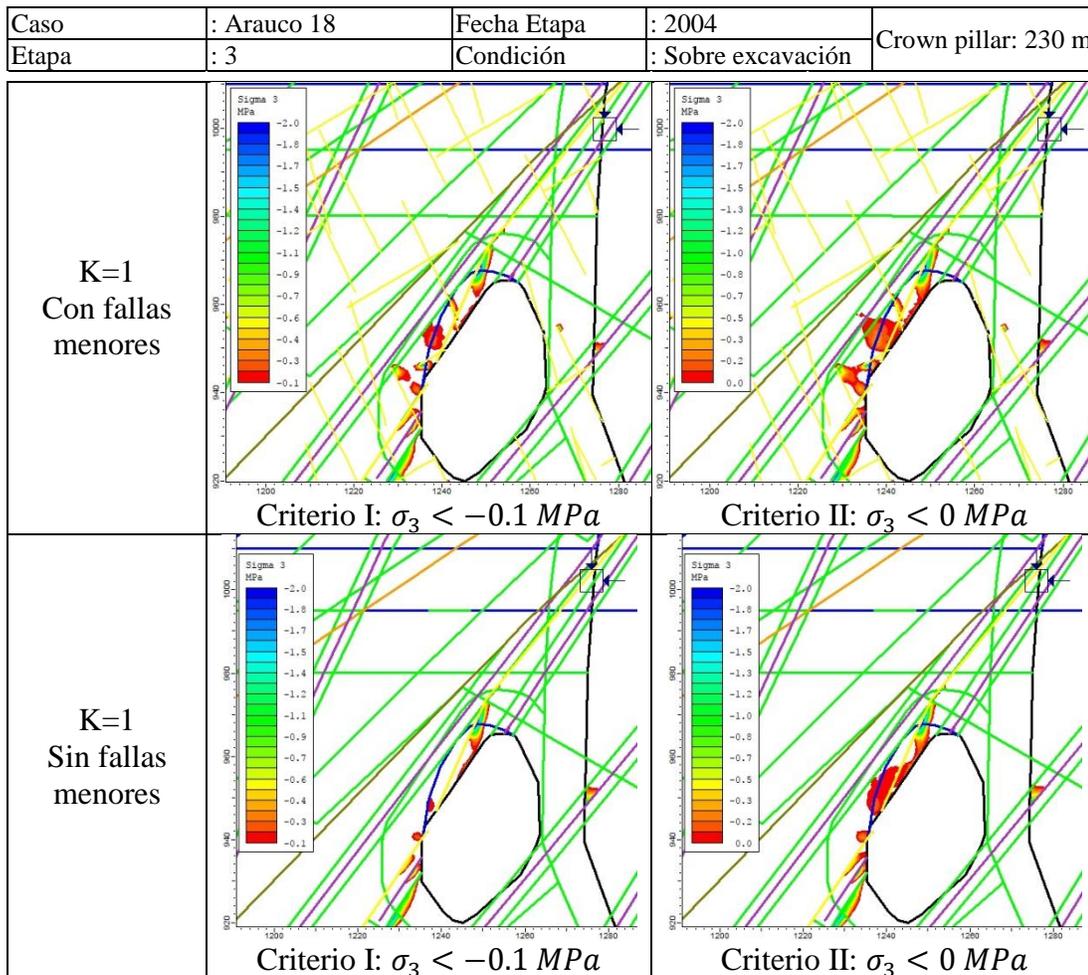


Figura 5.1: Efecto de las fallas menores en los Criterios de sobre excavación

El otro factor que afecta los resultados del modelo numérico en Phase<sup>2</sup> es la razón de esfuerzo “k” considerada, en este caso se asumió su valor igual a 1 dado la baja profundidad a la que se encuentran los caserones analizados. Este valor también se puede fundamentar por los gráficos mostrados en la Figura 5.2 que definen un rango para este parámetro entre [0.5;2.0] para una profundidad de 400 m, por ello se analizará los resultados obtenidos al considerar los valores extremos, 0.5 y 2.0.

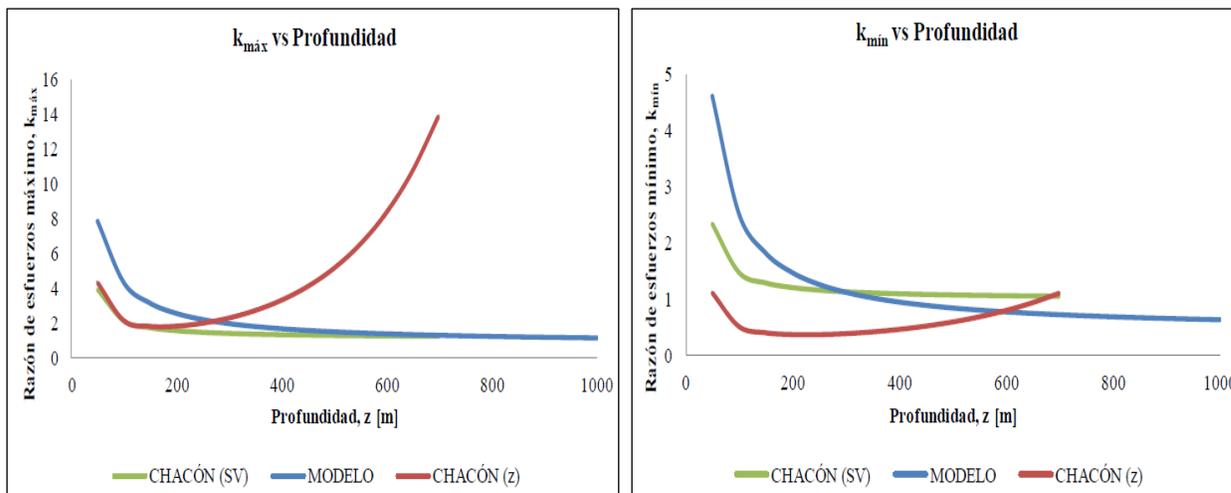


Figura 5.2: Comparación razón  $k_{m\acute{a}x}$  y  $k_{m\acute{i}n}$  para minas chilenas (Galarce, 2014)

En la Figura 5.3 se muestra el cambio en las zonas desconfiadas y en tracción al considerar distintos valores de k, siendo el valor utilizado en esta memoria el  $k=1$ , lo que afecta a la zona considerada como inestable por los Criterios I y II. Se puede ver que el Criterio I se ve menos afectado por este cambio en los esfuerzos in situ, mientras que el Criterio II varía muy poco entre 0.5 y 1.0 y cambiando mucho entre 1.0 y 2.0. Esta variación explica por la rotación del esfuerzo principal pasando de una orientación subvertical a una subhorizontal. Como se explicó en la sección 2.2.3.1, un caserón orientado perpendicular al esfuerzo principal tendrá más dilución que uno orientado paralelo a este.

Caso	: Arauco 18	Fecha Etapa	: 2004	Crown pillar: 230 m
Etapa	: 3	Condición	: Sobre excavación	

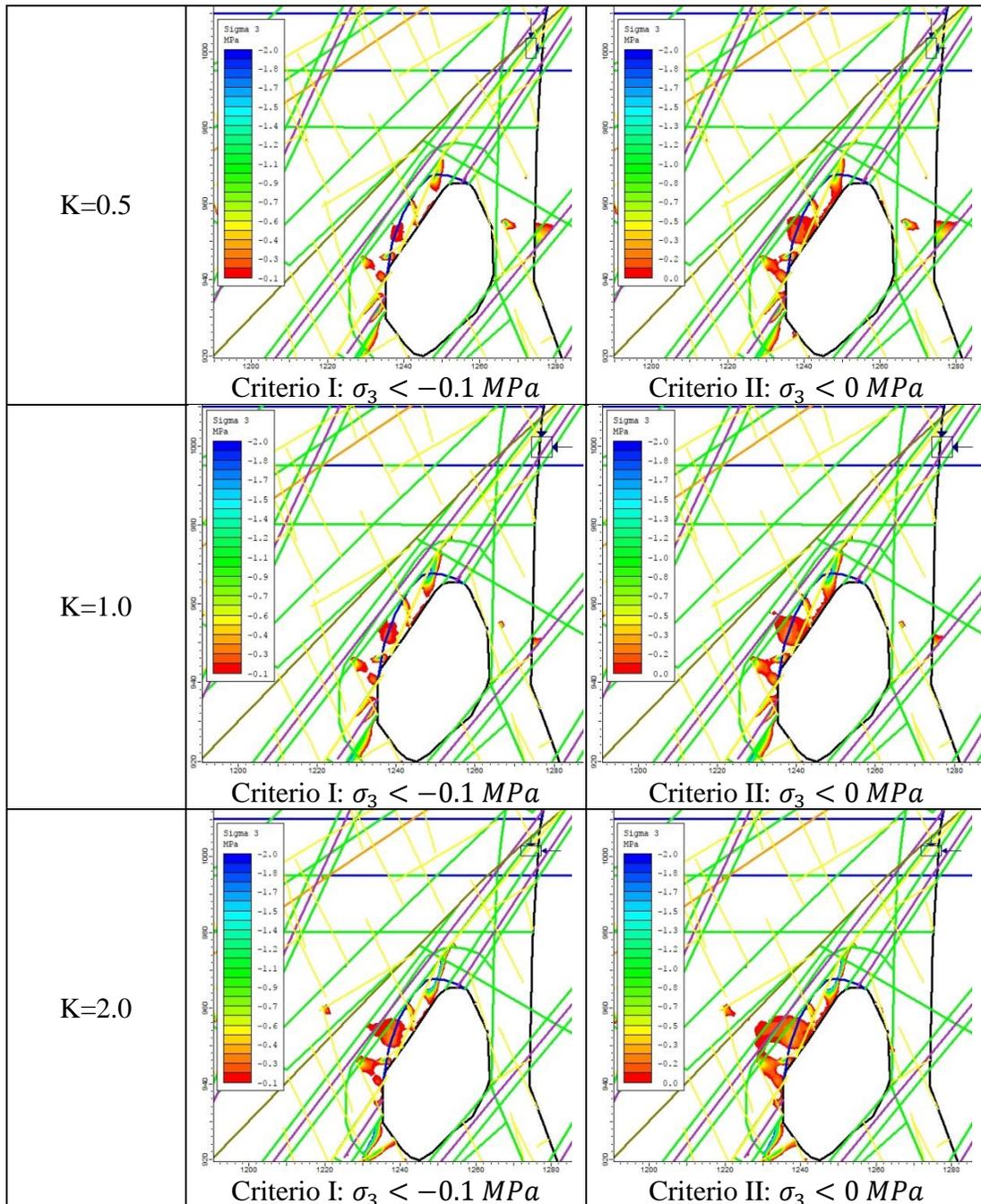


Figura 5.3: Efecto de la razón de esfuerzos en los Criterios de sobre excavación

## 5.5 MÉTODO SPAN ESCALADO

Se utilizó la metodología de Carter (1992) para generar una base de datos con casos propios de El Soldado, estos se encuentran en ANEXO D (Tabla 9.13) donde aparecen los parámetros utilizados para cada caso y los resultados obtenidos con este método.

Los casos se clasificaron como Estables, Sobre excavados y Relleno, donde este último corresponde al estado en que se encuentra un caserón justo antes de ser rellenado y que corresponde al menor puente de roca alcanzado en la realidad. Esta condición representa el estado más crítico del caserón y donde permaneció estable pues fue posible su relleno desde superficie.

Usando esta clasificación, se graficaron todos los pares de puntos Q vs Span escalado que se tenían generando la Figura 5.4. Cabe mencionar que la información de la calidad del macizo rocoso de Barton (Q) no estaba disponible, solo se contaba con un valor de RMR o un rango del mismo. Por lo anterior, se usó la Ecuación 4 para calcular este parámetro en base al RMR y así usarlo para obtener el Span escalado. Se debe considerar que el cálculo del Q de Barton por este método solo da un valor aproximado, ya que esta clasificación contempla el número de set estructurales y el estado de esfuerzos mientras que el RMR no, por lo que es imposible reproducirlos por una ecuación.

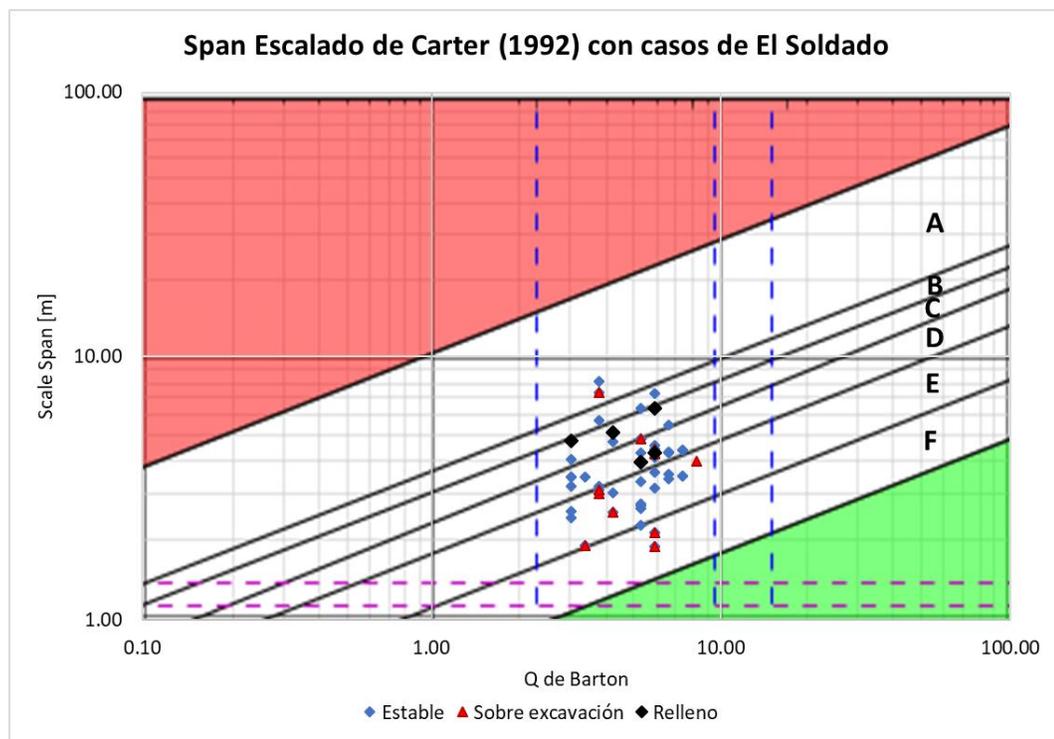


Figura 5.4: Span Escalado de Carter (1992) con casos de El Soldado

Como se puede ver en la Figura 5.4, los casos con sobre excavación no presentan un comportamiento predecible por este método, mientras que los casos rellenos desde superficie muestran que, en el peor de los casos, esto se llevó a cabo con una Clasificación C. Además, todos los casos estables, a excepción de uno, se clasifican entre B y F, por lo que se determinó que el relleno de un caserón que se clasifica como A se debe evitar. Esto establece un span escalado crítico para cada Q de Barton, el cual se calcula con la Ecuación 17 y que corresponde al máximo span escalado que se puede clasificar como B.

$$\text{Span Escalado Crítico} = 3.58 Q^{0.44}$$

Ecuación 17: Span escalado Crítico

La Ecuación 17 establece un span escalado crítico con el cual no se puede garantizar la estabilidad del puente de roca, igualando esta ecuación con la Ecuación 6, que calcula el span escalado tradicional, se puede despejar el espesor del puente de roca con el que se obtiene el span escalado crítico. La Ecuación 18 muestra el resultado de este despeje.

$$T = \frac{(1 + S_R)(1 - 0.4 \cos \theta)}{\gamma (3.58 Q^{0.44} S)^2} = \frac{(1 - 0.4 \cos \theta)}{\gamma (3.58 Q^{0.44})^2} \left( \frac{1}{S^2} + \frac{1}{L S} \right)$$

*Ecuación 18: Espesor del puente de roca Crítico*

Este criterio fue aplicado a los 50 casos y cuyos resultados completos se muestran en ANEXO D, Tabla 9.13 mientras que en la Tabla 5.4 se muestra la aplicación de este método a algunos de los caserones históricos de El Soldado para poder ser analizados en esta sección.

*Tabla 5.4: Resumen Span Escalado*

Nº	Caso	Etapas	Estado	Ancho [m]	Largo [m]	Litología	T [m]	RMR	Q	Scale span [m]	Dip [°]	Clase	T crítico (=A)
4	Ar 28	12	R	22	32	Traquita	39	54	3.04	4.79	60	B	26
5	Cat 19 Sup	2	SE	46	58	Andesita	165	60	5.92	4.27	90	D	49
8	Cat 19 Sup	14	E	46	58	Andesita	58	60	5.92	7.20	90	B	49
12	Ar 17	3	SE	25	28	Traquita	230	60	5.92	1.89	90	F	13
14	Ar 17	5	R	25	28	Traquita	45	60	5.92	4.28	90	D	13
15	Ar 23	3	SE	24	45	Traquita	258	55	3.39	1.91	90	F	25
17	Ar 23	11	E	24	47	Traquita	79	55	3.39	3.47	90	D	25
24	Cat 37	11	R	30	42	Andesita	50	57	4.24	5.16	90	C	29
32	Caving 235	3	SE	53	114	Traquita	90	56	3.79	7.30	90	A	116
33	Caving 235	4	E	53	114	Traquita	74	56	3.79	8.05	90	A	116
34	AES	3	SE	45	90	Toba	397	56	3.79	3.02	90	E	87
37	AES	6	E	45	90	Toba	111	56	3.79	5.71	90	B	87
43	Cat 13	3	E	20	24	Andesita	141	59	5.29	2.29	51	F	13
45	Cat 13	5	R	20	24	Andesita	47	59	5.29	3.97	51	D	13

En el resumen de la Tabla 5.4 se puede ver que para todos los casos cuando se profundiza el rajo provocando la disminución del espesor del puente de roca (T disminuye) el caserón cambia su clasificación de un estado más estable a uno menos estable siendo F el más estable y A el menos estable. Por ejemplo, Catedral 19 Sup pasó de una Clase D con un puente de roca de 165 m a Clase B con un puente de 58 m.

Caving 235 presenta un puente de roca Crítico de 116 m, el más grande calculado. Este caserón colapsó completamente sin llegar a superficie pues con el material colapsado este caserón se rellenó por si solo evitando la propagación del caving a superficie, por ello se clasificó como estable en su última etapa de sobre excavación (caso 33), sin embargo, este criterio sigue clasificándolo como inestable o Clase A, lo que podría haber sido posible si el techo hubiera tenido espacio para caer. Este caso 33 es justo el que contradice el criterio establecido, que la Clase A es inestable, lo que puede ser explicado por lo anterior.

Catedral 19 Sup tiene el T crítico más grande de todos después de Caving 235 y AES, esto debido a su ancho de 46 m, parámetro que tiene una relación cuadrática inversa con el T crítico como se muestra en la Ecuación 18 siendo el más influyente en su cálculo.

Otro punto a mencionar es que con este criterio cada caserón tiene su puente de roca mínimo, que para todos fue menor a 40 m, excepto para Catedral 19 Sup que tiene un puente de roca mínimo de 49 m. Este caserón se dejó vacío con un puente de roca de 58 m, estado que se clasifica como B por este método.

Este método considera el ancho, largo, espesor del puente de roca, la litología y su calidad de roca en términos de Q de Barton, sin embargo, deja de lado la acción de las fallas principales en la estabilidad global del caserón y también castiga en demasía a los caserones más anchos, lo que puede deberse a que su aplicación solo se ha limitado a yacimientos tipo veta angosta. Por lo anterior, este criterio solo sirve como primer análisis de estabilidad del puente de roca y se debe acompañar con el estudio del modelo numérico del mismo caserón.

## 5.6 APLICACIÓN DEL CRITERIO DE FALLA HOEK & BROWN

En un principio se midieron los esfuerzos principales en la pared colgante y techo para cada etapa de varios caserones y se clasificaron como estable o inestable según si presentaban sobre excavación en la realidad o no, con el fin de graficar dichos puntos y compararlos con el criterio de falla Hoek & Brown. Se utilizaron dos criterios de falla por litología cuya única diferencia era el GSI ocupado para escalar las propiedades resistentes de la roca intacta a las del macizo rocoso. Estos GSI fueron 45 para el macizo rocoso cercano a cavidades y 55 para el macizo rocoso in situ. Para ilustrar lo anterior, se presenta a continuación algunos caserones que fueron analizados por este método.

Este método se aplicó a Catedral 19 Sup, para lo cual se utilizaron los puntos de medición mostrados en la Figura 5.5 y generando el gráfico  $\sigma_3$  vs  $\sigma_1$  mostrado en la misma figura. Por lo que se puede ver, los puntos inestables se ubican sobre el criterio de falla de la Andesita de GSI 45 y cerca del origen del gráfico. También existen varios puntos estables que se ubican sobre ambos criterios de falla y especialmente en estado de tracción, dichos puntos se ubicaban cerca de fallas principales o menores. En general se aprecia un bajo confinamiento del orden de los 10 MPa debido a la cercanía con la superficie (baja carga litostática).

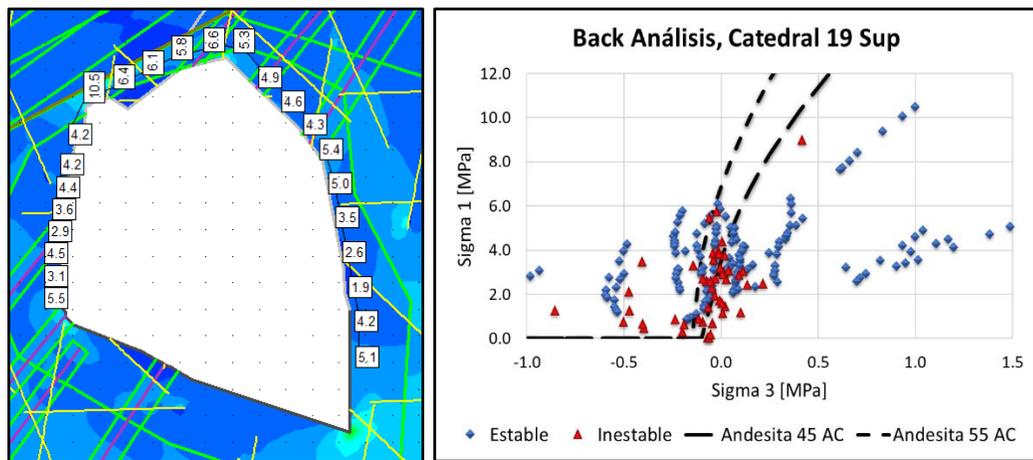


Figura 5.5: Criterio de Falla Hoek & Brown aplicado a Catedral 19 Sup

De igual manera, se utilizó el mismo método con Catedral 14, este caserón tiene la particularidad de encontrarse alejado de las fallas principales subverticales y solo es cortado por la falla California

de manera subhorizontal. Esto es relevante en este análisis pues los puntos de medición utilizados y mostrados en la Figura 5.6 están alejados de esta falla mayor, lo que se tradujo en una mínima perturbación o dispersión en la medición de esfuerzos. De hecho, la gran mayoría de puntos se comportaron como era esperado por su condición real, la mayoría de los puntos estables se ubican bajo ambos criterios de falla y los inestables encima o sobre los mismos.

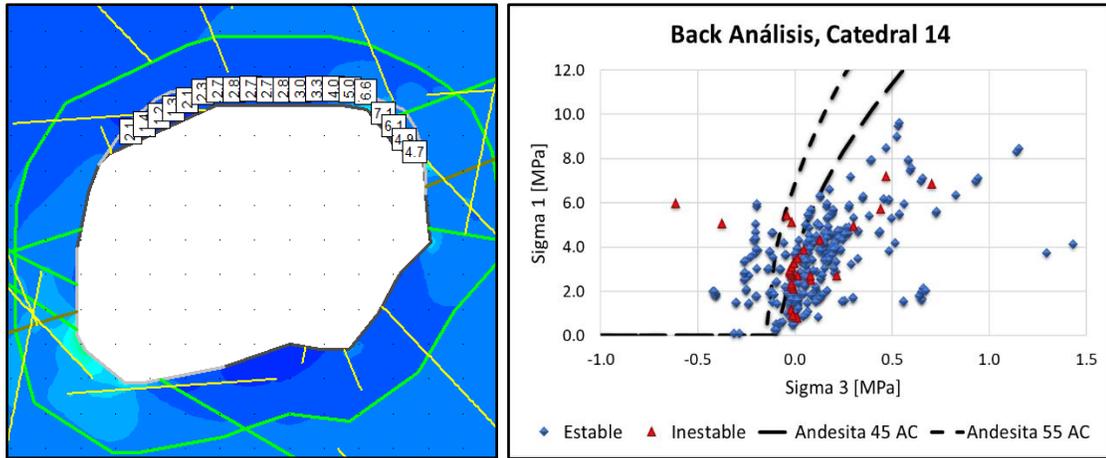


Figura 5.6: Criterio de Falla Hoek & Brown aplicado a Catedral 14

La realidad del caserón Arauco 23 no pudo ser representada por los criterios de falla Hoek & Brown ya que, como se puede ver en la Figura 5.7, muchos puntos estables se ubican sobre ambos criterios de falla, los puntos inestables muestran cierto patrón al ubicarse preferentemente en los alrededores del criterio de falla para Traquita 45, pero para ambos grupos de puntos, este criterio no es capaz de clasificarlos. Otro punto interesante fue que las fallas menores interceptaban las paredes de este caserón con ángulos menores a  $45^\circ$  especialmente en el techo del caserón, lo que genera zonas de tracción representadas por puntos estables con  $\sigma_3 < 0$  MPa.

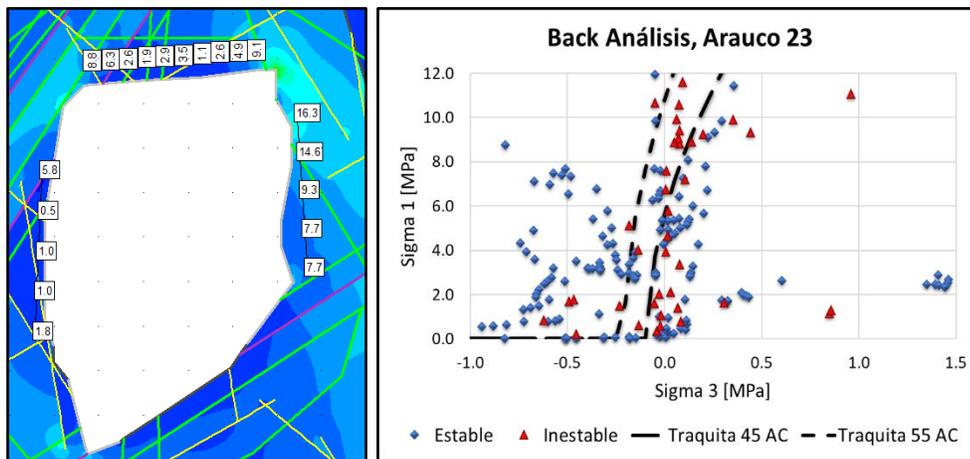


Figura 5.7: Criterio de Falla Hoek & Brown aplicado a Arauco 23

Arauco 28 no presenta fallas principales cerca de los puntos de medición mostrados en la Figura 5.8, por ello el grafico mostrado en la misma figura presenta un comportamiento predecible por los criterios de falla de la Traquita, donde la gran mayoría de puntos estables se ubican bajo la envolvente de falla. Además las fallas menores estaban orientadas perpendiculares a la pared colgante, por lo que su influencia en el modelo numérico era mínimo.

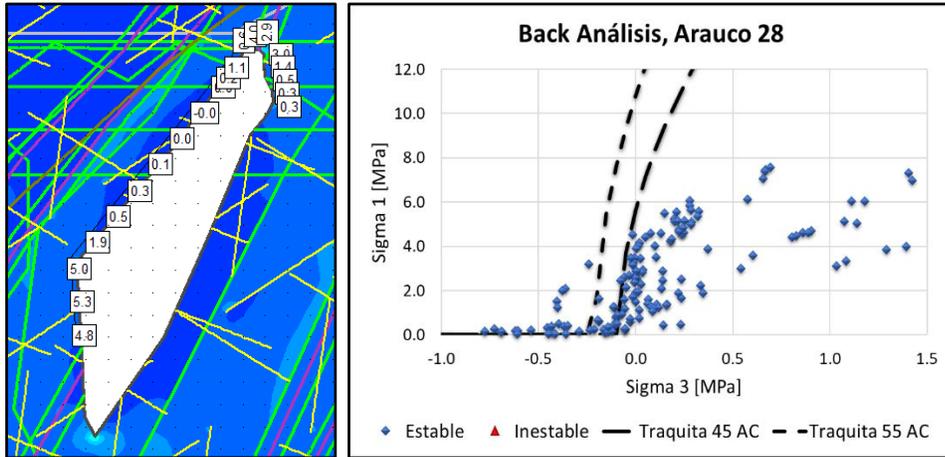


Figura 5.8: Criterio de Falla Hoek & Brown aplicado a Arauco 28

Por último, el caserón Caving 235 que colapsó completamente, presenta varios puntos de medición de su techo y pared ubicados bajo la envolvente de falla de la Traquita, lo que impide representar la realidad de este caserón. Esto se debe a que la razón del colapso de este caserón fue estructural, debido a las fallas principales que atravesaban la pared colgante y su cercanía.

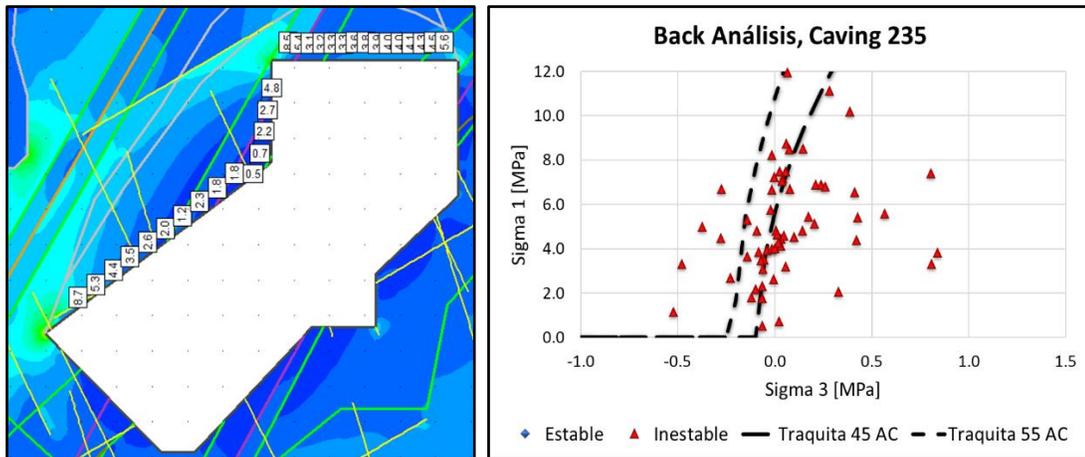


Figura 5.9: Criterio de Falla Hoek & Brown aplicado a Caving 235

## 5.7 CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO

Luego de comparar los primeros tres criterios de sobre excavación se demuestra que el Criterio I es el mejor para evaluar la estabilidad de un caserón según los indicadores calculados y mostrados en la Tabla 5.5, mientras que el Criterio II sirve para identificar las zonas más inestables del mismo sin que signifique la sobre excavación del caserón.

Tabla 5.5: Índices de la matriz de contingencia para los tres criterios

	Sensibilidad	Especificidad	Precisión	PSS
CR I	96.7%	75.0%	90.5%	0.72
CR II	60.0%	83.3%	66.7%	0.43
CR III	100.0%	16.7%	76.2%	0.17

El Criterio III presenta un mal desempeño para diagnosticar la estabilidad del caserón, ya que no puede distinguir entre casos estables y sobre excavados siendo descartado como criterio evaluador. Se cree que esto se debe al bajo valor de la cota utilizada ya que se subestima la sobre excavación en 10 de los 12 casos.

Por lo anterior, el criterio elegido como principal evaluador de la sobre excavación fue el Criterio I:  $\sigma_3 < -0.1 \text{ MPa}$  que posee la precisión más alta, también se estima necesario apoyar este criterio con el Criterio II que es más sensible a las condiciones inestables o más conservador, esto con el fin de identificar las zonas más inestables que no necesariamente fallarán para identificar áreas peligrosas en superficie.

Los criterios basados en definir zonas de desconfinamiento o tracción no son capaces de predecir sobre excavación debido a conexiones entre el caserón y galerías o chimeneas, dado que el modelo numérico en 2D no es capaz de representarlas.

El método del Span escalado de Carter (1992) demostró ser útil para establecer un puente de roca preliminar basado en la experiencia adquirida con los caserones históricos de El Soldado, valor que servirá para encontrar la cota desde donde se podría realizar el relleno del caserón. Sin embargo, este valor se debe considerar como una primera estimación basada solo en la experiencia y que debe ser apoyada con el Criterio I y II establecidos en este trabajo, esto debido a que este método solo toma en cuenta la calidad de roca y la información geométrica del caserón dejando de lado la presencia de fallas principales, caserones cercanos y las grandes cavidades rellenas.

Se estima que el cálculo del espesor crítico es castigado en demasía por el ancho del caserón subestimando la estabilidad de caserones más anchos y sobrestimando la estabilidad de caserones más delgados. Esto se puede deber a que la base de datos con la cual se construyeron en un principio las clasificaciones eran principalmente de minas que explotaban yacimientos tipo vetas angostas por medio de caserones de anchos reducidos, de esta forma se definieron las clases ajustando las curvas a esta base de datos sesgada.

En cuanto al criterio de falla Hoek & Brown, este queda descartado del análisis de caserones futuros pues demostró ser incapaz de representar la realidad de los caserones históricos principalmente porque considera solo la falla por macizo rocoso dejando de lado la falla estructural debido a las fallas mayores y menores que tienen menor resistencia al confinamiento y prácticamente no resisten la tracción.

Este método deja de lado el control estructural que provoca falla por gravedad y la acción del desconfinamiento en los sets estructurales. Además, la ubicación de los puntos de medición cerca de las paredes no entrega información sobre el estado de esfuerzo global de las paredes necesario para saber hasta dónde llega el límite de sobre excavación o para ver cómo interactúan los puntos con sus vecinos, pues se requiere que una gran extensión de la pared sea inestable para que realmente falle y que esta tenga espacio para caer.

# CAPÍTULO 6 SITUACIÓN FUTURA DE CASERONES DE EL SOLDADO

## 6.1 ARAUCO 18

Las primeras etapas de este caserón fueron utilizadas para evaluar los criterios de sobre excavación donde se pudo representar la condición real de este caserón con el Criterio I y se determinó que el espesor crítico según el Span escalado de Carter es de 17 m, pero dada la cantidad de fallas principales que se encuentran cerca de la pared colgante se estima que este valor está claramente subestimado.

La etapa 6 presentada en la Figura 6.1 muestra los tres criterios aplicados a la condición futura de diciembre del 2017 donde el puente de roca será de 45 m medido desde la cota 1010. De esta figura se concluye que rellenar el caserón Arauco 18 desde esta cota es factible, ya que con ese puente de roca el caserón no presenta zonas en tracción ( $\sigma_3 < -0.1 \text{ MPa}$ ) que comprometan el techo del mismo.

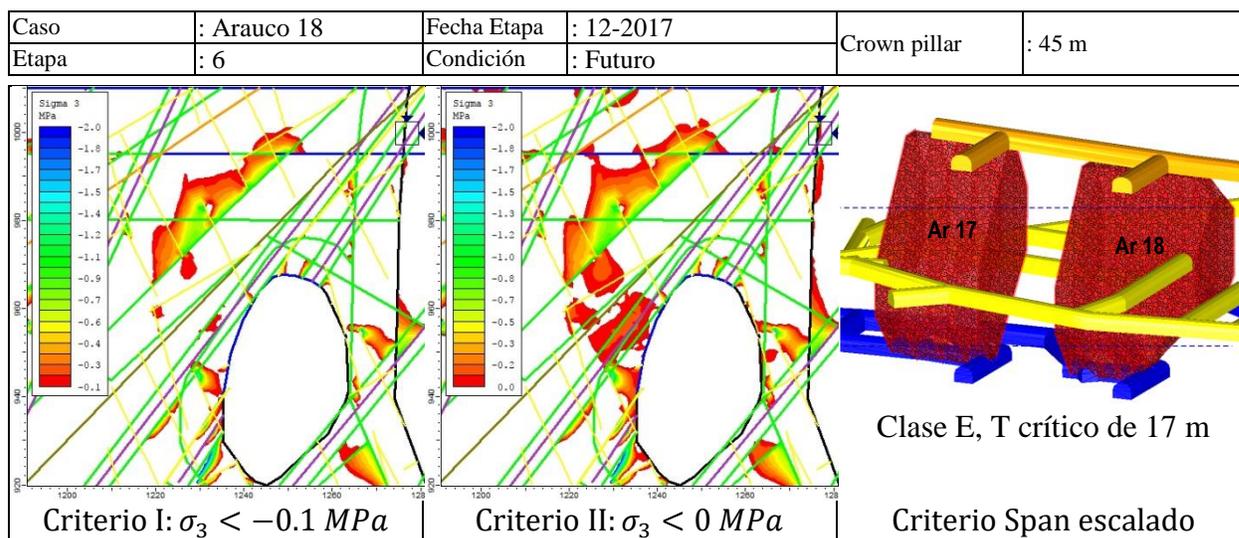


Figura 6.1: Criterios de sobre excavación aplicados a Arauco 18, Etapa 6

En esta figura también se aprecia una zona desconfiada ( $\sigma_3 < 0 \text{ MPa}$ ) en la pared colgante que puede desencadenar la caída de bloques por acción de la gravedad.

## 6.2 CATEDRAL 14

Las primeras etapas de este caserón también se utilizaron para evaluar la capacidad de los criterios para representar a realidad, encontrando que el Span escalado crítico es de 34 m debido a su reducido ancho de 30 m.

La etapa 11 que representa la extracción del rajo hasta febrero del 2018 será la última en ser analizada, pues en los próximos años no se seguirá explotando el rajo por este sector, esto se puede ver en la Figura 6.10 que muestra que los sólidos de extracción están alejados de este caserón.

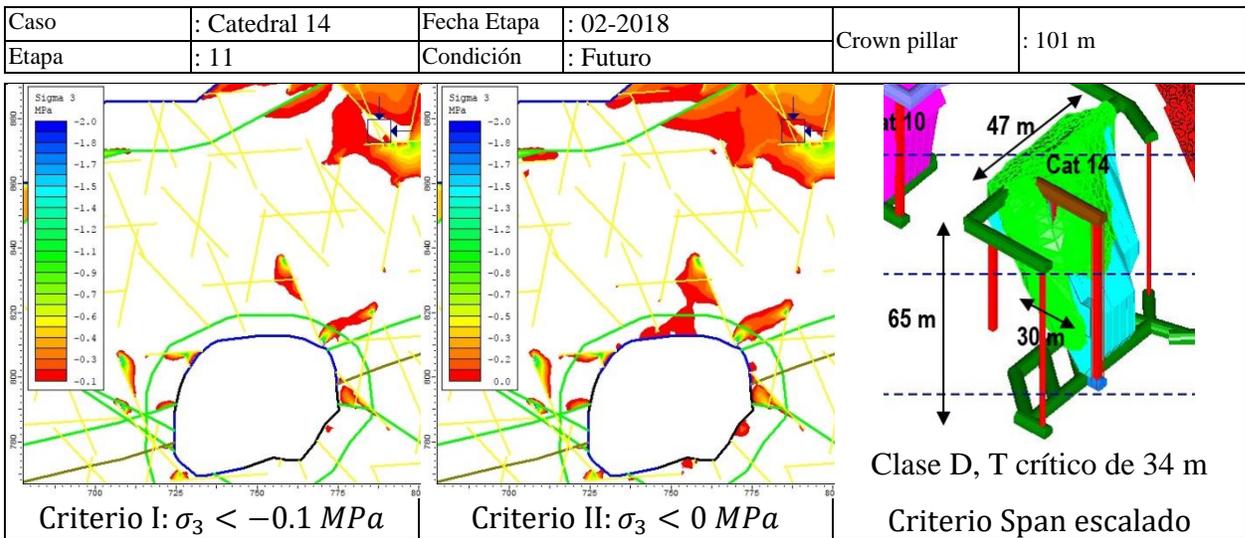


Figura 6.2: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 14, Etapa 11

En esta última etapa se puede ver que el caserón no presenta zonas de tracción que comprometan la estabilidad del caserón ( $\sigma_3 < -0.1 \text{ MPa}$ ) mientras que las zonas desconfiadas ( $\sigma_p < 1 \text{ MPa}$ ) son reducidas, por lo que el desprendimiento de rocas por acción de la gravedad es poco probable. Además, su clasificación por el método Span escalado de Carter es de D en esta última etapa analizada, estado estable según se determinó en la sección 5.5.

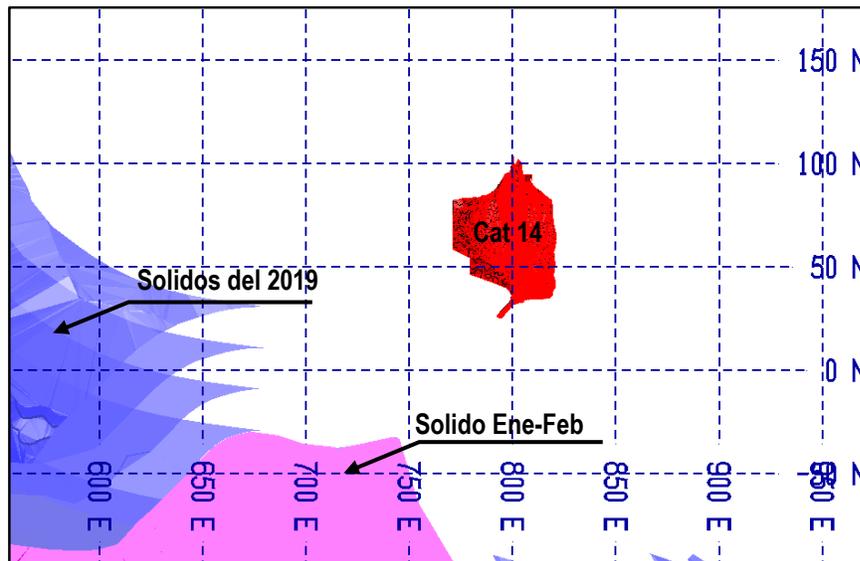


Figura 6.3: Sólidos de extracción cercanos a Catedral 14

### 6.3 CATEDRAL 31

Las primeras etapas de este caserón fueron utilizadas para evaluar los criterios de sobre excavación donde se pudo representar la condición real de este caserón con el Criterio I y se determinó que el espesor crítico según el Span escalado de Carter es de 15 m, este valor tan reducido se debe a la forma tabular de este caserón cuyo ancho de 20 m lo hace muy estable según el Span escalado de Carter.

La etapa 7 muestra una etapa hipotética de sobre excavación debido al desconfinamiento mostrado en la etapa previa en la Figura 9.33. En la etapa 7 mostrada en la Figura 6.4 se puede ver que el caserón no presenta zonas de tracción que comprometan la estabilidad del caserón ( $\sigma_3 < -0.1 \text{ MPa}$ ) mientras que las zonas desconfinadas ( $\sigma_p < 0 \text{ MPa}$ ) son reducidas, por lo que el desprendimiento de rocas por acción de la gravedad es poco probable. Además, su clasificación por el método del Span escalado de Carter es de E, estado estable según se determinó en la sección 5.5

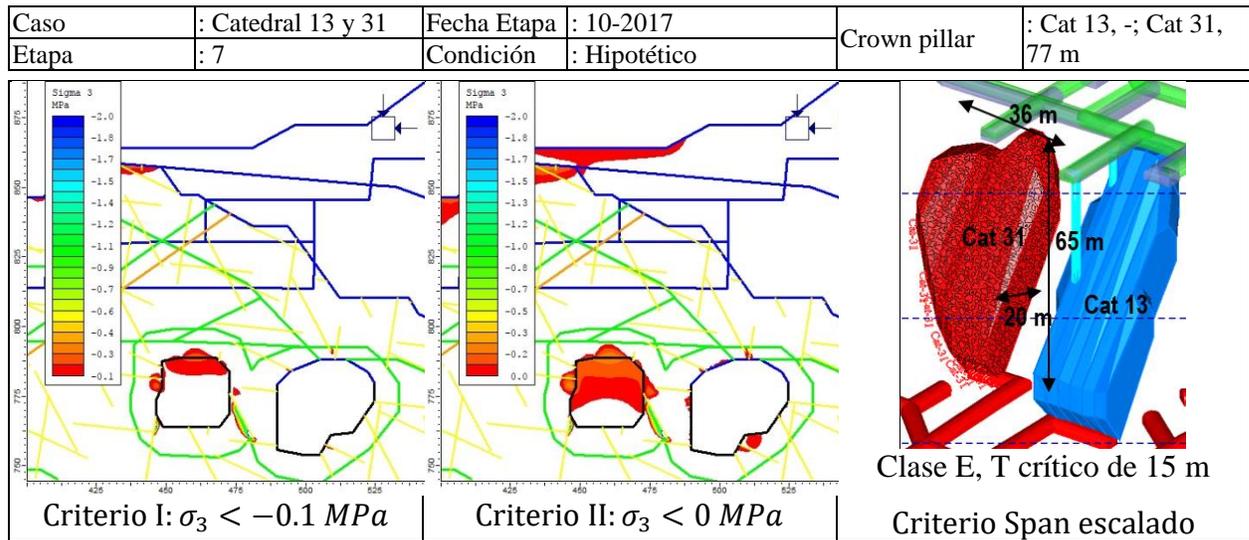


Figura 6.4: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 13 y 31, Etapa 7

En la etapa 8 mostrada en la Figura 6.5 se puede ver que el caserón no presenta zonas de tracción que comprometan la estabilidad del caserón ( $\sigma_3 < -0.1 \text{ MPa}$ ) mientras que las zonas desconfinadas ( $\sigma_p < 0 \text{ MPa}$ ) son reducidas, por lo que el desprendimiento de rocas por acción de la gravedad es poco probable. Además, su clasificación por el método del Span escalado de Carter es de D, estado estable según se determinó en la sección 5.5

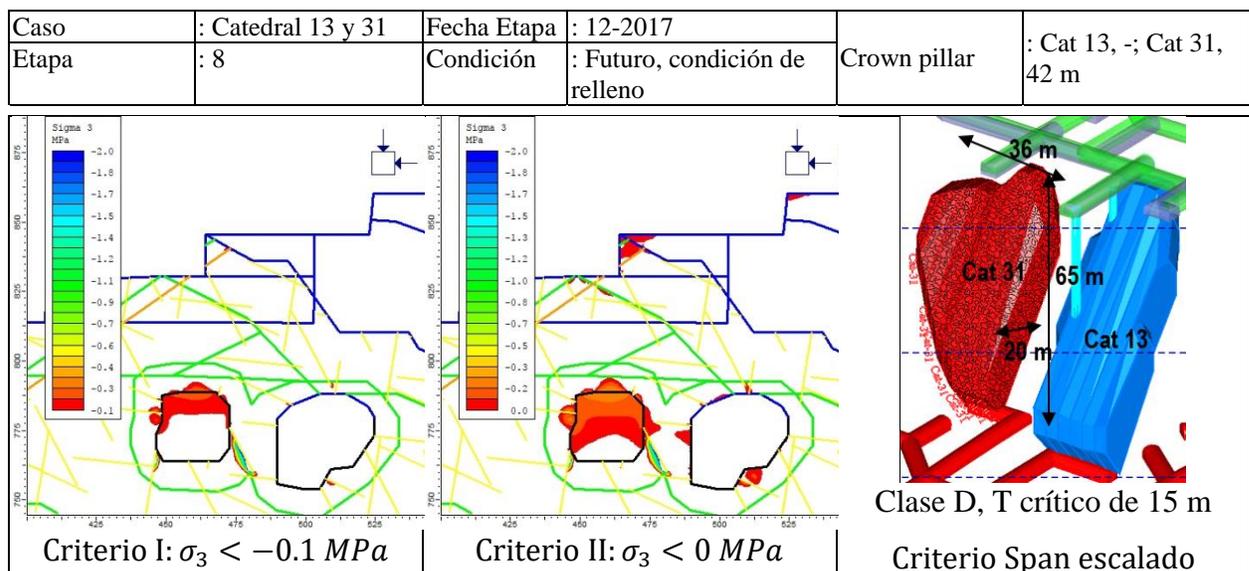


Figura 6.5: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 13 y 31, Etapa 8

En resumen, Catedral 31 presenta zonas de tracción en la pared cercana al rajo Morro, que también es causante del desconfinamiento que siente el caserón en el techo. Por lo anterior, se requiere especial cuidado y monitoreo durante su proceso de relleno, ya que se estima que este caserón puede sobre excavarse en el techo, llegando a un arco estable luego de 4-6 m de sobre excavación. Con lo anterior, se considera factible rellenar este caserón desde la cota 845 (Etapa 8) construyendo una chimenea de 42 m, como se muestra en la Figura 6.6.

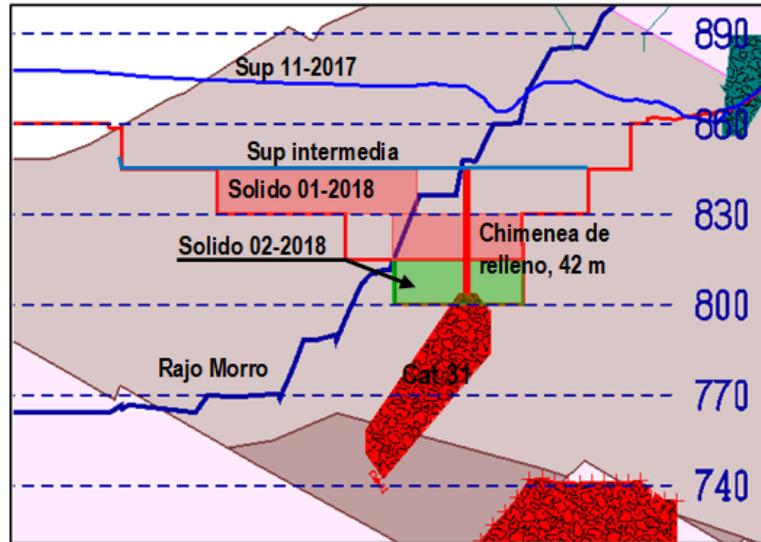


Figura 6.6: Condición de relleno desde cota 845, Catedral 31

Evaluando el caserón Catedral 31 un banco más abajo (cota 830) como se muestra en la Figura 6.7, se ve que no presenta condiciones inestables caracterizadas por descompresión o tracción, por lo que se podría llevar a cabo el relleno de este caserón en esta cota construyendo una chimenea de 27 m como se muestra en la Figura 6.8. Sin embargo, debido a la potencial conexión del techo de Catedral 31 con el Rajo Morro, no se recomienda rellenar este caserón desde la cota 830.

Caso	: Catedral 13 y 31	Fecha Etapa	: 01-2018	Crown pillar	: Cat 13, -, Cat 31, 27 m
Etapas	: 9	Condición	: Futuro, condición de relleno		

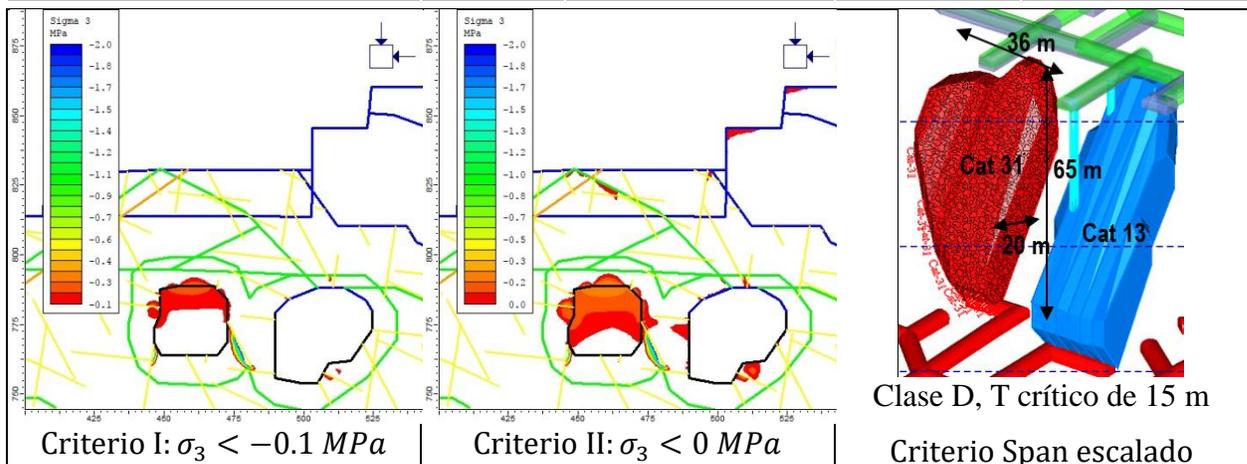


Figura 6.7: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 13 y 31, Etapa 9

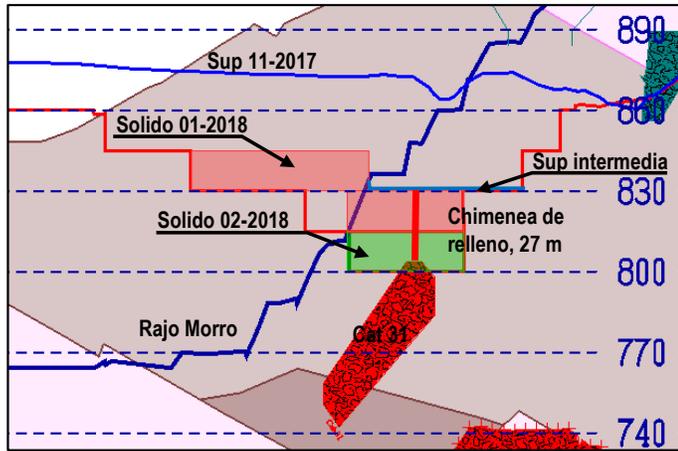


Figura 6.8: Condición de relleno desde cota 830, Catedral 31

#### 6.4 CATEDRAL 32 SUP E INFERIOR

Las primeras etapas de este caserón fueron utilizadas para evaluar los criterios de sobre excavación donde se pudo representar la condición real de este caserón con el Criterio I y se determinó que el espesor crítico según el Span escalado de Carter es de 27 m, valor que será considerado como cota inferior para la chimenea de relleno.

Del análisis numérico mostrado en la Figura 6.9, se concluye que el caserón Catedral 32 Sup, no presenta problemas de estabilidad, esto principalmente a su reducido tamaño y al espesor del puente de roca (60 m), por ello este caserón no requiere ser rellenado. La condición de noviembre del 2019 que corresponde a la etapa 6 será la última en ser analizada, ya que las siguientes etapas de explotación del rajo estarán alejadas de este caserón como se puede ver en la Figura 6.10. En esta última etapa se puede ver que el caserón no presenta zonas de tracción que comprometan la estabilidad del caserón ( $\sigma_3 < -0.1 \text{ MPa}$ ) a excepción de la pared colgante que puede presentar desprendimiento de rocas. Además, su clasificación por el método del Span escalado de Carter es de C, estado estable según se determinó en la sección 5.5

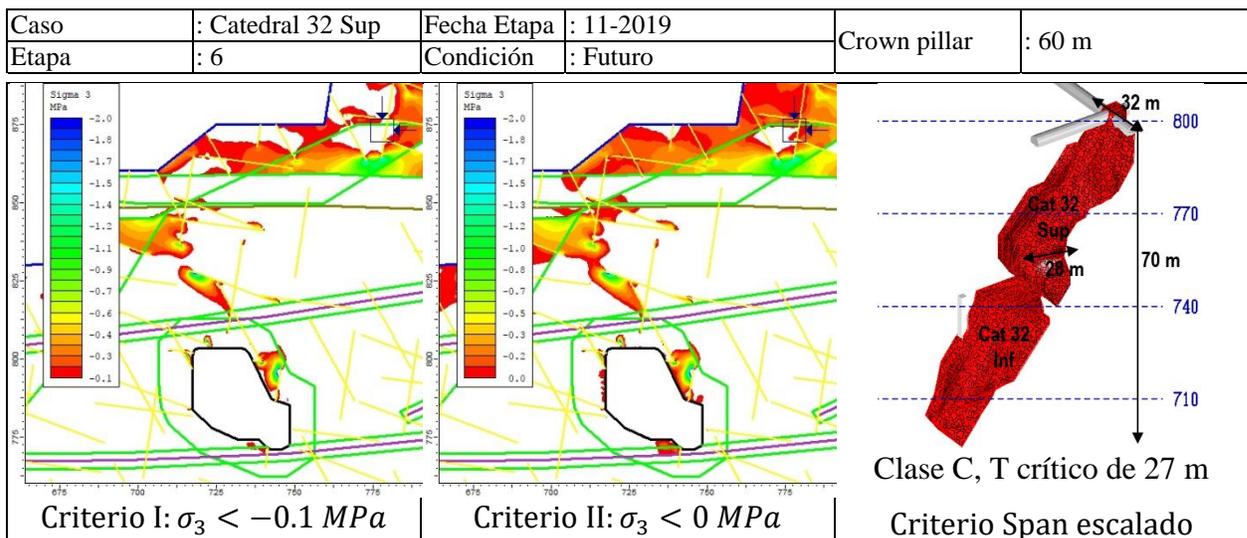


Figura 6.9: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 32 Sup, Etapa 6

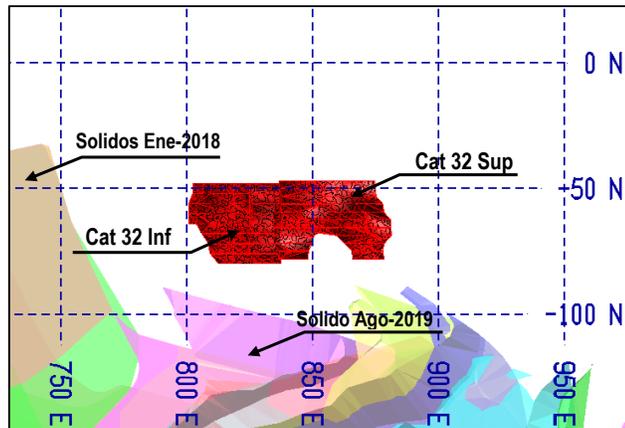


Figura 6.10: Sólidos de extracción cercanos a Catedral 32 Sup e Inf

Otro punto a considerar es que el modelo numérico consideró la sección transversal al caserón, esto debido a que el modelo considera que la sección analizada se extiende hacia dentro y fuera del plano de manera horizontal, por ello si se considerara la otra sección perpendicular a esta (Figura 9.34) la forma analizada por el modelo sería una sección inclinada que se extiende de la misma forma anterior, lo que difiere mucho de la condición real del caserón, recordando que este caserón es delgado, pero alargado.

## 6.5 ASW

Este caserón se emplaza en macizo tipo Traquita y sus dimensiones son 53 m de alto, 42 m de ancho y 70 m de largo como se muestra en la Figura 6.11.

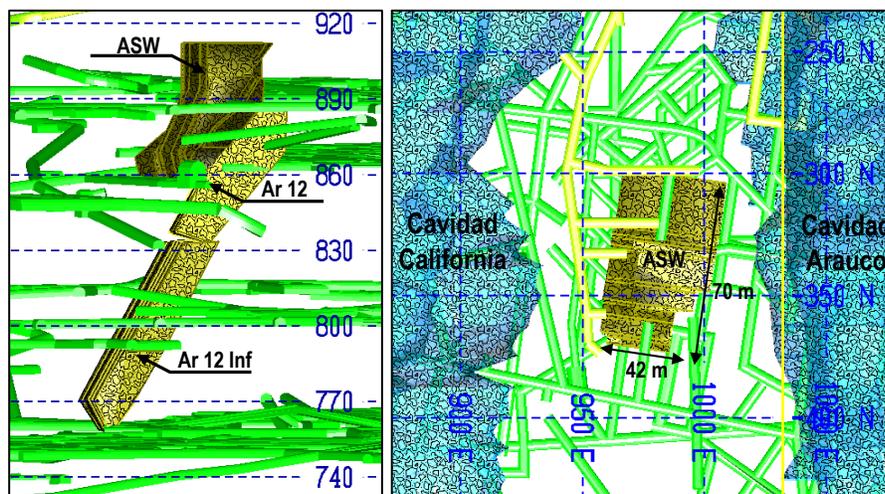


Figura 6.11: ASW, vista isométrica y en plana

Las cavidades y fallas cercanas a ASW se listan a continuación:

- Arauco 105 rama W pasa a 14 m de la pared oeste.
- Isabel 1 se encuentra a 14 m de la pared oeste.
- Arauco 105 rama E atraviesa el techo de este caserón.
- Arauco 6 se encuentra a 35 m de la pared este.

- Caverna California se encuentra a 55 m de la pared oeste.
- Caverna Arauco se encuentra a 30 m de la pared este.
- Caserón Arauco 12 se ubica justo debajo de este caserón, aproximadamente a 2-4 m paralelo a la pared yacente.

Lo anterior se muestra en la vista en planta de la Figura 6.12 donde aparece además el perfil A-A' que se usará para construir el modelo numérico en 2D.

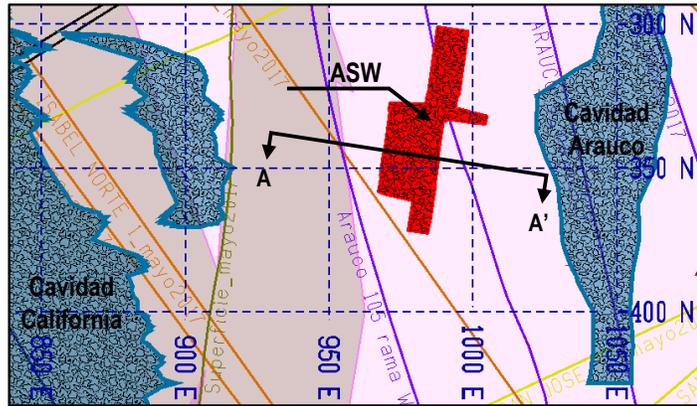


Figura 6.12: Vista en planta, cota 890 m s.n.m., ASW

El modelo numérico se construyó con la vista A-A' mostrada en la Figura 6.13, esta es una vista representativa de este caserón, donde aparecen las cavernas cercanas, las fallas principales y las topografías que se usarán en el análisis. No se encontró registro del año en que se explotó, por lo que se utilizó como topografía inicial a la del año 2006.

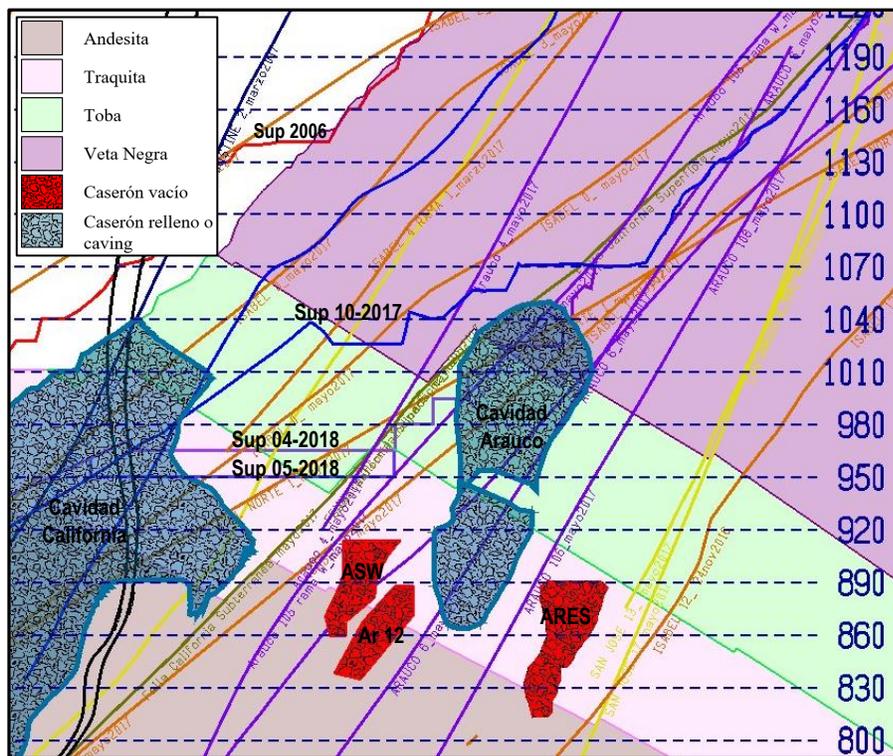


Figura 6.13: Perfil A-A', Condición Real ASW

Este análisis se realizó utilizando 7 etapas de excavación correspondiente al material encerrado entre topografías consecutivas o donde ocurren eventos importantes que se detallan en la Tabla 6.1, dicho modelo se muestra en la Figura 6.14.

Tabla 6.1: Descripción de las Etapas, caso ASW

ASW	
Etapa	Fecha, Comentario
1	2006. Iniciación de esfuerzos
2	2006. Aparece caving históricos
3	2006. Comienza explotación
4	10-2017
5	04-2018
6	04-2018. Posible sobre excavación
7	05-2018

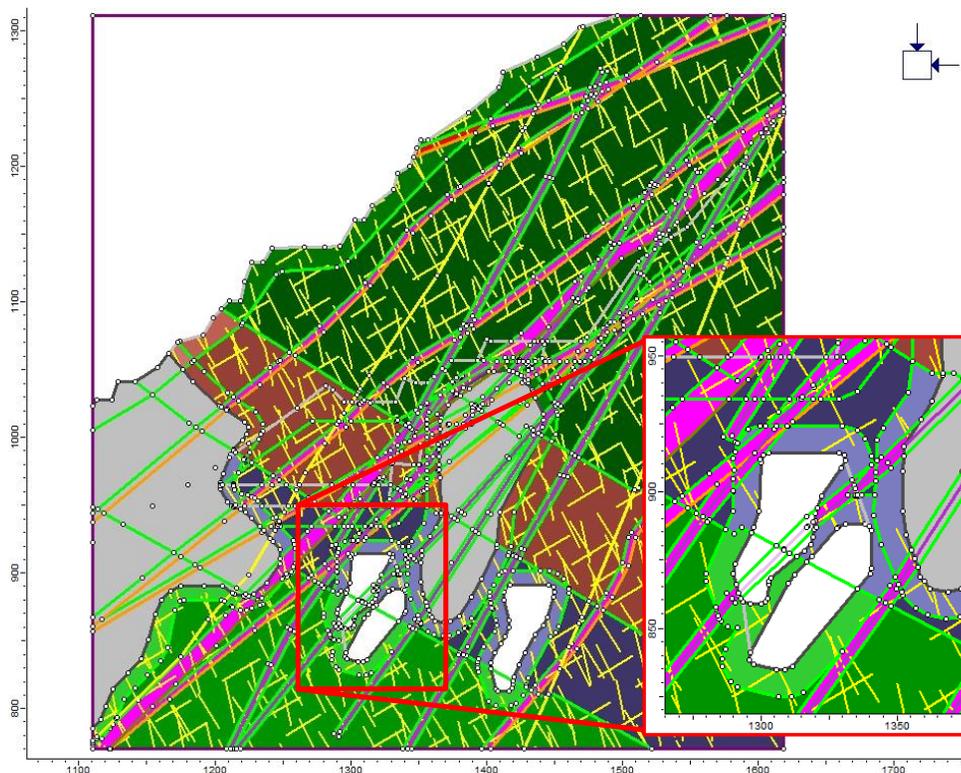


Figura 6.14: Modelo del caserón ASW en Phase 2

A continuación, se muestran las etapas analizadas por medio de fichas, estas muestran detalles y comentarios de la etapa en la esquina superior izquierda, los esfuerzos promedio del modelo numérico en la esquina superior derecha, los esfuerzos principales mayores en la esquina inferior izquierda y los esfuerzos principales menores en la esquina inferior derecha. Estas fichas serán de ayuda para evaluar la estabilidad del caserón a medida que se acerca a superficie y determinar la cota desde donde se construirá la chimenea de relleno.

Del análisis numérico mostrado, se concluye que el caserón ASW puede sufrir un colapso en su base conectando con Arauco 12 que se encuentra justo debajo del mismo, esto debido al reducido espesor de la placa entre ambos caserones.

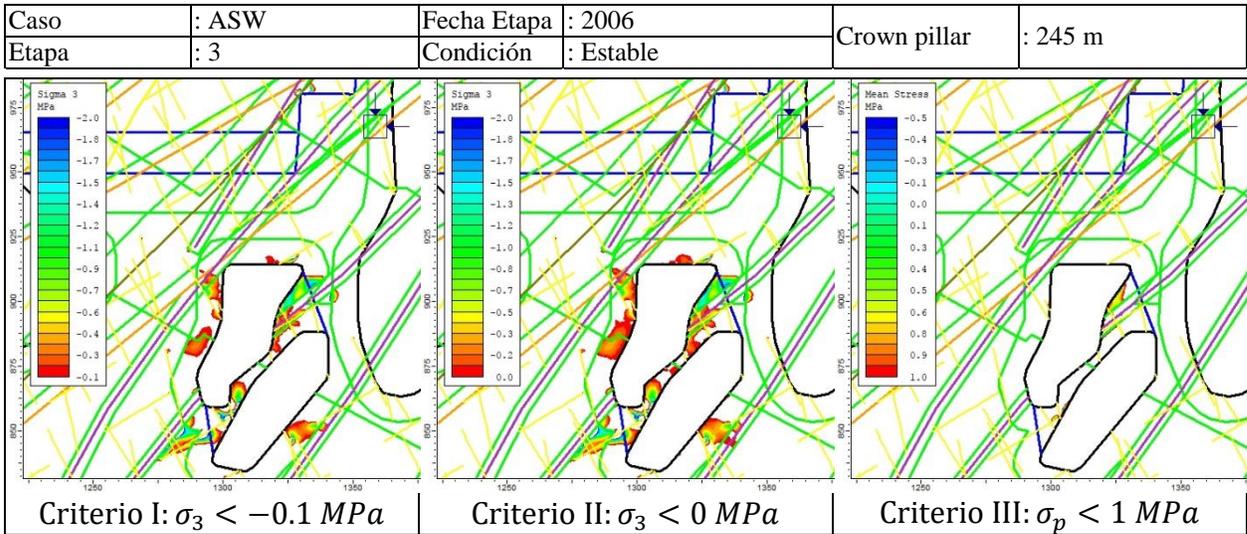


Figura 6.15: Criterios de sobre excavación aplicados a ASW, etapa 3

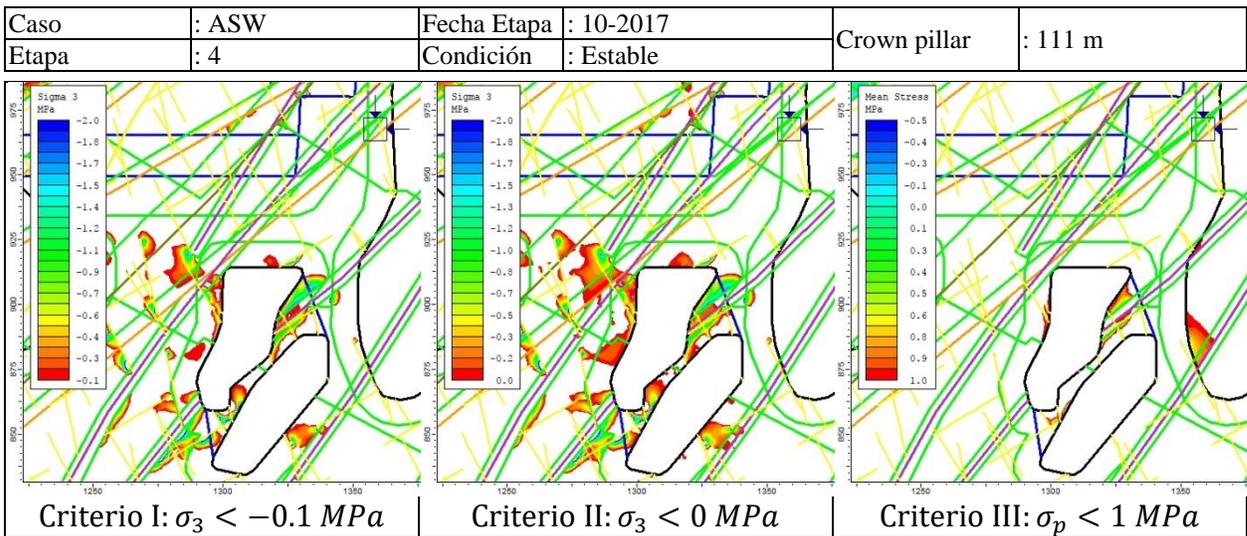


Figura 6.16: Criterios de sobre excavación aplicados a ASW, etapa 4

En la Figura 6.26 se muestra la etapa 6 que corresponde a la situación futura de abril del 2018 donde el puente de roca será de 50 m, espesor que permite construir la chimenea de relleno para este caserón. En esta figura el caserón es estable luego de sufrir una falla en la placa ubicada entre este caserón y Arauco 12 producto de los esfuerzos de tracción y relajación de esfuerzos que mostraba el modelo numérico en la etapa 4 (Figura 6.16), lo que descarta la propagación de la sobre excavación y posterior conexión a superficie. Por lo anterior, el relleno de este caserón desde la cota 965 (Etapa 6) es factible dado que también se cumple que el largo de la chimenea es de menor o igual a 50 m como se muestra en la Figura 9.34.

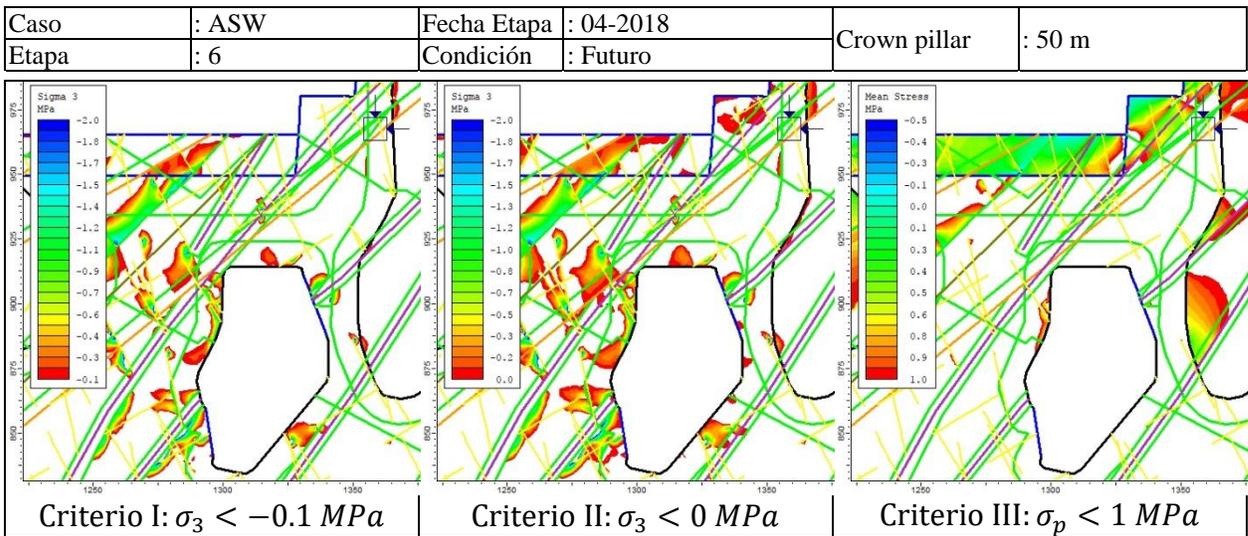


Figura 6.17: Criterios de sobre excavación aplicados a ASW, etapa 6

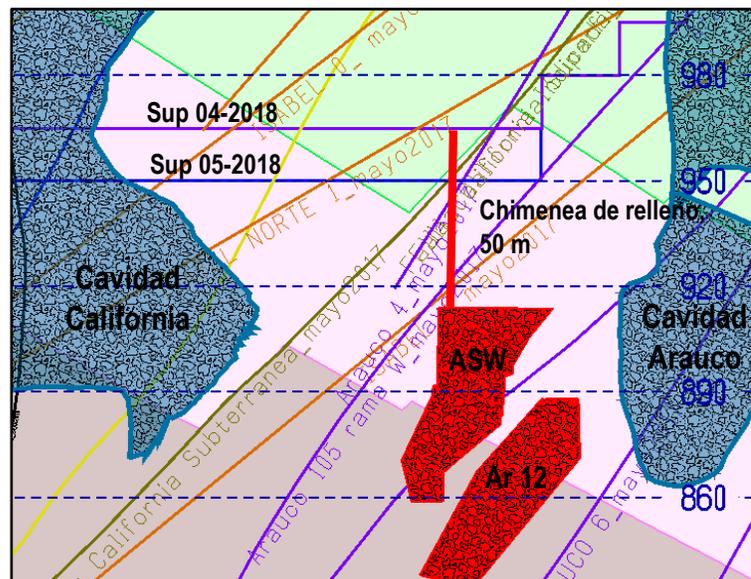


Figura 6.18: Condición de relleno, ASW

En la etapa 7 que se muestra en la Figura 6.28 se analizó la condición de esfuerzos de este caserón un banco más abajo (cota 890) para ver si el puente de roca era estable, esta condición corresponde a la explotación del rajo en mayo del 2018 donde el puente de roca sería de solo 35 m. En esta figura se muestra que las zonas en tracción cercanas a la pared colgante aumentan, esto acompañado a la relajación de esfuerzos en el mismo sector, mientras que en el techo aparecen zonas en tracción que se extienden hasta la superficie del rajo. Lo anterior indica que este caserón puede sufrir sobre excavación y que esta se propagaría a superficie, por ello no se recomienda construir la chimenea de relleno con un puente de roca de 35 m.

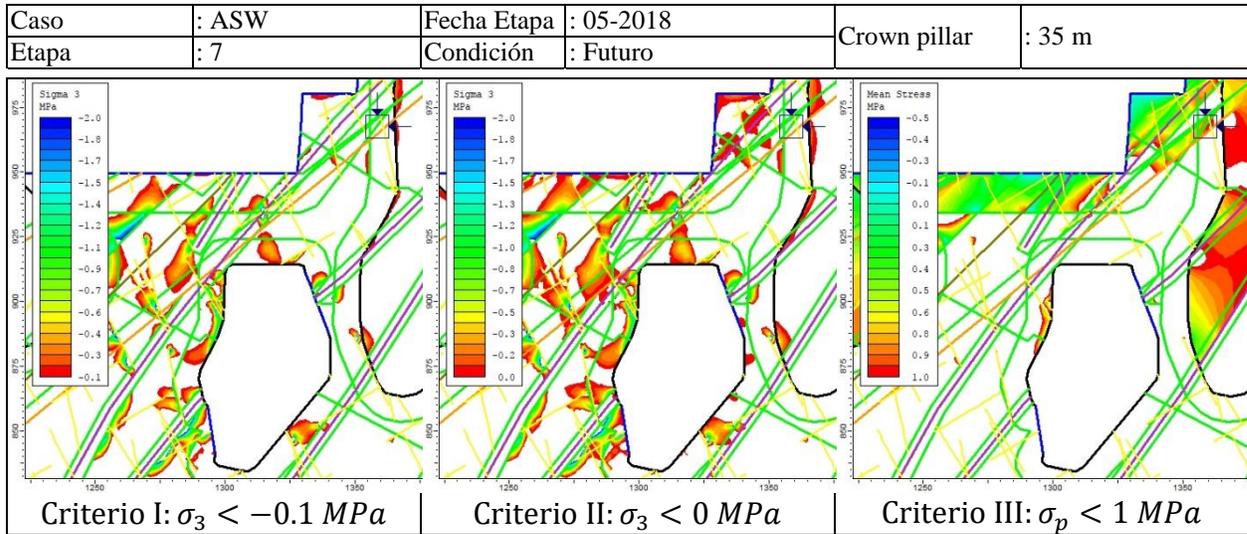


Figura 6.19: Criterios de sobre excavación aplicados a ASW, etapa 7

## 6.6 SANTA CLARA 27

Este caserón se explotó entre el año 2005 y 2006. Se emplaza en macizo tipo Andesita y sus dimensiones son 60 m de alto, 28 m de ancho y 57 m de largo como se muestra en la Figura 9.35, mientras que su ángulo de inclinación es de  $62^\circ$ .

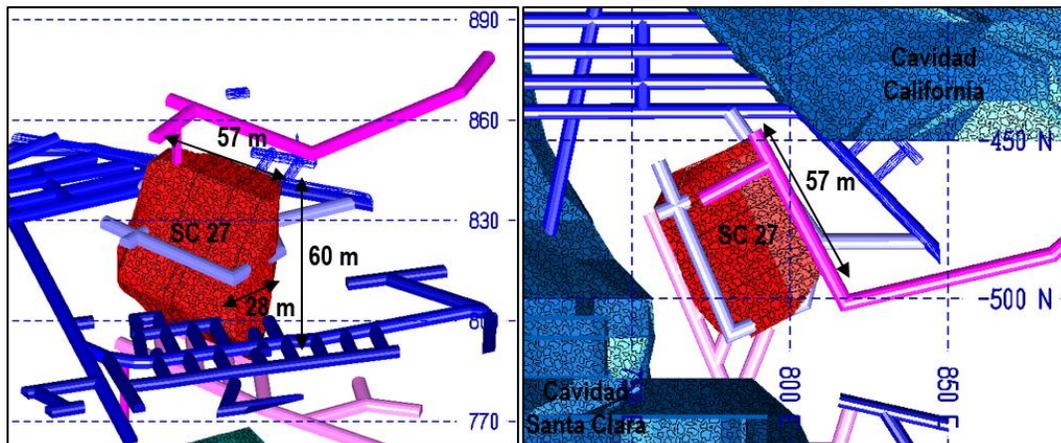


Figura 6.20: Santa Clara 27, vista isométrica y en plana

Las cavidades y fallas cercanas a Santa Clara 27 se listan a continuación:

- Isabel 2 pasa por el techo de este caserón.
- Isabel 3 pasa a 7 m de la pared oeste.
- San José 17 pasa por el techo de este caserón.
- Christine 2 pasa a 40 m de la pared este.
- Cavity Santa Clara se encuentra a 22 m de la pared oeste.
- Cavity California se encuentra a 26 m de la pared este

Lo anterior se muestra en la vista en planta de la Figura 4.5 donde aparece además el perfil A-A' que se usará para construir el modelo numérico en 2D.

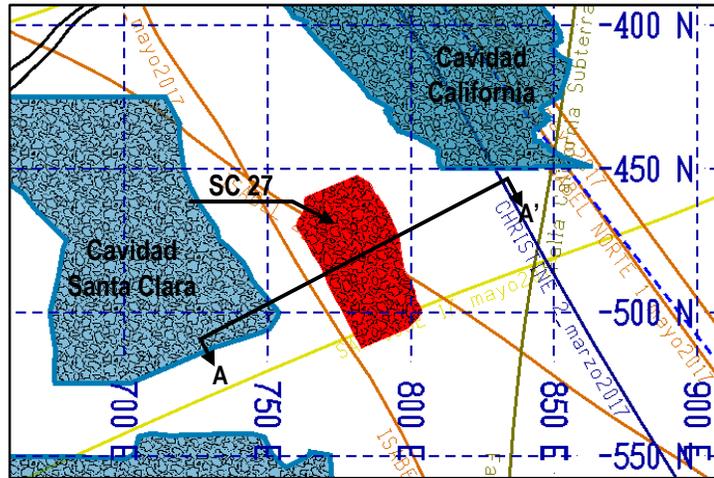


Figura 6.21: Vista en planta, cota 790 m s.n.m., Catedral 13 y 31

El modelo numérico se construyó con la vista A-A' mostrada en la Figura 9.3, esta es una vista representativa de este caserón, donde aparecen las cavidades cercanas, las fallas principales y las topografías que se usarán en el análisis.

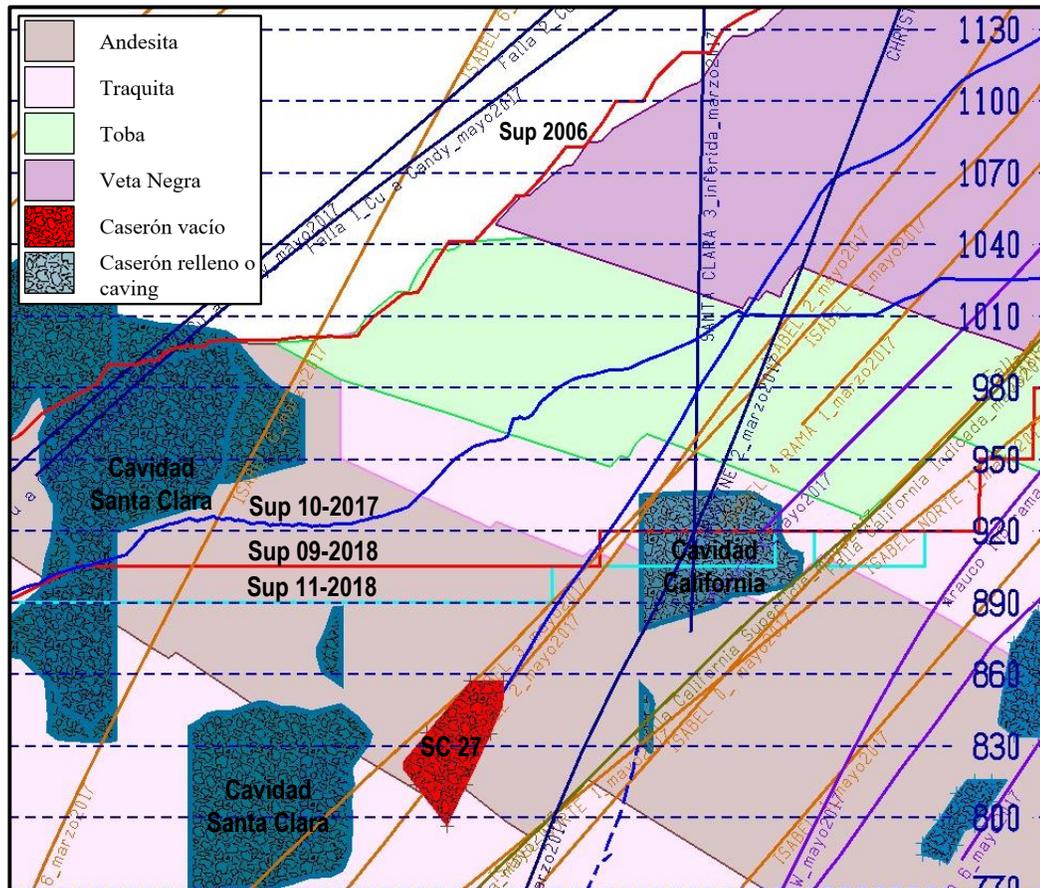


Figura 6.22: Perfil A-A', Condición Real Santa Clara 27

Este análisis se realizó utilizando 7 etapas de excavación correspondiente al material encerrado entre topografías consecutivas o donde ocurren eventos importantes que se detallan en la Tabla 6.2, dicho modelo se muestra en la Figura 6.23.

Tabla 6.2: Descripción de las Etapas, caso Santa Clara 27

Santa Clara 27	
Etapa	Fecha, Comentario
1	2006. Iniciación de esfuerzos
2	2006. Aparece caving históricos
3	2006. Comienza explotación SC 27
4	10-2017
5	09-2018
6	09-2018. Posible sobre excavación
7	11-2018

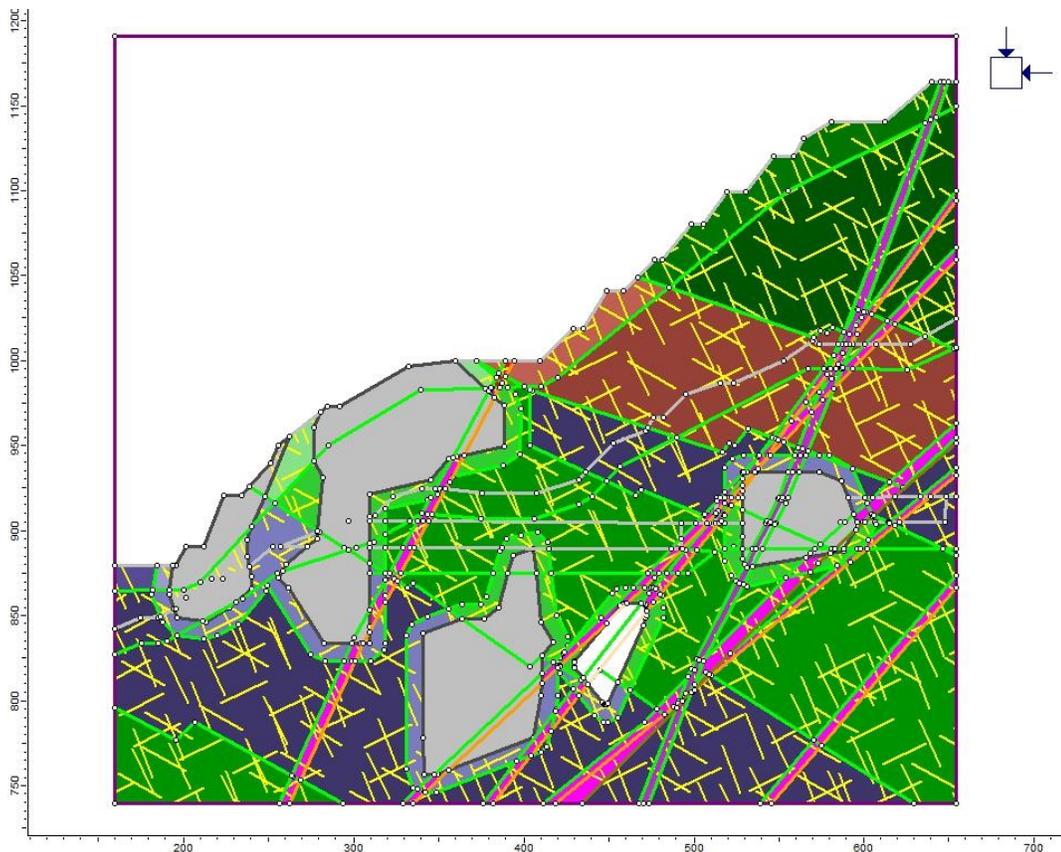


Figura 6.23: Modelo del caserón Santa Clara 27 en Phase 2

A continuación, se muestran las etapas analizadas por medio de fichas que resumen los detalles de cada etapa en la parte superior y muestra tres imágenes donde se colorea las zonas inestables según el criterio aplicado. Estas fichas serán de ayuda para evaluar la estabilidad del caserón a medida que se acerca a superficie y determinar la cota desde donde se construirá la chimenea de relleno.

En la Figura 6.24 se muestra la etapa 3 correspondiente a la explotación de este caserón según diseño en el año 2006. Según los criterios aplicados, este caserón presenta una relajación del esfuerzo confinante  $\sigma_3 < -0.1 \text{ MPa}$  en la pared colgante que corresponde al Criterio I. El Criterio

II también muestra zonas inestables en la pared colgante. Por lo anterior, se predice que este caserón tendrá una sobre excavación en la pared colgante de unos 8-10 m que se simulará en la etapa 6.

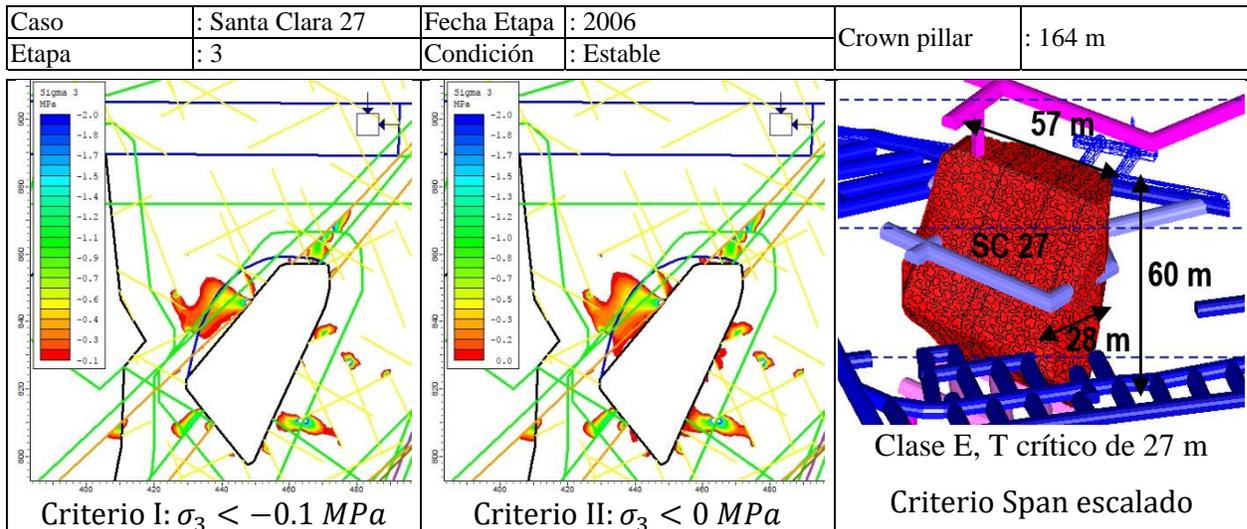


Figura 6.24: Criterios de sobre excavación aplicados a Santa Clara 27, Etapa 3

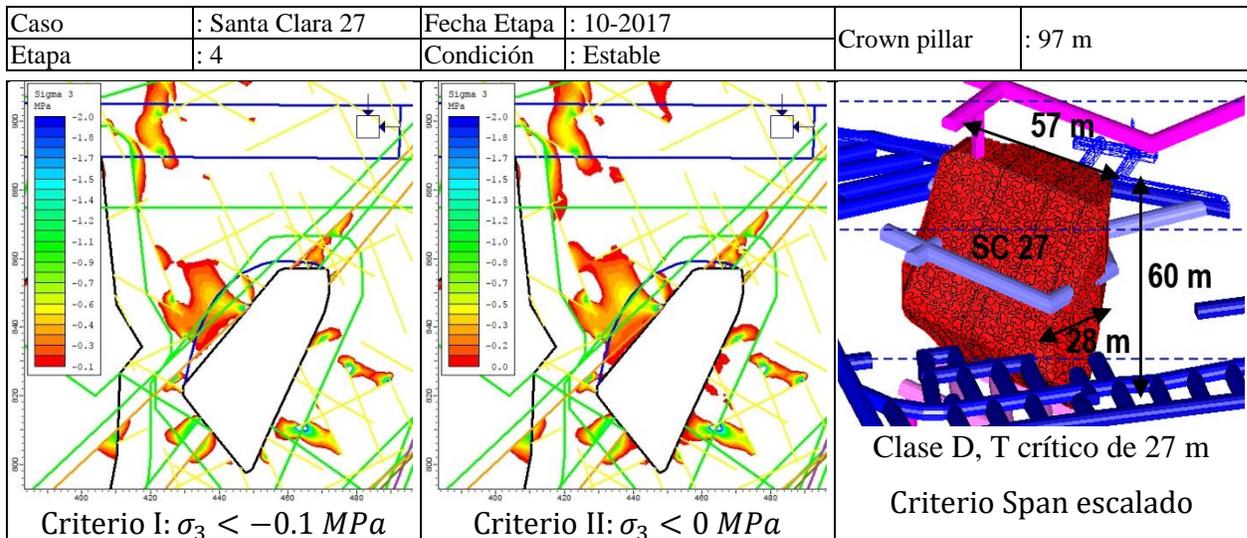


Figura 6.25: Criterios de sobre excavación aplicados a Santa Clara 27, Etapa 4

En la Figura 6.26 se muestra la etapa 6 que corresponde a la situación futura de septiembre del 2018 donde el puente de roca será de 48 m, espesor que permite construir la chimenea de relleno para este caserón. En esta figura el caserón presenta algunas zonas de tracción en el puente de roca debido a las fallas menores luego de sufrir una sobre excavación tanto en el techo como en la pared producto de los esfuerzos de tracción y relajación de esfuerzos que mostraba el modelo numérico en la etapa anterior (Figura 6.24 y Figura 6.25), se descarta la propagación de la sobre excavación y posterior conexión a superficie debido a que la posible zona inestable solo compromete una parte del puente de roca, además aún se debe corroborar la dimensión real de este caserón por medio de una medición con C-ALS que entregará un sólido más suavizado y, por ende, estable que el que se tenía por diseño.

Por lo anterior, el relleno de este caserón desde la cota 905 (Etapa 6) es factible dado que también se cumple que el largo de la chimenea es de menor a 50 m como se muestra en la Figura 9.34.

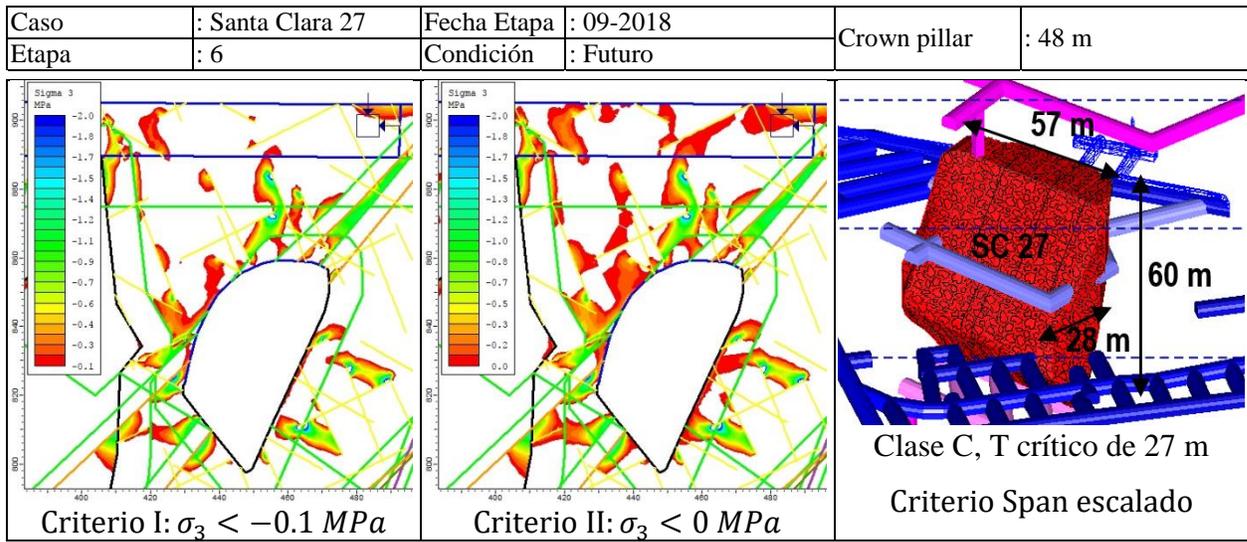


Figura 6.26: Criterios de sobre excavación aplicados a Santa Clara 27, Etapa 6

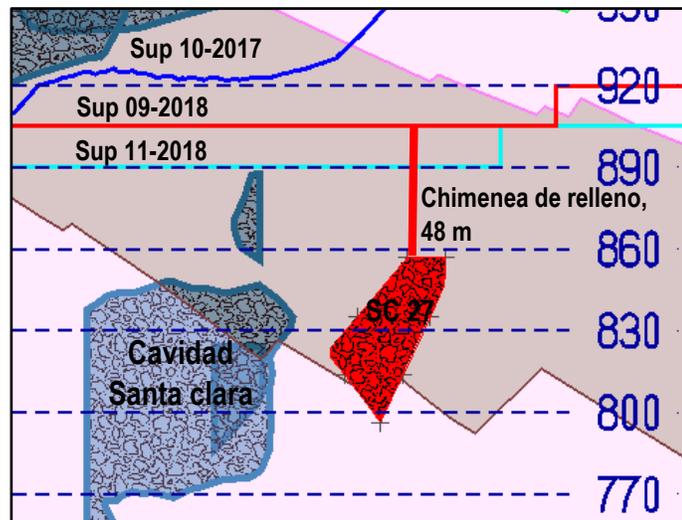


Figura 6.27: Condición de relleno, Santa Clara 27

En la etapa 7 que se muestra en la Figura 6.28 se analizó la condición de esfuerzos de este caserón un banco más abajo (cota 890) para ver si el puente de roca era estable, esta condición corresponde a la explotación del rajo en noviembre del 2018 donde el puente de roca sería de solo 33 m. En esta figura se muestra que las zonas en tracción cercanas a la pared colgante aumentan, esto acompañado a la relajación de esfuerzos en el mismo sector, mientras que en el techo aparecen zonas en tracción que se extienden hasta la superficie del rajo. Lo anterior indica que este caserón puede sufrir sobre excavación y que esta se propagaría a superficie, por ello no se recomienda construir la chimenea de relleno con un puente de roca de 33 m.

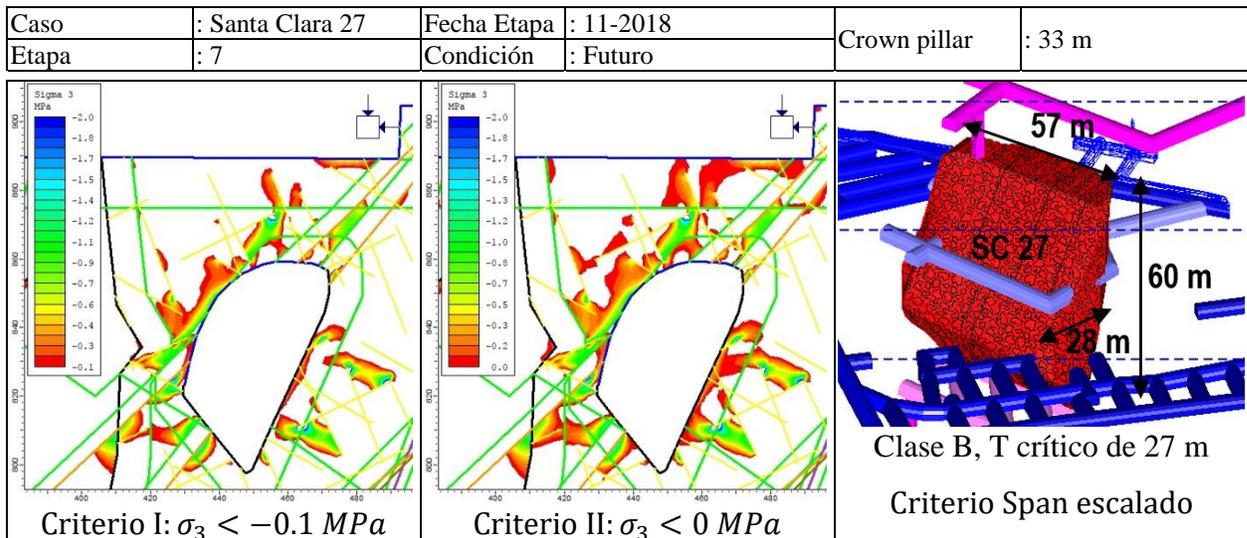


Figura 6.28: Criterios de sobre excavación aplicados a Santa Clara 27, Etapa 7

## 6.7 FILO 11

Las primeras etapas de este caserón también se utilizaron para evaluar la capacidad de los criterios para representar a realidad, encontrando que el Span escalado crítico es de 34 m debido a su reducido ancho de 30 m.

En la Figura 6.29 se muestra la etapa 5 que corresponde a la situación futura de noviembre del 2018 donde el puente de roca será de 45 m, espesor que permite construir la chimenea de relleno para este caserón. En esta figura el caserón es estable debido a la falta de los esfuerzos de tracción y relajación de esfuerzos como se muestra en el modelo numérico, lo que descarta la propagación de la sobre excavación y posterior conexión a superficie. Por lo anterior, el relleno de este caserón desde la cota 905 (Etapa 5) es factible dado que también se cumple que el largo de la chimenea es de menor o igual a 50 m como se muestra en la Figura 9.34.

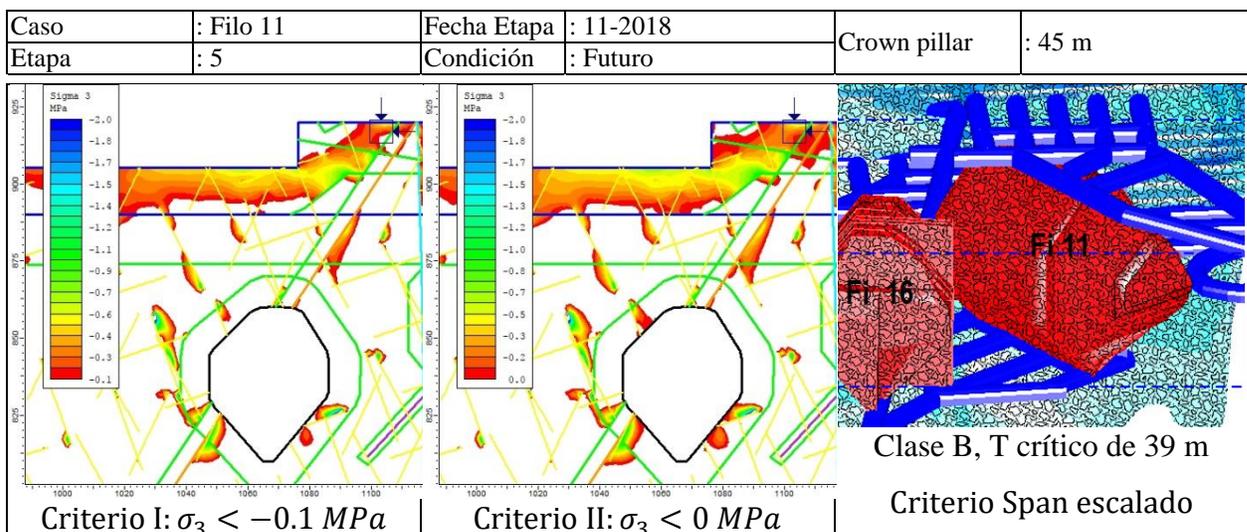


Figura 6.29: Criterios de sobre excavación aplicados a Filo 11, Etapa 5

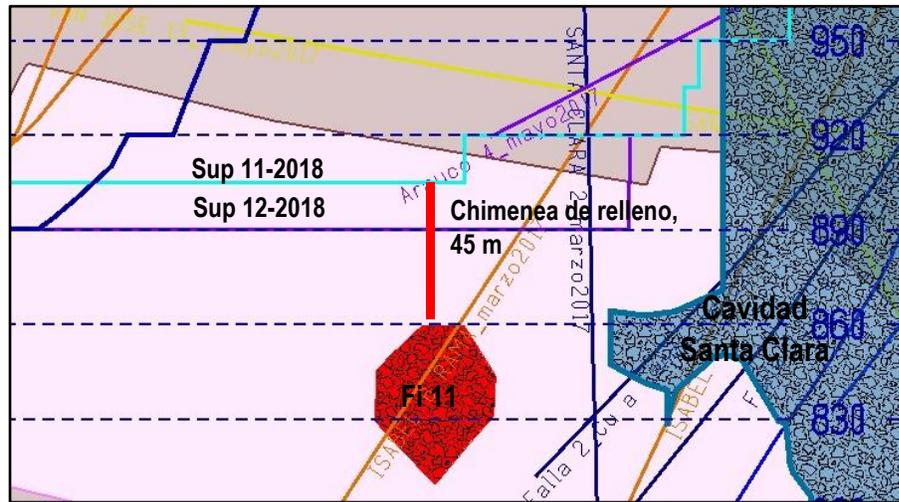


Figura 6.30: Condición de relleno, Filo 11

En la etapa 6 que se muestra en la Figura 6.26 se analizó la condición de esfuerzos de este caserón un banco más abajo (cota 890) para ver si el puente de roca era estable, esta condición corresponde a la explotación del rajo en diciembre del 2018 donde el puente de roca sería de solo 30 m. En esta figura se muestra que las zonas en tracción no parecen aumentar, o ser un problema, además en puente de roca aún se encuentra suficientemente confinado para impedir la caída de bloques o cuñas. Sin embargo, considerando el gran riesgo que se corre construyendo una chimenea con solo 30 m de puente de roca, se recomienda no realizar el relleno desde la cota 890.

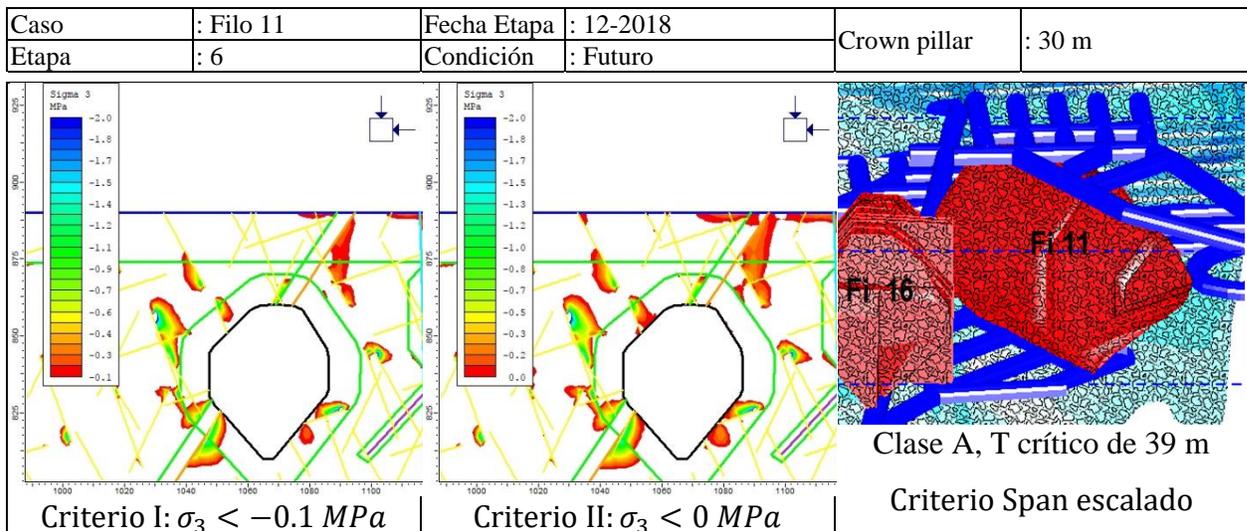


Figura 6.31: Criterios de sobre excavación aplicados a Filo 11, Etapa 6

## 6.8 RESUMEN DEL CAPÍTULO

Los Criterios I, II y el método del Span escalado fueron aplicados a casos futuros de El Soldado para predecir la estabilidad y sobre excavación con distintos espesores de puente de roca para determinar la cota donde se construirá la chimenea de relleno. Esta cota debe ser tal que el puente de roca sea menor a 50 m, por limitaciones de perforación para construir una chimenea de relleno más larga.

Los casos futuros evaluados y los principales resultados de los criterios aplicados se muestran en la Tabla 6.3 donde se predice sobre excavación para dos caserones, Catedral 31 y Santa Clara 27, y se establecieron cotas de relleno con largos de chimenea entre 42 y 50 m.

Tabla 6.3: Casos Futuros de El Soldado

Casos Futuros	Condición a la fecha (11-2017)	Tonelaje Teórico [kt]	Cota de relleno	Largo Chimenea	Fecha de relleno	T crítico (=A)	Comentarios
Ar 18	Estable	50	1010	45	12-2017	17	
Cat 14	Estable	94	-	-	-	34	No se rellenará, permanecerá estable con puente de roca de 101 m, condición que se tendrá el 02-2018 y que es la más crítica de las futuras fases del rajo.
Cat 31	Estable	45	845	42	12-2017	15	Posible sobre excavación en el techo.
Cat 32 Sup	Estable	43	-	-	-	27	No se rellenará, permanecerá estable con puente de roca de 60 m, condición que se tendrá el 11-2019 y que es la más crítica de las futuras fases del rajo.
ASW	Estable	81	965	50	04-2018	45	Losa entre ASW y Ar 12 colapsará.
Fi 11	Estable	135	905	45	11-2018	39	
SC 27	Estable	115	905	48	09-2018	27	Posible sobre excavación de unos 8-10 m en pared colgante y techo debido a la falla Isabel 2.

Como se puede ver en la Tabla 6.3, el espesor crítico del puente de roca determinado por el método del Span escalado es siempre menor que el puente de roca y en algunos casos es mucho menor que este, como ocurrió con Arauco 18 y Catedral 31. Por lo anterior, se estima que este método subestima la estabilidad de los puentes de roca y que debe usarse solo para determinar el puente de roca mínimo.

## CAPÍTULO 7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Para la transición de subterránea a rajo, es fundamental el relleno apropiado de las excavaciones subterráneas antes de seguir profundizando el rajo, ya que beneficia el comportamiento y condición de estabilidad de los taludes en sus distintas fases de expansión, sin mencionar la clara atenuación del riesgo de fatalidades y pérdida de maquinaria producto del hundimiento inesperado de estas. Considerando lo anterior, surge la necesidad de un estudio geotécnico de la estabilidad de estas cavidades en cada etapa de expansión del rajo y su proceso de relleno, donde la mínima losa entre el rajo y el techo de la cavidad se debe determinar.

La hipótesis de este trabajo asume que la sobre excavación puede ser estimada mediante modelamiento numérico en Phase<sup>2</sup>, delimitando una zona inestable con un isocontorno de esfuerzos alrededor de la excavación. Dicha zona inestable en el peor de los casos comprometerá la estabilidad global del caserón y en particular el puente de roca, situación que se intenta evitar.

Considerando lo anterior, surge el objetivo principal de este trabajo que es realizar un análisis geotécnico para validar los 40 m mínimos de puente de roca que se utilizan hoy en día y evaluar por etapa de explotación la estabilidad de cada uno de los caserones que se requiera rellenar y hundir para los próximos años. Para lograr este objetivo, se buscaron criterios de sobre excavación aplicados a modelos numéricos y se evaluó su capacidad para predecir la sobre excavación de 16 caserones históricos de El Soldado. Se definieron 3 criterios de sobre excavación a ser evaluados, Criterio I:  $\sigma_3 \leq -0.1 \text{ MPa}$ , Criterio II:  $\sigma_3 \leq 0 \text{ MPa}$  y Criterio III  $p \leq 1 \text{ MPa}$ .

De 16 caserones históricos de El Soldado en distintas fases de explotación del rajo se generó un total de 50 casos de los cuales 8 quedan descartados por falta de CMS. Por ello, quedan 42 casos de los cuales 30 son estables y 12 presentan sobre excavación que fueron analizados con los Criterios I, II y III. Las principales conclusiones se muestran a continuación.

### 7.1 CRITERIO I, $\sigma_3 < -0.1 \text{ MPa}$

Este criterio toma en cuenta la resistencia a la tracción del macizo rocoso que para las distintas litologías se encuentra en un rango de [-0.06; -0.15]. Dada la buena calidad de roca y la baja profundidad, se estima que el nivel de sobre excavación será determinado por cierto nivel de desconfinamiento, en este caso con el límite del macizo rocoso para soportar la tracción.

La precisión del criterio es del 90% siendo el más alto de todos, mientras su PSS es el más alto de los tres criterios y cercano a uno, lo que indica que este criterio es el mejor en predecir aciertos y disminuye las falsas alarmas. Por lo anterior, este criterio fue elegido como principal evaluador de la sobre excavación ya que posee la precisión más alta.

Los criterios basados en definir zonas de desconfinamiento o tracción no son capaces de predecir sobre excavación debido a conexiones entre el caserón y galerías o chimeneas, dado que el modelo numérico en 2D no es capaz de representarlas.

## **7.2 CRITERIO II, $\sigma_3 < 0 \text{ MPa}$**

Este criterio considera que la sobre excavación corresponde a la zona de relajación hasta el total desconfinamiento independiente de la resistencia a la tracción del macizo rocoso, lo que generalmente se traduce en sobre estimar la sobre excavación que presentará el caserón.

Al no tener relación con la calidad del macizo rocoso, las distintas litologías tendrán el mismo nivel de sobre excavación independiente de sus parámetros resistentes, lo que puede resultar erróneo si las litologías fueran muy distintas geomecánicamente o se estuviera a mayor profundidad donde el mecanismo de falla predominante sería por confinamiento, pero las litologías de El Soldado presentan GSI entre 50-60 y los caserones históricos se ubicaban a menos de 400 m, lo que permite el uso de este criterio.

La sensibilidad de este criterio fue de 60%, esto quiere decir que subestima la estabilidad de los caserones. Su especificidad asciende al 83% que es más alta que la del Criterio I. La precisión del criterio es del 66% siendo el más bajo de todos, mientras que su PSS es segundo mejor e igual a 0.43. Lo anterior indica que este criterio genera muchas falsas alarmas o casos que subestima la estabilidad, siendo más sensible a las condiciones inestables o más conservador. Por ello, se estima necesario usar este criterio para apoyar al Criterio I con el fin de identificar las zonas más inestables que no necesariamente fallarán en las paredes del caserón y que pueden comprometer la estabilidad del puente de roca.

## **7.3 CRITERIO III, $\sigma_p < 1 \text{ MPa}$**

La sensibilidad de este criterio fue de 100%, esto quiere decir que siempre acierta en predecir la estabilidad. Su especificidad asciende al 16% que es la más baja de todas, lo que quiere decir que este criterio no es capaz de predecir la sobre excavación en un caserón.

La precisión del criterio es del 76%, valor que se ve sobre valorado debido a que la cantidad de casos estable superan a los casos con sobre excavación 3 a 1 donde los primeros son bien estimados. En cuanto a su PSS es el peor de todos e igual a 0.17 que, al ser cercano a cero indica que el criterio es prácticamente aleatorio. Por lo anterior, este criterio se descarta como criterio evaluador de la sobre excavación.

## **7.4 FACTORES DEL MODELO NUMÉRICO QUE AFECTAN A LOS CRITERIOS I Y II**

De los factores considerados en el modelo numérico y que merecen ser analizados destacan la representación explícita de fallas menores y la razón de esfuerzos “k” que fue asumida con valor 1. Estos son los factores con mayor incerteza pues se tuvo que estimar la rigidez normal y de corte de las fallas menores mientras que el valor “k” fue asumido.

Al considerar las fallas menores en el modelo numérico, las zonas en tracción aumentan afectando de igual manera a los dos criterios elegidos. Por lo anterior, es importante aplicar estos criterios a varios casos históricos para determinar cuál es el que mejor se ajusta a la realidad, ya que los criterios elegidos en otros trabajos pueden haber considerado otros parámetros o condición de set

estructurales, fallas o diaclasas en el modelo numérico, lo que sesga las zonas desconfiadas. En el caso de las fallas menores, estas aumentan las zonas desconfiadas.

El otro factor que afecta los resultados del modelo numérico en Phase<sup>2</sup> es la razón de esfuerzo “k” considerada, en este caso se asumió su valor igual a 1 dado la baja profundidad a la que se encuentran los caserones analizados. Este valor también se puede fundamentar por los gráficos  $k_{\max}$  y  $k_{\min}$  vs Profundidad de Galarce (2014) que definen un rango para este parámetro entre [0.5;2.0] para una profundidad de 400 m, por ello se analizará los resultados obtenidos al considerar los valores extremos, 0.5 y 2.0.

Siendo el valor utilizado en esta memoria el  $k=1$ , lo que afecta a la zona considerada como inestable por los Criterios I y II. Se puede ver que el Criterio I se ve menos afectado por este cambio en los esfuerzos in situ, mientras que el Criterio II varía muy poco entre 0.5 y 1.0 y cambiando mucho entre 1.0 y 2.0. Esta variación explica por la rotación del esfuerzo principal pasando de una orientación subvertical a una subhorizontal, ya que un caserón orientado perpendicular al esfuerzo principal tendrá más sobre excavación que uno orientado paralelo a este.

## **7.5 MÉTODO SPAN ESCALADO**

El método del Span escalado de Carter (1992) demostró ser útil para establecer un puente de roca preliminar basado en la experiencia adquirida con los caserones históricos de El Soldado, valor que servirá para encontrar la cota desde donde se podría realizar el relleno del caserón. Sin embargo, este valor se debe considerar como una primera estimación basada solo en la experiencia y que debe ser apoyada con el Criterio I y II establecidos en este trabajo, esto debido a que este método solo toma en cuenta la calidad de roca y la información geométrica del caserón dejando de lado la presencia de fallas principales, caserones cercanos y las grandes cavidades rellenas.

Se estima que el cálculo del espesor crítico es castigado en demasía por el ancho del caserón subestimando la estabilidad de caserones más anchos y sobrestimando la estabilidad de caserones más delgados. Esto se puede deber a que la base de datos con la cual se construyeron en un principio las clasificaciones eran principalmente de minas que explotaban yacimientos tipo vetas angostas por medio de caserones de anchos reducidos, de esta forma se definieron las clases ajustando las curvas a esta base de datos sesgada.

## **7.6 CRITERIO DE FALLA HOEK & BROWN**

Este criterio se descartó del análisis de caserones futuros pues demostró ser incapaz de representar la realidad de los caserones históricos principalmente porque considera solo la falla por macizo rocoso dejando de lado la falla estructural debido a las fallas mayores y menores que tienen menor resistencia al confinamiento y prácticamente no resisten la tracción.

Este método no considera el control estructural que provoca falla por gravedad y la acción del desconfiamento en los sets estructurales. Además, la ubicación de los puntos de medición cerca de las paredes no entrega información sobre el estado de esfuerzo global de las paredes necesario para saber hasta dónde llega el límite de sobre excavación o para ver cómo interactúan los puntos con sus vecinos, pues se requiere que una gran extensión de la pared sea inestable para que realmente falle y que esta tenga espacio para caer.

## **7.7 ANÁLISIS DE CASOS FUTUROS**

Los casos futuros corresponden a 7 caserones que fueron evaluados considerando el plan mensualizado de extracción del rajo a los cuales se les aplicaron los Criterios I, II y el método del Span escalado para predecir la estabilidad y sobre excavación con distintos espesores de puente de roca para determinar la cota donde se construirá la chimenea de relleno

Entre los principales resultados de los criterios, se predice sobre excavación para dos caserones, Catedral 31 y Santa Clara 27 ambos en sus paredes colgantes. En estos casos, se recomienda simular esta sobre excavación en el modelo numérico para ver si la condición resultante es estable.

El espesor crítico del puente de roca determinado por el método del Span escalado es siempre menor que el puente de roca obtenido por el los Criterios I y II, incluso en algunos casos es mucho menor que este, como ocurrió con Arauco 18 y Catedral 31. Por lo anterior, se estima que este método subestima la estabilidad de los puentes de roca y que debe usarse solo para determinar el puente de roca mínimo.

Los Criterios I y II con apoyo del método del Span escalado demostraron ser útiles para predecir la sobre excavación que sentirá el caserón y para determinar una cota estable de relleno. Se obtuvieron puentes de roca estables para rellenar las cavidades del orden de 42-50 m dependiendo de las condiciones de cada caserón, lo que valida los 40 m mínimos de puente de roca para rellenar un caserón que era el objetivo principal de este trabajo.

En varios casos no se logró un puente estable con menor espesor debido a que se consideró la explotación completa por bancos de 15 metros, por ello un puente de roca de 50 m pasa directamente a 35 m en la siguiente cota que se considera inestable con los Criterios I y II.

Estas cotas de relleno fueron las mismas que años atrás fueron definidas por planificación, por lo que este trabajo no sugiere un cambio en el plan a corto plazo. Por otro lado, se debe considerar que esta faena debe rellenar aproximadamente 3 a 4 caserones al año, por ello el retraso debido a las actividades de relleno de caserones es despreciable.

Planificación debe encargarse de definir el mes que se utilizará para rellenar la cavidad en donde la producción se esté realizando en otro sector de la mina, generalmente a la misma cota, pero a una distancia mayor a 30 m del transito de equipos de alto tonelaje y mayor a 50 m de las tronaduras de producción, esto último para evitar el daño a la chimenea de relleno.

## **7.8 RECOMENDACIONES PARA TRABAJO FUTURO**

### **7.8.1 Casos Históricos adicionales**

El Span escalado de Carter (1992), al ser un método empírico requiere de una abundante base de datos para predecir de mejor manera la estabilidad del puente de roca y en particular para este trabajo, tener más datos ayudará a definir con más certeza el límite entre los casos estables e inestables para El Soldado. Para los Criterios I y II, las nuevas mediciones con CMS o C-ALS de otros caserones ayudará a corroborar la validez de los criterios.

### **7.8.2 Parámetros residuales**

Los parámetros residuales que representan la conducta frágil del macizo rocoso no han sido determinados, por lo que solo se utilizaron modelos elásticos. Queda como trabajo futuro desarrollar modelos elasto-plásticos cuando dichos parámetros estén disponibles.

### **7.8.3 Medición de esfuerzos in situ**

Este trabajo se llevó a cabo con el supuesto subyacente de que la razón de esfuerzos era igual a uno. Existen mediciones de esfuerzos que datan del año 1995 y que se realizaron a gran profundidad, por lo que no se tomaron en cuenta en este trabajo. Por lo anterior, se recomienda hacer mediciones overcoring a profundidades someras, entre 50 y 400 m, para confirmar o corregir el valor de la razón de esfuerzos.

## CAPÍTULO 8 BIBLIOGRAFÍA

- AKL Ingeniería & Geomecánica Ltda. (s.f.). *PROPIEDADES GEOMECAÑICAS DE ESTRUCTURAS EN ROCA PRIMARIA*.
- Anglo American Sur S.A. (2016). *Memoria Anual*.
- Barton, N., Lien, R., & Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock mechanics*, 6(4), 189-236.
- Bastías, D. A. (2010). *Estudio de esfuerzos en roca hundida por medio de elementos discretos*. Santiago: Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería de Minas.
- Bermedo, E. (2015). *Procedimiento para la detección y manejo de interferencia mina rajo abierto con mina subterránea*. El Soldado AngloAmerican Sur.
- Brady, B. H., & Brown, E. T. (2005). *Rock Mechanics for underground mining*. Springer Science + Business Media, Inc.
- Carter, T. A. (2014). Guidelines for use of the Scaled Span Method for Surface Crown Pillar Stability Assessment. *1st International Conference of Applied Empirical Design Methods in Mining*. Lima, Peru.
- Carter, T. G. (1992). A new approach to surface crown pillar design. *16th Canadian Rock Mechanics Symp.* (págs. 75–84). Sudbury: Laurentian University.
- Carter, T. G., & Miller, R. I. (1995). Crown-pillar risk assessment-planning aid for cost-effective mine closure remediation. *Transactions of the Institution of Mining and Metallurgy-Section A-Mining Industry*, 104, págs. A41-A57.
- Castro, C. (2015). *Modelamiento numérico de la dilución por sobre excavación en minería subterránea explotada por sublevel stoping*.
- Clark, L. (1998). *Minimizing dilution in open stope mining with a focus on stope design and narrow vein longhole blasting*. University of British Columbia.
- Diederichs, M. S. (1999). *Inestabilidad of hard rockmasses: The role of tensile damage and relaxation*. Waterloo, Ontario, Canada: University of Waterloo.
- Diederichs, M., & Kaiser, P. (1999). Tensile strength and abutment relaxation as failure control mechanisms in underground excavations. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 36, 69-96.
- Galarce, T. (2014). *Modelo de esfuerzos in situ para Chile y su incidencia en el diseño minero subterráneo*. Santiago: Universidad de Chile.
- Henning, J. G. (2007). *Evaluation of Long-Hole Mine Design Influences on Unplanned Ore Dilution*. Montreal, Canadá: Ph.D. Thesis, McGill University.
- Henning, J., & Mitri, H. (2007). Mine Planning for ore dilution. *Montreal Energy & Mines*. Montreal.

- Hoek, E. (1968). Brittle failure of rock. *Rock Mechanics in Engineering Practice*. (eds K.G. Stagg and O.C. Zienkiewicz), 99-124.
- Hoek, E. (1968). Brittle Fracture of Rock. En K. Stagg, & O. Zienkiewicz (Edits.), *Rock Mechanics in Engineering Practice* (págs. 99-124). London: Wiley.
- Hoek, E., & Diederichs, M. S. (2006). Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43, 203-215.
- Hoek, E., & Karzulovic, A. (2000). Rock-Mass properties for surface mines. *Slope Stability in Surface Mining* (Edited by W. A. Hustralid, M.K. McCarter and D.J.A. van Zyl), Littleton, CO: Society for Mining, Metallurgical and Exploration (SME), 59-7.
- Hoek, E., & Karzulovic, A. (s.f.). 2000 Rock-Mass properties for surface mines. En W. A. Hustralid, McCarter, M.K., & D. v. Zyl (Edits.), *Slope Stability in Surface Mining* (págs. 59-7). Littleton: CO: Society for Mining, Metallurgical and Exploration (SME).
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). Hoek-Brown criterion. *Proc. NARMS-TAC Conference*, 267-273.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). Hoek-Brown criterion. *Proc. NARMS-TAC Conference*, (págs. 267-273). Toronto.
- Karzulovic, A. (s.f.). *Método de Índice MRMR*.
- Laubscher, D. (Oct de 1990). A geomechanics classification system for the rating of rock mass in mine design. *JS Afr. Inst. Metall*, 90(10), 267-273.
- Laubscher, D. H. (2006). *Cave mining handbook*.
- Martin, C., Tannant, D., Yazici, S., & Kaiser, P. (1999). Stress path and instability around mine openings. *9th ISRM Congress*, (págs. 25-28). Paris.
- MAWDESLEY, C., TRUEMAN, R., & WHITEN, W. (2001). Extending the Mathews stability graph for open-stope design. *Mining Technology*, 110(1), 27-39.
- Ortiz, J. (s.f.). *Apunte de curso de explotación de minas*. Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería de minas.
- Peck, W. A., Sainsbury, D. P., & Lee, M. F. (2013). The importance of geology and roof shape on the stability of shallow caverns. *Austalian Geomechanics*, 48(3).
- Peirce, C. S. (1884). The numerical measure of the success of predictions. *Science*, 93, 453-454.
- Potvin, Y. (1988). *Empirical open stope design in Canada*. The University of British Columbia.
- rocscience. (2015). *CPillar 4.0*.
- Rocscience Inc. (29 de agosto de 2017). *rocscience*. Obtenido de [www.rocscience.com/rocscience/products/rs2](http://www.rocscience.com/rocscience/products/rs2)

- Stewart, A. H. (2004). *Investigation of factors governing the stability of stope panels in hard rock mines in order to define a suitable design methodology for shallow mining operations*. University of Pretoria.
- Suorineni, F. T. (2012). A critical review of the stability graph method for open stope design. En *MassMin 2012* (págs. 10-14).
- Swart, A. H., & Handley, M. F. (2004). The design of stable stope panels for near-surface and shallow mining operations. En *International Platinum Conference 'Platinum Adding Value'* (págs. 275-286). The South African Institute of Mining and Metallurgy.
- Vallejos, J. (2016). *Calificación del macizo rocoso*. Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería de Minas.
- Zniber El Mouhabbis, H. (2013). *Effect of stope construction parameters on ore dilution in narrow vein mining*. Montreal, Quebec: M. Eng, McGill University.

# CAPÍTULO 9 ANEXOS

## ANEXO A MÉTODOS DE DISEÑO EMPÍRICO DE CASERONES

### A.1 PUNTAJES PARA LOS FACTORES DE AJUSTE DE MATHEWS

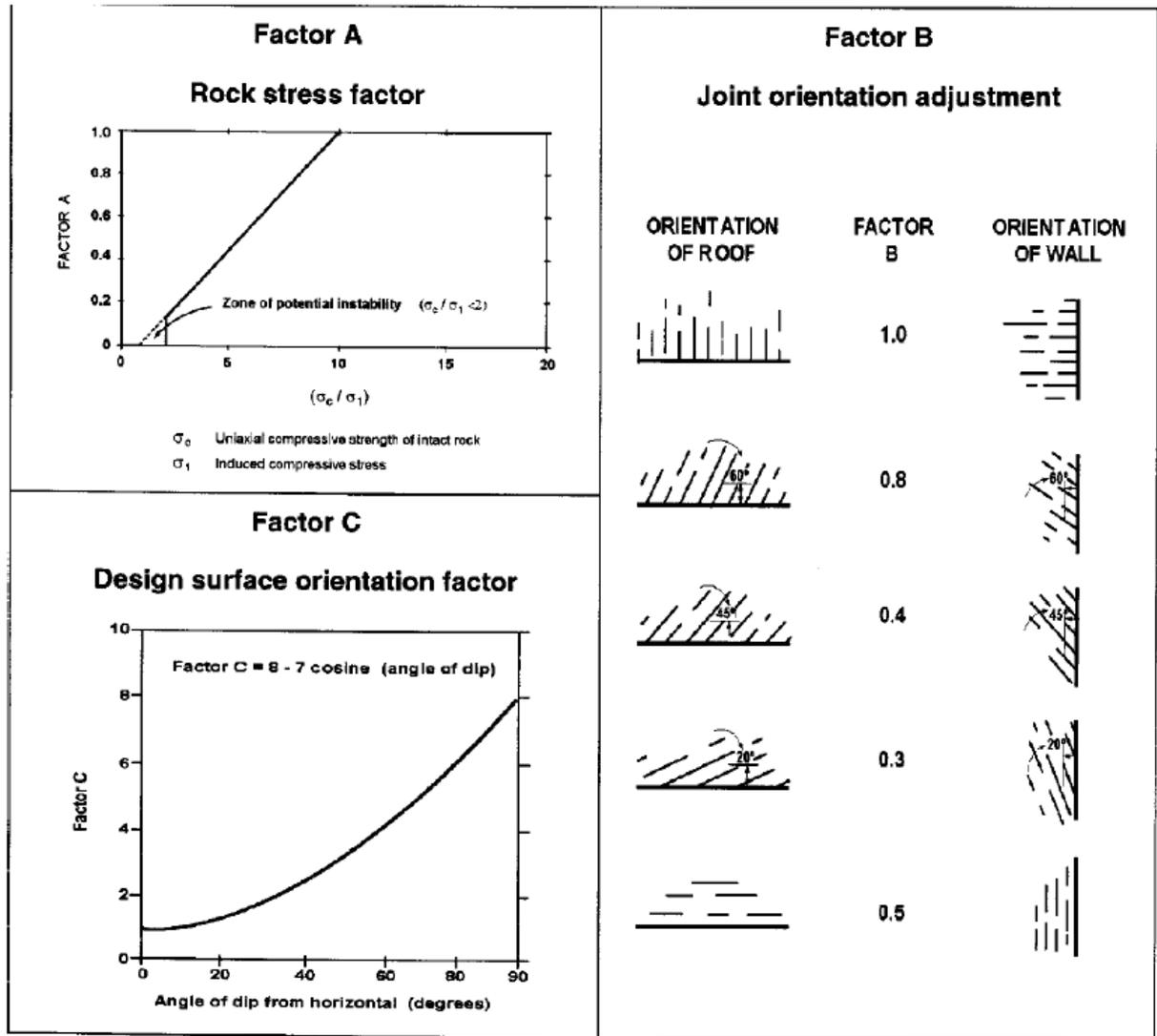


Figura 9.1: Factores de ajuste de Mathews et al. (1981)

## A.2 PUNTAJES PARA LOS PARÁMETROS DEL Q DE BARTON

Tabla 9.1: Puntajes para los parámetros del Q de Barton

ROCK QUALITY DESIGNATION		
	RQD	
Muy mala	0-25	RQD = <input type="text"/>
Mala	25-50	
Regular	50-75	
Buena	75-90	
Excelente	90-100	

Cuando RQD < 10, se utiliza un valor de 10 para Q

Numero de sets		
	Jn	
Roca masiva	0,5	Jn = <input type="text"/>
Pocos sets aleatorios	1	
1 Set + Random	2	
2 sets	3	
2 Sets + Random	4	
3 sets	6	
3 Sets + Random	9	
4 sets	12	
4 Sets + Random	15	
Roca desintegrada	20	

Numero de rugosidad			
	Jr		
<u>Discontinuas</u>			
Pulida	2	Jr = <input type="text"/>	
Suave	3		
Rugosa	4		
Reliena	1,5		
<u>Ondulosas</u>			
Pulida	1,5		
Suave	2		
Rugosa	3		
Reliena	1		
<u>Plana</u>			
Pulida	0,5		
Suave	1		
Rugosa	1,5		
Reliena	1		
No hay contacto entre paredes	1		

Espaciamiento mayor a 3 m (+1.0)

Agua		
	Jw	
Seco (< 5L/m)	1	Jw = <input type="text"/>
Moderado	0,7	
Infiltración importante	0.3-0.5	
Infiltración importante-con decaimiento	0.1-0.2	
Infiltración importante-sin decaimiento	0.05-0.1	

Numero de alteración		
	Ja	
Bien trabadas	0,75	Ja = <input type="text"/>
No alteradas, patinas locales	1	
Ligeramente alteradas, patinas que no se ablandan	2	
Patinas limo arenosas, poca arcilla, no se ablandan	3	
Patinas de minerales arcillosos que se ablandan	4	
Patinas de arena, libres de arcilla		
Relieno que no se ablanda, espesor < 5mm	6	
Relieno que se ablanda, espesor < 5mm	8	
Relienos expansivos	8-12	
Relienos gruesos > 5mm	6-24	

Factor de reducción por esfuerzos			
(Esfuerzo/Roca Intacta)	$\sigma_1/UCS$	SRF1	
Cerca de superficie (Esfuerzos bajos)	<0	2,5	SRF1 = <input type="text"/>
Esfuerzos bajos	0.01 a 0.1	1	
Esfuerzos moderados	0.1 a 0.2	0,5	
Esfuerzos altos	0.2 a 0.3	1 a 2	
Estallidos de roca o flujo plástico	0.3 a 0.4	5 a 10	
Grandes Estallidos de rocas/flujo plástico	>0.4	10 a 20	
Extremos Estallidos de roca/flujo plástico	>0.6	20 a 50	
Hinchamiento moderado		5 a 10	
Hinchamiento severo		10 a 15	

(Factor para zonas discretas)		
	SRF2	
No hay zonas débiles/discretas	0	SRF1 = <input type="text"/>
Múltiples zonas débiles	10	
Una zona débil con arcilla (z=50m)	5	
Una zona débil con arcilla (z=50m)	2,5	
Zonas múltiples de cizalle (sin arcilla)	7,5	
Una zona de cizalle libre de arcilla (z=50m)	5	
Una zona de cizalle libre de arcilla (z=50m)	2,5	
Estructuras abiertas en forma de cubos	5	

SRF1 vs SRF2:  
El sistema Q el mayor valor de SRF =

Valor de Q de Barton  
Q=

## ANEXO B PROPIEDADES DEL MACIZO ROCOSO Y FALLAS MENORES

Tabla B. 1: Propiedades del macizo rocoso

UNIDAD LITOLÓGICA	MACIZO ROCOSO												
	GSI	D	$m_b$	s	a	$\sigma_{cm}$	$\sigma_{tm}$	E	$\nu$	$\sigma_3 > 0.5$		$\sigma_3 \leq 0.5$	
						[MPa]	[MPa]	[MPa]		c	$\phi$	c	$\phi$
										[kPa]	[°]	[kPa]	[°]
Andesita	40 a	0.0 a 0.6	1.98	0.0011	0.508	20.93	0.06	6374	0.253	1780	48		
	50	0.7 a 1.0	0.66	0.0002		11.89	0.03	4311				295	55
	50 a	0.0 a 0.6	3.02	0.0039	0.504	26.53	0.15	11334	0.238	2230	51		
	60	0.7 a 1.0	1.22	0.0009		16.70	0.09	7667				470	58
Andesita Veta Negra	40 a	0.0 a 0.6	0.82	0.0011	0.508	13.19	0.15	6374	0.253	1475	40		
	50	0.7 a 1.0	0.27	0.0002		7.45	0.08	4311				290	47
	50 a	0.0 a 0.6	1.25	0.0039	0.504	17.00	0.34	11334	0.238	2010	43		
	60	0.7 a 1.0	0.51	0.0009		10.59	0.20	7667				540	51
Roca Sedimentaria	40 a	0.0 a 0.6	1.20	0.0110	0.508	21.31	0.14	6374	0.253	1805	45		
	50	0.7 a 1.0	0.40	0.0002		12.08	0.07	4311				340	53
	50 a	0.0 a 0.6	1.83	0.0039	0.504	27.23	0.32	11334	0.238	2445	48		
	60	0.7 a 1.0	0.74	0.0009		17.06	0.19	7667				620	56
Toba	40 a	0.0 a 0.6	3.10	0.0011	0.508	25.05	0.04	6374	0.253	1960	51		
	50	0.7 a 1.0	1.03	0.0002		14.25	0.02	4311				305	58
	50 a	0.0 a 0.6	4.73	0.0039	0.504	31.58	0.09	11334	0.238	2375	54		
	60	0.7 a 1.0	1.91	0.0090		19.93	0.05	7667				445	58
Traquita	40 a	0.0 a 0.6	2.19	0.0011	0.508	34.36	0.09	6374	0.253	2130	52		
	50	0.7 a 1.0	0.73	0.0002		19.53	0.05	4311				370	58
	50 a	0.0 a 0.6	3.34	0.0039	0.504	43.49	0.21	11334	0.238	2730	55		
	60	0.7 a 1.0	1.35	0.0009		27.39	0.12	7667				625	58
Influencia de Falla	35	0.0 a 0.6	1.30	0.0003	0.516	16.28	0.03	3584	0.253	1374	44		
		0.7 a 1.0	0.35	0.0000		8.28	-0.01	2424				206	50

Donde:

- $GSI$ : Índice de resistencia geológica del macizo rocoso
- $D$ : Índice de calidad de tronadura (Criterio Hoek & Brown)
- $m_b$ : constante m de Hoek & Brown para macizo rocoso
- $s$  y  $a$ : constante que depende de las características del macizo
- $\sigma_{cm}$ : Resistencia a la compresión uniaxial de macizo rocoso
- $\sigma_{tm}$ : Resistencia a la tracción de macizo rocoso
- $E$ : Módulo de deformación de macizo rocoso
- $\nu$ : Razón de Poisson de macizo rocoso
- $\sigma_3$ : Esfuerzo principal menor
- $C$ : Cohesión del macizo rocoso
- $\phi$ : Ángulo de fricción del macizo rocoso

Tabla 9.2: Rigidez Normal de algunas estructuras (AKL Ingeniería & Geomecánica Ltda.)

Roca de Caja	Tipo de Discontinuidad	Ciclo de Carga	$k_{ni}$ (GPa/m)	$k_n$ (GPa/m)	Comentarios	Referencia	
Limolita	Fresca, con buen encaje	1	14 a 26		$\sigma_{ni} = 1$ kPa	Bandis et al. (1983)	
		2	22 a 64				
		3	22 a 70				
	Medianamente intemperizada, con buen encaje	1	10 a 11				
		2	20 a 22				
		3	20 a 26				
	Intemperizada, con buen encaje	1	7 a 14				
2		27 a 29					
3		29 a 41					
Monzonita cuarcífera	Limpia o sin relleno			15.3	Ensayos triaxiales ?	Goodman & Dubois (1972)	
Mortero duro (plaster)	Limpia			2.7 a 5.4	Fracturas artificiales. $\sigma_n$ de 3.5 a 24 MPa	Barton (1972)	
	Limpia			2.7	Fracturas artificiales.	Karzulovic (1988)	
Pizarra	Fresca, con buen encaje	1	24 a 47		$\sigma_{ni} = 1$ kPa	Bandis et al. (1983)	
		2	98 a 344				
		3	185 a 424				
	Intemperizada	1	11 a 14				
		2	19 a 40				
		3	49 a 78				
Riolita	Limpia o sin relleno			16.4	Ensayos triaxiales ?	Goodman & Dubois (1972)	
Roca	Con rellenos de arcilla blanda			0.01 a 0.1	Valor genérico "típico"	Itasca (2000)	
Rocas competentes	Limpia			37 a 93	Ensayos triaxiales. Aumenta con el número de ciclos de carga.	Rosso (1976)	
				8 a 99	Ensayos de corte directo		
	Fractura limpia			1620	Valor para análisis numérico	Rutqvist et al. (1990)	
	Trabadas y encajadas			> 100	Valor genérico "típico"	Itasca (2000)	
Roca débil	Con salbanda arcillosa			5 a 40	Aumenta al aumentar $\sigma_n$	Barton (1981)	
Roca metamórfica competente	Falla con relleno de salbanda arcillosa			0.005	30 a 150 cm de potencia	Karzulovic (1988)	
	Estructura rugosa con relleno de polvo de roca			0.8	Con poco o muy mal encaje	Karzulovic (1988)	
Tiza	Planos de diaclasamiento frescos (JRC = 11)	1			3 a 11	$\sigma_{ni} = 0.2$ MPa	Rode et al. (1990)
		> 1			10 a 13		

## ANEXO C CASOS HISTÓRICOS, BACK ANÁLISIS

### C.1 ARAUCO 28

En febrero del 2016 se perforó la chimenea de relleno, se rellenó el caserón y se hundió. Este caserón está parcialmente relleno hasta la cota 953 con material cuyo ángulo de reposo es de 30°. Considerando lo anterior, solo resta rellenar un volumen de 7287 m<sup>3</sup>.

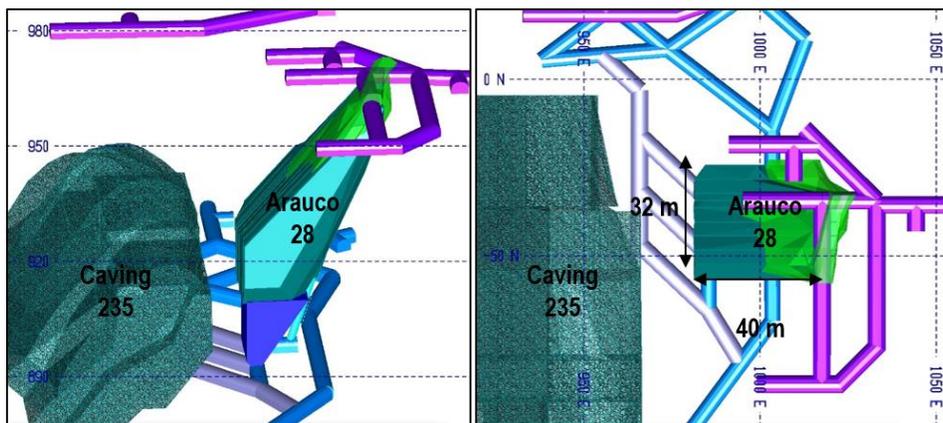


Figura 9.2: Arauco 28, Vista isométrica y en planta

Las estructuras presentes corresponden a la falla California y a las fallas Arauco ya mencionadas, para construir el modelo por etapas se utilizaron las topográficas mensuales de extracción. Además, las litologías que conforman el macizo rocoso cercano a Arauco 28 son Andesita, Traquita y Andesita Veta Negra. Esto se muestra en la Figura 9.3.

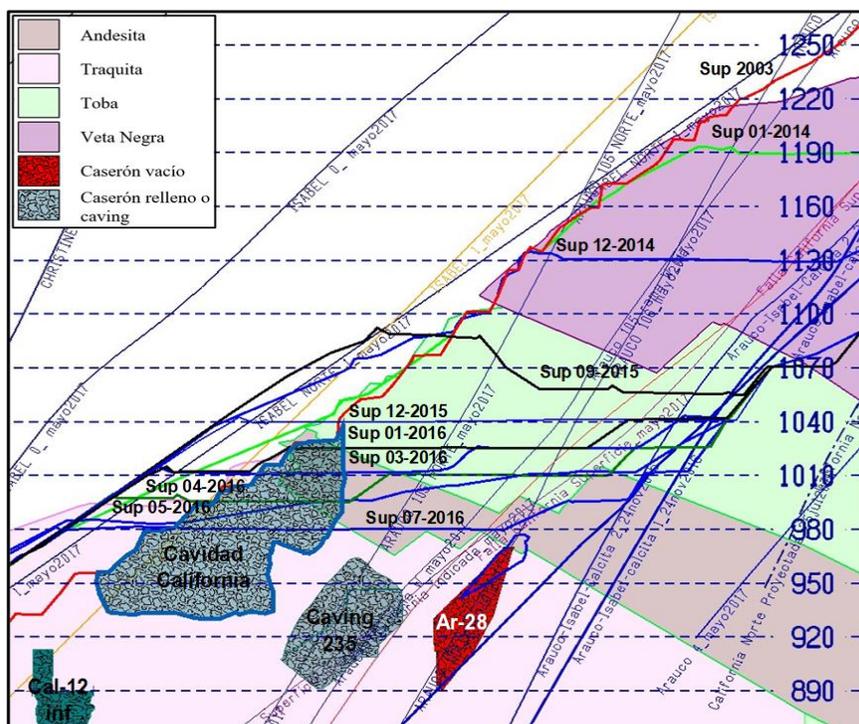


Figura 9.3: Condición Real Arauco 28

Este análisis se realizó utilizando 13 etapas de excavación correspondiente al material encerrado entre topografías consecutivas, dicho modelo se muestra en la Figura 9.4.

Tabla 9.3: Descripción de las Etapas, caso Arauco 28.

Arauco 28	
Etapa	Fecha, Comentario
1	2003. Iniciación de esfuerzos
2	2003. Aparecen los caving históricos
3	2003. Comienza explotación del caserón
4	2003. Semi relleno con marinas
5	01-2014
6	12-2014
7	09-2015
8	12-2015
9	01-2016. Medición con CMS
10	03-2016
11	04-2016
12	05-2016. Se rellena la cavidad.
13	Condición hipotética.

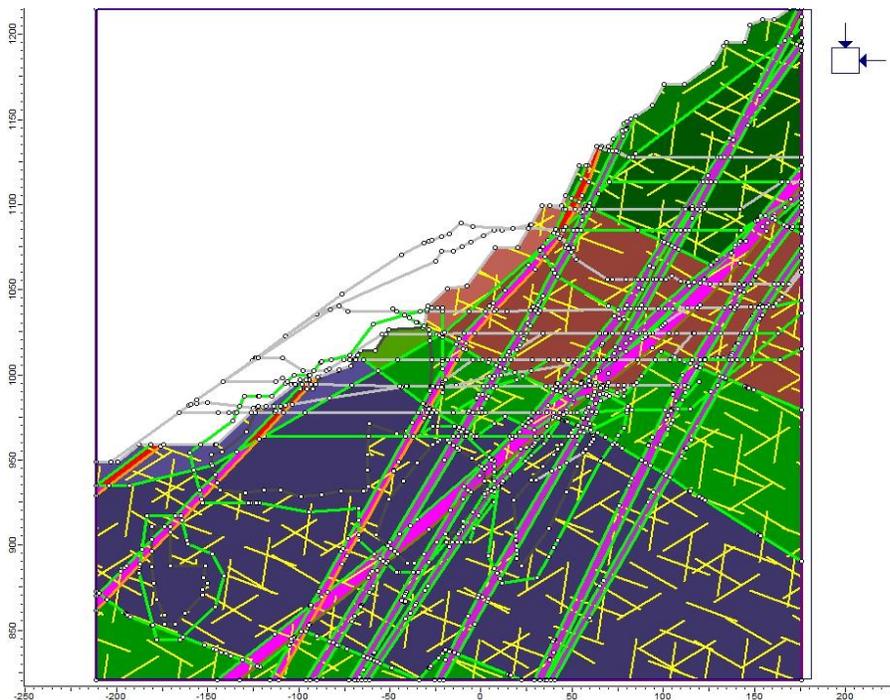


Figura 9.4: Modelo del caserón Arauco 28 en Phase 2

A continuación, se muestran las etapas analizadas por medio de fichas que resumen los detalles de cada etapa en la parte superior y muestra tres imágenes donde se colorea las zonas inestables según el criterio aplicado. Estas fichas serán de ayuda para evaluar la estabilidad del caserón a medida que se acerca a superficie y determinar cuál criterio reproduce mejor la realidad del mismo.

Caso	: Arauco 28	Fecha Etapa	: 2003	Crown pillar	: 150 m
Etapa	: 3	Condición	: Estable		

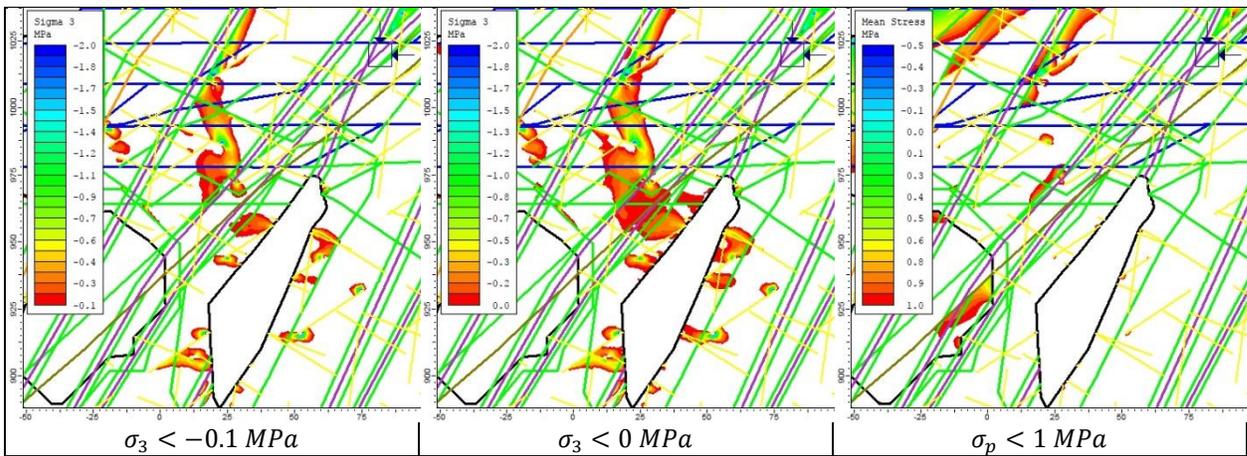


Figura 9.5: Criterios de sobre excavación aplicados a Arauco 28, Etapa 3

Caso	: Arauco 28	Fecha Etapa	: 09-2015	Crown pillar	: 135 m
Etapa	: 7	Condición	: Estable		

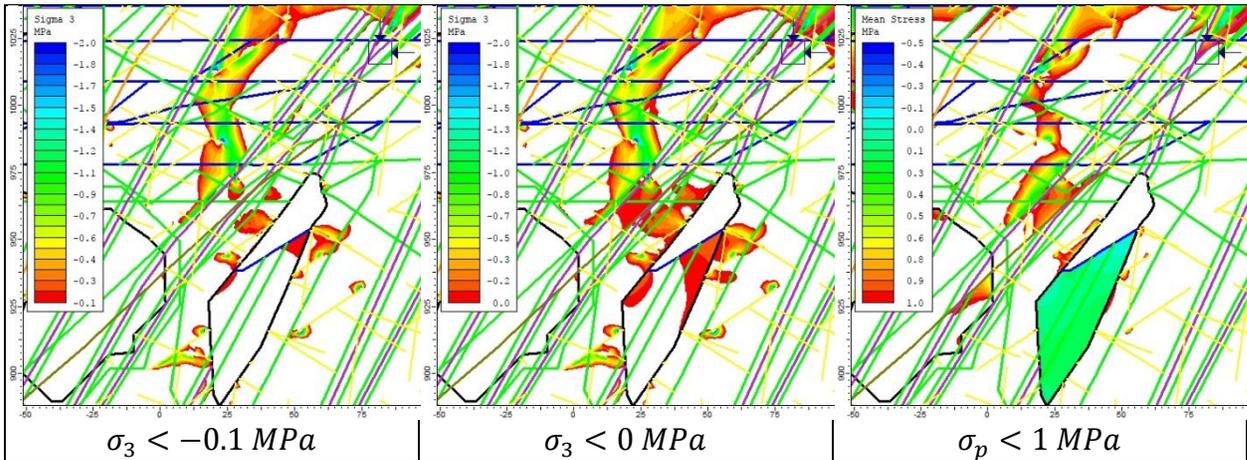


Figura 9.6: Criterios de sobre excavación aplicados a Arauco 28, Etapa 7

Caso	: Arauco 28	Fecha Etapa	: 03-2016	Crown pillar	: 74 m
Etapa	: 10	Condición	: Estable		

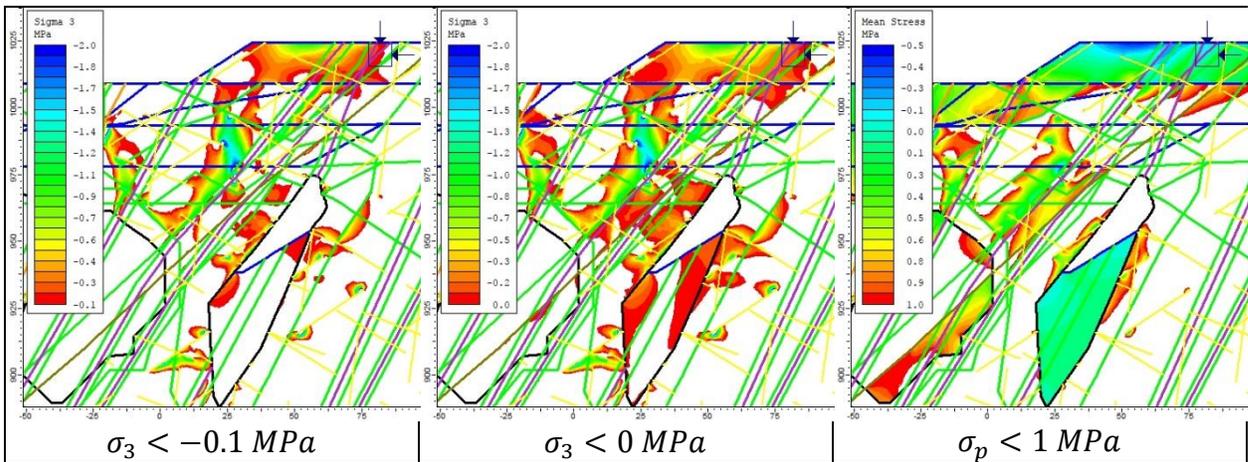


Figura 9.7: Criterios de sobre excavación aplicados a Arauco 28, Etapa 10

Caso	: Arauco 28	Fecha Etapa	: 05-2016	Crown pillar	: 54 m
Etapa	: 12	Condición	: Estable, se rellenó		

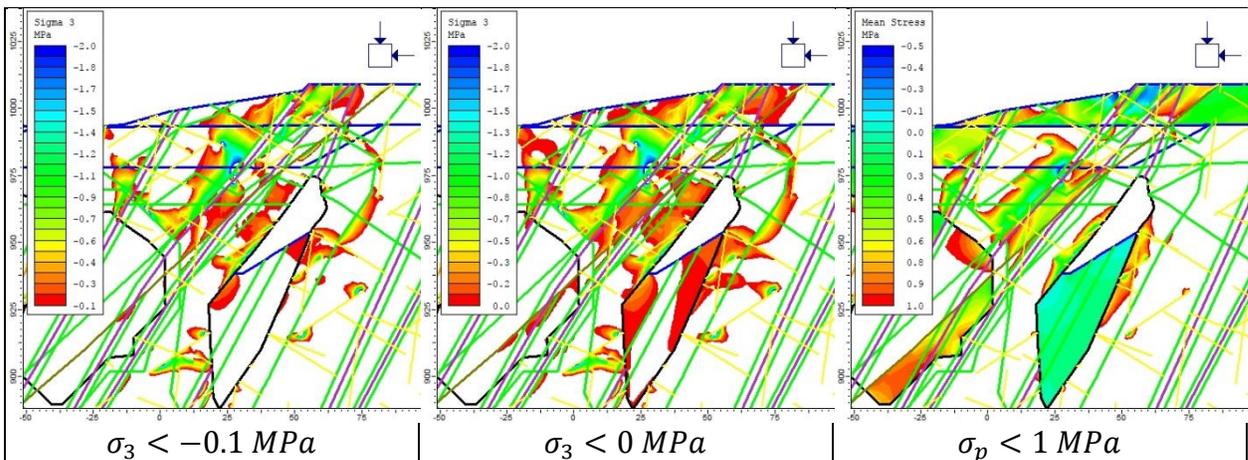


Figura 9.8: Criterios de sobre excavación aplicados a Arauco 28, Etapa 12

Caso	: Arauco 28	Fecha Etapa	: -	Crown pillar	: 38 m
Etapa	: 13	Condición	: Hipotética		

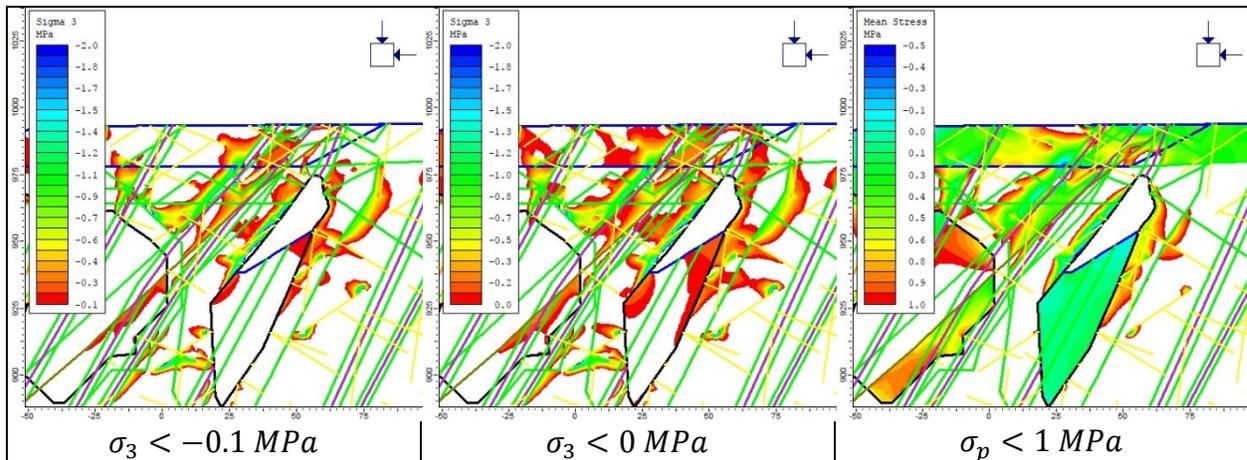


Figura 9.9: Criterios de sobre excavación aplicados a Arauco 28, Etapa 13

También se realizó un análisis empírico con la metodología del Span escalado de Carter que se resume en la Tabla 9.13 ubicada en ANEXO D . Se puede ver que a medida que el rajo se profundiza (T disminuye) la clasificación por este método disminuye, pasando de D en su condición inicial a B en su condición final.

## C.2 ARAUCO EXTERIOR SUR (AES)

Este caserón se explotó a finales del siglo XX, por lo que se usará la topografía más antigua con la que se cuenta (2003). Se emplaza en macizo tipo Traquita y sus dimensiones son 58 m de alto más 43 m de caving, 55 m de ancho y 90 m de largo como se muestra en la Figura 9.10.

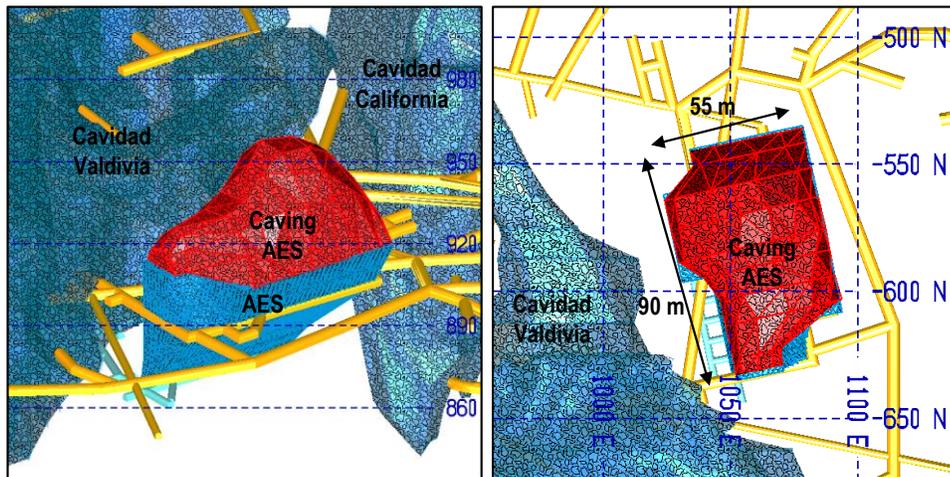


Figura 9.10: AES, vista isométrica y en planta

Las cavidades y fallas cercanas a AES se listan a continuación:

- Christine 2 pasa a 80 m de la pared este.
- Isabel 2 atraviesa este caserón y corta la pared este y el techo del mismo.
- Isabel 0 corta este caserón por su techo.

- Isabel Norte 1 atraviesa este caserón por el techo del mismo.
- Arauco 105 Rama W corta este caserón en dirección N-S.
- Arauco 105 Rama E corta este caserón en dirección N-S.
- San José 19 corta este caserón en dirección E-W por su sección transversal.
- Cuidad Valdivia está a 35 m de la pared este

Lo anterior se muestra en la vista en planta de la Figura 9.11 donde aparece además el perfil A-A' que se usará para construir el modelo numérico en 2D.

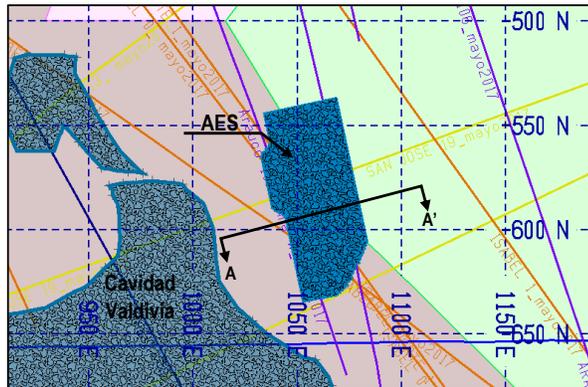


Figura 9.11: Vista en planta, cota 900 m s.n.m., AES

El modelo numérico se construyó con la vista A-A' mostrada en la Figura 9.12, esta es una vista representativa de este caserón, donde aparecen las cavidades cercanas, las fallas principales y las topografías que se usarán en el análisis.

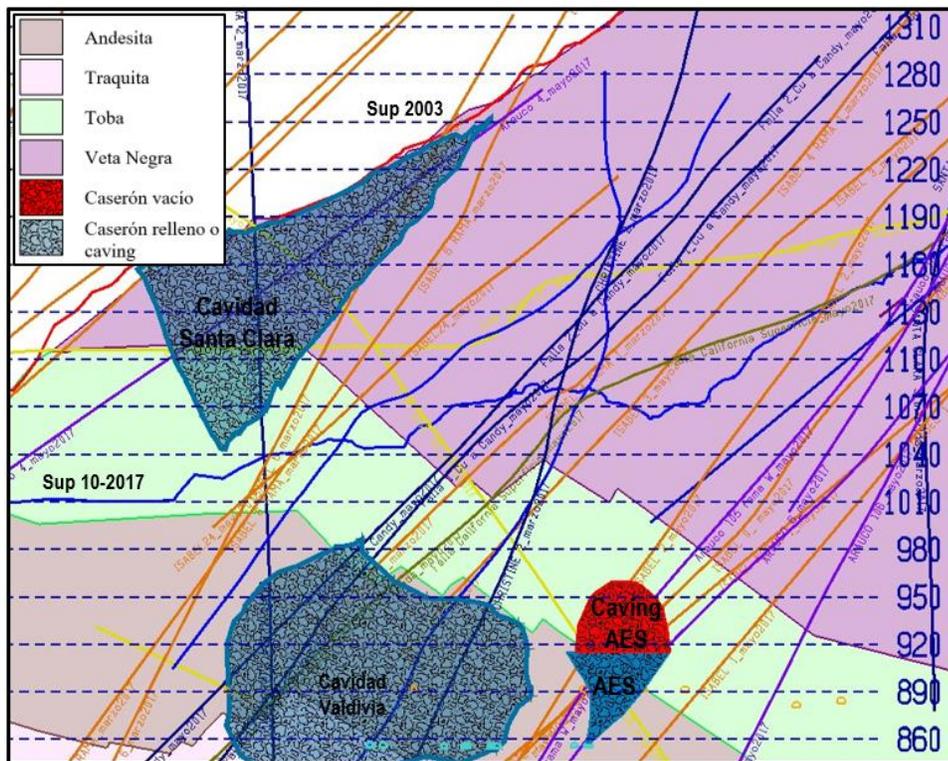


Figura 9.12: Perfil A-A', Condición Real AES

Este análisis se realizó utilizando 6 etapas de excavación correspondiente al material encerrado entre topografías consecutivas, dicho modelo se muestra en la Figura 9.13.

Tabla 9.4: Descripción de las Etapas, caso AES

AES	
Etapa	Fecha, Comentario
1	2003. Iniciación de esfuerzos
2	2003. Aparecen los caving históricos.
3	2003. Comienza explotación del caserón
4	2003. Sobre excavación
5	2003. Sobre excavación
6	10-2017

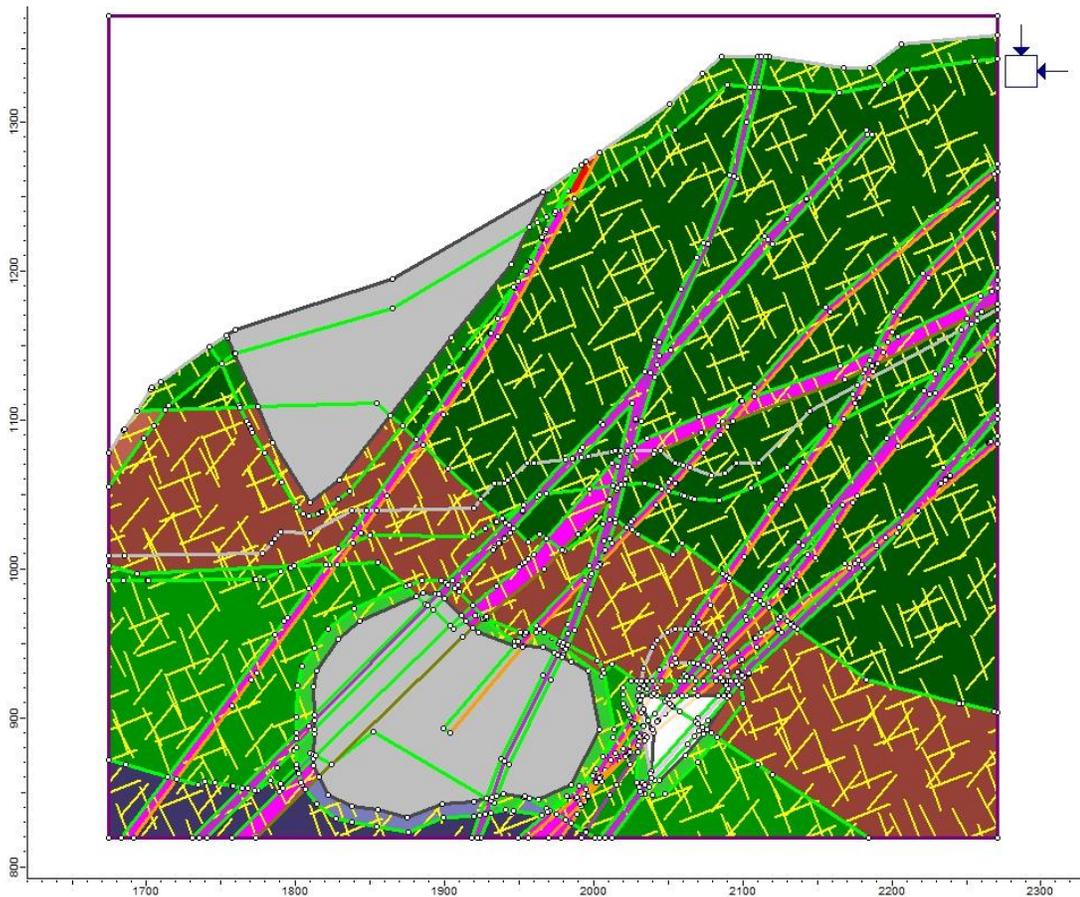


Figura 9.13: Modelo del caserón AES en Phase 2

A continuación, se muestran las etapas analizadas por medio de fichas que resumen los detalles de cada etapa en la parte superior y muestra tres imágenes donde se colorea las zonas inestables según el criterio aplicado. Estas fichas serán de ayuda para evaluar la estabilidad del caserón a medida que se acerca a superficie y determinar cuál criterio reproduce mejor la realidad.

Caso	: AES	Fecha Etapa	: 2003	Crown pillar	: 397 m
Etapa	: 3	Condición	: Sobre excavación		

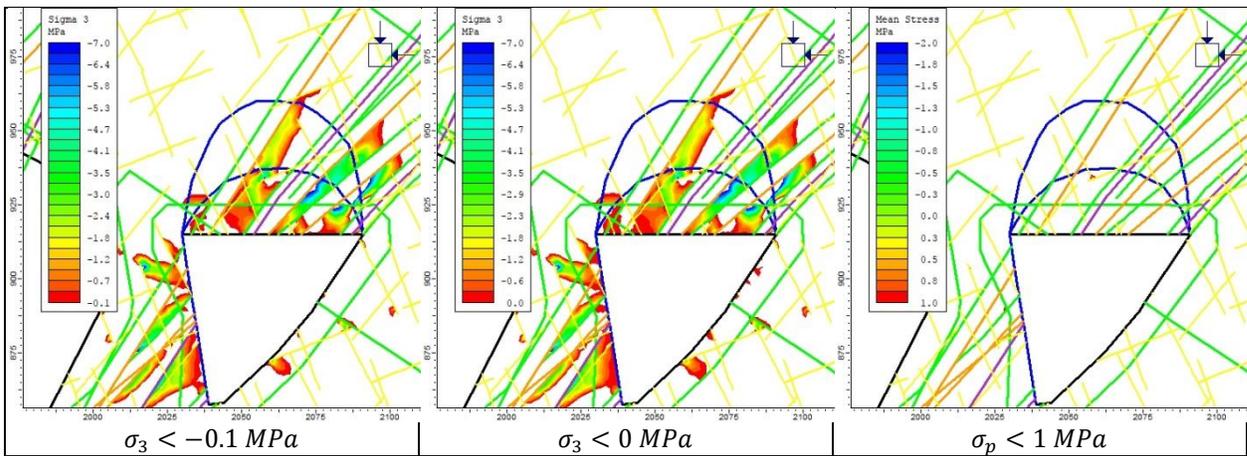


Figura 9.14: Criterios de sobre excavación aplicados a AES, Etapa 3

Caso	: AES	Fecha Etapa	: 2003	Crown pillar	: 376 m
Etapa	: 4	Condición	: Sobre excavación		

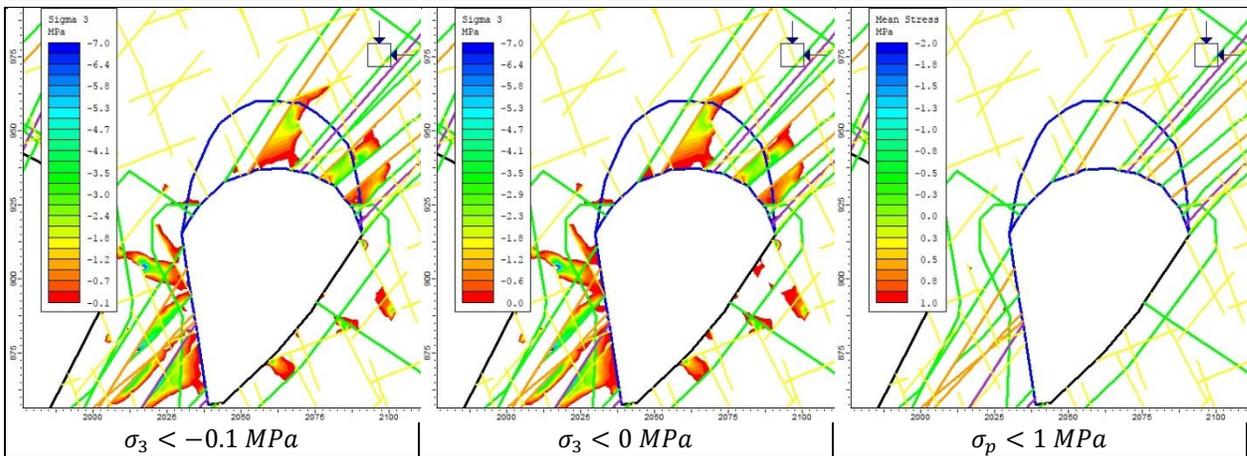


Figura 9.15: Criterios de sobre excavación aplicados a AES, Etapa 4

Caso	: AES	Fecha Etapa	: 2003	Crown pillar	: 352 m
Etapa	: 5	Condición	: Estable		

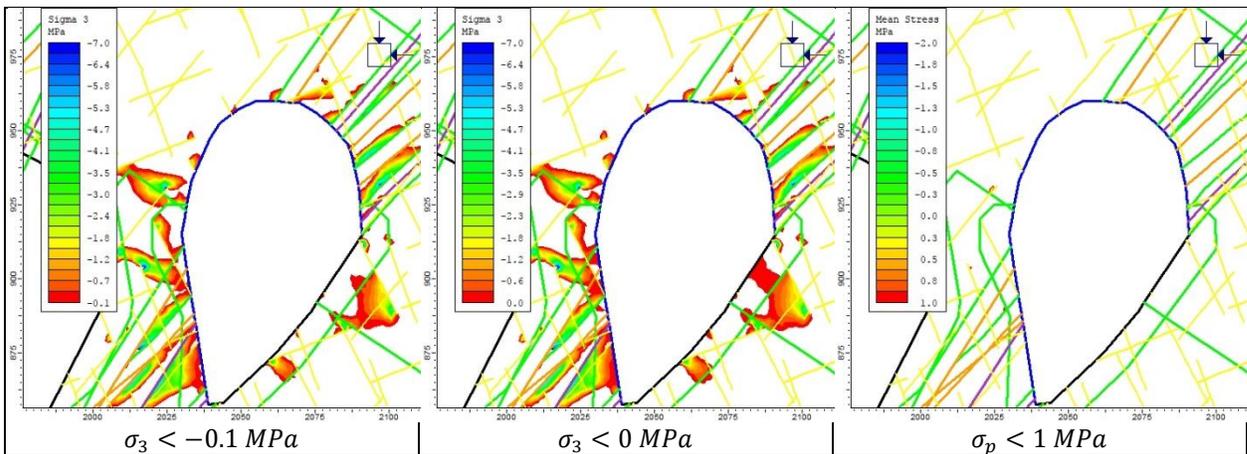


Figura 9.16: Criterios de sobre excavación aplicados a AES, Etapa 5

Caso	: AES	Fecha Etapa	: 10-2017	Crown pillar	: 111 m
Etapa	: 6	Condición	: Estable		

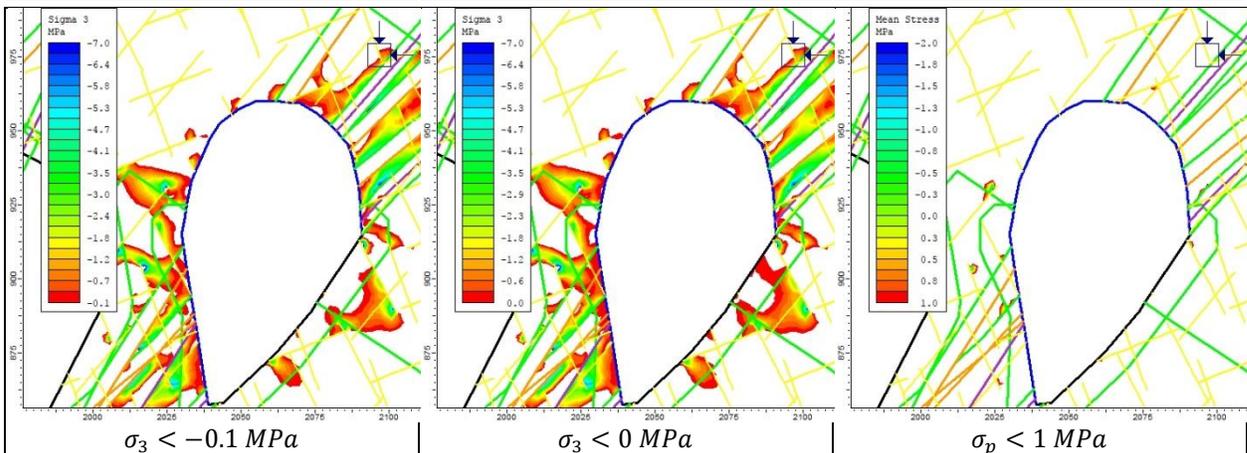


Figura 9.17: Criterios de sobre excavación aplicados a AES, Etapa 6

En la Figura 9.17 se muestra la etapa 6 que corresponde a la situación presente en octubre del 2017 donde el puente de roca es de 111 m. En esta figura el caserón es estable debido a la falta de los esfuerzos de tracción y relajación de esfuerzos como se muestra en el modelo numérico, lo que descarta la propagación de la sobre excavación y posterior conexión a superficie. Esta etapa será la última en ser analizada, ya que la siguiente etapa de explotación del rajo cercana a este caserón se llevará a cabo en el 2021 como se muestra en la Figura 9.18.

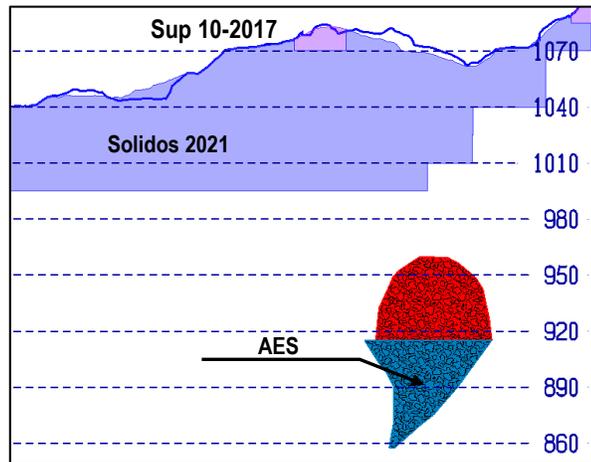


Figura 9.18: Sólidos de extracción cercanos a AES

### C.3 CATEDRAL 14

Este caserón se explotó en el año 2004. Se emplaza en macizo rocoso tipo Andesita y sus dimensiones son 65 m de alto, 30 m de ancho y 47 m de largo como se muestra en la Figura 9.19, también tiene un ángulo de inclinación de  $59^\circ$ . En la misma figura aparece en verde la medición de CMS, la que muestra una sobre excavación en la pared colgante y en el techo.

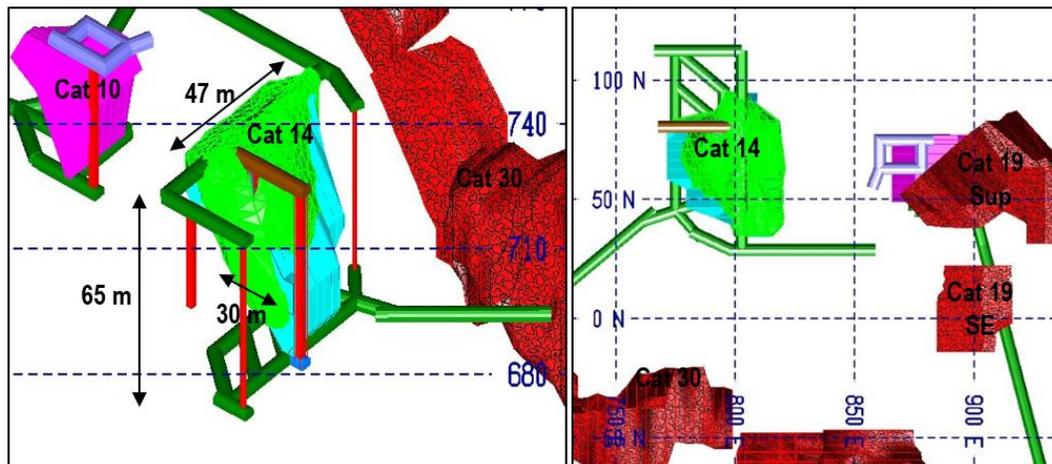


Figura 9.19: Catedral 14, vista isométrica y en plana

Las cavidades y fallas cercanas a Catedral 14 se listan a continuación:

- Arauco 105 Norte pasa cerca de su pared este, aproximadamente a 24 m.
- Isabel 12 pasa a 46 m de la pared oeste.
- Arauco 105 rama Oeste para a 53 m de la pared este.
- Arauco 105 rama Este para a 56 m de la pared este.
- Arauco 106 pasa a 65 m de la pared este
- La Falla califonia atraviesa el caserón de norte a sur
- No hay cavidades cercanas.

Lo anterior se muestra en la vista en planta de la Figura 9.20. La línea azul que aparece en esta figura representa la dimensión real de este caserón, la que fue obtenida mediante auscultación con CMS.

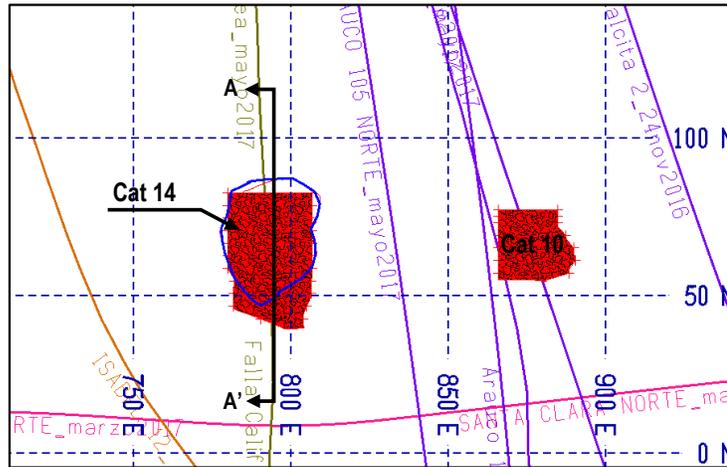


Figura 9.20: Vista en planta, cota 790 m s.n.m., Catedral 14

El modelo numérico se construyó con una vista en dirección N-S representada por el perfil A-A' mostrado en la Figura 9.21, esta es una vista representativa de este caserón, donde aparecen las cavidades cercanas, las fallas principales y las topografías que se usarán en el análisis.

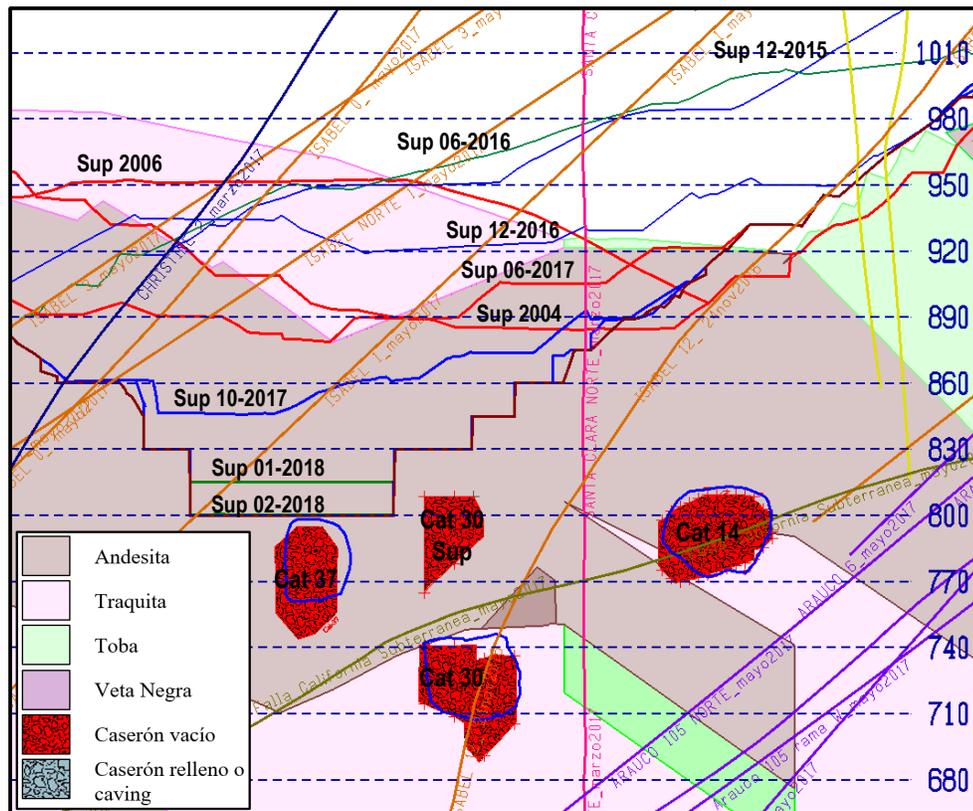


Figura 9.21: Perfil A-A', Condición Real Catedral 14

Este análisis se realizó utilizando 11 etapas de excavación correspondiente al material encerrado entre topografías consecutivas y a eventos importantes tales como la explotación, relleno o sobre excavación tanto del caserón en análisis como a los circundantes. Dichas etapas se detallan en la Tabla 9.5 mientras que el modelo creado se muestra en la Figura 9.22.

Tabla 9.5: Descripción de las Etapas, caso Catedral 14

Catedral 14	
Etapa	Fecha, Comentario
1	2004. Iniciación de esfuerzos
2	2004. Comienza explotación de Cat 14 y 30
3	2006
4	2006. Comienza explotación de Cat 37 y 30 Sup
5	12-2015
6	06-2016
7	12-2016
8	06-2017
9	10-2017
10	10-2017. Relleno de Cat 37 y Cat 30 Sup
11	02-2018

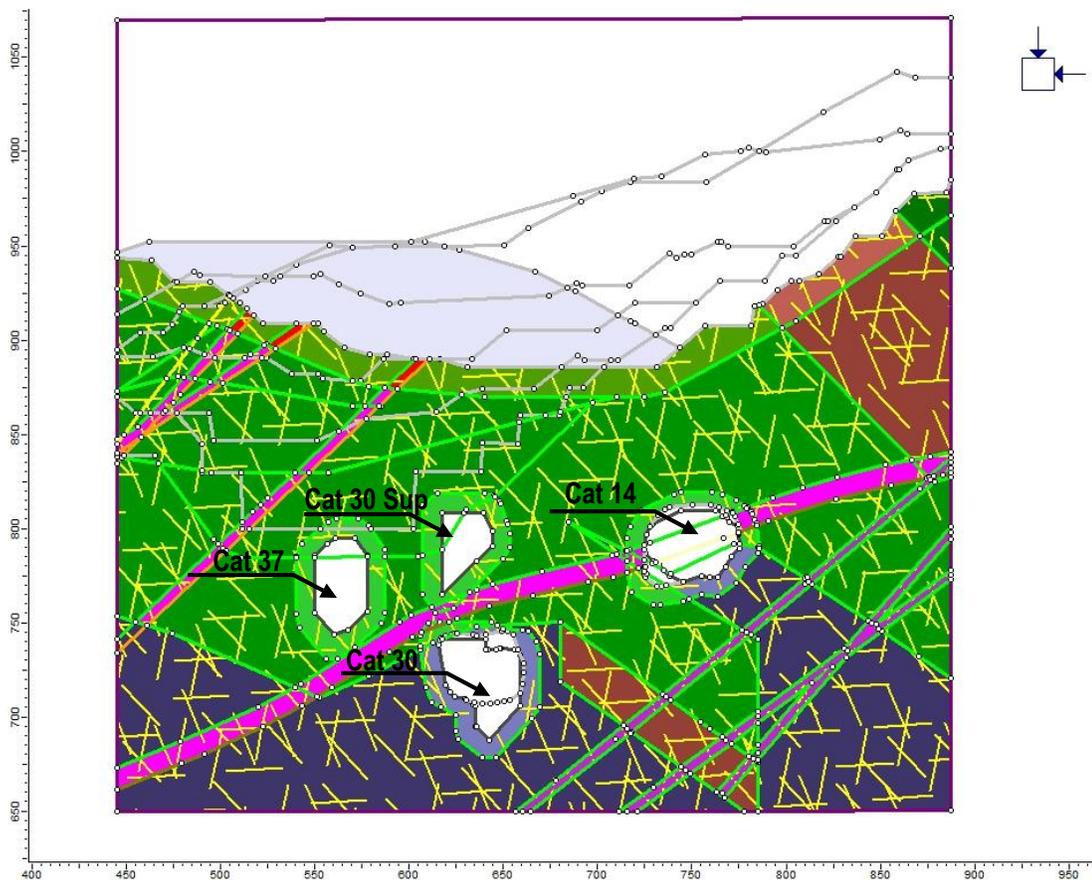


Figura 9.22: Modelo del caserón Catedral 14 en Phase 2

A continuación, se muestran las etapas analizadas por medio de fichas que resumen los detalles de cada etapa en la parte superior y muestra tres imágenes donde se colorea las zonas inestables según

el criterio aplicado. Estas fichas serán de ayuda para evaluar la estabilidad del caserón a medida que se acerca a superficie y determinar cuál criterio reproduce mejor la realidad.

En la Figura 9.23 se muestra la etapa tres del modelo que corresponde a la explotación de Catedral 14, aquí se puede apreciar que el caserón no presenta zonas de tracción con  $\sigma_3 < 0.1 \text{ MPa}$  ni relajación de esfuerzos ( $\sigma_p > 1 \text{ MPa}$ ), sin embargo la medición con CMS mostró una sobre excavación en el techo y pared colgante por lo que se puede decir que la condición de esfuerzos no fue la causante, este hecho se le puede atribuir la conexión con la galería de perforación y tronadura o por un mal diseño de tronadura de producción

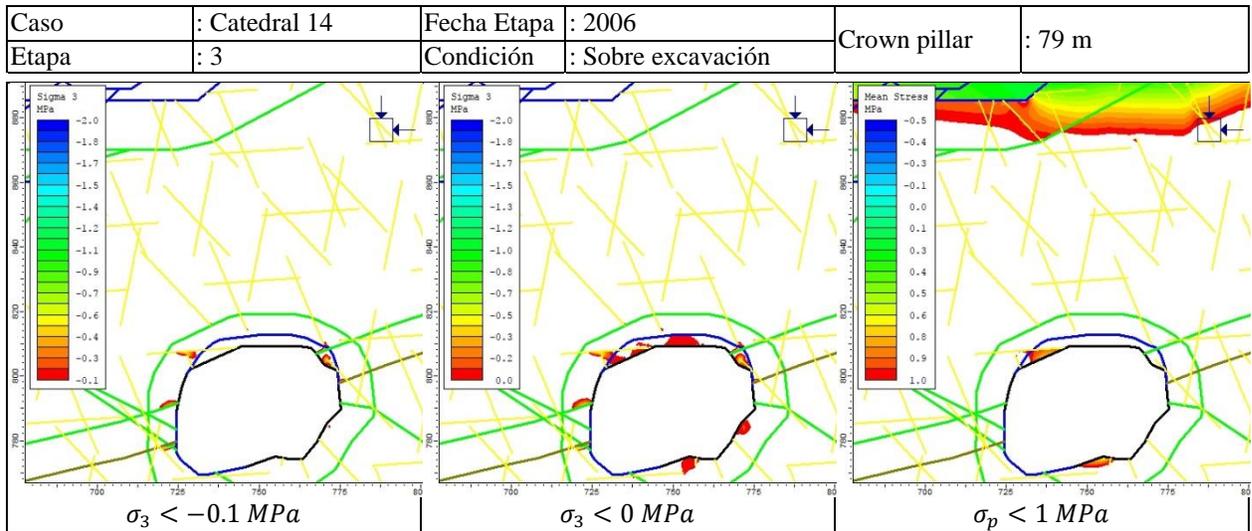


Figura 9.23: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 14, Etapa 3

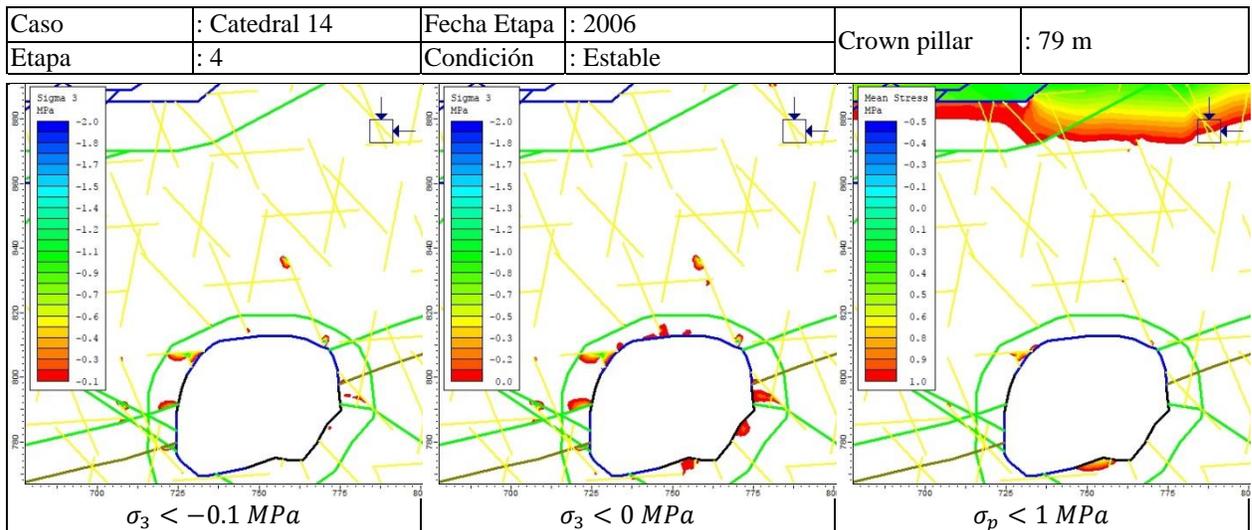


Figura 9.24: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 14, Etapa 4

Caso	: Catedral 14	Fecha Etapa	: 10-2017	Crown pillar	: 101 m
Etapa	: 10	Condición	: Estable		

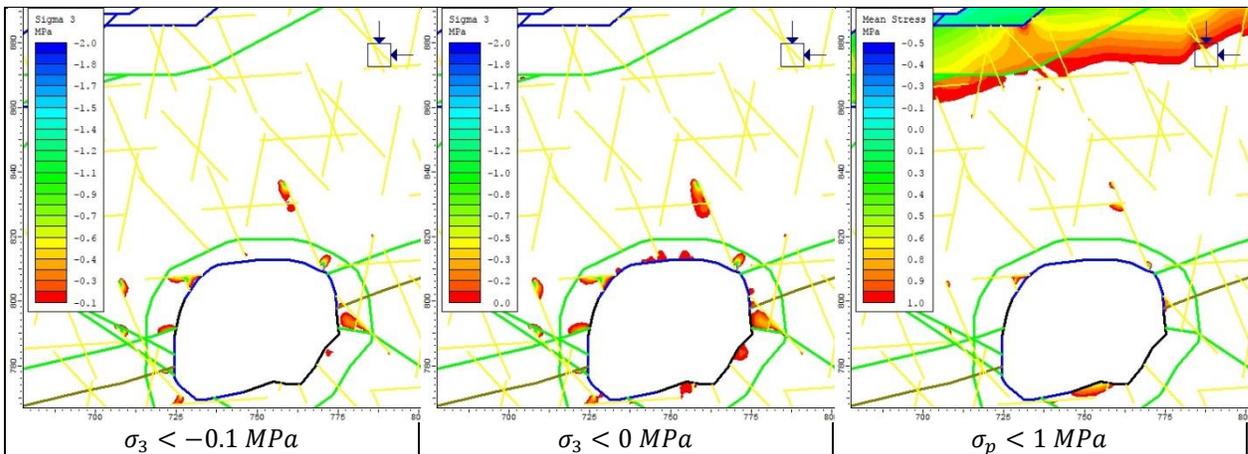


Figura 9.25: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 14, Etapa 10

#### C.4 CATEDRAL 13 Y 31

Estos caserones están emplazados en roca tipo Andesita y fueron explotados durante el año 2006. Las dimensiones de Catedral 13 son 70 m de alto, 20 m de ancho y 27 m de largo como se muestra en la Figura 9.26, también está inclinado en 51°. Este caserón está alineado con Catedral 31 cuyas dimensiones son de 67 m de alto, 20 m de ancho y 36 m de largo con 53° de inclinación.

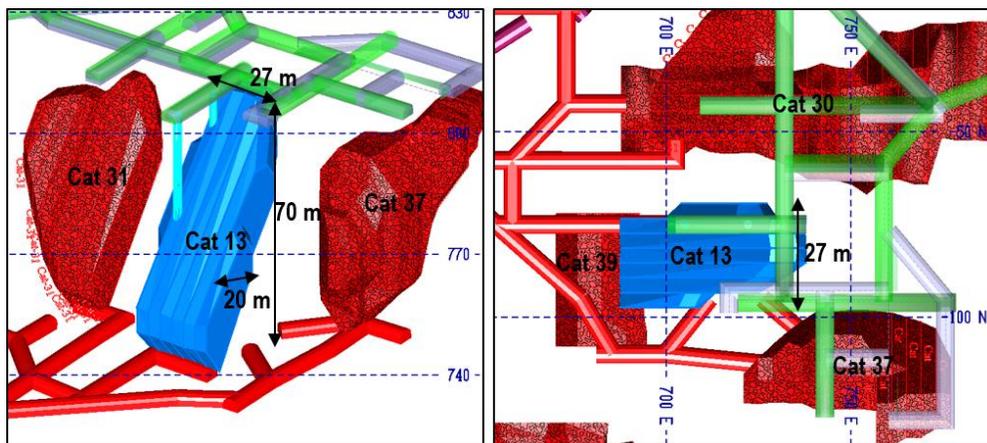


Figura 9.26: Catedral 13, vista isométrica y en plana

Las cavidades y fallas cercanas a Catedral 13 se listan a continuación:

- San José 38 pasa cerca de su pared sur, aproximadamente a 10 m, sin embargo, esta falla tiene una zona de influencia menor a 5 m, por ello no se considera en el análisis.
- Isabel 1 pasa a 40 m de su pared oeste
- La Falla california pasa a 70 m de su pared este, encontrándose este caserón en el bloque colgante.
- No hay cavidades cercanas.

- La pared del Rajo Morro se encuentra a una distancia mínima de 20 m, rajo que se encuentra relleno.

Las cavidades y fallas cercanas a Catedral 31 se listan a continuación:

- San José 38 pasa cerca de su pared sur, aproximadamente a 30 m, sin embargo, esta falla tiene una zona de influencia menor a 5 m, por ello no se considera en el análisis.
- Isabel 1 pasa a 63 m de su pared oeste
- La Falla california pasa a 58 m de su pared este, encontrándose este caserón en el bloque colgante.
- No hay cavidades cercanas.
- La pared del Rajo Morro se encuentra a una distancia mínima de 20 m, rajo que se encuentra relleno.

Lo anterior se muestra en la vista en planta de la Figura 9.27 donde aparece además el perfil A-A' que se usarán para construir el modelo numérico en 2D.

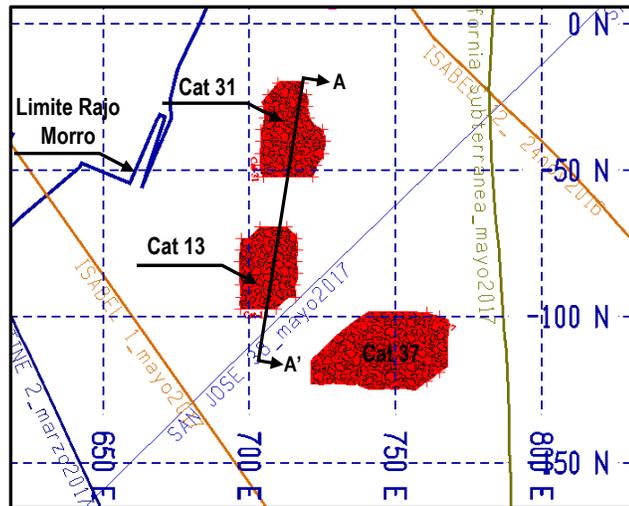


Figura 9.27: Vista en planta, cota 770 m s.n.m., Catedral 13 y 31

El modelo numérico se construyó una vista en dirección N-S para incluir las secciones transversales de ambos caserones, vista que se muestra en la Figura 9.28. Como comparten la sección a evaluar, su análisis también se hará de manera conjunta, como se muestra a continuación.

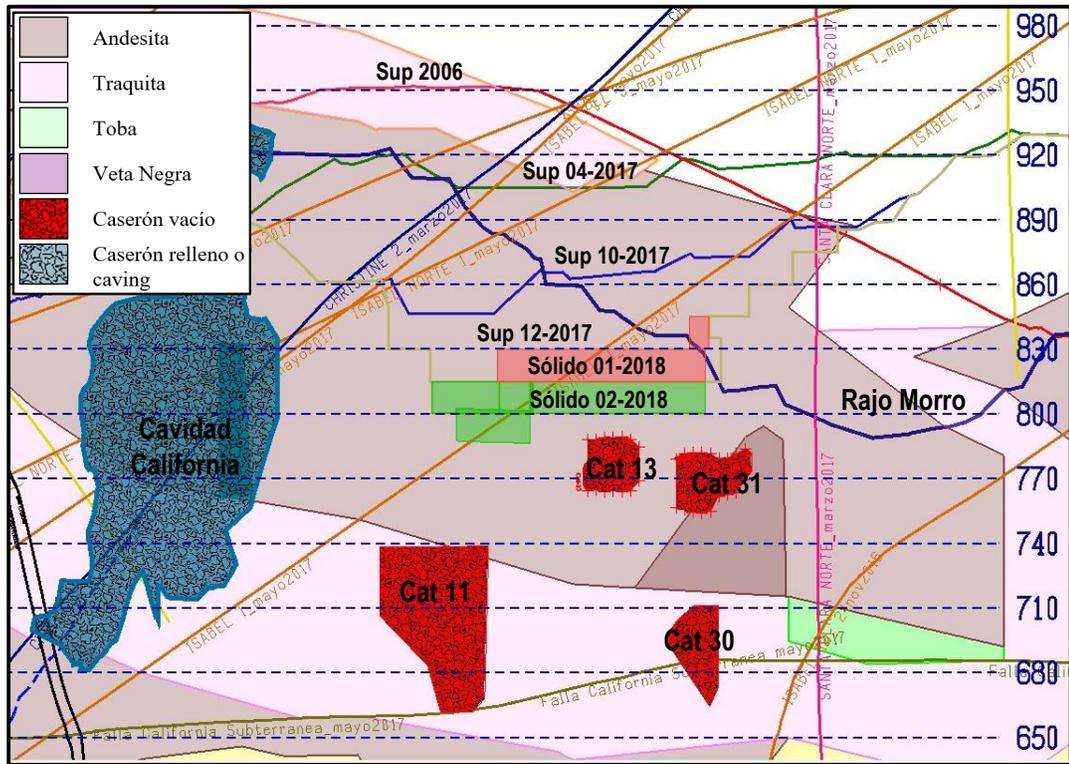


Figura 9.28: Perfil A-A', Condición Real Catedral 13 y 31

Este análisis se realizó utilizando 10 etapas de excavación correspondiente al material encerrado entre topografías consecutivas y a eventos importantes tales como la explotación, relleno o sobre excavación tanto del caserón en análisis como a los circundantes. Dichas etapas se detallan en la Tabla 9.6 mientras que el modelo creado se muestra en la Figura 9.29.

Tabla 9.6: Descripción de las Etapas, caso Catedral 13 y 31

Catedral 13 y 31	
Etapa	Fecha, Comentario
1	2006. Iniciación de esfuerzos
2	2006. Aparece caving históricos y relleno rajo
3	2006. Comienza explotación Cat 11, 13, 30 y 31
4	04-2017
5	10-2017
6	10-2017. Relleno de Cat 13
7	10-2017. Posible sobre excavación de Cat 31.
8	12-2017
9	01-2018
10	02-2018

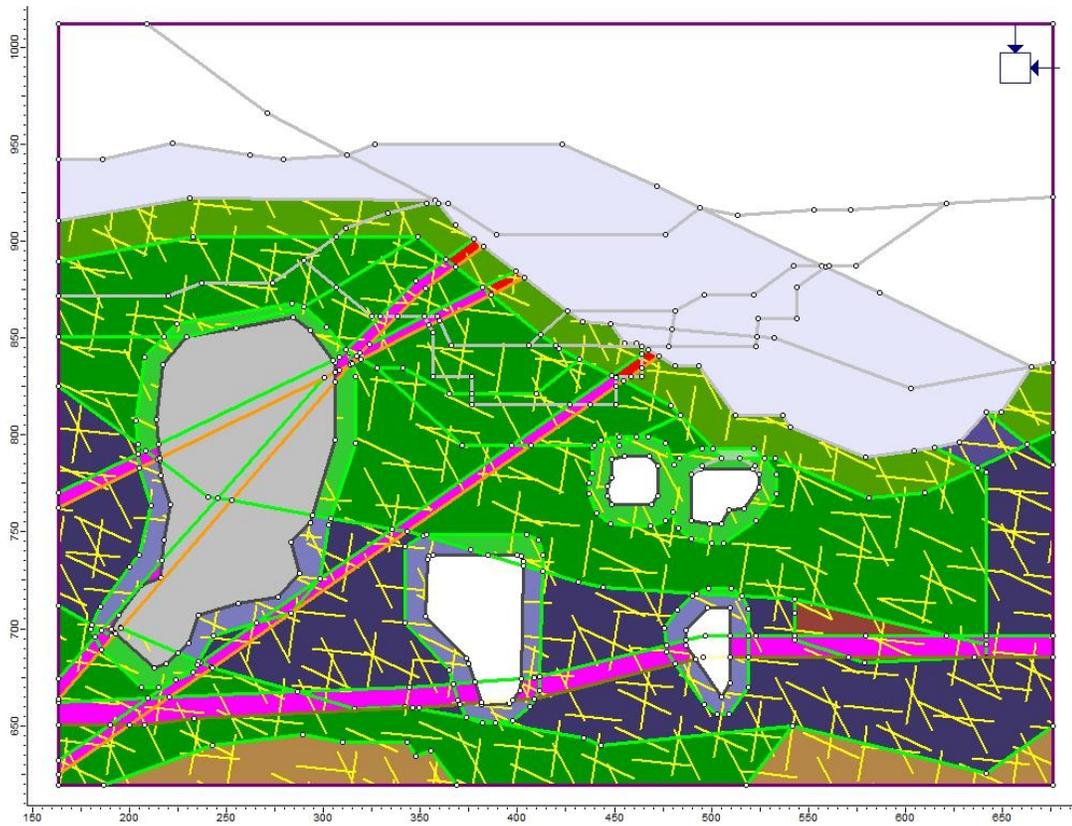


Figura 9.29: Modelo del caserón Catedral 13 y 31 en Phase 2

A continuación, se muestran las etapas analizadas por medio de fichas que resumen los detalles de cada etapa en la parte superior y muestra tres imágenes donde se colorea las zonas inestables según el criterio aplicado. Estas fichas serán de ayuda para evaluar la estabilidad del caserón a medida que se acerca a superficie, determinar cuál criterio reproduce mejor la realidad y establecer la cota desde donde se construirá la chimenea de relleno.

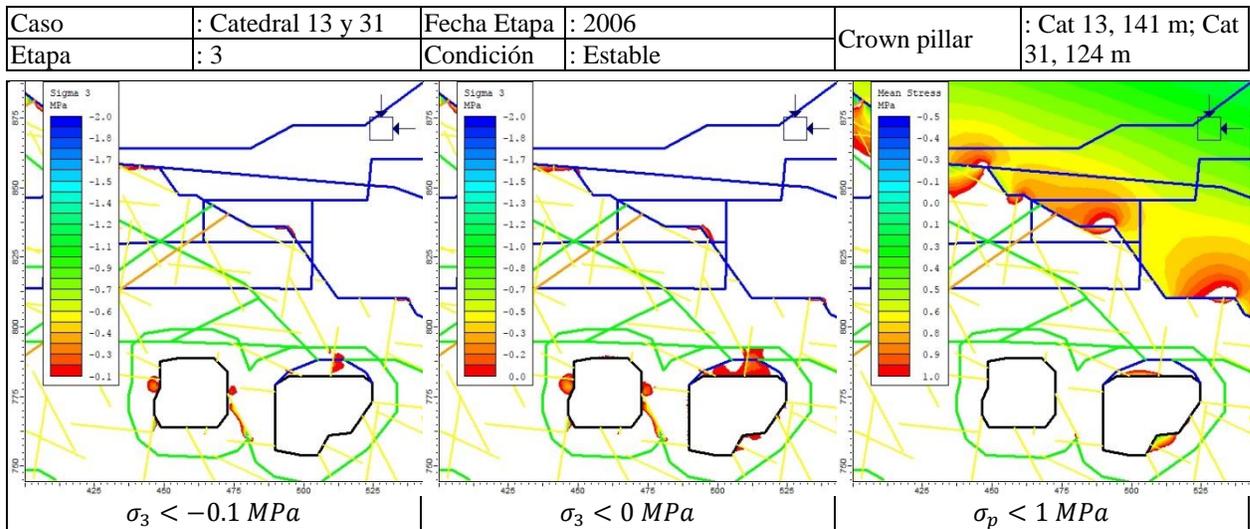


Figura 9.30: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 13 y 31, Etapa 3

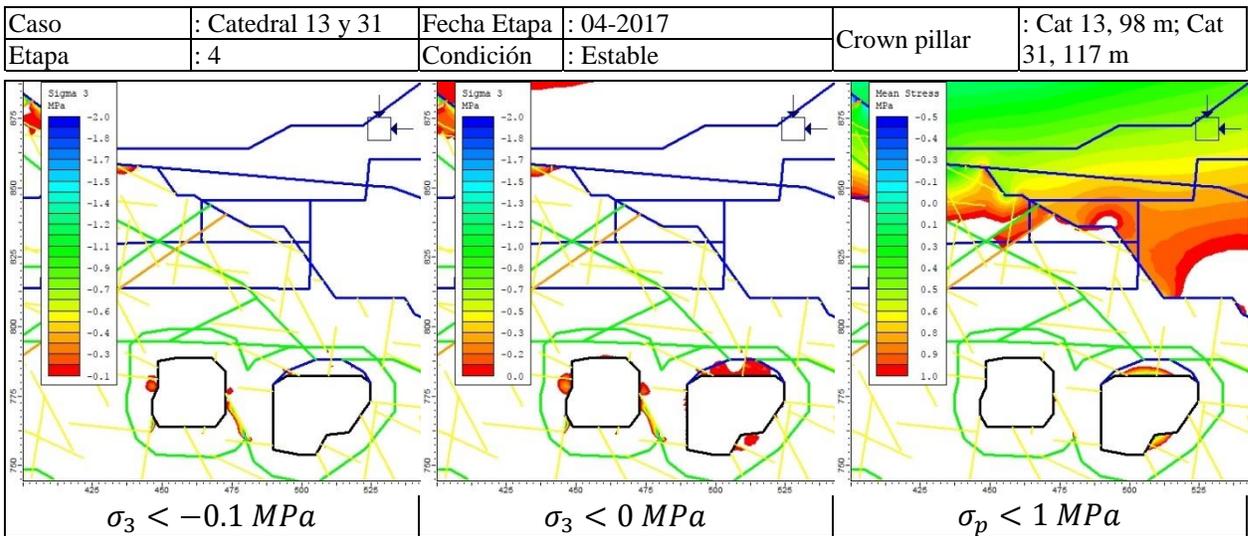


Figura 9.31: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 13 y 31, Etapa 4

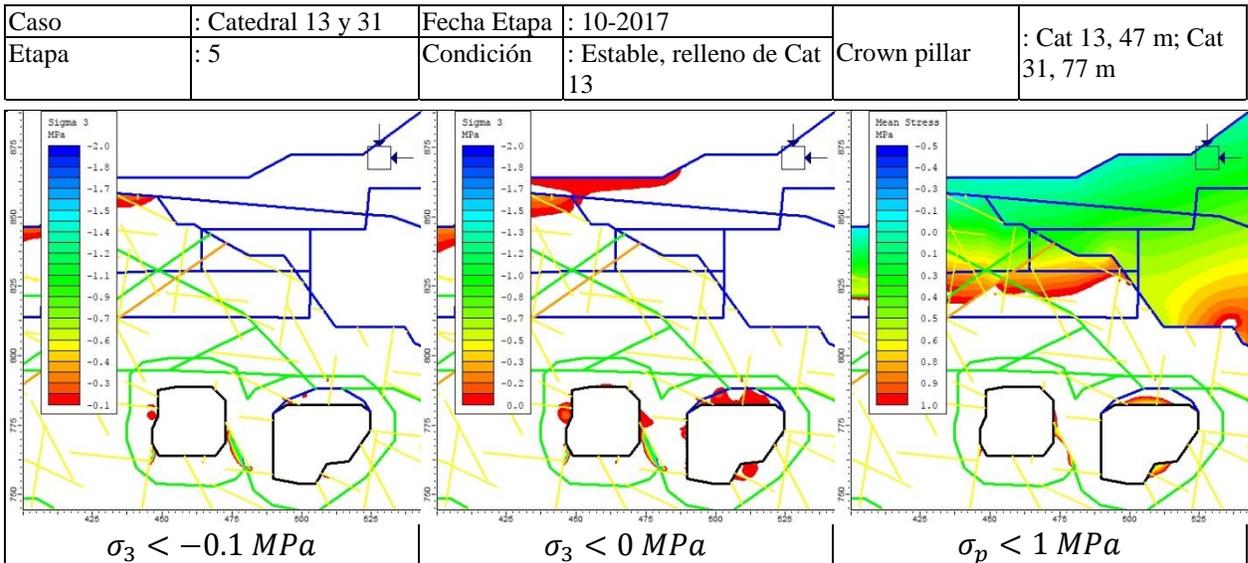


Figura 9.32: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 13 y 31, Etapa 5

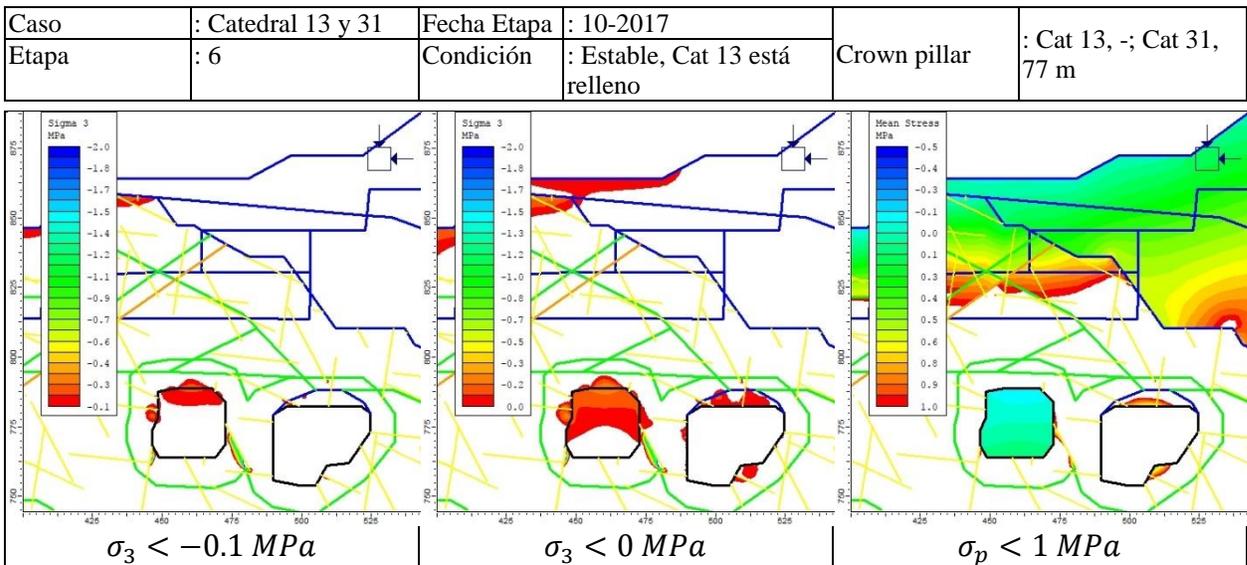


Figura 9.33: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 13 y 31, Etapa 6

Del análisis numérico mostrado, se concluye que el caserón Catedral 13, no presenta problemas de estabilidad, esto debido a su reducido tamaño y a la ausencia de fallas cercanas, por ello el relleno de este caserón desde la cota 860 (Etapa 5) fue factible dado que también se cumple que el largo de la chimenea es de menos de 50 m como se muestra en la Figura 9.34.

Otro punto importante es que el modelo numérico consideró la sección transversal al caserón, esto debido a que el modelo considera que la sección analizada se extiende hacia dentro y fuera del plano de manera horizontal, por ello si se considerara la otra sección perpendicular a esta (Figura 9.34) la forma analizada por el modelo sería una sección inclinada que se extiende de la misma forma anterior, lo que difiere mucho de la condición real del caserón, recordando que este caserón es delgado, pero alargado.

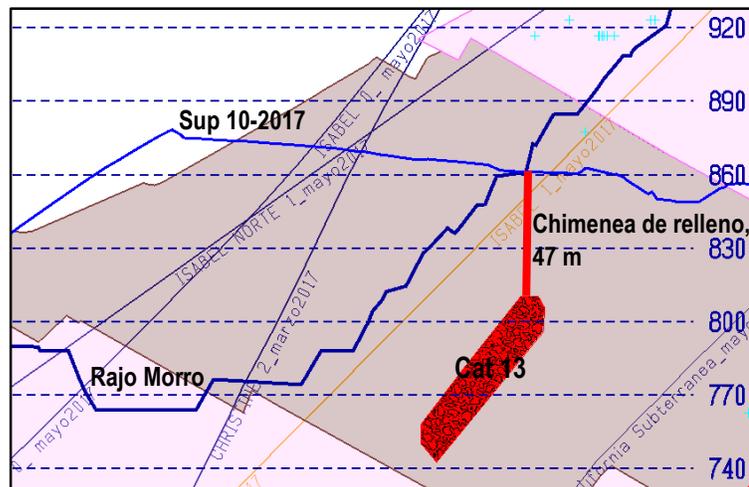


Figura 9.34: Condición de relleno desde cota 860, Catedral 13

También se realizó un análisis empírico con la metodología del Span escalado de Carter que se resume en la Tabla 9.13 ubicada en ANEXO D . Se puede ver que a medida que el rajo se profundiza (T disminuye) la clasificación por este método empieza en E y termina en C.

## C.5 CATEDRAL 19 SUP

La explotación de este caserón se hizo durante el 2005. En agosto del 2016 se hicieron tiros de auscultación de Catedral 19 (SE y Superior) desde la cota 950. En la Figura 9.35 se muestra el largo de dichos tiros y la ubicación de los mismos.

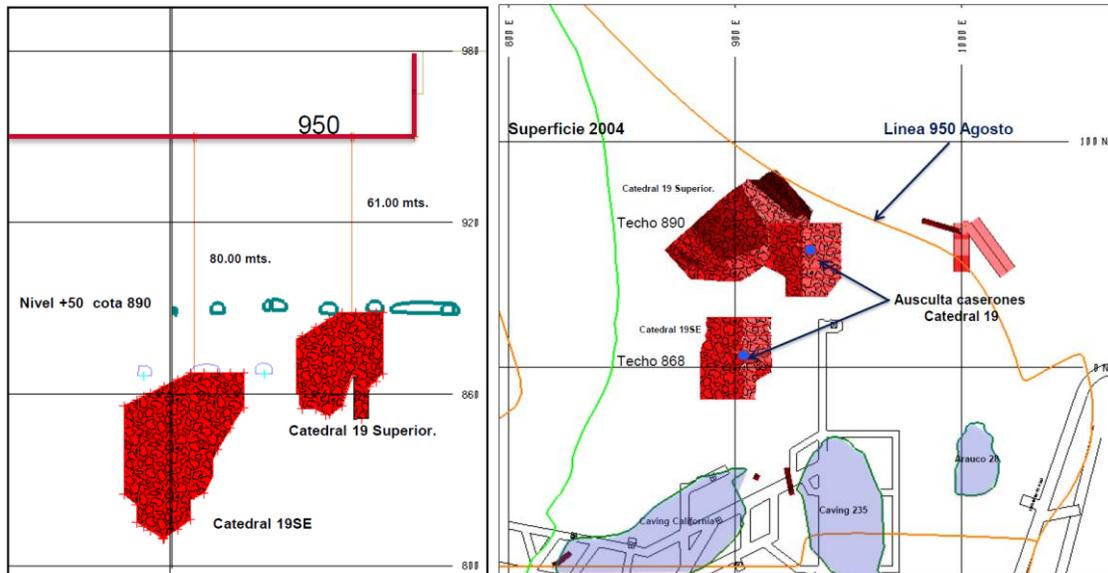


Figura 9.35: Catedral 19, Tiros de auscultación

En noviembre-diciembre se construyó la chimenea de relleno de Catedral 19 SE desde la cota 920. En enero del 2017 se hundió Catedral 19 SE desde cota 890.

Catedral 19 Superior no se relleno dada la estabilidad que presento dicho caserón, para corroborar esto, se llevó a cabo un modelamiento numérico 2D por Edmundo Bermudo en el mes de febrero del 2017, estudio que se pretende replicar incluyendo el modelo litológico y estructural del macizo rocoso.

Se pretendía rellenar esta cavidad desde la cota 935, para lo cual debía construirse una chimenea por el método VCR ubicada bajo el talud norte en el sector de la convergencia de fallas, por ello su construcción implicaba un riesgo para las personas y equipos, además de provocar una inestabilidad es dicho sector tan complicado.

Tabla 9.7: Descripción de las Etapas, caso Catedral 19 Sup.

Catedral 19 Sup	
Etapa	Fecha, Comentario
1	2005. Iniciación de esfuerzos
2	2005. Comienza explotación del caserón
3	2005. Sobre excavación en el techo
4	2005. Sobre excavación en el techo
5	09-2015
6	12-2015
7	01-2016
8	04-2016
9	07-2016
10	09-2016. Medición con CMS
11	11-2016
12	01-2017
13	04-2017
14	06-2017

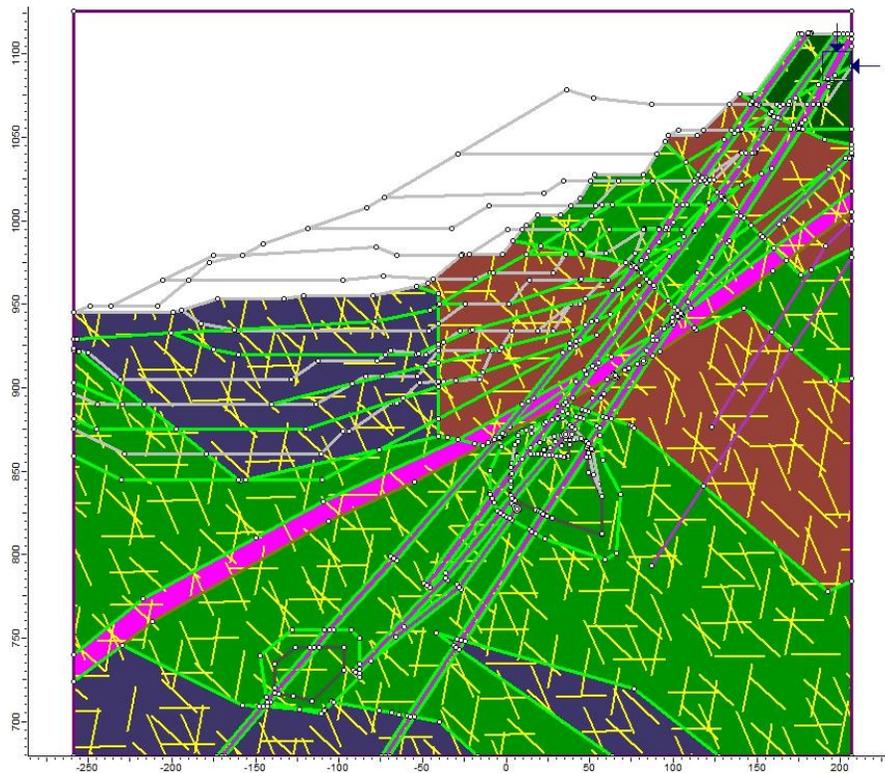


Figura 9.36: Modelo del caserón Catedral 19 Sup en RS2

## C.6 CATEDRAL 30

Este caserón se explotó en el año 2004.

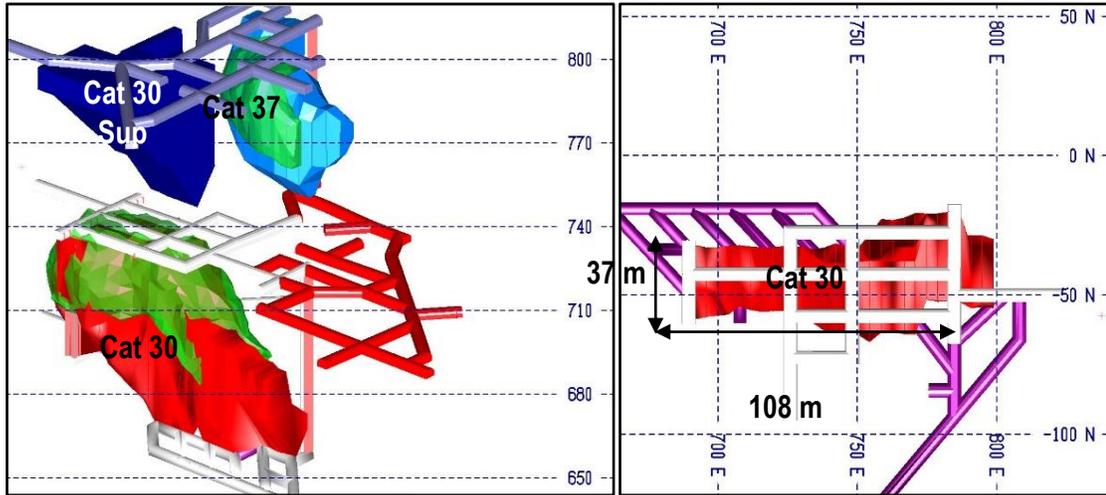


Figura 9.37: Catedral 30, vista isométrica y en plana

La estructura presente, aunque alejada del caserón, es la falla Isabel 1. La falla California pasa sobre el techo del caserón. Además, este caserón está emplazado en roca tipo traquita, como se muestra en la Figura 9.3, en esta figura también aparece el contorno de la medición del CMS con una línea color azul.

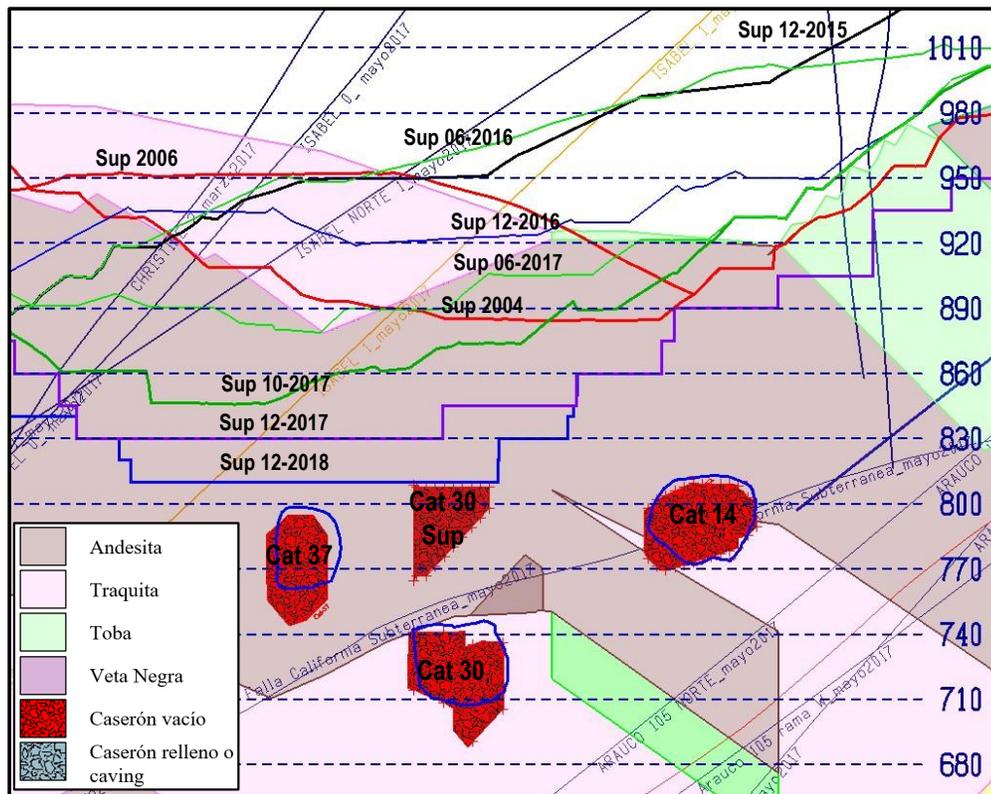


Figura 9.38: Condición Real Catedral 30

Este análisis se realizó utilizando 11 etapas de excavación correspondiente al material encerrado entre topografías consecutivas, dicho modelo se muestra en la Figura 9.4.

Tabla 9.8: Descripción de las Etapas, caso Catedral 30

Catedral 30	
Etapa	Fecha, Comentario
1	2004. Iniciación de esfuerzos
2	2004. Comienza explotación de Cat 14 y 30
3	2006
4	2006. Comienza explotación de Cat 37 y 30 Sup
5	12-2015
6	06-2016
7	12-2016
8	06-2017
9	10-2017
10	10-2017. Relleno de Cat 37 y Cat 30 Sup
11	12-2017. Relleno de Cat 14
12	12-2018. Relleno de Cat 30

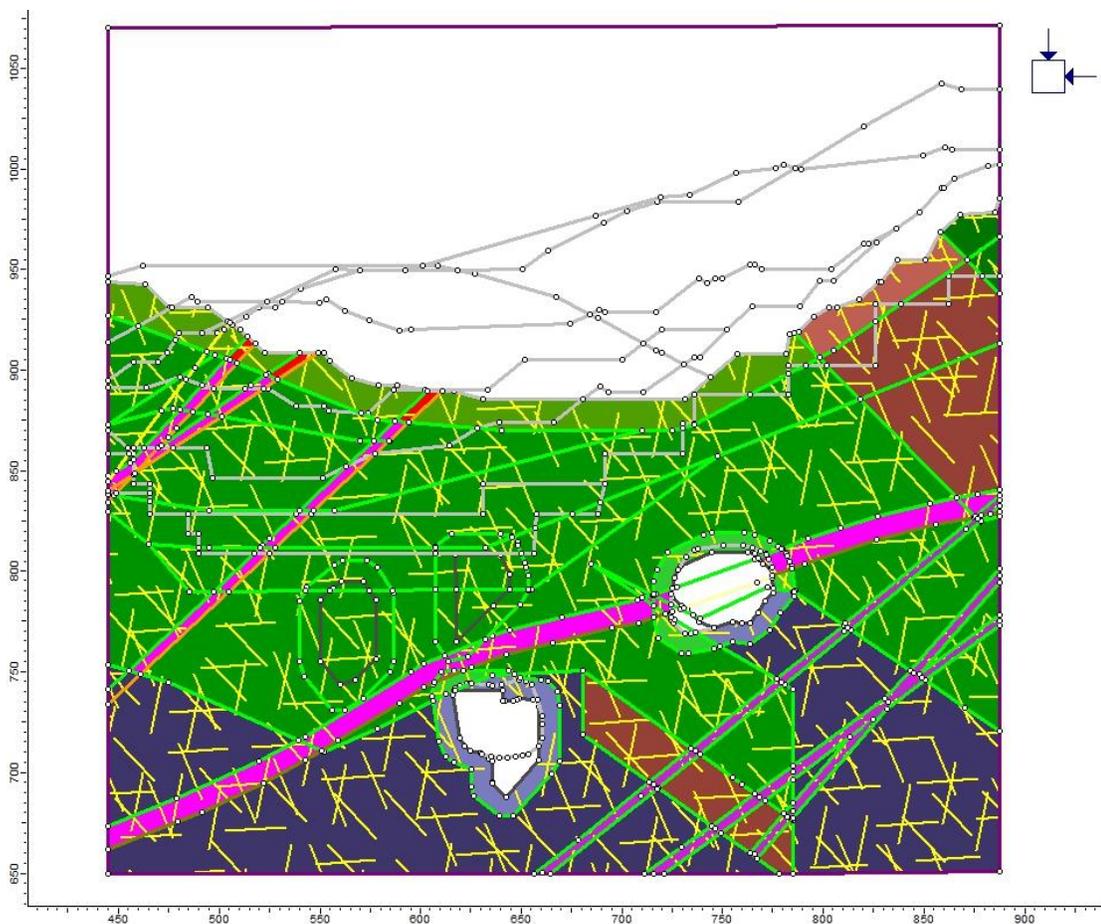


Figura 9.39: Modelo del caserón Catedral 30 en Phase 2

A continuación, se muestran las etapas analizadas por medio de fichas que resumen los detalles de cada etapa en la parte superior y muestra tres imágenes donde se colorea las zonas inestables según el criterio aplicado. Estas fichas serán de ayuda para evaluar la estabilidad del caserón a medida que se acerca a superficie y determinar cuál criterio reproduce mejor la realidad del mismo.

Caso	: Catedral 30	Fecha Etapa	: 2006	Crown pillar	: 206 m
Etapa	: 3	Condición	: Sobre excavación		

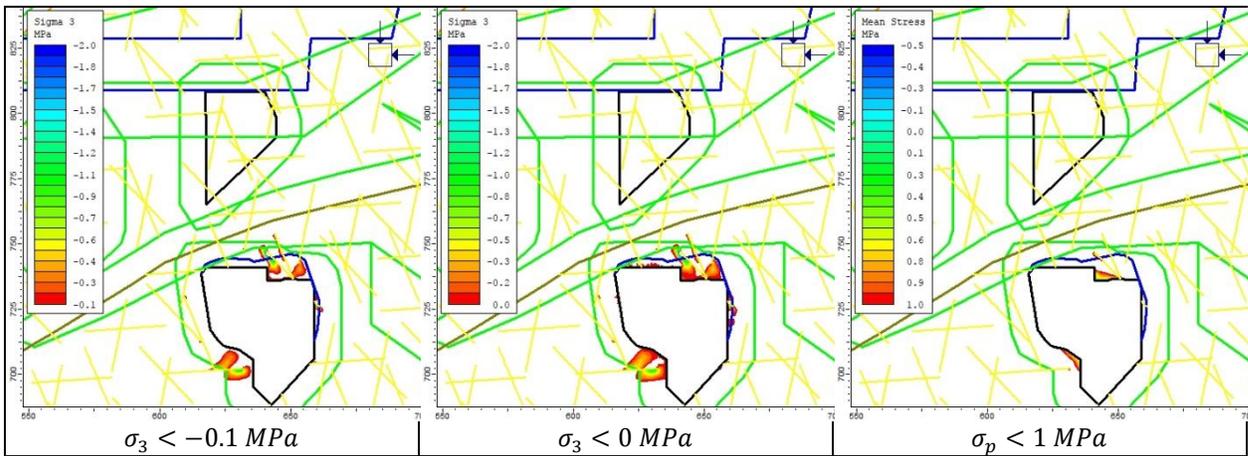


Figura 9.40: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 30, Etapa 3

Caso	: Catedral 30	Fecha Etapa	: 2006	Crown pillar	: 206 m
Etapa	: 4	Condición	: Estable		

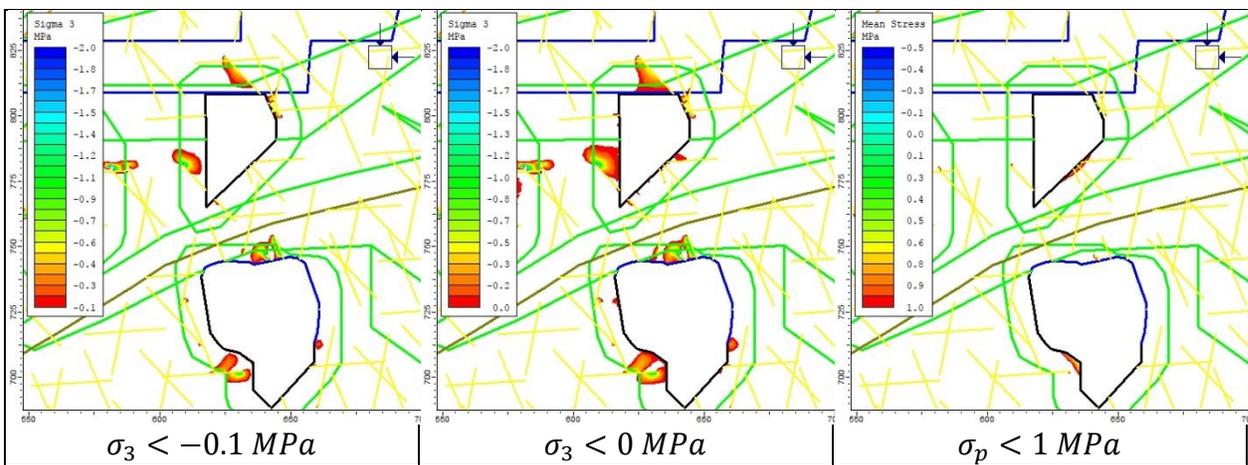


Figura 9.41: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 30, Etapa 4

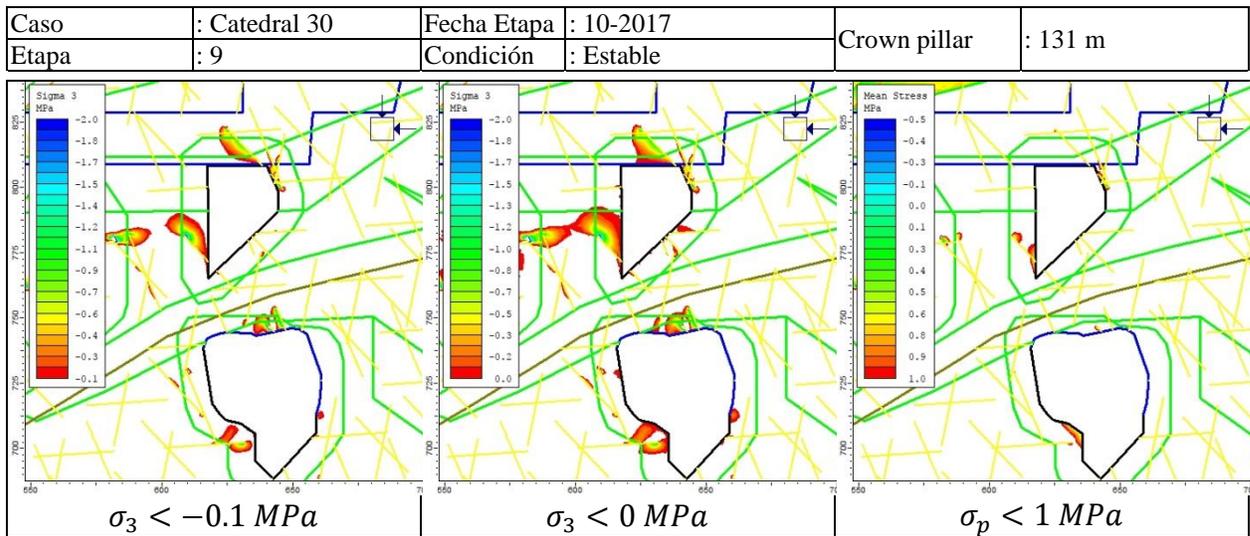


Figura 9.42: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 30, Etapa 9

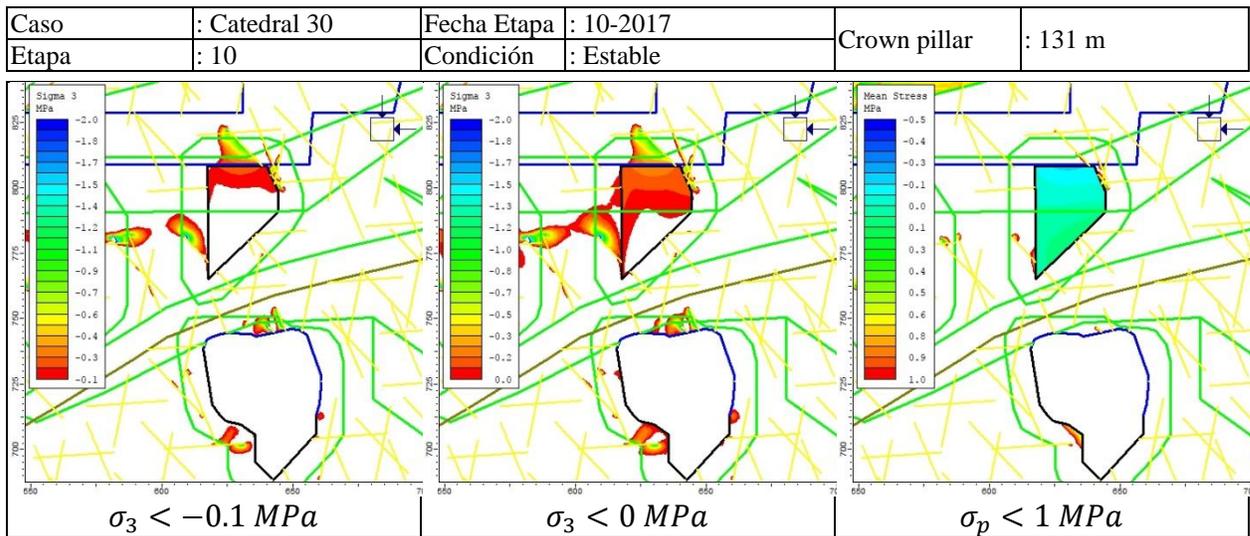


Figura 9.43: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 30, Etapa 10

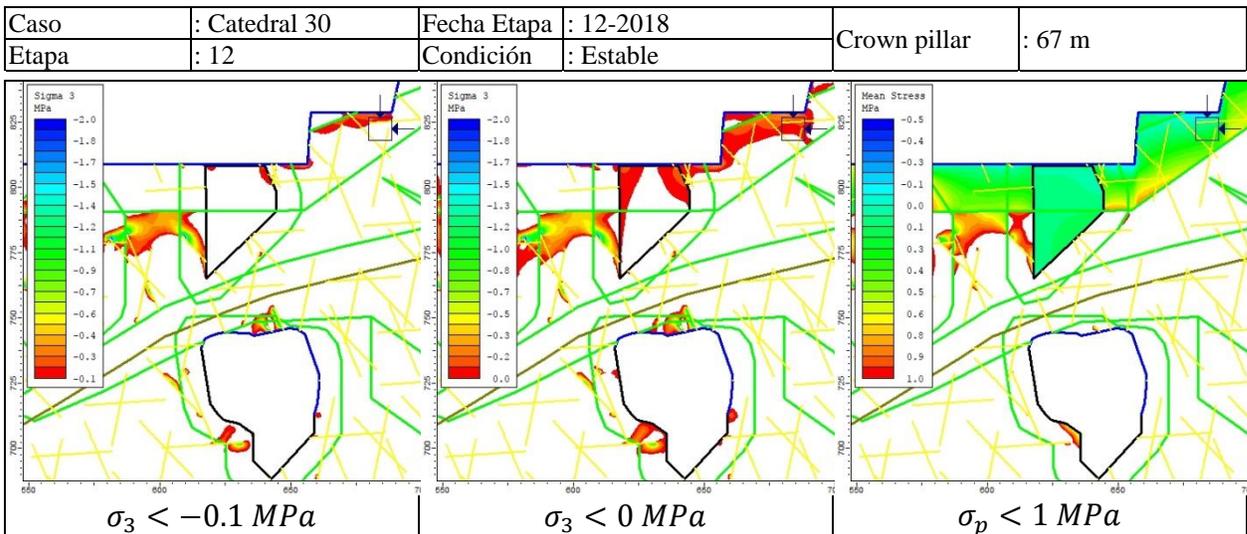


Figura 9.44: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 30, Etapa 12

### C.7 CATEDRAL 32 SUP E INF

Ambos caserones se emplazan en roca tipo Andesita y se explotaron entre el 2005 y el 2006. Las dimensiones de Catedral 32 Sup son 70 m de alto, 28 m de ancho y 35 m de largo como se muestra en la Figura 9.45 mientras que las dimensiones de Catedral 32 Inf son de 56 m de alto, 29 m de ancho y 35 m de largo.

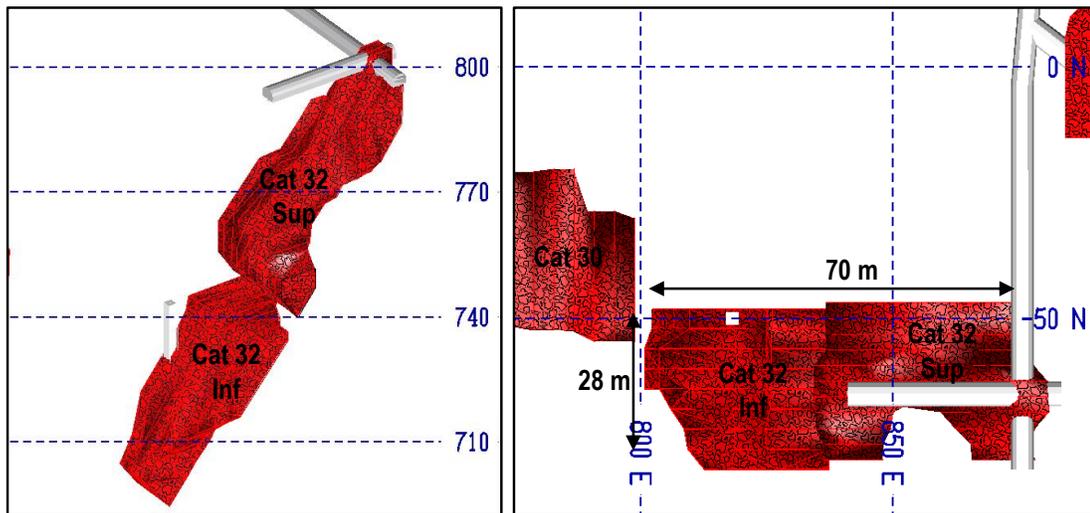


Figura 9.45: Catedral 32 Sup e Inf, vista isométrica y en plana

Las cavidades y fallas cercanas a Catedral 32 Sup e Inf se listan a continuación:

- Arauco 105 Norte pasa cerca de su pared oeste, aproximadamente a 5 m.
- Isabel 12 pasa a 12 m de la pared oeste.
- Arauco 105 rama Oeste para a 4 m de la pared este.
- Arauco 105 rama Este para a 10 m de la pared este.
- Arauco 6 para a 12 m de la pared este.

- Arauco 106 pasa a 46 m de la pared este
- La Falla California pasa a 57 m de su pared oeste, encontrándose este caserón en el bloque yacente.
- No hay cavidades cercanas.

Lo anterior se muestra en la vista en planta de la Figura 9.46 donde aparece además el perfil A-A' que se usarán para construir el modelo numérico en 2D.

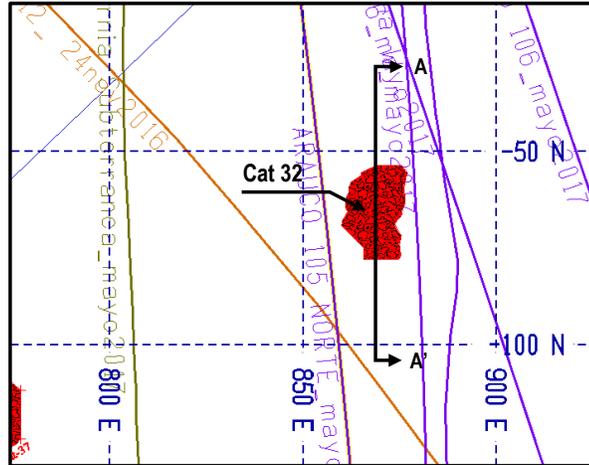


Figura 9.46: Vista en planta, cota 790 m s.n.m., Catedral 13 y 31

El modelo numérico se construyó una vista en dirección N-S para incluir una vista transversal representativa, vista que se muestra en la Figura 9.47.

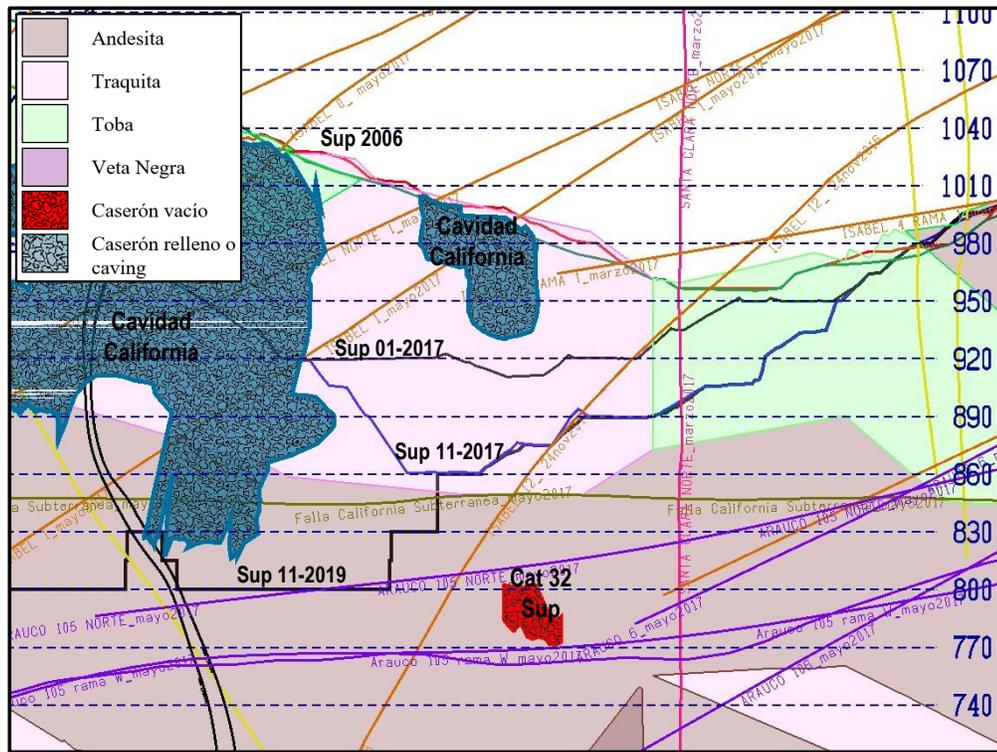


Figura 9.47: Perfil A-A', Condición Real Catedral 32 Sup

Este análisis se realizó utilizando 6 etapas de excavación correspondiente al material encerrado entre topografías consecutivas o donde ocurren eventos importantes. Estas etapas se detallan en la Tabla 9.9 mientras que el modelo se muestra en la Figura 9.48.

Tabla 9.9: Descripción de las Etapas, caso Catedral 32 Sup

Catedral 32 Sup	
Etapa	Fecha, Comentario
1	2006. Iniciación de esfuerzos
2	2006. Aparece caving históricos
3	2006. Comienza explotación Cat 32 Sup
4	01-2017
5	11-2017
6	11-2019

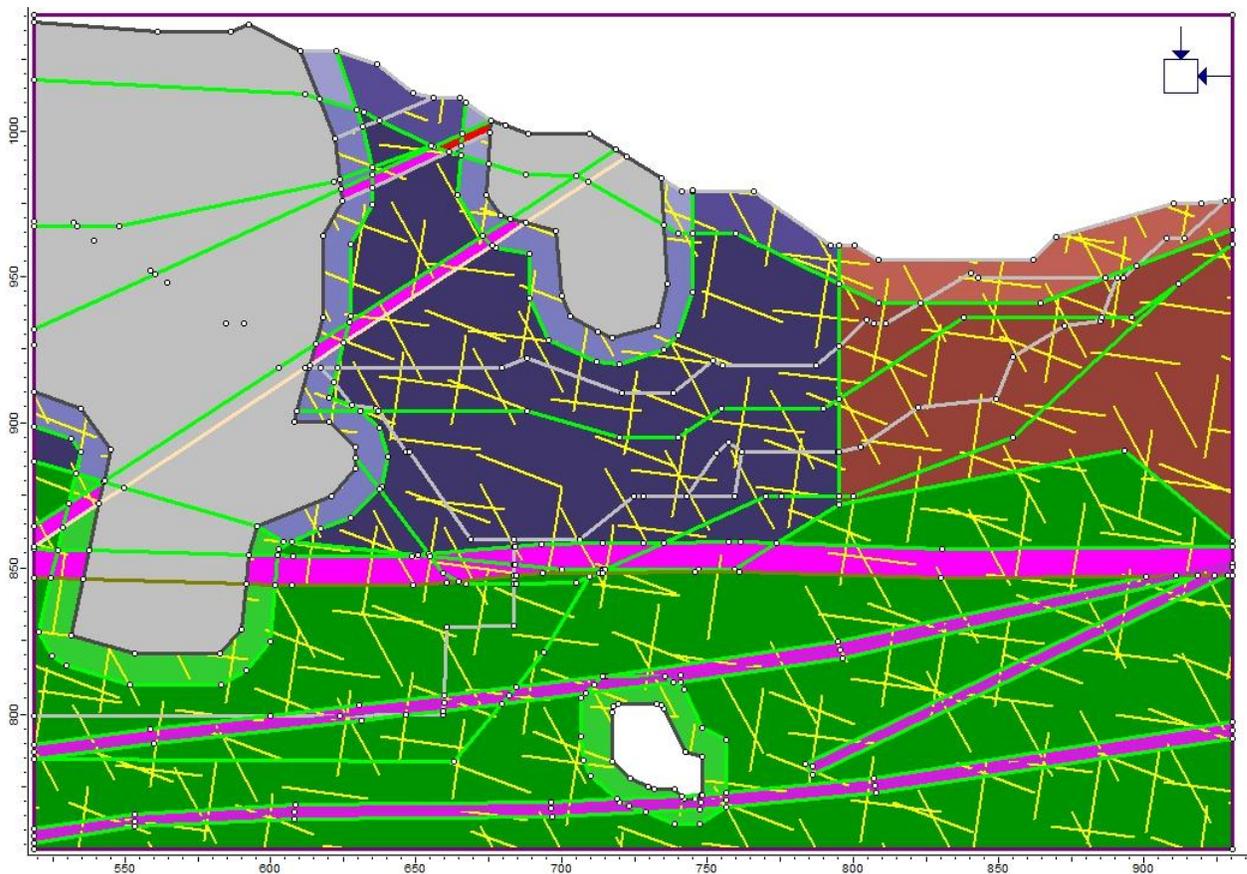


Figura 9.48: Modelo del caserón Catedral 32Sup en Phase 2

A continuación, se muestran las etapas analizadas por medio de fichas que resumen los detalles de cada etapa en la parte superior y muestra tres imágenes donde se colorea las zonas inestables según el criterio aplicado. Estas fichas serán de ayuda para evaluar la estabilidad del caserón a medida que se acerca a superficie y determinar cuál criterio reproduce mejor la realidad.

Caso	: Catedral 32 Sup	Fecha Etapa	: 2006	Crown pillar	: 154 m
Etapa	: 3	Condición	: Estable		

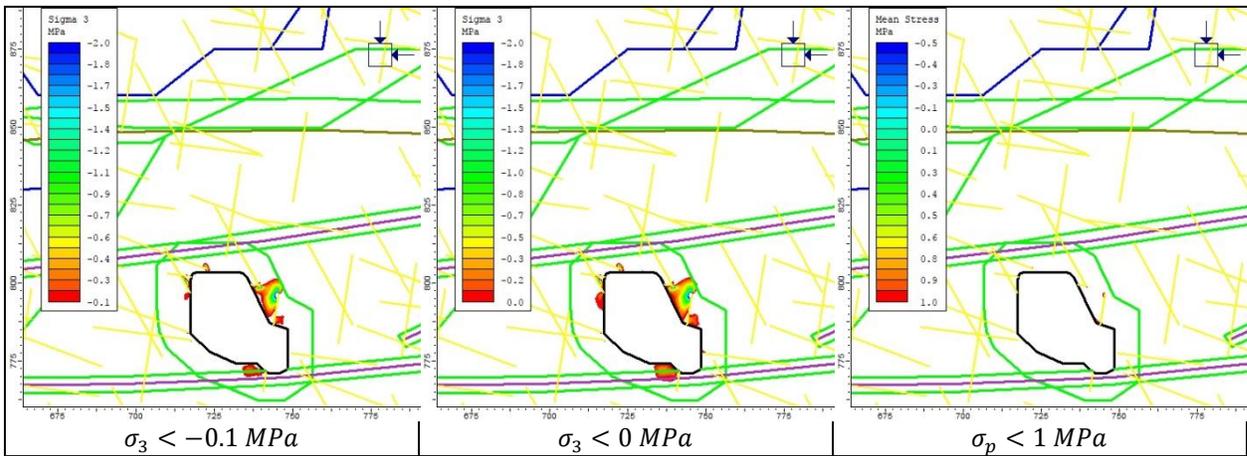


Figura 9.49: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 32 Sup, Etapa 3

Caso	: Catedral 32 Sup	Fecha Etapa	: 01-2017	Crown pillar	: 97 m
Etapa	: 4	Condición	: Estable		

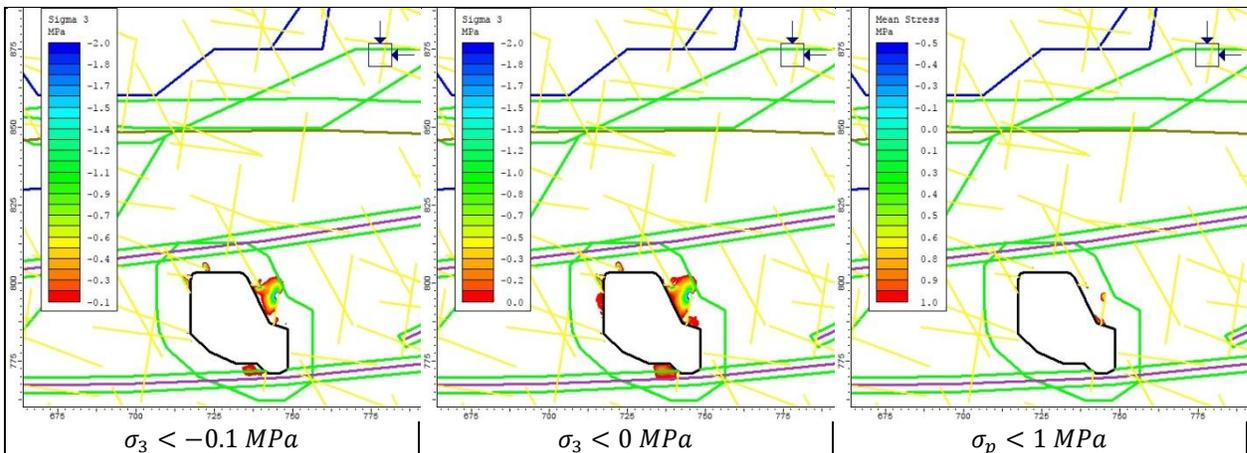


Figura 9.50: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 32 Sup, Etapa 4

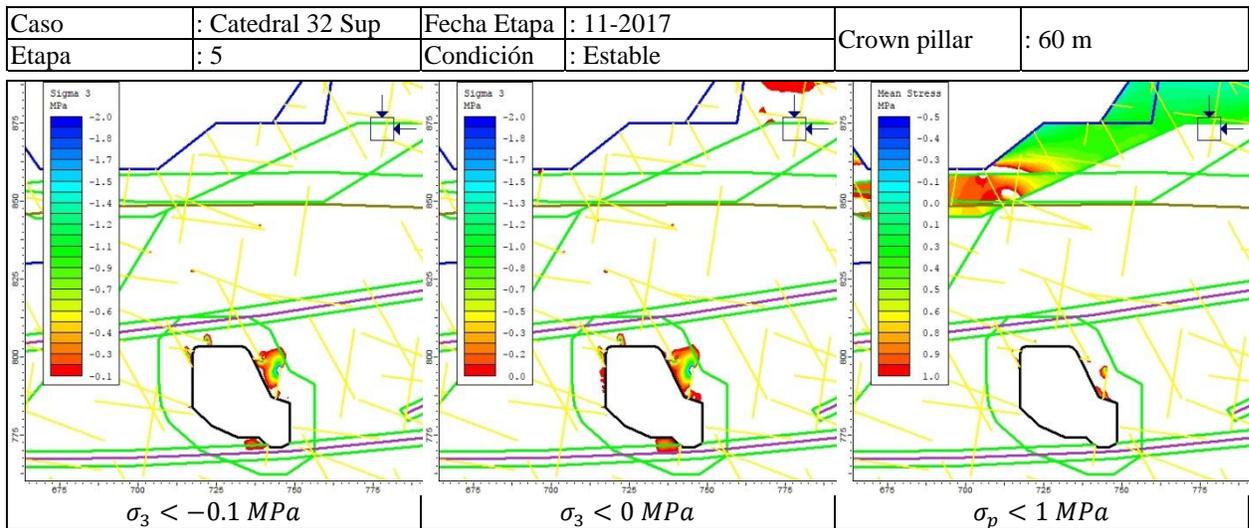


Figura 9.51: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 32 Sup, Etapa 5

## C.8 CATEDRAL 37

Este caserón se explotó en el año 2006, este se encuentra al lado de Catedral 30 Sup y Catedral 30, como se puede ver en la Figura 9.52.

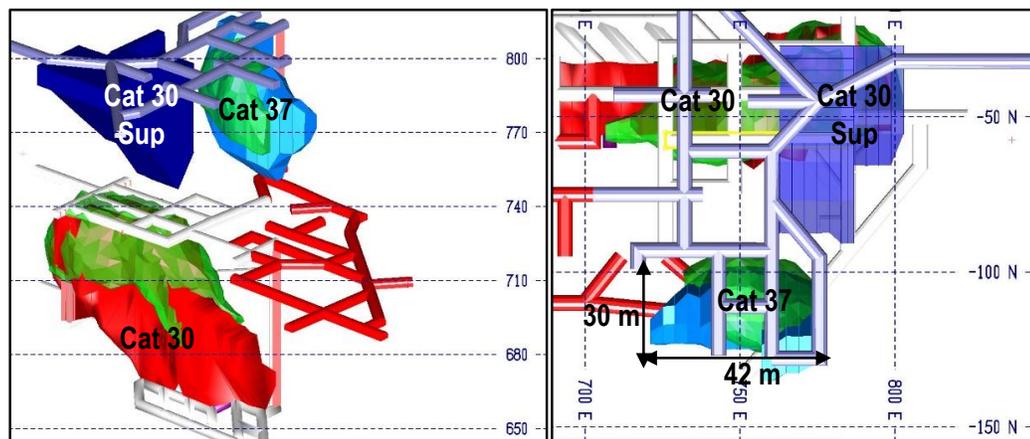


Figura 9.52: Catedral 37, vista isométrica y en plana

La estructura presente, aunque alejada del caserón, es la falla Isabel 1. Además, este caserón está emplazado en roca tipo andesita, como se muestra en la Figura 9.3, en esta figura también aparece el contorno de la medición del CMS con una línea color azul.

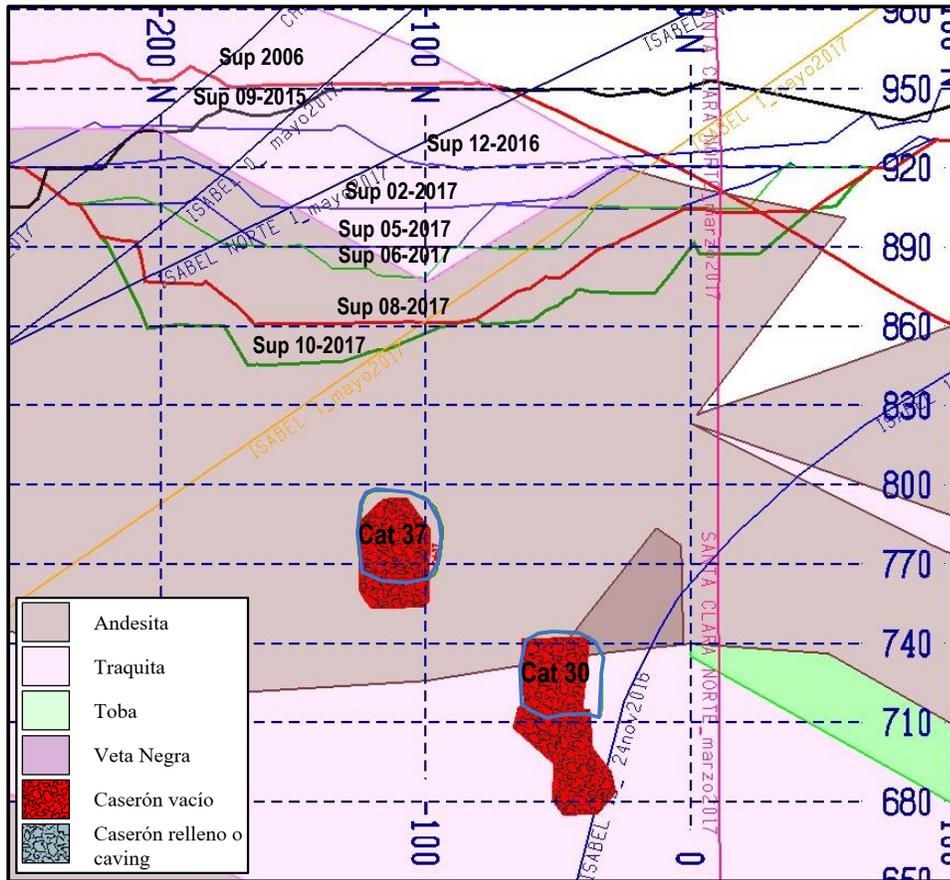


Figura 9.53: Condición Real Catedral 37

Este análisis se realizó utilizando 10 etapas de excavación correspondiente al material encerrado entre topografías consecutivas y a eventos importantes tales como la explotación, relleno o sobre excavación tanto del caserón en análisis como a los circundantes. Dichas etapas se detallan en la Tabla 9.10 mientras que el modelo creado se muestra en la Figura 9.4.

Tabla 9.10: Descripción de las Etapas, caso Catedral 37

Catedral 37	
Etapas	Fecha, Comentario
1	2006. Iniciación de esfuerzos
2	2006. Comienza explotación del caserón
3	2006. Sobre excavación
4	2006. Catedral 30 se rellena con marinas
5	09-2015. Medición con CMS
6	12-2016
7	02-2017
8	05-2017
9	06-2017
10	08-2017
11	10-2017. Se rellena desde superficie

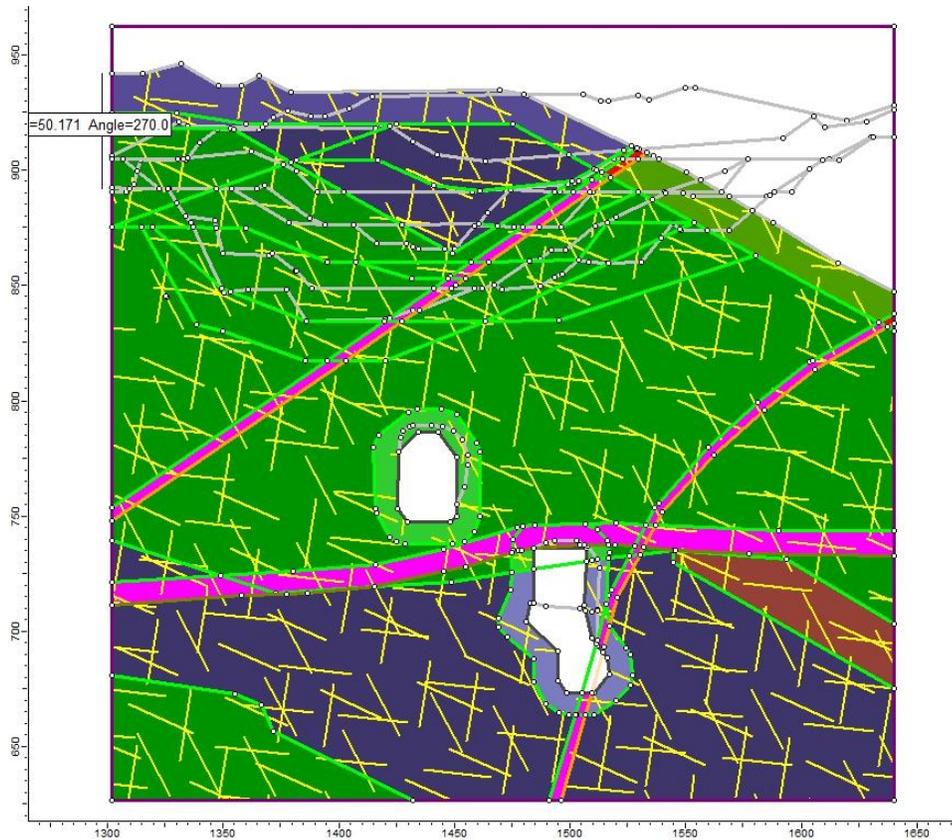


Figura 9.54: Modelo del caserón Catedral 37 en Phase 2

A continuación, se muestran las etapas analizadas por medio de fichas que resumen los detalles de cada etapa en la parte superior y muestra tres imágenes donde se colorea las zonas inestables según el criterio aplicado. Estas fichas serán de ayuda para evaluar la estabilidad del caserón a medida que se acerca a superficie y determinar cuál criterio reproduce mejor la realidad del mismo.

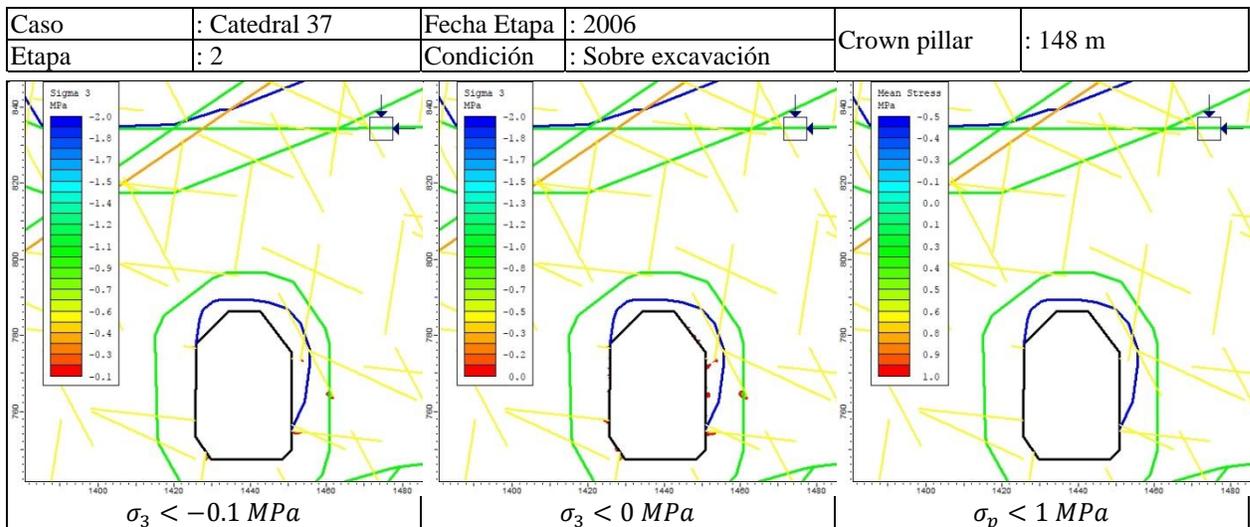


Figura 9.55: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 37, Etapa 2

Caso	: Catedral 37	Fecha Etapa	: 2006	Crown pillar	: 145 m
Etapa	: 3	Condición	: Estable		

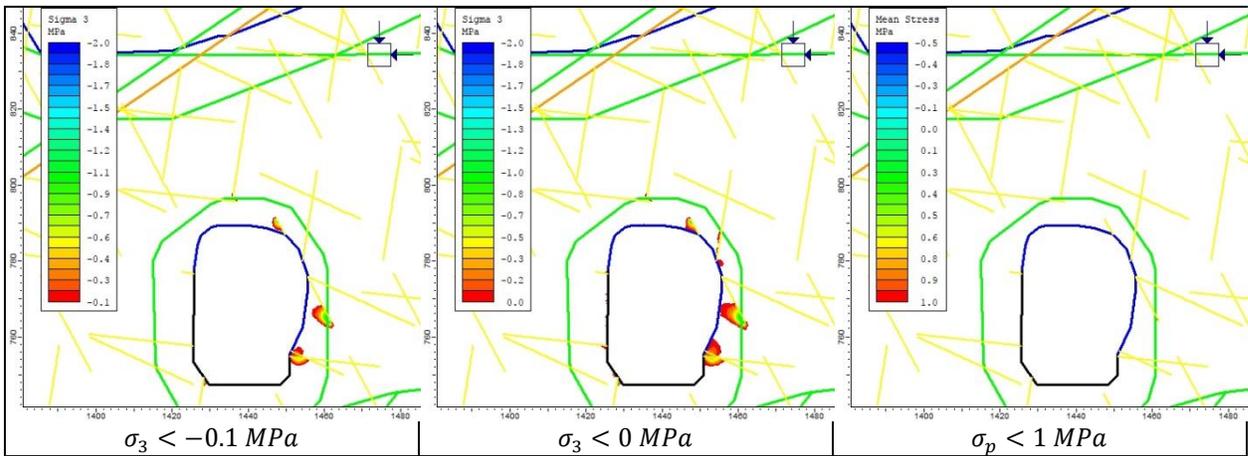


Figura 9.56: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 37, Etapa 3

Caso	: Catedral 37	Fecha Etapa	: 08-2017	Crown pillar	: 59 m
Etapa	: 10	Condición	: Estable		

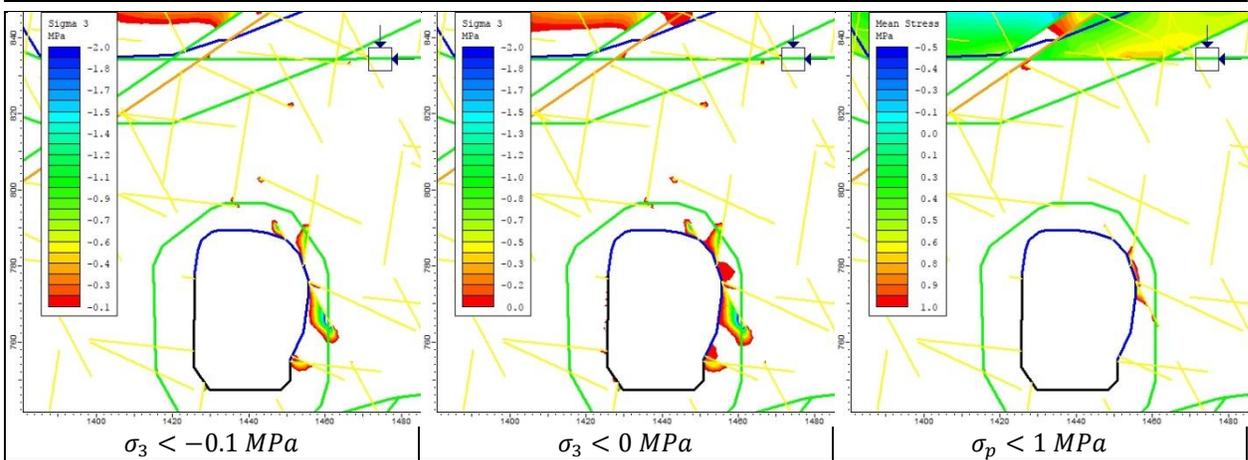


Figura 9.57: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 37, Etapa 10

Caso	: Catedral 37	Fecha Etapa	: 10-2017	Crown pillar	: 50 m
Etapa	: 11	Condición	: Estable, condición de relleno		

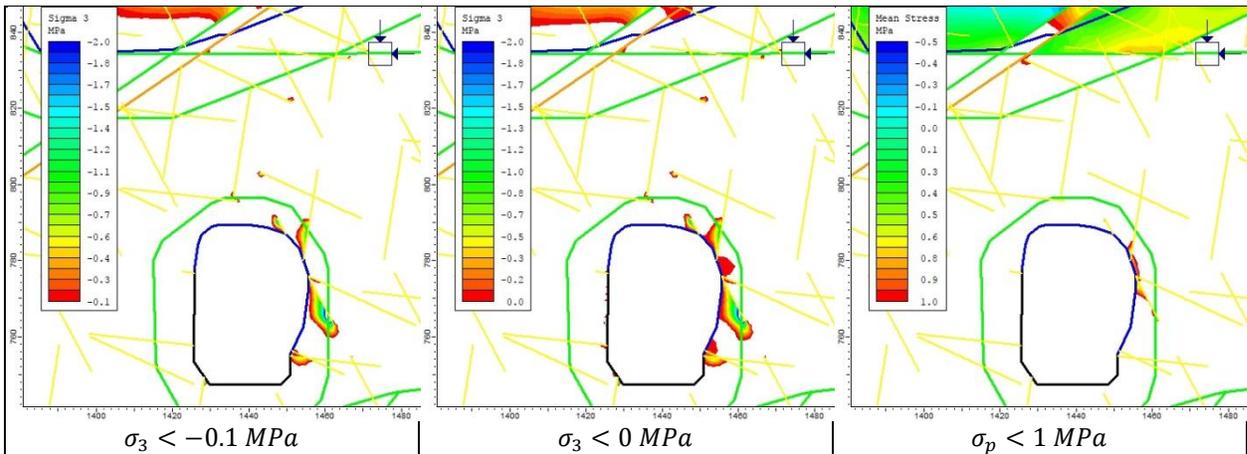


Figura 9.58: Criterios de sobre excavación aplicados a Catedral 37, Etapa 11

También se realizó un análisis empírico con la metodología del Span escalado de Carter que se resume en ANEXO D (Tabla 9.13). Se puede ver que a medida que el rajo se profundiza (T disminuye) la clasificación por este método empieza en E y termina en C.

## C.9 FILO 11

Este caserón se explotó en el año 2005. Este se emplaza en macizo tipo Traquita y sus dimensiones son 50 m de alto, 40 m de ancho y 80 m de largo como se muestra en la Figura 9.59.

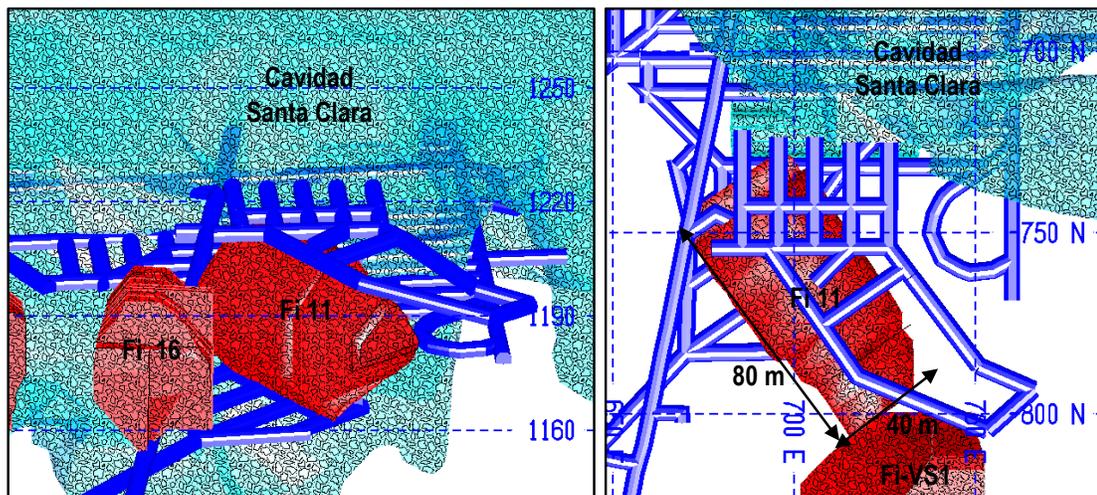


Figura 9.59: Filo 11, vista isométrica y en planta

Las cavidades y fallas cercanas a FILO 11 se listan a continuación:

- Isabel 6 Rama atraviesa este caserón y corta el techo del mismo.
- Santa Clara 2 pasa a 1-2 m de la pared norte
- Falla 2 Cuña Candy pasa a 42 m de la pared este.

- San José 10 se encuentra a 40 m de la pared norte.
- Isabel 6 se encuentra a 59 m de la pared este.
- Cavidad Santa Clara está a 20 m de la pared este
- Caserón Santa Clara 22, Filo 1, 3 y 5 se encuentran a 60 m en los alrededores.

Lo anterior se muestra en la vista en planta de la Figura 9.60 donde aparece además el perfil A-A' que se usará para construir el modelo numérico en 2D.

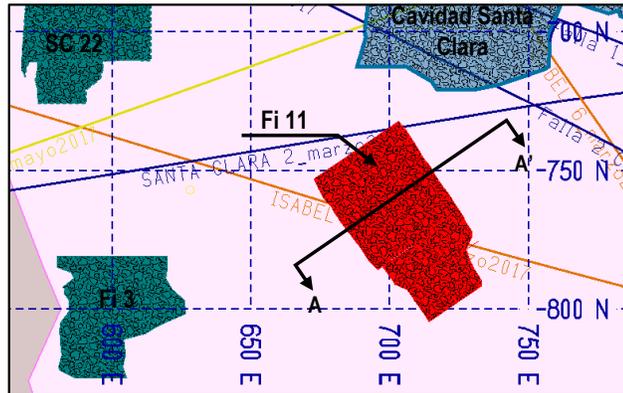


Figura 9.60: Vista en planta, cota 840 m s.n.m., FILO 11

El modelo numérico se construyó con la vista A-A' mostrada en la Figura 9.61, esta es una vista representativa de este caserón, donde aparecen las cavidades cercanas, las fallas principales y las topografías que se usarán en el análisis.

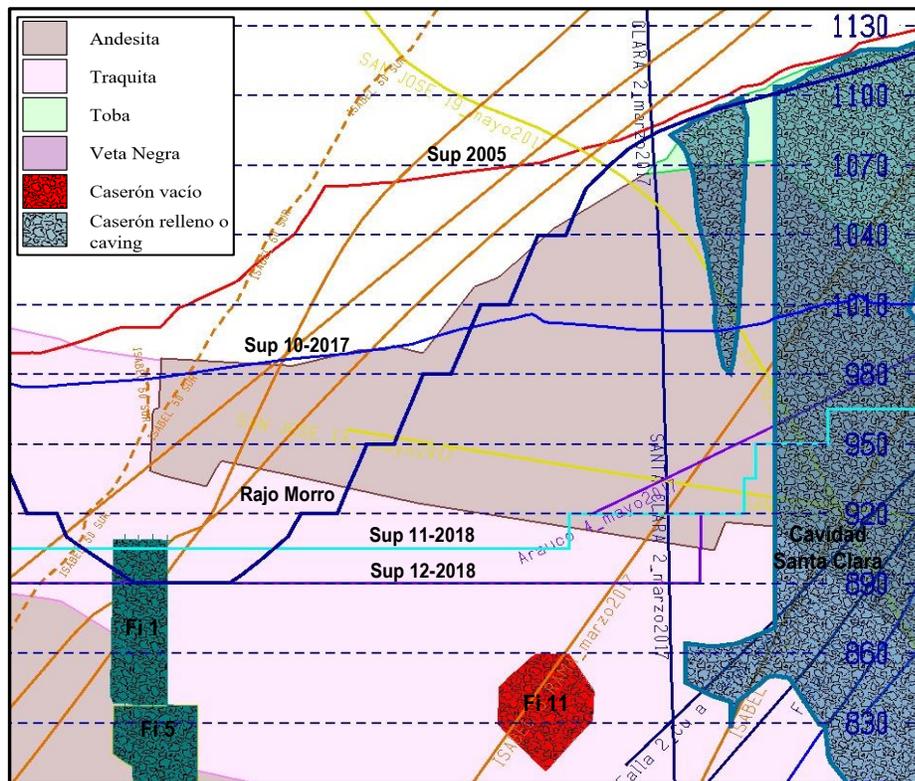


Figura 9.61: Perfil A-A', Condición Real Filo 11

Este análisis se realizó utilizando 10 etapas de excavación correspondiente al material encerrado entre topografías consecutivas y a eventos importantes tales como la explotación, relleno o sobre excavación tanto del caserón en análisis como a los circundantes. Dichas etapas se detallan en la Tabla 9.11 mientras que el modelo creado se muestra en la Figura 9.62.

Tabla 9.11: Descripción de las Etapas, caso Filo 11

Filo 11	
Etapa	Fecha, Comentario
1	2005. Iniciación de esfuerzos
2	2005. Aparecen los caving históricos.
3	2005. Comienza explotación del caserón
4	10-2017
5	11-2018
6	12-2018

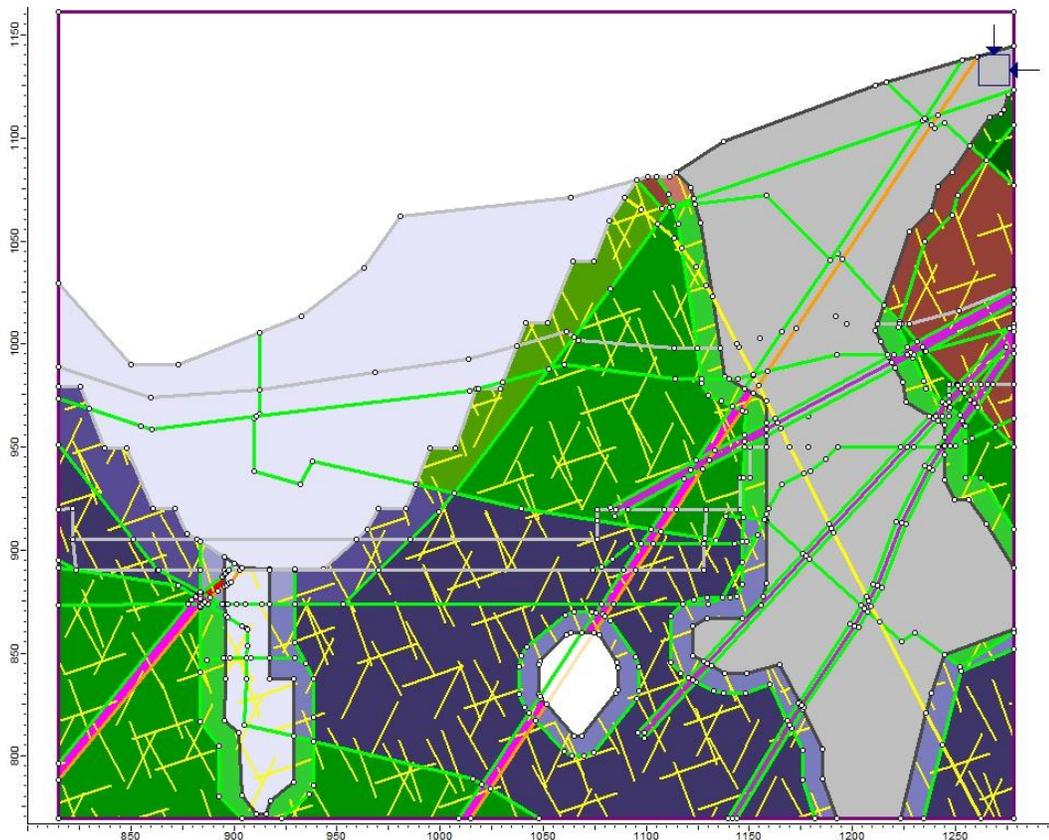


Figura 9.62: Modelo del caserón Filo 11 en Phase 2

A continuación, se muestran las etapas analizadas por medio de fichas que resumen los detalles de cada etapa en la parte superior y muestra tres imágenes donde se colorea las zonas inestables según el criterio aplicado. Estas fichas serán de ayuda para evaluar la estabilidad del caserón a medida que se acerca a superficie, determinar cuál criterio reproduce mejor la realidad del mismo, y establecer la cota desde donde se construirá la chimenea de relleno.

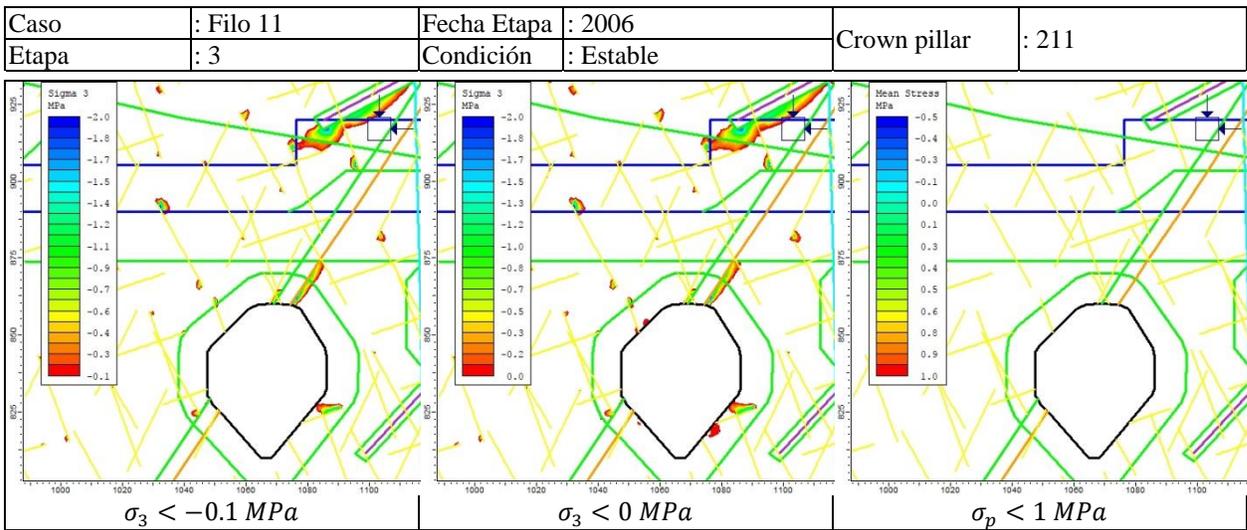


Figura 9.63: Criterios de sobre excavación aplicados a Filo 11, Etapa 3

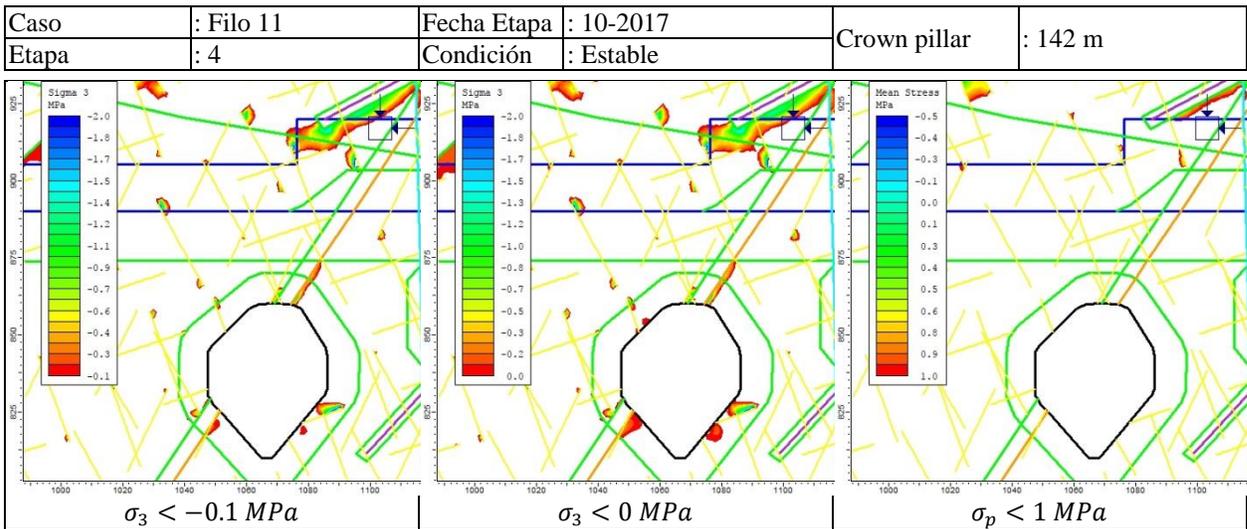


Figura 9.64: Criterios de sobre excavación aplicados a Filo 11, Etapa 4

## ANEXO D CRITERIOS DE SOBRE EXCAVACIÓN APLICADOS A CASOS HISTÓRICOS

Tabla 9.12: Resumen Back Análisis, Criterio I, II y III

N°	Caso	Etapas	Figura	Fecha análisis	Estado	Litología	T [m]	RMR en estudios	CR I	CR II	CR III
1	Ar 28	3	Figura 9.5	2003	E	Traquita	150	54	E	SE	E
2	Ar 28	7	Figura 9.6	09-2015	E	Traquita	135	54	E	SE	E
3	Ar 28	10	Figura 9.7	03-2016	E	Traquita	74	54	E	SE	E
4	Ar 28	12	Figura 9.8	05-2016	R	Traquita	39	54	SE	SE	E
5	Cat 19 Sup	2	Figura 4.26	2005	SE	Andesita	165	55-65	SE	SE	SE
6	Cat 19 Sup	3	Figura 4.27	2005	SE	Andesita	152	55-65	SE	SE	E
7	Cat 19 Sup	4	Figura 4.28	2005	E	Andesita	142	55-65	E	SE	E
8	Cat 19 Sup	14	Figura 4.29	06-2017	E	Andesita	58	55-65	E	SE	E
9	Ar 18	3	Figura 4.13	2004	SE	Traquita	230	60-70	SE	SE	E
10	Ar 18	4	Figura 4.14	2004	E	Traquita	230	60-70	E	E	E
11	Ar 18	5	Figura 4.15	10-2017	E	Traquita	81	60-70	E	SE	E
12	Ar 17	3	Figura 4.8	2004	SE	Traquita	230	60-70	SE	SE	E
13	Ar 17	4	Figura 4.9	2004	E	Traquita	230	60-70	E	E	E
14	Ar 17	5	Figura 4.10	02-2017	R	Traquita	45	60-70	E	E	E
15	Ar 23	3	Figura 4.20	2005	SE	Traquita	258	50-60	E	E	E
16	Ar 23	4	Figura 4.21	2005	E	Traquita	258	50-60	E	E	E
17	Ar 23	11	Figura 4.22	06-2017	E	Traquita	79	50-60	E	SE	E
18	Cat 19 SE	3	Figura 4.32	2006	SE	Andesita	139	55-65	SE	SE	E
19	Cat 19 SE	4	Figura 4.33	2006	E	Andesita	137	55-65	E	E	E
20	Cat 19 SE	11	Figura 4.34	08-2017	R	Andesita	55	55-65	E	E	E
21	Cat 37	2	Figura 9.55	2006	SE	Andesita	148	57	E	E	E
22	Cat 37	3	Figura 9.56	2006	E	Andesita	145	57	E	E	E
23	Cat 37	10	Figura 9.57	08-2017	E	Andesita	59	57	E	SE	E
24	Cat 37	11	Figura 9.58	10-2017	R	Andesita	50	57	E	SE	E
25	Cat 30	3	Figura 9.40	2006	SE	Traquita	206	62	SE	SE	E
26	Cat 30	4	Figura 9.41	2006	E	Traquita	206	62	E	E	E
27	Cat 30	9	Figura 9.42	10-2017	E	Traquita	131	62	E	E	E
28	Cat 30	10	Figura 9.43	10-2017	E	Traquita	131	62	E	E	E
29	Cat 14	3	Figura 9.23	2006	SE	Andesita	79	59	E	SE	E
30	Cat 14	4	Figura 9.24	2006	E	Andesita	79	59	E	E	E
31	Cat 14	10	Figura 9.25	10-2017	E	Andesita	101	59	E	E	E
32	Caving 235	3	Figura 4.39	2003	SE	Traquita	90	56	SE	SE	SE
33	Caving 235	4	Figura 4.40	2003	E	Traquita	74	56	E	SE	E
34	AES	3	Figura 9.14	2003	SE	Toba	397		SE	SE	E
35	AES	4	Figura 9.15	2003	SE	Toba	376		SE	SE	E
36	AES	5	Figura 9.16	2003	E	Toba	352		E	E	E
37	AES	6	Figura 9.17	2003	E	Toba	111		E	SE	E
38	Filo 11	3	Figura 9.63	2005	E	Traquita	211	60-65			
39	Filo 11	4	Figura 9.64	10-2017	E	Traquita	142	60-65	E	E	E
40	Cat 32 Sup e Inf	3	Figura 9.49	2006	E	Andesita	154	60-65			
41	Cat 32 Sup e Inf	4	Figura 9.50	01-2107	E	Andesita	97	60-65			
42	Cat 32 Sup e Inf	5	Figura 9.51	11-2017	E	Andesita	60	60-65			
43	Cat 13	3	Figura 9.30	2006	E	Andesita	141	59	E	E	E
44	Cat 13	4	Figura 9.31	04-2017	E	Andesita	98	59			
45	Cat 13	5	Figura 9.32	10-2017	R	Andesita	47	59	E	E	E
46	Cat 31	3	Figura 9.30	2006	E	Andesita	124	59			
47	Cat 31	4	Figura 9.31	04-2017	E	Andesita	117	59			
48	Cat 31	5	Figura 9.32	10-2017	E	Andesita	77	59	E	E	E
49	SC 27	3	Figura 6.24	2006	E	Andesita	164	60-65			
50	SC 27	4	Figura 6.25	10-2017	E	Andesita	97	60-65	E	E	E

- E: Estable
- SE: Sobre excavado
- R: Relleno
- CR I: Criterio I,  $\sigma_3 < -0.1 MPa$
- CR II: Criterio II  $\sigma_3 < 0 MPa$
- CR III: Criterio III  $\sigma_p < 1 MPa$
- ■ Falso Positivo (Predice E cuando se tiene SE)
- ■ Falso Negativo (Predice SE cuando se tiene E)

Tabla 9.13: Span Escalado

N°	Caso	Etapas	Estado	Ancho [m]	Largo [m]	Alto [m]	HR	Litología	T [m]	RMR	Q	$\rho$ [t/m <sup>3</sup> ]	Scale span [m]	Dip [°]	RMR en estudios	Clase	T crítico (=A)
1	Ar 28	3	E	22	32	80	7	Traquita	150	54	3.04	2.50	2.44	60	54	E	26
2	Ar 28	7	E	22	32	80	7	Traquita	135	54	3.04	2.50	2.58	60	54	E	26
3	Ar 28	10	E	22	32	80	7	Traquita	74	54	3.04	2.50	3.48	60	54	D	26
4	Ar 28	12	R	22	32	80	7	Traquita	39	54	3.04	2.50	4.79	60	54	B	26
5	Cat 19 Sup	2	SE	46	58	79	13	Andesita	165	60	5.92	2.54	4.27	90	55-65	D	49
6	Cat 19 Sup	3	SE	46	58	79	13	Andesita	152	60	5.92	2.54	4.45	90	55-65	D	49
7	Cat 19 Sup	4	E	46	58	79	13	Andesita	142	60	5.92	2.54	4.60	90	55-65	D	49
8	Cat 19 Sup	14	E	46	58	79	13	Andesita	58	60	5.92	2.54	7.20	90	55-65	B	49
9	Ar 18	3	SE	28	33	49	8	Traquita	230	60	5.92	2.50	2.15	90	60-70	F	17
10	Ar 18	4	E	28	33	49	8	Traquita	230	60	5.92	2.50	2.15	90	60-70	F	17
11	Ar 18	5	E	28	33	49	8	Traquita	81	60	5.92	2.50	3.62	90	60-70	E	17
12	Ar 17	3	SE	25	28	47	7	Traquita	230	60	5.92	2.50	1.89	90	60-70	F	13
13	Ar 17	4	E	25	28	47	7	Traquita	230	60	5.92	2.50	1.89	90	60-70	F	13
14	Ar 17	5	R	25	28	47	7	Traquita	45	60	5.92	2.50	4.28	90	60-70	D	13
15	Ar 23	3	SE	24	45	43	8	Traquita	258	55	3.39	2.50	1.91	90	50-60	F	25
16	Ar 23	4	E	24	45	43	8	Traquita	258	55	3.39	2.50	1.91	90	50-60	F	25
17	Ar 23	11	E	24	47	43	8	Traquita	79	55	3.39	2.50	3.47	90	50-60	D	25
18	Cat 19 SE	3	SE	39	53	58	11	Andesita	139	61	6.61	2.54	4.00	90	55-65	E	30
19	Cat 19 SE	4	E	39	53	58	11	Andesita	137	61	6.61	2.54	4.03	90	55-65	E	30
20	Cat 19 SE	11	R	39	53	58	11	Andesita	55	61	6.61	2.54	6.36	90	55-65	C	30
21	Cat 37	2	SE	25	39	45	8	Andesita	148	57	4.24	2.54	2.56	90	57	E	21
22	Cat 37	3	E	30	42	45	9	Andesita	145	57	4.24	2.54	3.03	90	57	E	29
23	Cat 37	10	E	30	42	45	9	Andesita	59	57	4.24	2.54	4.75	90	57	C	29
24	Cat 37	11	R	30	42	45	9	Andesita	50	57	4.24	2.54	5.16	90	57	C	29
25	Cat 30	3	SE	37	108	60	14	Traquita	206	62	7.39	2.50	3.52	90	62	E	34

Donde:

- E: Estable
- SE: Sobre excavado
- R: Relleno
- CR I: Criterio I,  $\sigma_3 < -0.1 \text{ MPa}$
- CR II: Criterio II  $\sigma_3 < 0 \text{ MPa}$
- CR III: Criterio III  $\sigma_p < 1$

Tabla 9.14: Span Escalado

N°	Caso	Etapas	Estado	Ancho [m]	Largo [m]	Alto [m]	HR	Litología	T [m]	RMR	Q	$\rho$ [t/m <sup>3</sup> ]	Scale span [m]	Dip [°]	RMR en estudios	Clase	T crítico (=A)
26	Cat 30	4	E	37	108	60	14	Traquita	206	62	7.39	2.50	3.52	90	62	E	34
27	Cat 30	9	E	37	108	60	14	Traquita	131	62	7.39	2.50	4.41	90	62	E	34
28	Cat 30	10	E	37	108	60	14	Traquita	131	62	7.39	2.50	4.41	90	62	E	34
29	Cat 14	3	SE	30	47	65	9	Andesita	79	59	5.29	2.54	4.86	51	59	C	34
30	Cat 14	4	E	30	47	65	9	Andesita	79	59	5.29	2.54	4.86	51	59	C	34
31	Cat 14	10	E	30	47	65	9	Andesita	101	59	5.29	2.54	4.30	51	59	D	34
32	Caving 235	3	SE	53	114	45	18	Traquita	90	56	3.79	2.50	7.30	90	56	A	116
33	Caving 235	4	E	53	114	58	18	Traquita	74	56	3.79	2.50	8.05	90	56	A	116
34	AES	3	SE	45	90	58	15	Toba	397	56	3.79	2.54	3.02	90	-	E	87
35	AES	4	SE	45	90	79	15	Toba	376	56	3.79	2.54	3.10	90	-	E	87
36	AES	5	E	45	90	102	15	Toba	352	56	3.79	2.54	3.21	90	-	E	87
37	AES	6	E	45	90	102	15	Toba	111	56	3.79	2.54	5.71	90	-	B	87
38	Filo 11	3	E	40	80	50	13	Traquita	211	61	6.61	2.50	3.56	90	60-65	E	39
39	Filo 11	4	E	40	80	50	13	Traquita	142	61	6.61	2.50	4.33	90	60-65	D	39
40	Cat 32 Sup e Inf	3	E	32	72	135	11	Andesita	154	61	6.61	2.54	3.42	90	60-65	E	27
41	Cat 32 Sup e Inf	4	E	32	72	135	11	Andesita	97	61	6.61	2.54	4.31	90	60-65	D	27
42	Cat 32 Sup e Inf	5	E	32	72	135	11	Andesita	60	61	6.61	2.54	5.48	90	60-65	C	27
43	Cat 13	3	E	20	27	70	6	Andesita	141	59	5.29	2.54	51	2.35	59	E	14
44	Cat 13	4	E	20	27	70	6	Andesita	98	59	5.29	2.54	51	2.82	59	E	14
45	Cat 13	5	R	20	27	70	6	Andesita	47	59	5.29	2.54	51	4.07	59	D	14
46	Cat 31	3	E	20	36	67	6	Andesita	124	59	5.29	2.54	2.63	53	59	E	15
47	Cat 31	4	E	20	36	67	6	Andesita	117	59	5.29	2.54	2.71	53	59	E	15
48	Cat 31	5	E	20	36	67	6	Andesita	77	59	5.29	2.54	3.34	53	59	E	15
49	SC 27	3	E	28	57	60	9	Andesita	164	60	5.92	2.54	3.17	62	60-65	E	27
50	SC 27	4	E	28	57	60	9	Andesita	97	60	5.92	2.54	4.12	62	60-65	D	27

Donde:

- E: Estable
- SE: Sobre excavado
- R: Relleno
- CR I: Criterio I,  $\sigma_3 < -0.1 \text{ MPa}$
- CR II: Criterio II  $\sigma_3 < 0 \text{ MPa}$
- CR III: Criterio III  $\sigma_p < 1$

