



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS CUALITATIVO Y JERÁRQUICO DE INCERTEZAS EN LA
CONSTRUCCIÓN DE TÚNELES**

**MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL,
MENCION ESTRUCTURAS-CONSTRUCCIÓN-GEOTECNIA**

JOSÉ MANUEL GACITÚA CARAFÍ

PROFESOR GUÍA

GINO ELISEO RIVERA TORRES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN

RICARDO ANDRÉS MOFFAT COVARRUBIAS

EDGARDO GONZÁLEZ LIZAMA

SANTIAGO, CHILE

OCTUBRE 2012

Resumen

Este trabajo aborda el análisis de incertezas que se presentan en la construcción de túneles, los cuales afectan directamente a la estimación de plazos y costos del proyecto.

Primero, se identifican y describen las variables que afectan un proyecto de túneles, el cual se puede dividir en 3 etapas: exploración geotécnica, diseño y construcción. Se consideraron 3 métodos distintos de excavación: tradicional en roca (perforación y tronadura), tradicional en suelo (método NATM) y mecanizada (tuneladoras o TBM). Toda la información fue obtenida por bibliografía existente o de antecedentes obtenidos por entrevistas a expertos del área.

A continuación, se realiza un análisis jerárquico de las incertezas en base a la metodología AHP (Analytic Hierarchy Process). Para jerarquizar incertezas se requiere del juicio experto, por tanto se solicitó la colaboración a 9 profesionales con experiencia en túneles de la empresa Arcadis Chile. Se encuestaron especialistas en Geología (1), Ingeniería de Minas (3), Ingeniería Civil (3) y Construcción Civil (2), considerando una selección de variables identificadas previamente, para obtener prioridades por especialidad.

De éste análisis se concluye que la mayor cantidad de incertezas en un proyecto de túneles provienen de la etapa exploratoria (59%) y de la construcción (22%). En la etapa exploratoria, las condiciones hidrogeológicas y geológicas son las más importantes (25% y 24% respectivamente). En la etapa de construcción, las principales incertezas son problemas medioambientales (6%), calidad de la construcción (8%) y administración de la faena (8%).

Asimismo, se determinó que el método de TBM es más incierto que el método NATM al momento de elegir cuál de los dos métodos excavar en suelo (54% vs 46%); y también más incierto que el método de Perforación y Tronadura cuando se excava en roca (55% vs 45%). Además, éste método es más sensible a las incertezas asociadas a la exploración, mientras que la excavación en suelos es más sensible al diseño y la excavación en roca a la construcción del túnel.

Con los resultados obtenidos, se sientan las bases para un análisis cuantitativo de riesgo en la construcción de túneles.

Dedicatoria

A mis hermanos, Jaime y Javier y mi hermana Isabel. Sin Uds. no sería lo mismo.

A mi Padre y a mi Madre. Gracias por su dedicación durante todos estos años. Siempre han sido y seguirán siendo un ejemplo a seguir.

A mi polola, Javiera, por ser mi fiel compañera.

A mis infaltables amigos, que por mucho tiempo que pase, siempre es como si nos viésemos todos los días.

A mi profesor guía, Gino Rivera, y a la división de túneles de Arcadis Chile, que gracias a su buena disposición y amabilidad se pudo realizar este trabajo.

Tabla de Contenido

Resumen.....	ii
Dedicatoria.....	iii
Tabla de Contenido.....	iv
Índice de Ilustraciones	vi
Índice de Tablas.....	x
Capítulo I	
Introducción	11
1.1 Introducción	11
1.2 Motivación.....	14
1.3 Objetivos.....	15
Capítulo II	
Impacto de las Incertezas en la Construcción de Túneles.....	16
2.1 Descripción de los métodos de construcción.....	23
Capítulo III	
Descripción de Incertezas.....	24
3.1 Etapas de un Proyecto.....	24
3.2 Etapa de Exploraciones	25
3.2.1 Organización de las exploraciones.....	25
3.2.2 Incertezas en la representación general del macizo	27
3.2.3 Incertezas en la obtención de parámetros de diseño	41
3.3 Etapa de Diseño	51
3.3.1 Definición del método constructivo y fortificación en rocas	51
3.3.2 Definición del método constructivo en suelos	63
3.3.3 Modelación numérica	68
3.4 Etapa de Construcción.....	73
3.4.1 Perforación y tronadura.....	75
3.4.2 Excavación en suelos.....	80
3.4.3 TBM.....	84
Capítulo IV	
Análisis de Incertezas	89
4.1 Identificación y ordenamiento de las variables	89
4.2 Resultados de la encuesta.....	95

4.2.1	Percepciones de las incertezas según especialidad	95
4.2.2	Distribución final de las incertezas	114
4.2.3	Sensibilidad de la distribución de importancia respecto del método constructivo	116
4.2.4	Elección de la alternativa de construcción	123
4.2.5	Grado de consistencia de los resultados.....	125
Capítulo V		
	Conclusiones	127
Capítulo VI		
	Bibliografía	130
ANEXOS		
	Anexo A Método de Perforación y Tronadura.....	134
	Anexo B Método NATM para Suelos	143
	Principios básicos del método	144
	Aplicación práctica del método	146
	Túneles de sección media.....	151
	Túneles de sección pequeña.....	155
	Túneles de grande secciones transversales	155
	Control de deformaciones	157
	Anexo C Excavación Mecanizada	161
	Anexo D Clasificación Geomecánica de Bieniawski	174
	Anexo E Clasificación Geomecánica de Barton	179
	Anexo F Análisis de Estabilidad de la Frente Según Método de Mühlhaus.....	189
	Anexo G Análisis de Estabilidad de la Frente Según Método de Atkinson & Potts .	192
	Anexo H Resultados Adicionales del Modelo de Jerarquización	195
	Incertezas de tercer orden.....	196
	Incertezas de cuarto orden.....	201

Índice de Ilustraciones

FIGURA II-1. DISTRIBUCIÓN DE MÉTODOS DE CONSTRUCCIÓN DE TÚNELES QUE HAN COLAPSADO DURANTE SU CONSTRUCCIÓN EN LOS ÚLTIMOS 80 AÑOS. SEIDENFUSS (2006)	19
FIGURA II-2. EJEMPLOS DE DOS MÉTODOS CONSTRUCTIVOS PARA UN TÚNEL. ŠPAČKOVA ET AL [2010].....	21
FIGURA III-1. GUÍA DE INVESTIGACIÓN DE TERRENO SEGÚN GONZALES DE VALLEJO (2002).....	26
FIGURA III-2. CURVA TIPO DE APRENDIZAJE EN FUNCIÓN DEL TIEMPO.	27
FIGURA III-3. ESQUEMA DE FALLA DEL TÚNEL CONSTRUIDO EN GREEN PARK (1964)	28
FIGURA III-4. ESQUEMA DE FALLA DEL TÚNEL CONSTRUIDO EN GIBEI, ROMANIA (1985)	28
FIGURA III-5. PERFIL GEOLÓGICO LONGITUDINAL DE LA ESTACIÓN MOTOL EN FUNCIÓN DE LOS ESTUDIOS GEOLÓGICOS REALIZADOS.	30
FIGURA III-6. RITMO DE PENETRACIÓN Y DE AVANCE PARA TBM EN FUNCIÓN DE CLASIFICACIÓN DEL MACIZO (NORD, 2006).....	32
FIGURA III-7. RITMO DE PENETRACIÓN VS CLASIFICACIÓN DEL MACIZO SEGÚN SAPIGNI ET AL (2002)	33
FIGURA III-8. COMPARACIÓN ENTRE PERFORACIÓN Y TRONADURA Vs TBM SEGÚN BARTON (NORD (2006))	34
FIGURA III-9. IMAGEN DE LA CONSTRUCCIÓN DE LA ESTACIÓN DE METRO PINO SUAREZ EN CIUDAD DE MÉXICO.	36
FIGURA III-10. TABLA DE CLASIFICACIÓN SEGÚN MARTILLO DE SCHMIDT	45
FIGURA III-11. CRITERIO DE FALLA SEGÚN MOHR-COULOMB Y GRIFFITH.....	48
FIGURA III-12. EFECTO DE FÁBRICA DE LA ROCA EN LAS TENSIONES PRINCIPALES	49
FIGURA III-13. TIPOS DE MUESTRAS PARA UTILIZAR EN ENSAYOS DE CARGA PUNTUAL (GONZALES DE VALLEJO, 2002)	50
FIGURA III-14. VARIACIÓN DE PARÁMETRO M_b EN FUNCIÓN DEL GSI.....	57
FIGURA III-15. VARIACIÓN DEL PARÁMETRO S EN FUNCIÓN DEL GSI.....	58
FIGURA III-16. VARIACIÓN DEL PARÁMETRO A EN FUNCIÓN DEL GSI.....	58
FIGURA III-17. SENSIBILIDAD DE LA CURVA DE HOEK & BROWN PARA COMPORTAMIENTO DE LA ROCA EN FUNCIÓN DEL GSI.....	59
FIGURA III-18. SENSIBILIDAD DE LA CURVA DE COMPORTAMIENTO DE LA ROCA SEGÚN HOEK & BROWN EN FUNCIÓN DEL PARÁMETRO M_i	59
FIGURA III-19. ESTIMACIÓN DE RESISTENCIA DE ROCA UTILIZANDO DISTINTOS MÉTODOS PARA EL CASO DE COLUMNAS DE LAISVALL (EDELBRÖ ET AL. 2006)	60
FIGURA III-20. DISTINTOS TIPOS DE FALLAS OBSERVADOS EN LA FRENTE DEL TÚNEL.....	63
FIGURA III-21. VARIACIÓN DEL FACTOR DE SEGURIDAD PARA LA ESTABILIDAD DE LA FRENTE EN FUNCIÓN DEL PARÁMETRO K_0	66
FIGURA III-22. VARIACIÓN DEL FACTOR DE SEGURIDAD PARA LA ESTABILIDAD DE LA FRENTE EN FUNCIÓN DE LA COHESIÓN DEL SUELO.....	66
FIGURA III-23. VARIACIÓN DEL FACTOR DE SEGURIDAD PARA LA ESTABILIDAD DE LA FRENTE EN FUNCIÓN DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN DEL SUELO.	67
FIGURA III-24. VARIACIÓN DEL FACTOR DE SEGURIDAD PARA LA ESTABILIDAD DE LA FRENTE EN FUNCIÓN DEL PESO ESPECÍFICO DEL SUELO.....	67
FIGURA III-25. EFECTO DE ALTO STRESS VS FAMILIAS DE FRACTURAS. MARTIN ET AL. [1999].....	69
FIGURA III-26. EJEMPLO DE MODELO DE TÚNEL MEDIANTE EL PROGRAMA PLAXIS	71
FIGURA III-27. ESQUEMA DE LA FALLA DE HEATHROW (FUENTE: CEED (2008)).....	73

FIGURA III-28. VISTA DE CONTORNOS DE ASENTAMIENTOS PARA LA ESTACIÓN HEATHROW, INGLATERRA. (CEED (2008)).....	74
FIGURA III-29 EFECTOS DE MACIZO DE MALA CALIDAD EN TBM. BARTON (2000)	85
FIGURA IV-1. INCERTEZAS DE VARIABLES DE PRIMER ORDEN, SEGÚN DISCIPLINAS.	96
FIGURA IV-2. INCERTEZAS DE VARIABLES DE SEGUNDO ORDEN. DEBIDO A LA EXPLORACIÓN Y CARACTERIZACIÓN DEL MEDIO.	97
FIGURA IV-3. INCERTEZAS DE SEGUNDO ORDEN. PROVENIENTES DEL DISEÑO DEL TÚNEL.	98
FIGURA IV-4. INCERTEZAS DE SEGUNDO ORDEN. PRODUCIDAS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DEL TÚNEL.	99
FIGURA IV-5. INCERTEZAS DE SEGUNDO ORDEN. RELACIONADAS AL CONTEXTO DE LA OBRA	100
FIGURA IV-6. VARIABLES DE TERCER ORDEN. INCERTEZAS DEBIDO A LAS CONDICIONES GEOLÓGICAS.	101
FIGURA IV-7. VARIABLES DE TERCER ORDEN. INCERTEZAS DEBIDO A LA PARAMETRIZACIÓN DEL SUELO/ROCA..	102
FIGURA IV-8. VARIABLES DE TERCER ORDEN. INCERTEZAS PRODUCTO DE LAS CONDICIONES HIDROGEOLÓGICAS.	103
FIGURA IV-9. VARIABLES DE TERCER ORDEN. INCERTEZAS PRODUCIDAS POR UNA MALA MODELACIÓN GEOTÉCNICA.	104
FIGURA IV-10. VARIABLES DE TERCER ORDEN. INCERTEZAS PROVENIENTES DEL CÁLCULO ESTRUCTURAL	105
FIGURA IV-11. VARIABLES DE TERCER ORDEN. INCERTEZAS DEBIDO A LA ESTIMACIÓN DE ELEMENTOS DE REFUERZO DEL TERRENO.	106
FIGURA IV-12. VARIABLES DE TERCER ORDEN. INCERTEZAS PRODUCIDAS POR PROBLEMAS MEDIOAMBIENTALES.	107
FIGURA IV-13. VARIABLES DE TERCER ORDEN. INCERTEZAS PROVENIENTES DE LA CALIDAD DE LA CONSTRUCCIÓN.	108
FIGURA IV-14. VARIABLES DE TERCER ORDEN. INCERTEZAS PRODUCIDAS POR UNA MALA ADMINISTRACIÓN DE LA OBRA.	109
FIGURA IV-15. VARIABLES DE CUARTO ORDEN. INCERTEZAS DEBIDO A LA ESTIMACIÓN DE PROPIEDADES GEOMECÁNICAS DETERMINADAS DE ENSAYOS.	110
FIGURA IV-16. VARIABLES DE CUARTO ORDEN. INCERTEZAS PRODUCTO DE LA CALIDAD DEL MACIZO.	111
FIGURA IV-17. VARIABLES DE CUARTO ORDEN. INCERTEZAS PRODUCIDAS POR EL USO DE REFUERZOS EN TERRENO.	112
FIGURA IV-18. VARIABLES DE CUARTO ORDEN. INCERTEZAS POR USO DE REFUERZO EN EL SHOTCRETE	113
FIGURA IV-19. VARIABLES DE CUARTO ORDEN. INCERTEZAS PRODUCIDAS EN EL MONITOREO	114
FIGURA IV-20. PORCENTAJES GLOBALES DE LAS INCERTEZAS EN LA CONSTRUCCIÓN DE TÚNELES.	115
FIGURA IV-21. IMPORTANCIA DE INCERTEZAS DE PRIMER ORDEN PARA CADA MÉTODO DE EXCAVACIÓN.	117
FIGURA IV-22. IMPORTANCIA DE INCERTEZAS DE SEGUNDO ORDEN ASOCIADOS A LA PROSPECCIÓN GEOLÓGICA PARA CADA MÉTODO DE EXCAVACIÓN.	118
FIGURA IV-23. IMPORTANCIA DE INCERTEZAS DE SEGUNDO ORDEN ASOCIADAS AL DISEÑO PARA CADA MÉTODO DE EXCAVACIÓN.	119
FIGURA IV-24. IMPORTANCIA DE INCERTEZAS ASOCIADAS A LA CONSTRUCCIÓN PARA CADA MÉTODO DE EXCAVACIÓN	120
FIGURA IV-25. IMPORTANCIA DE LAS INCERTEZAS ASOCIADAS AL CONTEXTO DE LA OBRA PARA CADA MÉTODO DE EXCAVACIÓN	121
FIGURA IV-26. INCERTEZAS DE SEGUNDO ORDEN PARA LA EXCAVACIÓN UTILIZANDO PERFORACIÓN Y TRONADURA.	122

FIGURA IV-27. INCERTEZAS DE SEGUNDO ORDEN PARA LA EXCAVACIÓN UTILIZANDO MÉTODO DE EXCAVACIÓN NATM.	122
FIGURA IV-28. INCERTEZAS DE SEGUNDO ORDEN PARA LA EXCAVACIÓN UTILIZANDO TUNELERA (TBM).	123
FIGURA IV-29. RESULTADO DEL MODELO AHP, ALTERNATIVA MÁS INCIERTA PARA LA EXCAVACIÓN EN SUELOS.	124
FIGURA IV-30. RESULTADO DEL MODELO AHP, ALTERNATIVA MÁS INCIERTA PARA LA EXCAVACIÓN EN ROCA. ...	124
FIGURA IV-31. RESULTADO INCONSISTENCIAS OBTENIDAS EN LAS EVALUACIONES CON ANÁLISIS AHP.	126
FIGURA A - 1. TRABAJO CÍCLICO DE PERFORACIÓN Y TRONADURA EN ROCA BUENA.	136
FIGURA A - 2. PERFORADORA JUMBO MARCA SUNWARD MODEL SWC452	137
FIGURA A - 3. VISTA DE LAS DISTINTAS SECCIONES DEL FRENTE DEL TÚNEL.....	138
FIGURA A - 4. DISTINTAS FORMAS DE PERFORACIÓN DEL CUELE.	139
FIGURA A - 5. VISTA TIPO DE REPLANTEO DE TIRO Y SECUENCIA DE TRONADO EN LA FRENTE DEL TÚNEL.....	140
FIGURA A - 6. ANFO UTILIZADO COMO EXPLOSIVO.....	140
FIGURA A - 7. EMULSIÓN TIPO EXAGEL E-80 Y E-65	141
FIGURA B - 1. PRESENTACIÓN DEL MÉTODO NATM, RABCEWICZ (1965)	144
FIGURA B - 2. CURVA PRESIÓN-DEFORMACIÓN PROPUESTA POR FENNER-PACHER.....	145
FIGURA B - 3. CICLO DE EXCAVACIÓN CON MÉTODO NATM	147
FIGURA B - 4. SECCIONES TÍPICAS DE TÚNELES PEQUEÑOS	147
FIGURA B - 5. SECCIÓN TÍPICA DE TÚNELES MEDIANOS.....	148
FIGURA B - 6. SECCIÓN TÍPICA DE TÚNELES GRANDES.....	148
FIGURA B - 7. <i>MILLING</i> (IZQUIERDA) Y <i>RIPPING</i> (DERECHA). DISTINTOS TIPOS DE ESCARADORAS.	150
FIGURA B - 8. INICIO DE SECUENCIA DE EXCAVACIÓN DE UN TÚNEL DE SECCIÓN MEDIA.....	152
FIGURA B - 9. PERFIL LONGITUDINAL DE PROCESO CONSTRUCTIVO EN UNA ETAPA AVANZADA.	153
FIGURA B - 10. ZONAS DE EXCAVACIÓN DE UN TÚNEL DE SECCIÓN MEDIA.....	153
FIGURA B - 11. DIAGRAMA SIMPLE DE PERFIL LONGITUDINAL DE UN TUNEL DURANTE EL PROCESO DE EXCAVACIÓN.	154
FIGURA B - 12. CORTE A-A DE LA FIGURA B - 11	154
FIGURA B - 13. VISTA SIMPLIFICADA DEL PROCESO DE EXCAVACIÓN DE UN TÚNEL CON SIDE-DRIFT	155
FIGURA B - 14. VISTA EN PLANTA DE SECUENCIA DE EXCAVACIÓN DE UN TÚNEL CON SIDE-DRIFT.	156
FIGURA B - 15. SECUENCIA DE EXCAVACIÓN PARA UN TÚNEL CON METODOOGÍA DE EXCAVACIÓN TIPO "BINOCULAR"	157
FIGURA B - 16. EJEMPLO DE DISTRIBUCIÓN DE PUNTOS DE MONITOREO SUPERFICIAL PARA EXCAVACIÓN DE TÚNEL	158
FIGURA B - 17. PRISMAS OMNI (IZQUIERDA) Y BI-REFLEX (DERECHA) UTILIZADOS EN EL MONITOREO INTERNO DEL TÚNEL.....	159
FIGURA B - 18. EJEMPLO DE MONITOREO INTERNO DE DEFORMACIONES.	160
FIGURA C - 1. SECCIONES TÍPICAS DE UNA TUNELERA DE DOBLE ESCUDO.	162
FIGURA C - 2. TBM DE DOBLE ESCUDO MARCA HERRENKNECHT UTILIZADA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN TÚNEL EN GUADARRAMA, ESPAÑA	163

FIGURA C - 3. DISCOS DE CORTE (SIMPLE) EN FAENA DISPUESTOS A SER COLOCADOS EN LA TBM.	164
FIGURA C - 4. TBM DE DOBLE ESCUDO.	165
FIGURA C - 5. REGRIPPING DE TUNELADORA DE ESCUDO SIMPLE CON GRIPPERS. MARTINS (2001)	165
FIGURA C - 6. VISTA DE LA ZONA DE FORTIFICACIÓN.....	167
FIGURA C - 7. VISTA DE PERFORACIÓN DE PAREDES PARA POSTERIOR COLOCACIÓN DE BARRA DE ANCLAJE. ...	168
FIGURA C - 8. VISTA DE LA PARTE INFERIOR DE LA ZONA DE FORTIFICACIÓN, DONDE SE COLOCAN LAS DOVELAS DE HORMIGÓN Y POSTERIORMENTE LOS RIELES.....	169
FIGURA C - 9. VISTA DE UNA SECCIÓN DEL TÚNEL PASADA LA MÁQUINA TUNELERA.....	171
FIGURA C - 10. DIBUJO DE UNA SECCIÓN TRANSVERSAL.....	172
FIGURA C - 11. TBM CON TECNOLOGÍA EPB.	173
FIGURA E - 1. PROPUESTAS PARA EL REFUERZO A TÚNELES EN FUNCIÓN DE LA CLASIFICACIÓN Y GEOMETRÍA DEL TÚNEL SEGÚN BARTON.	187
FIGURA F - 1. DIAGRAMA ESTABILIZACIÓN DE FRENTE SEGÚN MÉTODO DE MÜHLHAUS	190
FIGURA G - 1. MODELO DE ATKINSON & POTTS PARA ESTABILIDAD DE LA FRENTE, LÍMITE SUPERIOR.	193
FIGURA H - 1. IMPORTANCIA DE LAS INCERTEZAS DE TERCER ORDEN ASOCIADAS A LAS CONDICIONES GEOLÓGICAS PARA CADA MÉTODO DE EXCAVACIÓN.	196
FIGURA H - 2. IMPORTANCIA DE LAS INCERTEZAS DE TERCER ORDEN ASOCIADAS A LA PARAMETRIZACIÓN DEL SUELO/ROCA PARA CADA MÉTODO DE EXCAVACIÓN.....	197
FIGURA H - 3. IMPORTANCIA DE LAS INCERTEZAS DE TERCER ORDEN ASOCIADAS A LAS CONDICIONES HIDROGEOLÓGICAS PARA CADA MÉTODO DE EXCAVACIÓN.....	197
FIGURA H - 4. IMPORTANCIA DE LAS INCERTEZAS DE TERCER ORDEN ASOCIADAS A LA MODELACIÓN GEOTÉCNICA PARA CADA MÉTODO DE EXCAVACIÓN.	198
FIGURA H - 5. IMPORTANCIA DE LAS INCERTEZAS DE TERCER ORDEN ASOCIADAS AL CÁLCULO ESTRUCTURAL PARA CADA MÉTODO DE EXCAVACIÓN.	198
FIGURA H - 6. IMPORTANCIA DE LAS INCERTEZAS DE TERCER ORDEN ASOCIADAS A LA ESTIMACIÓN DE REFUERZOS EN TERRENO PARA CADA MÉTODO DE EXCAVACIÓN.....	199
FIGURA H - 7. IMPORTANCIA DE LAS INCERTEZAS DE TERCER ORDEN ASOCIADAS A LOS PROBLEMAS MEDIOAMBIENTALES PARA CADA MÉTODO DE EXCAVACIÓN.....	199
FIGURA H - 8. IMPORTANCIA DE LAS INCERTEZAS DE TERCER ORDEN ASOCIADAS A LA CALIDAD DE LA EXCAVACIÓN PARA CADA MÉTODO DE EXCAVACIÓN.	200
FIGURA H - 9. IMPORTANCIA DE LAS INCERTEZAS DE TERCER ORDEN ASOCIADAS A LA ADMINISTRACIÓN DE LA OBRA PARA CADA MÉTODO DE EXCAVACIÓN.	200
FIGURA H - 10. IMPORTANCIA DE LAS INCERTEZAS DE CUARTO ORDEN ASOCIADAS A LA ESTIMACIÓN DE PROPIEDADES GEOMECÁNICAS SEGÚN EL MÉTODO DE EXCAVACIÓN	201
FIGURA H - 11. IMPORTANCIA DE LAS INCERTEZAS DE CUARTO ORDEN ASOCIADAS A LA CLASIFICACIÓN DEL MACIZO PARA CADA MÉTODO DE EXCAVACIÓN.	201
FIGURA H - 12. IMPORTANCIA DE LAS INCERTEZAS DE CUARTO ORDEN ASOCIADAS A LA UTILIZACIÓN DE REFUERZOS EN TERRENO PARA CADA MÉTODO DE EXCAVACIÓN.....	202
FIGURA H - 13. IMPORTANCIA DE LAS INCERTEZAS DE CUARTO ORDEN ASOCIADAS A LOS REFUERZOS DEL SHOTCRETE PARA CADA MÉTODO DE EXCAVACIÓN.....	202
FIGURA H - 14. IMPORTANCIA DE LAS INCERTEZAS DE CUARTO ORDEN ASOCIADAS AL MONITOREO DE DEFORMACIONES PARA CADA MÉTODO DE EXCAVACIÓN.....	203

Índice de Tablas

TABLA II-1. TABLA DE COLAPSOS DE TÚNELES SEGÚN LANDRIN ET AL (2004)	17
TABLA II-2. CLASIFICACIÓN DE FRECUENCIAS PARA DISTINTOS EVENTOS SEGÚN ESKESEN ET AL [2004]	20
TABLA II-3. CLASIFICACIÓN DE RIESGOS SEGÚN ESKESEN ET AL [2004]	20
TABLA III-1. FACTORES INFLUYENTES EN LA ELECCIÓN DE UNA TUNELADORA (ESTEFANÍA (2002))	31
TABLA III-2. TABLA DE CORRECCIONES AL SPT DE ACUERDO A SKEMPTON (1986) Y MODIFICADO POR ROBERTSON & WRIDE (1998) (YOUDE ET AL. (2001)).....	43
TABLA III-3. ESTIMACIÓN DE UCS UTILIZANDO MARTILLO GEOLÓGICO.	46
TABLA III-4. CORRELACIÓN DE CLASIFICACIÓN DE MACIZOS ENTRE BARTON Y BIENIAWSKI	54
TABLA III-5. CLASIFICACIÓN SEGÚN EL GSI (PRACTICAL ROCK ENGINEERING, EVERT HOEK, 2007)	56
TABLA III-6. RANGO DE VALORES PARA ESTIMACIÓN DE RESISTENCIA DEL MACIZO UTILIZANDO DISTINTOS MÉTODOS Y PARA DISTINTOS CASOS (EDELBRÖ ET AL. 2006).....	60
TABLA III-7. RECOMENDACIONES PARA SOSTENIMIENTO EN PORTALES DE TÚNELES SEGÚN ROMANA (2000).	62
TABLA III-8. DETALLES DEL TÚNEL PARA ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DE PARÁMETROS DE SUELO	65
TABLA IV-1. ESCALA DE COMPARACIÓN SEGÚN SAATY (2008).....	94
TABLA IV-2. EXPERIENCIA Y TÍTULO DE LOS ENCUESTADOS	95
TABLA B - 1. DISTINTOS PIQUES UTILIZADOS PARA UN TÚNEL	149
TABLA D - 1. DISTRIBUCIÓN DE PUNTAJES PARA RMR.....	175
TABLA D - 2. CÁLCULO DE RMR DE BIENIAWSKI (1989) INTRODUCIENDO FACTOR DE MODIFICACIÓN POR TIPO DE OBRA Y FORMA DE FRACTURAS Y CLASIFICACIÓN DE MACIZO.	176
TABLA D - 3. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS SEGÚN CLASIFICACIÓN DEL MACIZO.....	178
TABLA E - 1. TABLA PARA CÁLCULO DE PARÁMETROS ASOCIADOS AL Q DE BARTON.....	181
TABLA E - 2. CLASIFICACIÓN DE LA ROCA SEGÚN BARTON	187
TABLA E - 3. VALORES TÍPICOS PARA ESR	188
TABLA E - 4. REFUERZOS PROPUESTOS POR BARTON PARA DISTINTAS CLASIFICACIONES DE MACIZOS.....	188

Capítulo I

Introducción

1.1 Introducción

Los túneles y cavernas han formado parte del paisaje natural desde siempre. En un principio se formaban de manera natural debido a la filtración y erosión producida por el agua en suelos con minerales salinos o calcáreos. También se pueden observar túneles naturales en suelos compuestos por material volcánico con bajo porcentaje de sílice, en donde el magma que fluye de los volcanes se va enfriando y se genera una costra dura alrededor del flujo, mientras ésta se sigue desplazando por dentro.

Desde el punto de vista de la ingeniería, los túneles y las cavernas son obras complejas ya que intervienen el terreno, y en palabras de la moderna tecnología de construcción de túneles, lo emplean como material de construcción, lo cual implica conocer su comportamiento y manejar su variabilidad e incertezas.

Por eso, en la actualidad existen diversos métodos para diseñar y construir túneles. Existen una gran cantidad de variables que afectan en el diseño y la construcción de éste, y las variables no son bien conocidas o no es posible definir las con la precisión deseada.

En este sentido y en forma simple se deberían reconocer cinco grandes etapas a tener presentes en una obra de excavación subterránea.

1. Definiciones previas, búsqueda de antecedentes y desarrollo de exploraciones.
2. Evaluación y manejo de la estabilidad del frente de excavación (Inmediato).
3. Evaluación y manejo de la estabilidad del túnel durante la construcción (corto plazo).
4. Evaluación y manejo de la estabilidad del túnel durante su operación (largo plazo).
5. Evaluación del costo y el programa de construcción.

La profundidad del análisis de cada una de estas etapas depende del nivel de la ingeniería y los objetivos del mandante.

La primera etapa de trabajo para el diseño adecuado de un túnel y su posterior construcción es la etapa de definiciones previas, búsqueda de antecedentes y desarrollo de exploraciones. En esta etapa se deben fijar los alcances de los trabajos, el objetivo del túnel y buscar el máximo de antecedentes de obras previas similares. Entre estos antecedentes se cuenta la información requerida del subsuelo. Cabe señalar que normalmente las exploraciones del subsuelo son limitadas debido a su costo, y que posteriormente esta información debe ser extrapolada al resto del túnel con las incertezas asociadas. Son extraordinariamente escasos los túneles que cuentan con exploración abundante o se desarrollen en medios homogéneos que permitan anticipar el comportamiento del terreno.

El segundo aspecto se relaciona con la evaluación del comportamiento tridimensional de la frente de trabajo, especialmente la estabilidad del avance sin soporte, lo cual dependerá de las características del terreno, de la presencia de agua, del método de excavación, de la velocidad de avance, y del método de soporte, fortificación o revestimiento. Éste es uno de los aspectos menos desarrollados en el diseño y construcción de túneles y que genera la ocurrencia de colapsos locales o globales. A pesar de las precauciones que se puedan tomar, los colapsos no son raros. Los túneles siguen siendo uno de los trabajos más riesgosos que existen. Por otro lado, las consecuencias de estos colapsos no sólo ponen en peligro vidas humanas, sino que tienen un alto costo económico, grandes retrasos y afectan muchísimo la imagen de las empresas asociadas a éste trabajo.

En relación a este punto cabe resaltar la importancia de la instrumentación en los túneles, ya que ésta es la única forma de poder anticipar adecuadamente la evolución de las deformaciones internas o externas del túnel, y eventualmente la evolución de tensiones, de manera que se puedan tomar medidas a tiempo.

El tercer aspecto considera básicamente el comportamiento bidimensional del túnel una vez que se ha estabilizado el frente de trabajo, frente a las acciones que puedan ocurrir durante la construcción. Se incluye el efecto de los asentamientos en superficie para túneles superficiales. El efecto del agua durante la construcción se controla normalmente con medidas de drenaje, las cuales deben ser re-evaluadas durante la operación. Esta etapa se focaliza en la definición y dimensionamiento del soporte, fortificación o revestimiento.

El cuarto aspecto se relaciona con el trabajo definitivo del túnel durante la operación, lo cual implica conocer las cargas y materiales transportados a través del túnel. Cabe mencionar que los objetivos de un túnel son muy variados, desde túneles de transporte vial, ferroviario, para correas transportadoras, hasta túneles de transporte de agua que puede ser en acueducto o en presión. Cada uno de dichos usos implica ciertos requerimientos para el revestimiento final, incluyendo impermeabilidad, durabilidad o resistencia. Se debe considerar la vida útil de la obra, que varía desde pocos años en algunas obras de explotación minera hasta un mínimo de 80-100 años para obras de infraestructura pública. En esta etapa el objetivo es el diseño y construcción de los revestimientos que soporten el trabajo del túnel durante toda su vida útil, incluyendo sismos, excavaciones próximas o la carga externa del nivel freático.

El quinto aspecto se relaciona directamente con los anteriores ya que corresponde a la evaluación del presupuesto y el programa de construcción, el cual considera la cubicación de materiales, la selección de la maquinaria, el costo de la mano de obra y los equipos, y el plazo de la obra. Cabe mencionar que los túneles son una de las obras con las mayores incertezas, debido básicamente a la variabilidad del terreno, al gran número de etapas de construcción y al cambio de dichas condiciones de construcción.

El programa debe considerar que los túneles son obras lentas con plazos de construcción muy altos en comparación a otro tipo de trabajos, de allí que cualquier error o retraso se traduce en grandes costos. Es necesario considerar que estas obras, a diferencia de las obras de superficie, sufren mayores retrasos por los tiempos de transporte del personal, de la maquinaria, de los suministros y del material de excavación; también se deben considerar los tiempos de ventilación y acuñado cuando se utilizan explosivos; y en general la dificultad de trabajar en espacios aislados, confinados, con iluminación limitada, con ruido, humedad, y temperaturas extremas.

1.2 Motivación

Tal como se mencionó anteriormente, las obras asociadas a túneles son obras de gran complejidad, que requieren de un diseño muy riguroso para asegurar su estabilidad durante todo el transcurso del proyecto y en su operación.

Sin embargo, muchas veces no se conoce con claridad suficiente como la que un ingeniero desearía tener para diseñar el túnel y solamente conoce una parte de ésta. Debido a esto, el diseño se debe realizar en base a los datos obtenidos y estimar la información faltante en base a trabajos previos y la experiencia del profesional.

Una vez que se comienza a trabajar en la obra, se pueden producir demoras no pronosticadas, que pueden traer problemas en el ámbito constructivo, económico y legal de la empresa.

Debido a que el terreno en el cual se construye un túnel no se conoce completamente debido a las limitaciones de las exploraciones geotécnicas, es difícil evitar que no existan discontinuidades o particularidades no previstas, las cuales pueden jugar un rol trascendental en el desarrollo de la obra.

Existen otros problemas que pueden afectar a la obra, asociados a métodos constructivos utilizados, que pueden producir demoras no planificadas. Ejemplos tales como fallas de equipos o falta de materiales pueden ser muy frecuentes, los cuales pueden generar demoras significativas respecto de los plazos de construcción.

Debido a esto, podemos notar que existen diversos factores que afectan la construcción de un túnel, que se traducen en aumentos en los plazos constructivos y en los costos totales de la obra. Cuando una obra es tan extensa como un túnel, los plazos pueden ser de 1 a 2 años y los costos alcanzan fácilmente altas cifras (millones de dólares), los cuales varían según la extensión de éste, la naturaleza del suelo y el entorno sobre el cual se excavará. Es por esto, que es importante que al momento de definir cómo se construirá un túnel se determinen cuáles son los principales factores que pueden afectar el cronograma de trabajos de esta obra y tratar de conocer con la mayor precisión posible estos datos.

1.3 Objetivos

En este trabajo se abordará el análisis de incertezas que se presentan en la construcción de túneles, los cuales afectan directamente a la estimación de plazos de construcción y costos del proyecto.

Un objetivo secundario presente en este trabajo es la comprensión y manejo de las prácticas utilizadas en la ingeniería para diseñar y construir un túnel, así como también sobre actividades previas a éstas, utilizadas para conocer con mayor detalle el terreno sobre el cual se excava. Al conocer al detalle estos aspectos se facilita de gran manera el análisis de incertezas y posteriormente de riesgos asociados a una obra.

Como primer paso, y a modo de introducción al tema, contempla un estudio sobre cómo se construyen los túneles y qué factores se toman en cuenta para esto. Dado que existen diversas metodologías de construcción de túneles dependiendo del terreno donde se excava y el propósito del túnel, se analizarán tres métodos de construcción. Se han seleccionado los métodos más tradicionales y conocidos de nuestro país.

Luego de identificar los tres métodos constructivos, se describirán las incertezas que se producen en todas las etapas, incluyendo la etapa de exploración, la etapa de diseño y la etapa de construcción.

Una vez identificadas las incertezas se realizará un análisis jerárquico de las mismas con el fin de reconocer las más gravitantes respecto del efecto que pueden generar en los aumentos de plazos y costos, así como también ver el impacto que tienen en cada método.

Capítulo II

Impacto de las Incertezas en la Construcción de Túneles

Los túneles son obras que requieren de inversiones muy grandes, alcanzando incluso los millones de dólares. Debido a esto, es de suma importancia prevenir durante todo el proyecto y especialmente en la construcción cualquier eventualidad que pueda producir demoras y aumentar los plazos y costos. A modo de ejemplo, la Asociación Internacional de Aseguradores de Empresas de Ingeniería (IAEI), contabilizó pérdidas por más de €570 millones y un retraso en promedio de 19 meses en 18 proyectos de túneles realizados entre 1994 y 2005. (Ver Tabla II-1. Tabla de colapsos de túneles según Landrin et al (2004)). [Landrin et al, 2006]. Esto es confirmado por otros autores, tales como Flyvberg et al (2004). Estos últimos indican que los costos en la construcción aumentan en un 34% de acuerdo a lo planificado debido a problemas de planificación y problemas no premeditados.

Capítulo II. Impacto de las Incertezas en la Construcción de Túneles

Tabla II-1. Tabla de colapsos de túneles según Landrin et al (2004)

Año	Proyecto	Tipo de contrato	Método de excavación	Tipo de falla	Origen de la falla	Pérdida (€m)	Atraso
1994	Great Belt Link, Dinamarca	-	TBM	Ingreso de agua	-	32	12
1994	Munich, Alemania	-	NATM	Colapso	Problemas en el diseño	2	10
1994	Heathrow Express Link, UK	-	NATM	Colapso	Problemas en la const.	150	14
1994	Taipei Metro, Taiwan	-	TBM	Ingreso de agua	Problemas en la const.	12	12
1995	Los Angeles Metro, USA	-	TBM	Colapso	Problemas en la const.	16	15
1995	Taipei Metro, Taiwan	-	TBM	Ingreso de agua	Problemas en la const.	30	18
1999	Hull Yorkshire Tunnel, UK	Diseño y const.	TBM	Colapso	Problemas en el diseño	64	26
1999	Anatolian Highway, Turquía	-	-	Terremoto	Terremoto	121	36
2000	Taegu Metro, Korea	-	Cut and Cover	Colapso	Problemas en el diseño y const.	13	9
2000	TAV Bologna - Florencia, Italia	-	NATM	Colapso	-	5	0
2002	Taiwan High Speed Railway- Taiwan	Diseño y const.	NATM	Colapso	-	11	0
2002	Autoroute A86- Rueil, Francia	-	TBM	Fuego	-	11	6
2003	Shanghai Metro, China	-	Congelamiento	Colapso	Problemas en la construcción	69	47*
2004	Singapore Metro, Singapur	Diseño y const.	Cut and Cover	Colapso	Problemas en el diseño y const.	t.b.a	18*
2005	Barcelona Metro, España	-	NATM	Colapso	-	t.b.a	24*
2005	Lausanne Metro, Suiza	-	-	Colapso	-	t.b.a	t.b.a
2005	Lane Cove Tunnel, Sydney, Australia	-	NATM	Colapso	-	t.b.a	0
2005	Kaohsiung Metro, Taipei	-	TBM	Colapso	Problemas en la const.	t.b.a	24*
18 pérdidas mayores					Total	>570	247

*: estimado
t.b.a: to be announced

El estudio de riesgo en la construcción es un área que ha sido muy explorada en el último siglo. Sin embargo, debido al colapso de diversos túneles en los últimos 20 años, el manejo y control del riesgo en estos se ha transformado en un ítem de gran importancia al momento de diseñarlos [Eskesen et al, 2004]. El principal objetivo del análisis de riesgos es poder determinar justamente los riesgos a los cuales estará expuesta la obra durante su construcción, con el fin de implementar medidas para eliminar o disminuir su probabilidad de ocurrencia o severidad y así cumplir con los plazos y costos proyectados en un principio.

El riesgo se puede definir como el producto entre la frecuencia con que ocurre un evento y la intensidad de las consecuencias que ello conlleva cuando se desarrolla. Existen problemas que se pueden repetir varias veces en una obra (i.e. Inasistencia de operarios en la obra) pero que las consecuencias que traen no son tan significativas. Asimismo, hay eventos que tienen una muy baja frecuencia en las obras (i.e. Colapso global de un túnel), los cuales en caso de ocurrir, producen pérdidas enormes.

Determinar los riesgos en un túnel es de alta complejidad. En un principio esto se debe a que cuando los túneles fallan, la información sobre cómo falló éste es de carácter confidencial y no está disponible hasta varios años después del suceso [Wearne, 2008], generando así mayor dificultad respecto a la recopilación de antecedentes. A esto, hay que añadir la complejidad de los proyectos y la falta de información con que se diseñan, exponiendo así la construcción a diversos riesgos. Pese a esto, hay autores que sí han publicado información relevante a las fallas de túneles. Špačkova et al (2010) menciona en su trabajo que las fallas más comunes en túneles son colapsos de frente y de los costados, erosión de material debido a flujos de agua y colapsos globales con chimenea a la superficie.

La Figura II-1 muestra una estadística sobre los métodos constructivos utilizados en 110 túneles que han colapsado en los últimos 80. Se puede observar que de los tres métodos más utilizados, el que muestra más colapsos es el NATM (New Austrian Tunnelling Method), a continuación le sigue el método con máquinas tuneleras (Tunnelling Boring Machine) y finalmente el método por perforación y tronadura (Drill&Blasting). Se puede observar que existen otros métodos de excavación, así como también proyectos en donde se excavan tramos con distintos métodos. Asimismo, se incluyen casos sin información sobre el método de excavación (S/I).

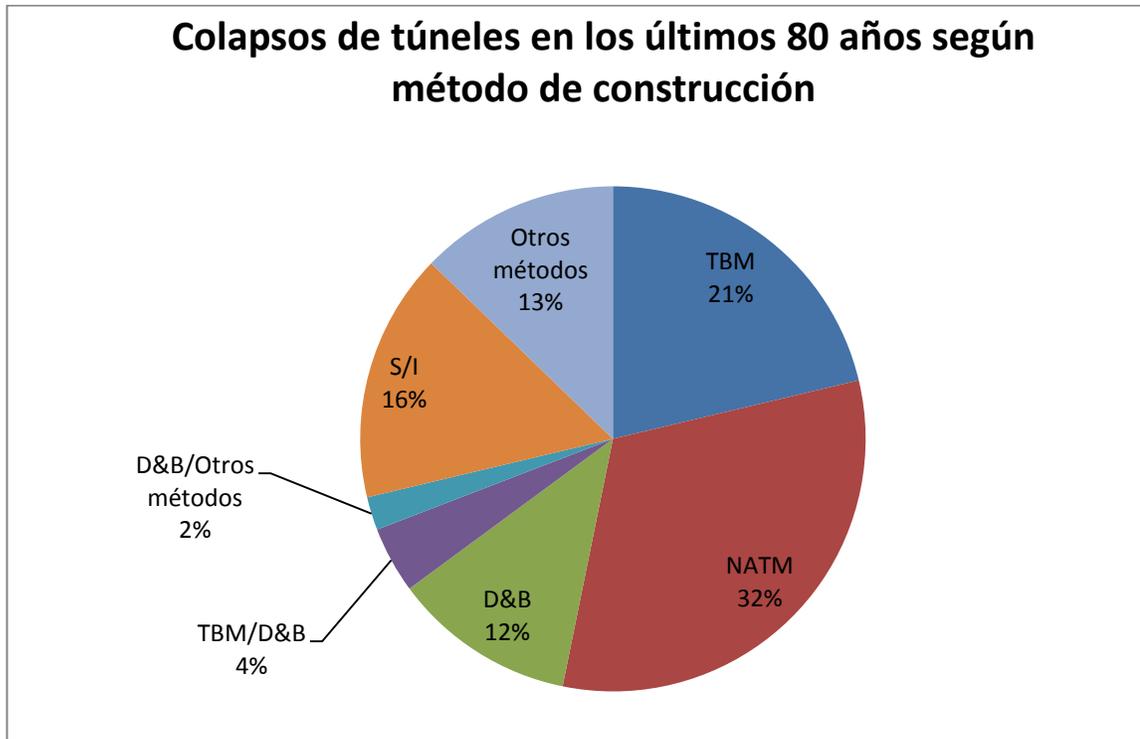


Figura II-1. Distribución de métodos de construcción de túneles que han colapsado durante su construcción en los últimos 80 años. Seidenfuss (2006)

Se estima que en un proyecto de túnel hay alrededor de 500 riesgos asociados a las distintas etapas del proyecto. Estos pueden afectar a los empleados que trabajan en éste, a terceros, a los plazos constructivos del proyecto en general o al presupuesto de éste. Según Špačková et al (2010), los riesgos se pueden dividir en dos grupos:

- Los asociados a incertezas en la estimación de costos unitarios, avances, etc.
- Los asociados a eventos extraordinarios que causen cambios no planificados en el proceso de excavación.

Existen tres fases en las cuales se debe lidiar con los riesgos ya identificados en el proyecto. En la etapa de diseño, en la etapa de negociación de contrato con la empresa constructora, y en la etapa de construcción. En la etapa de diseño se establecen los criterios de aceptación de los distintos riesgos, así como también un análisis del riesgo en el proyecto. En la segunda etapa, se establecen los requerimientos para mantener un riesgo bajo lo esperado y en la etapa de construcción se hace una inspección en terreno de los distintos factores para asegurar que estén bajo las condiciones estipuladas.

A lo largo de los años, se ha ido modificando el procedimiento para calcular el riesgo. En un principio, el análisis se realizaba de manera cualitativa. Se analizaban distintos eventos que se producían en una obra, se determinaba la frecuencia de ocurrencia para cada uno (cuantas veces ocurría este evento en un tiempo/distancia determinada), y se clasificaba en categorías. [Eskesen et al, 2004] (Ver Tabla II-2). Como se puede observar, dependiendo de la frecuencia con que ocurría un objeto, éste se clasificaba de 1 a 5, en donde la unidad era un evento muy improbable y 5 era un evento muy frecuente.

Tabla II-2. Clasificación de frecuencias para distintos eventos según Eskesen et al [2004]

Frequency of occurrence (in the construction period)			
Frequency class	Interval	Central value	Descriptive frequency class
5	> 0.3	1	Very likely
4	0.03 to 0.3	0.1	Likely
3	0.003 to 0.03	0.01	Occasional
2	0.0003 to 0.003	0.001	Unlikely
1	< 0.0003	0.001	Very unlikely

The central value represents the logarithmic mean value of the given interval

Una vez determinado esto, se analizaban los efectos de cada variable y nuevamente se clasificaban en categorías (Desastroso, Severo, Serio, Considerable, Insignificante). Finalmente cada variable, la cual estaba asociado a una frecuencia y una consecuencia, se calculaba su riesgo asociado usando una matriz como la de la Tabla II-3.

Tabla II-3. Clasificación de riesgos según Eskesen et al [2004]

Frequency	Consequence				
	Disastrous	Severe	Serious	Considerable	Insignificant
Very likely	Unacceptable	Unacceptable	Unacceptable	Unwanted	Unwanted
Likely	Unacceptable	Unacceptable	Unwanted	Unwanted	Acceptable
Occasional	Unacceptable	Unwanted	Unwanted	Acceptable	Acceptable
Unlikely	Unwanted	Unwanted	Acceptable	Acceptable	Negligible
Very unlikely	Unwanted	Acceptable	Acceptable	Negligible	Negligible

Para los riesgos que resultan ser inaceptables, medidas mitigatorias deberían ser empleadas, con el fin de obtener un riesgo residual aceptable¹. Para riesgos aceptables no es necesario mitigación de este riesgo pero sí un monitoreo de ésta. Finalmente para riesgos insignificantes, no se necesita tomar acción alguna.

Con el paso del tiempo, los estudios de las variables se fueron profundizando y se comenzaron a realizar análisis cuantitativos sobre el riesgo. La dificultad de esto es cómo otorgarle una frecuencia de ocurrencia a las distintas variables, ya que todas éstas son en realidad variables estocásticas; por lo tanto se debe generar una función de distribución en vez de utilizar una medida determinística. Al considerar las variables como estocásticas y no determinísticas, puede ocurrir que al comparar 2 métodos constructivos, uno de ellos tenga menor valor medio, pero con mayor varianza, luego en términos de riesgo, puede ser más riesgoso que un segundo método, con valor medio mayor pero con menor varianza. [Špačková et al, 2010] Ver Figura II-2.

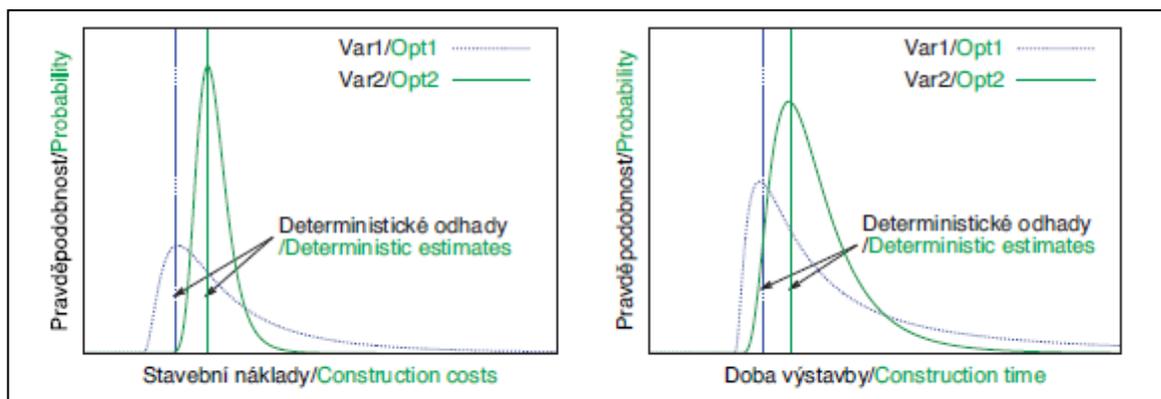


Figura II-2. Ejemplos de dos métodos constructivos para un túnel. Se puede notar que tanto para el plazo constructivo como los costos la opción 1 tiene menor valor determinístico pero mayor variabilidad. Ante esto, resulta más sensato usar la segunda opción, en donde hay un mayor valor determinístico, pero menor variabilidad en el proyecto. Špačková et al [2010]

Para realizar este análisis existen diversos métodos de cálculo, entre los cuales destacan los árboles de decisión, utilizados para evaluar las mejores decisiones ante un problema, simulación de Monte Carlo y Multiriesgo (“Multirisk”), el cual sirve para estimar costos y tiempos del proyecto. El procedimiento para el cálculo de Multiriesgo consiste en identificar ciertos ítems independientes asociados al desarrollo del proyecto, ante las cuales hay que determinar un costo o tiempo aproximado, un mínimo y un máximo. Luego, uniendo todas estas variables se calcula un costo o tiempo esperado y la varianza. Si ésta es muy grande, se toma el ítem con mayor varianza y

¹ Utilizar la filosofía ALARP (“As low as reasonably practicable”)

se divide en 2 para aumentar su precisión. Se calcula nuevamente la suma y la varianza y en caso que se repita el caso anterior, se toma nuevamente el ítem con mayor varianza y se subdivide.

Existe también el método DAT (“Decision Aids for Tunnelling”), desarrollado por investigadores de la Universidad Tecnológica de Michigan el año 1999, el cual predice probabilísticamente los costos de construcción y el programa de la obra en base a estimaciones de condiciones geotécnicas y variabilidad de costos unitarios y avances.

En los últimos años se han seguido desarrollando nuevos modelos de mayor complejidad para determinar el riesgo de un proyecto, entre los cuales se pueden nombrar las cadenas de Markov, las redes de Petri, y las redes neuronales artificiales [Taroun et al, 2011]. Uno de los métodos más complejos y completos que se utilizan hoy en día para determinar el riesgo en un túnel es usando redes bayesianas [Špačkova, Straub. 2011], las cuales se basan en el Teorema de Bayes.

$$p(A|B) = \frac{p(B|A)p(A)}{p(B)}$$

Este método es muy útil para calcular el riesgo asociado a distintas variables que tienen ciertas dependencias entre ellas. Según Nasir et al (2003), las redes bayesianas pueden ser utilizadas para programas de construcción y sobrecostos del proyecto.

Generalmente los túneles se analizan por segmentos, debido a ser una obra lineal, en la cual una dimensión es mucho mayor que las otras. Así, para analizar el riesgo del túnel, se analiza cada sección donde cada una depende de la sección anterior. Para determinar la intensidad de falla y la probabilidad de ésta, se utiliza comúnmente una estimación directa de algún ingeniero experto en el tema, una estimación basada en análisis estadístico de túneles previos o una estimación basada en un cálculo estructural. De éstas, las más utilizadas son las primeras dos opciones [Špačkova et al, 2010].

2.1 Descripción de los métodos de construcción

Existen diversas técnicas para excavar túneles, las cuales dependen principalmente del tipo de terreno (suelo o roca) y el tamaño de la obra. El tipo de terreno es un factor muy importante puesto que dependiendo de la dureza de éste se determina si éste se puede excavar fácilmente (suelo) o si se debe fracturar y luego excavar (roca). Junto con esto, prima también la geometría de la obra y el largo de ésta. Si la geometría es constante y de gran longitud, se puede estudiar la posibilidad de realizar una excavación mecanizada. En cambio, cuando se tienen longitudes pequeñas y de geometría variable, puede resultar más favorable utilizar excavación manual.

Para la excavación en rocas destacan los métodos de perforación y tronadura (Drill & Blast), máquinas tuneladoras (TBM²) y máquinas rozadoras. Cuando se proyecta excavar un túnel en suelos se suele utilizar el método NATM o el método de excavación mecanizada TBM con tecnología EPB³. En Chile se utilizan principalmente los métodos de perforación y tronadura para excavación en roca y el método NATM para excavación en suelos. El método de la tuneladora es una tecnología que aún no se utiliza de manera frecuente, sin embargo existen diversos proyectos mineros en los cuales sí se ha utilizado esta metodología (Mina Los Bronces).

Se entrega una descripción de los principales métodos de construcción de túneles en Chile en los siguientes anexos:

- ANEXO A: Perforación y Tronadura
- ANEXO B: NATM para suelos
- ANEXO C: Máquinas tuneladoras

² TBM: *Tunnelling Boring Machine*.

³ EPB: *Earth Pressure Balanced*.

Capítulo III

Descripción de Incertezas

3.1 Etapas de un Proyecto

En general, el desarrollo de un proyecto de cierta envergadura requiere varias etapas antes de llegar a su construcción.

Los primeros estudios que se realizan se denominan “Estudios de Perfil” o *Scoping Study*, y tienen por objetivo realizar una evaluación simple del proyecto, para definir si es o no rentable, sólo con información general obtenida de la literatura y la experiencia previa del proyectista.

La fase siguiente de estudios se denomina “Ingeniería Conceptual” o “Pre-Factibilidad”, y tiene por finalidad desarrollar alternativas para el proyecto y hacer una selección entre ellas. En esta fase se requiere aumentar el nivel de información para la selección de alternativas.

A continuación se deberían desarrollar los “Estudios de Factibilidad” o “Ingeniería Básica”, los cuales tienen por finalidad hacer la selección final de la alternativa para el proyecto con un presupuesto ajustado. En esta etapa se requiere información detallada del sitio del proyecto para la alternativa seleccionada, a fin de obtener la precisión requerida.

La última fase de los estudios es la “Ingeniería de Detalles” o “Ingeniería apta para Construcción”, que entrega los planos y especificaciones de todos los elementos necesarios para materializar la obra. Se considera que en esta etapa la información del terreno es completa.⁴

3.2 Etapa de Exploraciones

3.2.1 Organización de las exploraciones

La etapa de exploración del terreno junto con las definiciones de operación del túnel son las tareas más importantes que se deben realizar en forma previa al diseño de una obra subterránea. Existen numerosas formas de realizar las exploraciones dependiendo del nivel de detalle del proyecto, de las facilidades de acceso al sitio de los trabajos y de la envergadura de la obra. Una buena guía para seleccionar el tipo de exploración a realizar se encuentra en el texto Ingeniería Geológica (Gonzalez de Vallejo, 2002) y que se puede ver en la Figura III-1.

⁴ Para más información revisar el sitio web de Codelco. Etapas de un proyecto (http://www.codelco.com/etapas-de-un-proyecto/prontus_codelco/2011-07-03/195810.html)

Fases, objetivos y contenido de las investigaciones <i>in situ</i> para túneles		
Fases y objetivos	Tareas	Contenidos
Estudios previos <ul style="list-style-type: none"> • Reconocimiento geológico general del trazado o corredores. • Identificación de riesgos geológicos para la excavación del túnel. • Clasificación geológico-geotécnica básica de materiales. • Planificación de investigaciones para la siguiente fase. • Análisis de alternativas de trazados. 	Revisión de información	<ul style="list-style-type: none"> — Topografía. — Hidrología e hidrogeología. — Mapas geológicos. — Túneles y minas próximas. — Sismicidad.
	Fotointerpretación	<ul style="list-style-type: none"> — Fotogramas en color y blanco y negro. — Técnicas especiales en zonas cubiertas de vegetación. — Teledetección.
	Reconocimientos geológicos	<ul style="list-style-type: none"> — Geomorfología y estabilidad de laderas. — Litologías. — Fallas y estructuras tectónicas. — Datos hidrogeológicos.
	Investigaciones <i>in situ</i>	<ul style="list-style-type: none"> — Sondeos espaciados. — Geofísica en superficie.
	Interpretación geológico-geotécnica	<ul style="list-style-type: none"> — Mapas y cortes geológicos (1:10.000 – 1:2.000).
Anteproyecto y proyecto <ul style="list-style-type: none"> • Selección del trazado y emboquilles. • Estudio geológico-geotécnico detallado. • Evaluación de los problemas geológico-geotécnicos y su incidencia en la excavación. • Características geomecánicas de los materiales. • Criterios geomecánicos para el diseño. • Recomendaciones para el sostenimiento, excavación y tratamientos del terreno. 	Cartografía geológica-geotécnica	<ul style="list-style-type: none"> — Litoestratigrafía. — Estructura. — Estaciones geomecánicas. — Geomorfología. — Mapas a escala 1:2.000 – 1:500.
	Datos hidrológicos e hidrogeológicos	<ul style="list-style-type: none"> — Regionales y locales. — Estimación de caudales y presiones.
	Investigaciones geotécnicas	<ul style="list-style-type: none"> — Ensayos de laboratorio. — Sondeos. — Calicatas. — Geofísica. — Ensayos <i>in situ</i>.
	Interpretación geológica-geotécnica	<ul style="list-style-type: none"> — Clasificaciones geomecánicas. — Propiedades geomecánicas. — Recomendaciones para el sostenimiento y excavación. — Tratamientos del terreno.
Construcción <ul style="list-style-type: none"> • Control geológico-geotécnico y auscultación. • Adecuación del proyecto a las condiciones del terreno. • Medidas de control de inestabilidades, filtraciones y tratamientos del terreno. 	Control geológico-geotécnico	<ul style="list-style-type: none"> — Cartografía geológica-geotécnica en el interior del túnel. — Sondeos en avance, galería exploratoria, geofísica, ensayos.
	Auscultación	<ul style="list-style-type: none"> — Instrumentación geotécnica.
	Control de calidad	<ul style="list-style-type: none"> — Ensayos.
	Asistencia técnica	<ul style="list-style-type: none"> — Seguimiento y control de ejecución. — Soluciones constructivas y tratamientos del terreno.

Figura III-1. Guía de investigación de terreno según Gonzales de Vallejo (2002)

3.2.2 Incertezas en la representación general del macizo

Conocer el material en el cual se realizará la excavación del túnel es sumamente importante, debido a que con esta información se definirá el método de construcción a utilizar, así como también determinar las variables de entrada al diseño del túnel. Seidenfuss (2006) menciona que según varios profesionales la geología es el factor más importante para determinar la factibilidad de un túnel.

Para realizar la exploración geológica, se realizan diversos ensayos dependiendo del tipo de material. Para suelos se realizan generalmente sondajes (SPT, CPT entre otros), calicatas, mapeos superficiales, ensayos geofísicos y ensayos de laboratorio. Para roca se realizan principalmente sondajes, mapeos superficiales, ensayos geofísicos y ensayos de laboratorios. Mientras más ensayos se realizan para la exploración, menos incerteza se tendrá sobre el terreno al momento de diseñar y excavar.

Siempre es difícil determinar cuantos ensayos realizar en una obra. Esto se debe a dos motivos. El primero es el elevado costo de los ensayos, los cuales limita a realizar una baja cantidad de ellos. El segundo es el beneficio marginal que se obtiene por cada ensayo realizado. Dado que la curva de aprendizaje es del tipo logarítmica como el de la Figura III-2, existe un punto en donde no conviene seguir invirtiendo en exploraciones dada la poca información nueva obtenida. Por ende, al momento de definir los fondos destinados a la exploración, se estima una cantidad de ensayos a realizar para generar una sectorización geotécnica con cierta precisión y se determina el valor de esto.

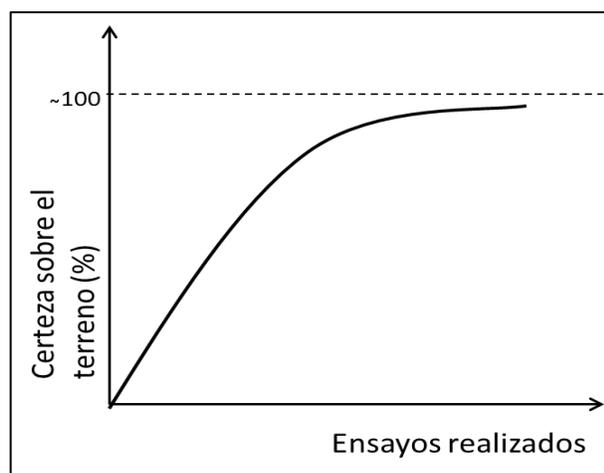


Figura III-2. Curva tipo de aprendizaje en función del tiempo.

Muchas veces la precisión alcanzada no es la suficiente, y cuando se comienza a excavar se descubre que el material excavado es distinto al predicho en la etapa de exploración geológica. El nuevo material puede incluso ser de muy mala calidad y se producen derrumbes en el túnel que pueden llevar a generar socavaciones en la superficie, causando grandes daños alrededor de la zona de excavación.

Ejemplos de esto se pueden observar en diversos túneles tales como Green Park, Londres (1964) (Figura III-3), en donde la estratigrafía tenía variaciones y se alcanzó un tramo de arena, en donde ésta fluyó hacia adentro del túnel.

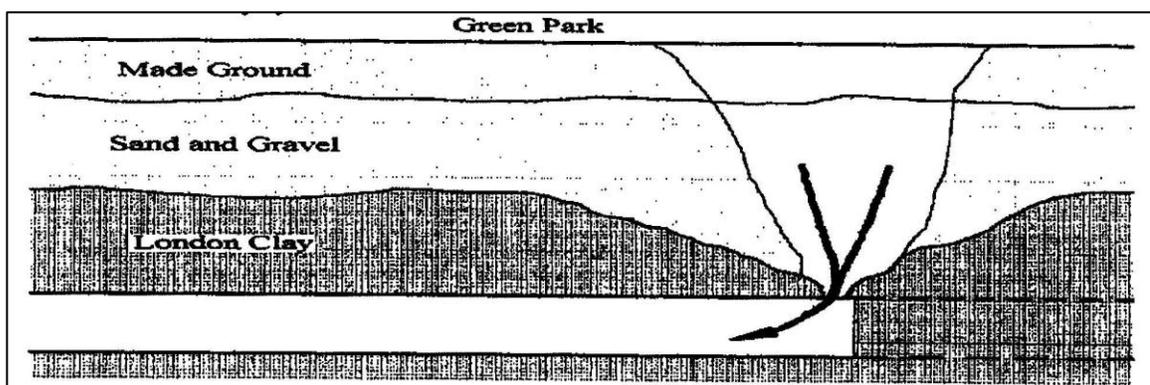


Figura III-3. Esquema de falla del túnel construido en Green Park (1964)

Otro ejemplo se puede observar en Gibeí, Rumania (1985) (Figura III-4), en donde la construcción del túnel para una vía ferroviaria se encontró sorpresivamente con un lente de arena dentro de toda la arcilla, la cual también se deslizó hacia adentro del túnel, generando un colapso.

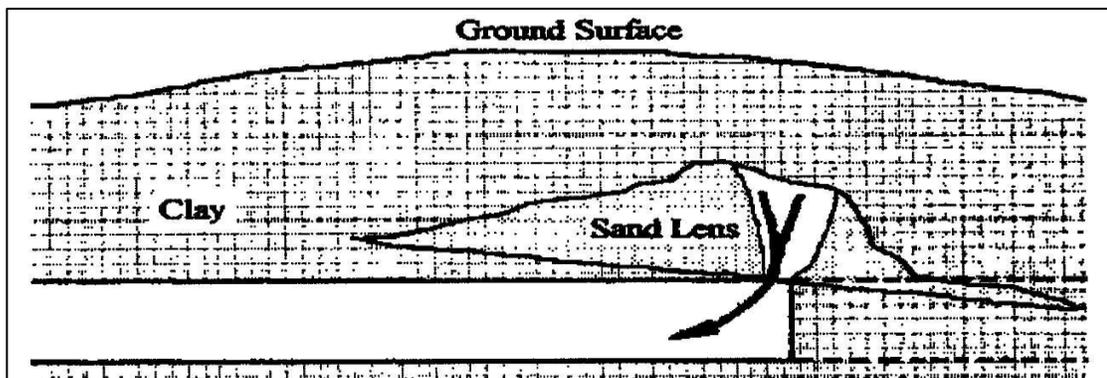


Figura III-4. Esquema de falla del túnel construido en Gibeí, Rumania (1985)

Estratigrafía

Para la excavación en suelos éste es un ítem complicado en términos de estabilidad. Si durante la excavación se encuentra con un material de distinto origen, es posible que se tenga que paralizar la obra para determinar en un principio la estabilidad de la frente. Luego se deberían realizar estudios sobre si este material resulta estable utilizando la fortificación diseñada o si es necesario un re-diseño del sostenimiento (temporal y final) y finalmente es posible que se tengan que realizar más calicatas a lo largo del tramo proyectado para determinar con mayor precisión el perfil geológico.

Ejemplo de esto es lo ocurrido en la construcción del metro en la ciudad de Praga, Republica Checa (Ver Figura III-5). Para la etapa de diseño básico se realizaron sondajes a mucha distancia unos de otros, lo que implicó que los perfiles realizados no fuesen precisos. Pese a que se sugirió realizar más calicatas para determinar el tipo de terreno en el cual se excavaría, se pasó por alto la recomendación y se iniciaron las labores de excavación, en donde los constructores se enfrentaron a un suelo totalmente distinto al pronosticado en la etapa de diseño. Producto de esto, se tuvo que paralizar la obra y realizar más estudios para así realizar un buen diseño y método de construcción. A continuación se muestran 3 perfiles geológicos realizados en el mismo sector a medida que se fue introduciendo más información a éste.

Capítulo III. Descripción de Incertezas

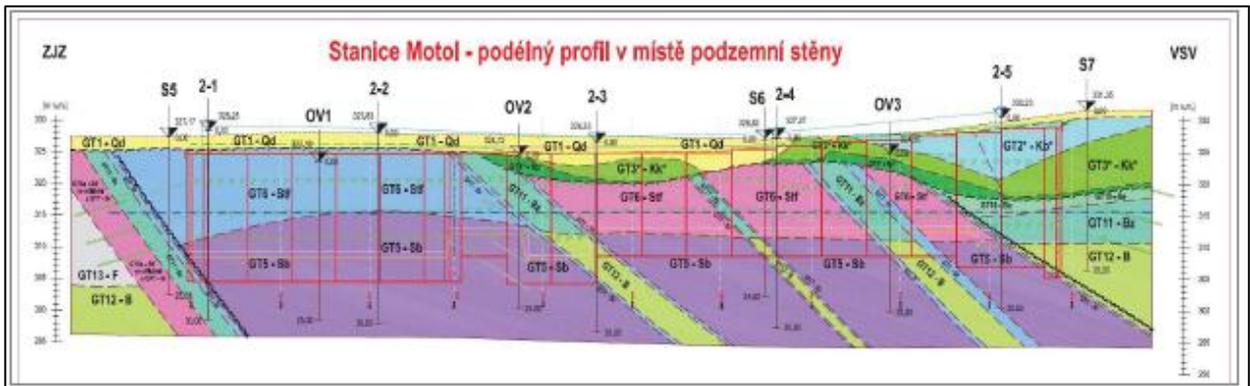
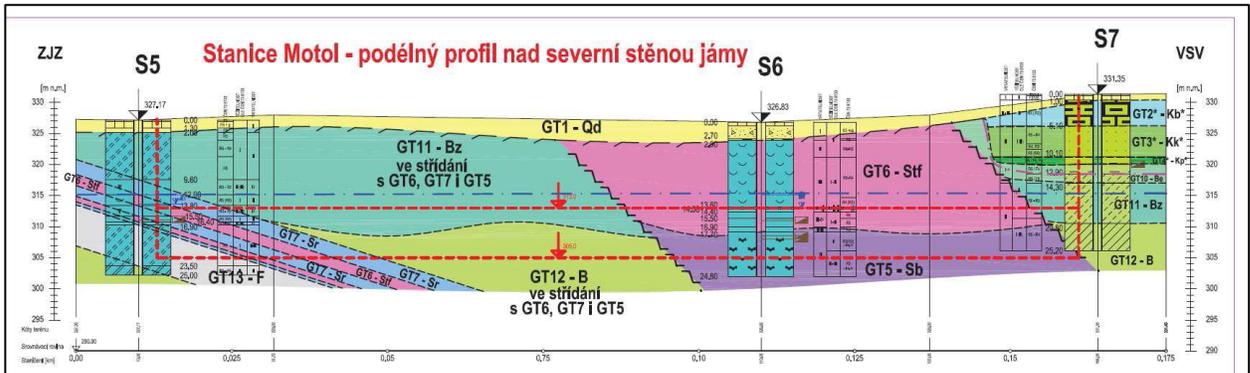
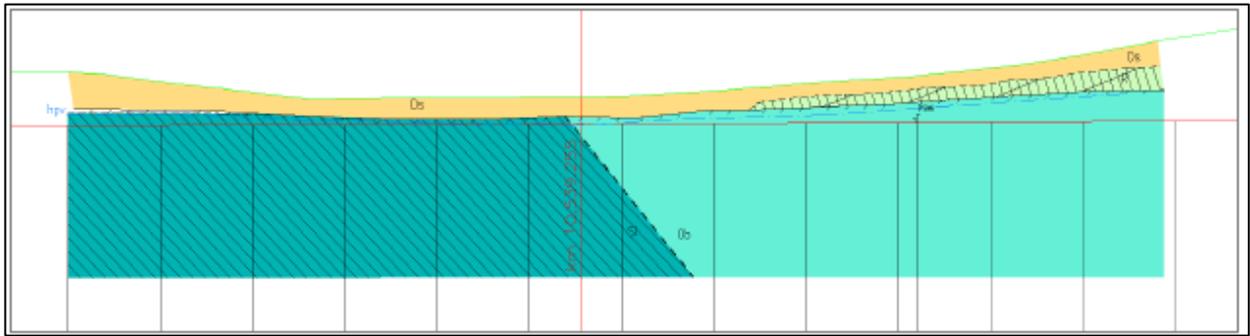


Figura III-5. Perfil geológico longitudinal de la estación Motol en función de los estudios geológicos realizados. El primer perfil fue realizado con 2 calicatas fuera del tramo (cercano a los extremos de éste). Para el segundo perfil se realizaron 3 sondajes más dentro del tramo a excavar. El último perfil es el real, el cual fue realizado a medida que se iba excavando.

Existen otros casos, en los cuales se puede estar excavando en ambientes kársticos, en donde hay muchos vacíos, que producen un serio riesgo en la estabilidad del túnel. Ejemplo de esto se puede observar en el túnel construido en Delémont, Suiza (Seidenfuss, 2006)

Para excavaciones con TBM esto es más delicado, debido a que un ítem importante para decidir si utilizar una TBM en lugar del método de perforación y tronadura es saber si la roca a excavar tiene una abrasión similar en todo el proyecto. Esto se determina realizando la sectorización geológica que proviene de los estudios de exploración geotécnica. De no ser un estudio preciso sobre el perfil, se tendrá cierta incerteza sobre el material, por lo tanto la tunelera se puede encontrar con rocas de mayor dureza y otras de menor dureza, disminuyendo así el ritmo de avance propuesto en el diseño. Nord (2006) menciona en su trabajo que tanto la resistencia a la compresión no confinada como la fragilidad de la roca son parámetros importantes para determinar el ritmo de avance cuando se diseña la excavación con máquinas tuneladoras. De la misma forma, Estefanía (2002) presenta ciertas consideraciones sobre el macizo para utilizar una tuneladora, la cual considera tanto parámetros geomecánicos de la roca (ver Tabla III-1) como también si la deformación del túnel a medida que se va excavando generará una presión en el escudo tal que éste no pueda ejercer la fuerza necesaria para seguir excavando.

Tabla III-1. Factores influyentes en la elección de una tuneladora (Estefanía (2002))

Propiedad	Limitación	Aspecto sobre el que influye
Resistencia a la compresión simple	< 300 MPa	- Empuje de la máquina
		-Diseño de los grippers
		- Penetración neta
		- Tamaño de los cortadores
Resistencia a la tracción	$R_t/R_c < 0.142$	- Fracturación secundaria
		- Averías
		- Penetración neta
Fracturación y meteorización	RQD > 25	- Empuje de la máquina
		- Coeficiente de utilización
		- Penetración neta
$K=\sigma_h/\sigma_v$	$F_s > 1$	- Coeficiente de utilización
Abrasividad, contenido de SiO ₂	F (Schimacek) ≤ 2.7 kp/cm	- Desgaste de cortadores
		- Coeficiente de utilización
Presencia de agua	Q ≤ 30 l/s	- Coeficiente de utilización
Densidad	-	- Penetración neta
Dureza Shore	-	- Penetración neta
Módulo de elasticidad	-	- Penetración neta

Cuando la roca a excavar aumenta su dureza, es necesario ejercer mayor presión a ésta y durante más tiempo, desgastando así los discos de corte más rápido de lo esperado. Producto de esto, se deben realizar con mayor frecuencia los mantenimientos y la reposición de los discos, disminuyendo así el porcentaje de utilización a valores entre los 40-60% (Nord (2006)).

Si en cambio, se encuentra una roca de menor dureza, la excavación será más rápida. Esto hará que la ruta crítica de la operación pase ahora por otras operaciones, tales como la limpieza de la bóveda y colocación de dovelas y rieles para el transporte de los back-up o la colocación de pernos y mallas. Dado que la dureza de la roca disminuye, es posible que la clasificación del macizo también disminuya, lo que se traduciría en un aumento de material utilizado para el sostenimiento, aumentando así el tiempo destinado a éste. Si la roca es muy mala, se puede llegar al punto de tener que colocar dovelas, lo cual reduce considerablemente el ritmo de trabajo. De acuerdo a Nord (2006), éste cita a Barton (1999) indicando que los mejores ritmos de penetración de la TBM se alcanzan cuando el macizo está clasificado entre valores 0.1 – 10 según el método de Q de Barton (Ver Figura III-6). En otro estudio realizado por Sapigni et al (2002) también se llega a la conclusión de que los mayores ritmos de avance se obtienen para rangos de RMR \in [40,70] y Q \in [0.5, 20], tal como se muestra en la Figura III-7.

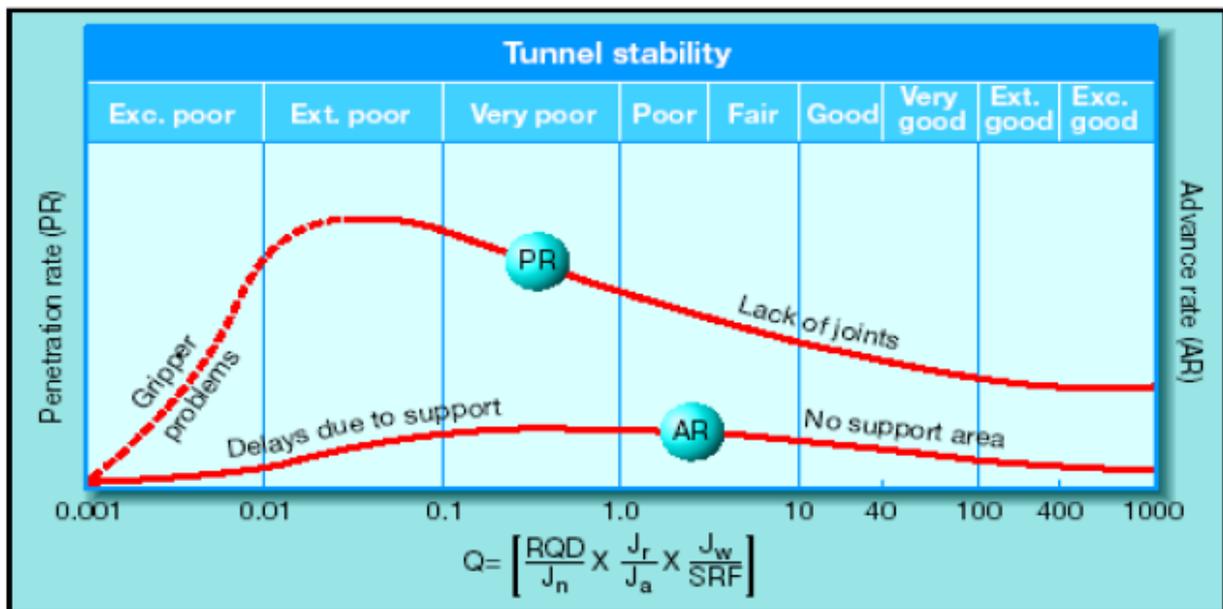


Figura III-6. Ritmo de penetración y de avance para TBM en función de clasificación del macizo (Nord, 2006)

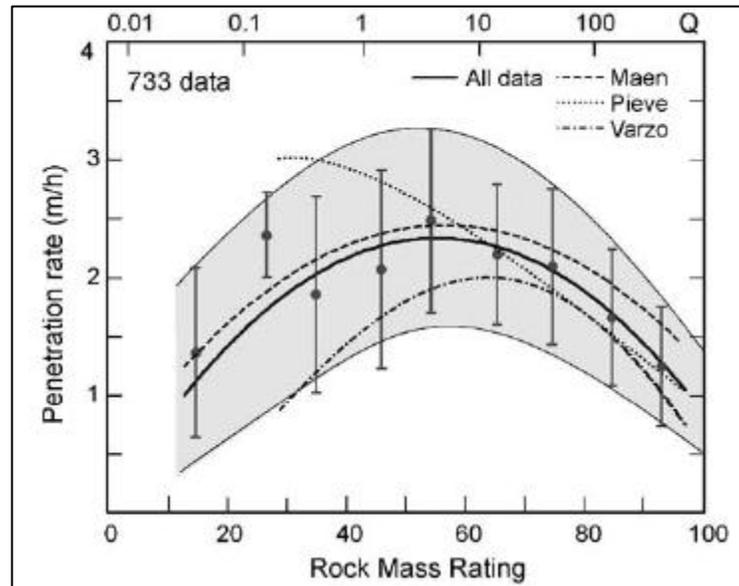


Figura III-7. Ritmo de penetración vs clasificación del macizo según Sapigni et al (2002)

Por otro lado, al encontrarse con un macizo con menos familias de fracturas, la clasificación del macizo mejora, siendo posible una menor colocación de sostenimiento, y disminuyendo la cantidad de sobreexcavaciones realizadas, incluso no colocando sostenimiento en algunos casos cuando la roca presenta una buena calidad. (Nord 2006). En el caso contrario, al encontrarse con más familias de fracturas, se generarán más sobreexcavaciones debido a la caída de algunas cuñas formadas por la excavación, además de una disminución en la clasificación del macizo. Producto de esto, las labores realizadas en la zona de fortificación (acuñado, sostenimiento, limpieza para colocación de dovelas) tomarán más tiempo de lo esperado, reduciendo así el rendimiento de la máquina. En casos extremos, el sostenimiento puede cambiar desde colocación de pernos, malla y shotcrete a la implementación de dovelas metálicas, la cual aumenta de manera considerable los plazos y tiempo dedicado a esto. Un ejemplo de esto es el túnel excavado en Maen, Italia, en donde el macizo estaba principalmente conformado por rocas metamórficas, sin embargo el túnel debía atravesar una zona de falla de 20 [m] la cual contenía un mayor número de familias de fracturas. En el documento de Sapigni et al (2002), éste cita a Bethaz et al (2000 y 2001) indicando que al enfrentar esta zona, la tunelera tuvo que moverse hacia atrás para ajustar sus grippers. Al dejar la frente del túnel libre, se produjo un colapso local de frente y de la corona del túnel, con un volumen estimado de 150 a 200 m³, generando una demora de hasta 4 meses.

Para el método de perforación y tronadura, encontrarse con variaciones en la roca se puede traducir en distintos efectos en cuanto al ritmo de excavación. En el caso que se encuentre con un macizo de mejor calidad, se pueden aumentar las longitudes

de avance hasta los 4 [m], y por ende se colocan más explosivos en cada perforación. En cuanto al sostenimiento, probablemente entrará a una clasificación mejor y disminuirá su sostenimiento requerido. Tal como menciona Nord (2006) en su trabajo (Ver Figura III-8Figura III-8), para macizos con clasificación muy alta, los ritmos de avance para la perforación y tronadura son mejores comparados con la metodología TBM, alcanzando incluso rendimientos de 100 [m/semana].

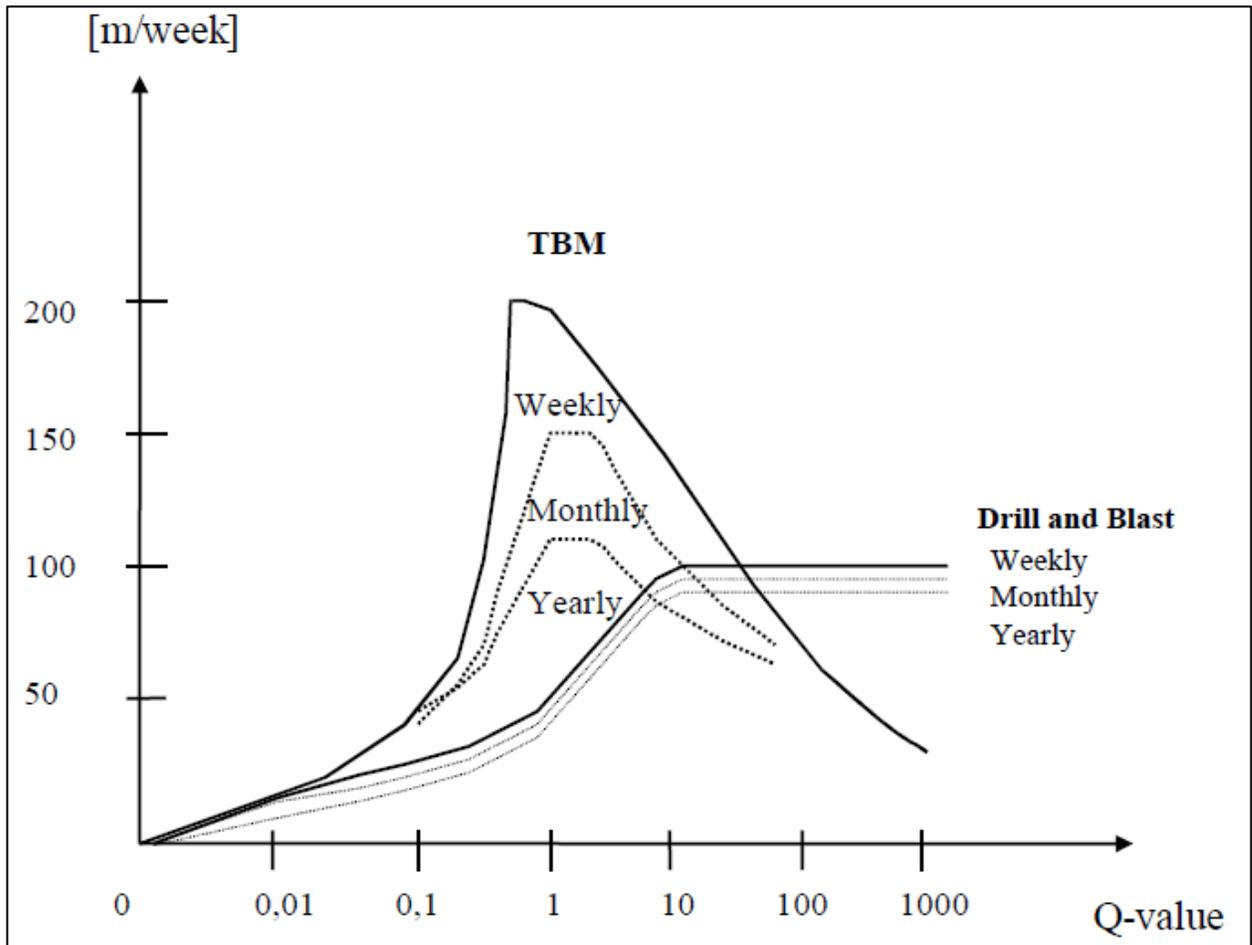


Figura III-8. Comparación entre Perforación y Tronadura Vs TBM según Barton (Nord (2006))

En el caso que se encuentre con un macizo de peor calidad, esto puede ser por una disminución de la capacidad de compresión de la roca intacta, aumento de las familias de fracturas o disminución de la calidad de las fracturas. Si el túnel se realiza a baja profundidad, hay un mayor riesgo de caída de cuñas. En el caso que el túnel se encuentre a grandes profundidades, se puede producir un efecto de "squeezing", el cual puede generar deformaciones muy grandes o incluso estallidos de roca posteriormente. Debido a la disminución de la calidad del macizo, las longitudes de

avance se deben reducir, de manera de prevenir posibles colapsos en la frente luego de tronar. Además, probablemente será necesario colocar un mejor sostenimiento. Introducción de doble malla, aumentar la cantidad de pernos de anclaje, aumentar el espesor del shotcrete y/o disminuir el espaciamiento de los marcos son posibles soluciones que se dan en casos como éstos.

Encuentro con singularidades

Encontrar singularidades en los terrenos es muy difícil de lograr, puesto que se debería realizar un sondaje o calicata justo en esa zona para identificarla. En suelo esto puede ser un ítem complicado, puesto que bajo éste puede haber remanentes de estructuras previas, fosos sépticos, fósiles, material arqueológico, etc.

Existen muchos ejemplos de estos, dentro del cual uno de los ejemplos íconos han sido las excavaciones para el metro en ciudad de México. La red de metro en esa ciudad consta actualmente de 11 líneas, 175 estaciones y más de 200 km de recorrido. Dado que esta ciudad se encuentra sobre las ruinas de la antigua civilización azteca, es muy probable encontrarse con material arqueológico correspondiente a esta civilización, además de fósiles de indígenas y de la fauna que habitaba en el lugar.

Desde el inicio de sus excavaciones se han encontrado material arqueológico a lo largo de todas sus líneas subterráneas, destacando entre ellas la pirámide encontrada en la estación Pino Suarez (Ver Figura III-9). En este caso, se dio aviso al INAH (Instituto Nacional de Antropología e Historia) para que realizaran los estudios correspondientes. Dado a que la estación se construyó a rajo abierto no se modificó su lugar y solamente se restauró, sin embargo existen diversos tramos dentro de la red del metro los cuales han sido construidos como túneles y si también se han encontrado con objetos arqueológicos y/o fósiles.



Figura III-9. Imagen de la construcción de la estación de metro Pino Suarez en Ciudad de México. A mano izquierda se observa la pirámide de adoración al dios Ehécatl, descubierta durante la excavación del terreno, y que obligó a cambiar el diseño de la estación. Fuente: Dirección de estudios arqueológicos (DEA), México

Otras ciudades que han sido fundadas sobre civilizaciones antiguas tienen este mismo problema, lo cual puede causar grandes demoras en la excavación del túnel. Dentro de la zona de Santiago ya se registran archivos sobre encuentro de fósiles, en donde se ha tenido que posponer la obra durante mucho tiempo.

Otro caso es encontrarse con elementos tales como tuberías, fundaciones, etc. que provienen de obras en la superficie y que no se mencionaban en los planos de diseño. Si el túnel está proyectado para que pase bajo una calle o una propiedad, se deben tener los planos sobre el sitio para saber si el proyecto intersectará alguna cañería o fundación. Sin embargo, puede ocurrir que algunas de estas estructuras no estén en los planos que se manejan en la obra o simplemente no hayan planos, por ende al encontrarse con ellas no se puede determinar si son estructuras que aún cumplen una funcionalidad o son remanentes de estructuras viejas que ya no se encuentran en uso. Al encontrarse con una cañería desconocida, se debe paralizar la obra para que ésta sea inspeccionada y se pueda determinar si está en uso o no. De ser así, el ritmo de excavación debe modificarse debido a que no se puede excavar con tanta facilidad. En caso que no esté en uso, se puede evaluar la opción de quitarla en ese instante o más adelante cuando las obras ya estén más avanzadas.

Dependiendo del tipo de suelo y de lo que construyó sobre éste, se pueden encontrar diversos elementos estructurales, los cuales deben ser analizados

cuidadosamente. Los retrasos de la obra pueden ser desde un par de horas hasta unos días, dependiendo de la cantidad de elementos encontrados y la disposición de éstos. Por ejemplo, Seidenfuss (2006) cita a Bickel et al (1996) en su estudio de túneles del caso de una excavación en San Francisco, California, EEUU. En ese lugar, en una construcción de un túnel durante los años 1990 – 2000 se encontraron con 898 pilotes enterrados bajo tierra, lo cual era más del doble que lo estimado en la etapa de exploración.

En excavación en roca eso difícilmente ocurrirá, sin embargo no sería extraños encontrarse con fracturas de grandes dimensiones o fallas geológicas. Cuando se excava con el método TBM, no se produce tantos problemas debido a que el ritmo de excavación y su geometría son controlados por la tunelera. Al encontrarse con una falla, puede que se produzcan más sobreexcavaciones, lo cual requerirá de un mayor trabajo en la zona de fortificación, produciendo así retrasos similares a los producidos por cambios en la abrasividad de la roca o aumento de familias de fracturas. La colocación de dovelas de hormigón puede reducir posibles colapsos del túnel, sin embargo su ritmo de trabajo es más lento.

Para el método de perforación y tronadura, una falla es más compleja, puesto que al ir tronando la roca, estos impactos cerca de la falla pueden fracturar más la roca que lo deseado, generando grandes sobreexcavaciones. Esto aplica tanto para fallas singulares de gran tamaño como también un aumento en la familia de fracturas no identificado previamente. Los retrasos aquí son principalmente por la colocación de sostenimiento.

Problemas con agua

El agua juega un factor importante al excavar túneles. Es importante identificar posibles napas de agua en el terreno, dado es uno de los parámetros de entrada para definir la clasificación del macizo. Además, la presión que puede generar ésta puede ser considerable dependiendo de la profundidad de la napa y del túnel a excavar.

Cuando el túnel se excava en suelo, el agua puede ser condicionante tanto para el rendimiento de construcción como de la estabilidad estructural del túnel. Si se estima de mala manera la cantidad de agua que filtrará por las paredes del túnel, se pueden tener zonas inundadas que dificulten los trabajos e incluso paralizando algunas labores hasta que se bombee el agua hacia afuera, dado que muchas de estas excavaciones se inician con un pique de excavación.

Cuando se excava en material granular (i.e. grava de Santiago), gracias a la alta permeabilidad de ésta, permite una descarga rápida de agua dentro del túnel. El problema que puede ocurrir es que un gradiente hidráulico muy grande puede producir una erosión del contorno del túnel, debilitándolo y generando sobreexcavaciones, la cual puede llevar a un colapso (ver Figura III-20 (Página 63) sobre fallas de túnel).

Por otro lado, si el suelo a excavar es un suelo fino (arcilla principalmente), hay que tener precaución con respecto a la variación de presiones de poro que se genera, la cual puede jugar un papel importante en términos de estabilidad. Junto con esto, se pueden producir filtraciones con altos gradientes hidráulicos, los cuales forman potenciales zonas de erosión y debilitamiento. Debido a esto, es necesario tener un cálculo bastante preciso sobre la ubicación de la napa de agua y tener conocimiento sobre los flujos de agua que se tendrán en el túnel.

Ante un incremento del flujo de agua, puede ser necesario un recálculo del sostenimiento empleado, o modificación del ritmo de avance, lo cual a largo plazo produce una demora. Para hacer los cálculos sobre flujos de agua se pueden realizar ensayo de pruebas de bombeo en la zona para determinar las propiedades hidrológicas del acuífero en cuestión.

En el caso que se quiera emplear un sello para prevenir los flujos de agua, es necesario que éste sea de una muy buena capacidad. Junto con esto, se debe considerar una carga adicional a los ya modelados en el diseño producto de la carga hidrostática del agua retenida por el sello. Si se desea utilizar un muro que pueda drenar el agua, hay que evitar que el agua arrastre material del muro a través de sus drenes (material fino o arena presente).

En el caso de trabajar en roca, es más difícil que ocurran problemas estructurales, sin embargo en términos constructivos es igual de complejo. A excepción de que las estimaciones de flujos hayan sido demasiado erradas, no se tendrá una erosión de la roca producto del paso del agua. Para estimar esto se puede determinar primero la profundidad a donde se encuentra la napa de agua y luego mediante ensayos de Lugeon se puede determinar la permeabilidad de la roca en cuestión. Es importante destacar que si el macizo posee un mayor número de familias de fracturas, esto condicionará fuertemente la permeabilidad, aumentando su valor de manera extrema, puesto que el agua va a traspasar el macizo a través de las fracturas. Para facilitar el flujo de agua y disminuir la tensión hidrostática generado por ésta, se suele instalar barbacanas en los costados del túnel para así también poder reunir toda el

agua en un punto y poder bombearla hacia afuera. En caso de existir un aumento de flujo de agua, es posible que la clasificación del macizo disminuya y se tenga que colocar mayor sostenimiento al túnel.

Cuando se trabajan con máquinas tuneladoras y la filtración de agua es mayor a la esperada, ésta se puede acumular en la frente del túnel dependiendo del ángulo de inclinación del túnel, dificultando así las labores de limpieza de la zona de fortificación, colocación de dovelas de hormigón, colocación de rieles y movimiento de material con el puente grúa. Para esto se deben colocar bombas que extraigan el agua hacia afuera de mayor potencia. En el caso de no realizar esto, pueden existir tramos en que el túnel se inunde, poniendo en riesgo tanto la vida de los técnicos dentro del túnel como también el funcionamiento de la tuneladora, la cual puede quedar parcialmente inutilizada durante un lapso de tiempo o de manera perpetua. Ejemplos de esto es lo ocurrido en el túnel que une Taiwan con Pinlin, en la cual la tuneladora se vio sometida a diversas interrupciones debido a que los discos de corte se atascaban y altos flujos de agua ingresaban al túnel. (Nord (2006)).

Según un estudio realizado por el departamento de Ingeniería Civil y desarrollo del gobierno regional de Honk Kong, en base a 42 casos de colapsos de túneles, aproximadamente un 33% de estos colapsos fue por un problema asociado a problemas que se podrían haber evitado con una buena exploración geológica. Asimismo, un 14% de los problemas fue producto tanto de error de exploración como de diseño, y un 2% errores de exploración y del método constructivo.

Estereogramas

Los estereogramas son la representación gráfica de mapeo de fracturas que tiene un macizo. Pese a no ser un ensayo propiamente tal, son muchas veces los puntos de partida para un diseño y posterior análisis de estabilidad interna de un túnel. En base a los estereogramas se puede definir los ángulos de las cuñas que se formarán producto de la excavación. Esta actividad se realiza principalmente en terreno, calculando rumbos y manteos de cada familia de fracturas presente en la roca, aunque ya existen softwares computacionales capaces de realizar redes estereográficas utilizando fotografías de la zona deseada. Al conocer los ángulos con que se forman las cuñas, es posible determinar zonas de mayor debilidad dentro del túnel, que requieran de más elementos estructurales para asegurar su estabilidad, lo que hace que esta actividad sea muy importante al momento de diseñar un túnel.

Los estereogramas se realizan sobre superficies libres de roca. Para realizar éste, es necesario identificar una fractura de la roca. A ésta se le calcula su rumbo y manteo utilizando una brújula. Existen diversas notaciones para describir éstas, entre las cuales podemos destacar las Strike/Dip o Dip/Dip-Dir. La notación Strike/Dip se indica primero el azimut de la dirección del rumbo (o un ángulo respecto de un punto cardinal en sentido anti horario) y luego el ángulo del buzamiento del manteo (Ej. 25N/45E, 325/45E). La notación Dip/Dip-Dir indica ángulo de buzamiento y luego el azimut de la proyección del ángulo de buzamiento proyectado en el plano horizontal. Junto con el cálculo de su rumbo y manteo, es necesario describir también su rugosidad, continuidad y grado de alteración de la fractura, la cual será de gran ayuda al momento de clasificar el macizo.

La principal incerteza al realizar los estereogramas es sobre la exactitud con que se determinan las direcciones del set de fracturas. Una variación pequeña en los grados puede condicionar si se produce un tipo de falla en la roca o no, por lo tanto se recomienda siempre ser conservador en éste tipo de análisis. Junto con esto, las fracturas que se consideran son solamente aquellas que el profesional ve en terreno, la cual podría tener una variación en su rumbo/manteo a mayor profundidad por donde el túnel se excavará. Generalmente la identificación de sets de fracturas se determina en base a las fracturas registradas. Estas fracturas se pueden ingresar en programas computacionales (i.e. Dips⁵), con la cual se pueden determinar las concentraciones de polos correspondientes a cada set. Dependiendo de los datos obtenidos, estos polos tienen ciertos márgenes de valores, los cuales se deben considerar al utilizar estos datos para estudios posteriores. Este análisis estadístico está definido por Fisher, en la cual indica que cada set presenta una cierta distribución normal hemisférica. Según el autor, la probabilidad P de que un polo tenga ángulo ψ menor o igual a la normal se calcula como

$$\cos(\psi) = 1 + \frac{1}{K_f} \text{Ln} (1 - P)$$

En donde $K_f = \frac{N}{N-|R|}$, en donde N es el numero de fracturas en el set y R es el valor promedio o resultante de todas estas fracturas, determinada de manera geométrica. Asimismo, la dispersión de esta distribución normal equivale a $\bar{\psi} = \frac{1}{\sqrt{K_f}}$.

⁵ Software gratuito proveniente a la empresa rocscience (www.rocscience.com)

Otros

En el trabajo de Seidenfuss (2006) el autor nombra otros factores que pueden generar un colapso del túnel, entre los cuales están:

- Estallidos de roca generados por alto stress in-situ
- Fallas geológicas
- Foliación de macizos
- Suelo deformable
- Suelo expansivo
- Pendiente natural del terreno
- Temperatura de la roca

3.2.3 Incertezas en la obtención de parámetros de diseño

Sondajes y calicatas

Los sondajes son de gran utilidad para determinar cómo es el terreno a excavar. Existen diversos tipos de sondajes que se pueden realizar en el suelo, entre los cuales destacan los ensayos SPT y CPT. Con estos ensayos se pueden determinar ciertos parámetros del suelo, además del retiro de muestras alteradas o inalteradas, las cuales son utilizadas para realizar descripciones visuales del suelo, y determinación de otros parámetros geotécnicos.

Cuando los sondajes se realizan en roca, se utiliza una corona diamantada en la punta que va rompiendo el material, dejando un testigo en el interior de la sonda el cual es retirado para su análisis. Estos testigos sirven para realizar diversos ensayos, tales como RQD (Rock Quality Designation), ensayos de carga puntual, carga de compresión uniaxial y triaxial entre otros. Existen otras formas para determinar el RQD, el cual se basa en una estimación en base a los números de familias de fracturas que existen en un metro cúbico donde se quiere calcular el RQD. Utilizando la ecuación de Palstrom, $RQD = 115 - 3.3 J_v$, se puede obtener el valor del RQD para $J_v > 4.5$. Sin embargo, no hay diferencia si la frecuencia de la familia es baja o alta, generando cierta inseguridad respecto del valor obtenido.

Las calicatas se realizan en suelo solamente, y sirve tanto para inspeccionar éste, como para tomar muestras en estado inalterado⁶, las cuales pueden posteriormente ser ensayadas en laboratorio para determinar ciertos parámetros del suelo.

Estos estudios permiten realizar estratigrafías del suelo sobre el cual se excavará el túnel, y es una herramienta fundamental al momento de elegir por dónde trazar un túnel en la zona y cómo diseñar los sostenimientos ante los distintos estratos que se pueden atravesar al ir excavando el terreno.

Las principales incertezas asociadas a los ensayos SPT es el factor humano. Este ensayo consta de ir golpeando con un martillo una pieza de acero que se va hincando en el suelo. Este martillo es izado hasta una cierta altura con el fin de entregar la misma energía con cada golpe. Se va midiendo la cantidad de golpes que requiere el pilote para hincarse 30 [cm] y luego con correcciones experimentales se determina la capacidad de soporte del suelo. Si el izado del martillo no se realiza de la manera correcta, los valores arrojados por el ensayo pueden variar, lo cual indicaría que la capacidad del suelo es distinta a la medida. Luego de realizar el ensayo, se deben realizar ciertas correcciones a los valores obtenidos, con el fin de obtener la capacidad de soporte del suelo estudiado (Ver Tabla III-2). Si las correcciones no se realizan, o si éstas se aplican de manera errónea, se obtendrán valores errados.

⁶ Una muestra de suelo nunca se podrá tomar en estado completamente inalterado, por el hecho de que al tallar la muestra, los esfuerzos que residen en ella difieren de las condiciones naturales. Sin embargo, este es el método más cercano para obtener una muestra representativa de las condiciones naturales del suelo.

Tabla III-2. Tabla de correcciones al SPT de acuerdo a Skempton (1986) y modificado por Robertson & Wride (1998) (Youd et al. (2001))

Factor	Variable	Símbolo	Corrección
Presión de sobrecarga	Profundidad del túnel	C_N	$(P_a/\sigma_{v0})^{0.5}$
	Material sobre el túnel		$C_n \leq 1.7$
Relación de energía	Martillo cilíndrico	C_E	0.5 - 1.0
	Martillo de seguridad		0.7 - 1.2
	Martillo automático cilíndrico		0.8 - 1.3
Diámetro de la perforación	65 - 115 mm	C_B	1
	150 mm		1.05
	200 mm		1.15
Longitud de la varilla	< 3 m	C_R	0.75
	3 - 4 m		0.8
	4 - 6 m		0.85
	6 - 10 m		0.95
	10 - 30 m		1
Tipo de cuchara	Cuchara estándar	C_S	1
	Cuchara sin "liners"		1.1 - 1.3

Con esto, el valor ajustado del ensayo se obtiene de la siguiente manera,

$$(N_1)_{60} = N_m \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S$$

En donde N_m es el valor obtenido en terreno.

Para los testigos obtenidos en roca, la incerteza nuevamente es producto del trabajo del personal que realiza el sondaje. Al momento de calcular los parámetros RQD de la roca, los analistas pueden calcular mal este valor si no siguen las instrucciones. Para realizar un buen cálculo de RQD se deben seguir las siguientes recomendaciones:

- Las mediciones se deben realizar desde el eje de la probeta
- No se deben considerar fracturas inducidas por el sondaje

Otro posible error que se pueden detectar en todo los sondajes son las posiciones y orientaciones donde se realizan éstos. Es necesario especificar claramente la posición donde se realizó el sondaje y la orientación de éste, para así poder realizar un buen perfil geológico. Un sondaje puede atravesar por una singularidad que no sería detectada si éste se realiza a unos cuantos metros de distancia del punto original, o con una orientación distinta a la premeditada. Asimismo, para detectar la frecuencia de los espaciamientos entre las discontinuidades, es necesario determinar el ángulo de deflexión entre la normal a la discontinuidad y el ángulo del sondaje.

En cuanto a las calicatas, es necesario tener cuidado con la excavación del testigo, y evitar que éste sufra deformaciones o flujos de agua debido al cambio de esfuerzos. Para esto la muestra se debe sellar con algún material que impida pérdida de humedad e identificar claramente su orientación original en terreno, para así ensayarla en laboratorio con la mayor cantidad de parámetros iguales a los presentes en terreno.

Ensayos realizados en rocas

Los ensayos de rocas sirven para estimar la capacidad de la roca intacta, es decir sin considerar las fracturas o diaclasas que se presentan en el macizo. Para esto, se pueden utilizar diversos métodos entre los cuales destaca el martillo de Schmidt, el martillo geológico, el ensayo de carga puntual, el ensayo de compresión uniaxial y el ensayo de compresión triaxial entre otros.

Martillo de Schmidt

El martillo de Schmidt es un ensayo realizado en terreno que consta de presionar con un martillo especializado (martillo de Schmidt) la cara libre de la roca. En base al valor que indica el martillo, y aplicando correcciones asociados al ángulo con que se presiona el martillo y la densidad de la roca, se puede determinar el UCS de acuerdo a una escala experimental calibrada (Ver Figura III-10). El valor UCS es la resistencia de compresión última ("*Ultimate Compression Strength*"), y es la fuerza con la cual una roca se fractura debido al esfuerzo de compresión que soporta sin recibir un confinamiento. La principal incerteza que este método trae es que justamente se está realizando el ensayo sobre la superficie de la roca, la cual puede tener una resistencia menor, debido a que esa zona se encuentra libre debido a una fractura previa. Por lo tanto en realidad se está midiendo el valor de σ_{ci} , el cual es un valor menor al UCS, pero presentan cierta correlación.

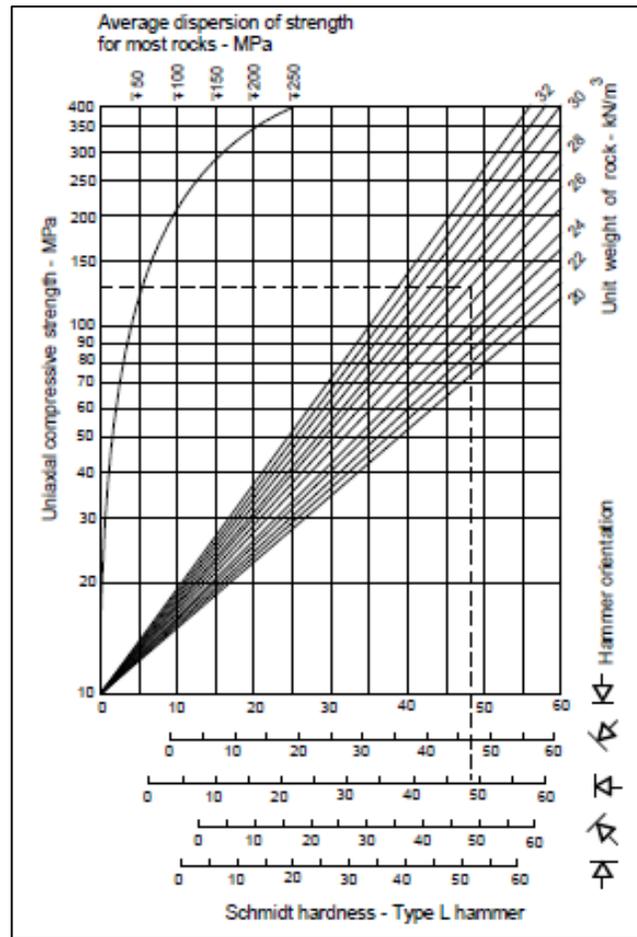


Figura III-10. Tabla de clasificación según martillo de Schmidt

Martillo Geológico

El ensayo de martillo geológico es un ensayo utilizado sólo por expertos en el área y sirve como un método aproximado y rápido para determinar la resistencia de la roca en terreno. El ensayo consiste en golpear la roca con el martillo geológico utilizando una fuerza determinada. En base a la respuesta obtenida (se desprende mucho/poco material o nada) se puede aproximar la capacidad de compresión de la roca utilizando como guía la Tabla III-3. Este método es aplicado solamente por expertos, debido a que la fuerza con que la persona golpea la roca debe saber con cuanta energía golpear el macizo, la cual van calibrando con el tiempo.

Tabla III-3. Estimación de UCS utilizando martillo geológico.

Grade*	Term	Uniaxial Comp. Strength (Mpa)	Point Load Index (Mpa)	Field estimate of strength	Examples
R6	Extremely Strong	> 250	> 10	Specimen can only be chipped with a geological hammer	Fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartzite
R5	Very Strong	100 - 250	4 – 10	Specimen requires many blows of a geological hammer to fracture it	Amphibolite, sandstone, basalt, gabrro, gneiss, granodiorite, limestone, marble, rhyolite, tuff
R4	Strong	50 - 100	2 – 4	Specimen requires more than one blow of a geological hammer to fracture it	Limestone, marble, phyllite, sandstone, schist, shale
R3	Medium strong	25 - 50	1 – 2	Cannot be scraped or peeled with a pocket knife, specimen can be fractured with a single blow from a geological hammer	Claystone, coal, concrete, schist, shale, siltstone
R2	Weak	5 - 25	**	Can be peeled with a pocket knife with difficulty, shallow indentation made by firm blow with point of a geological hammer	Chalk, rocksalt, potash
R1	Very weak	1 - 5	**	Crumbles under firm blows with point of a geological hammer, can be peeled by a pocket knife	Highly weathered or altered rock
R0	Extremely weak	0.25 - 1	**	Indented by thumbnail	Stiff fault gouge

*Grade according to Brown (1981)
 **Point load tests on rock with uniaxial compressive strength below 25 Mpa are likely to yield highly ambiguous results.

La principal incerteza que tiene este método es la cantidad de energía que aplica cada usuario sobre la roca para realizar el ensayo. Para usuarios experimentados no debería variar mucho el resultado al momento de ver las tablas, pero para geólogos nuevos esto puede resultar en un método muy complejo.

Ensayos Uniaxiales y Triaxiales

Los ensayos uniaxiales y triaxiales son ensayos que sólo se realizan en laboratorio y sirven para calcular diversos parámetros característicos. Entre ellos el UCS, el ángulo de fricción y cohesión de la roca intacta (ϕ , c según criterio de falla Mohr-Coulomb) y/o el módulo de deformación E . La diferencia es que en los ensayos uniaxiales no se coloca una presión de confinamiento, mientras que en el triaxial sí. Para realizar este ensayo se necesita de un testigo de roca que debe cumplir con una cierta geometría (González de Vallejo (2002)):

- Razón Largo/Ancho de la probeta debe ser 2.5-3.0 : 1
- Extremos deben ser paralelos uno a otro y pulidos, sin grietas visibles.
- Ancho de muestra debe ser >10 veces el tamaño medio del grano.

La probeta se coloca en una celda de carga y se comienza a cargar hasta que alcanza su rotura. Mediante gráficos de carga/deformación se pueden determinar el módulo de deformación y utilizando distintas presiones de confinamiento para el ensayo triaxial se puede conocer sus parámetros de c y Φ . Junto con esto, se pueden realizar ensayos de tracción de la roca y conocer su tracción máxima. Con esto, y utilizando el criterio de Griffith, se puede obtener la curva de resistencia de la roca como la de la Figura III-11.

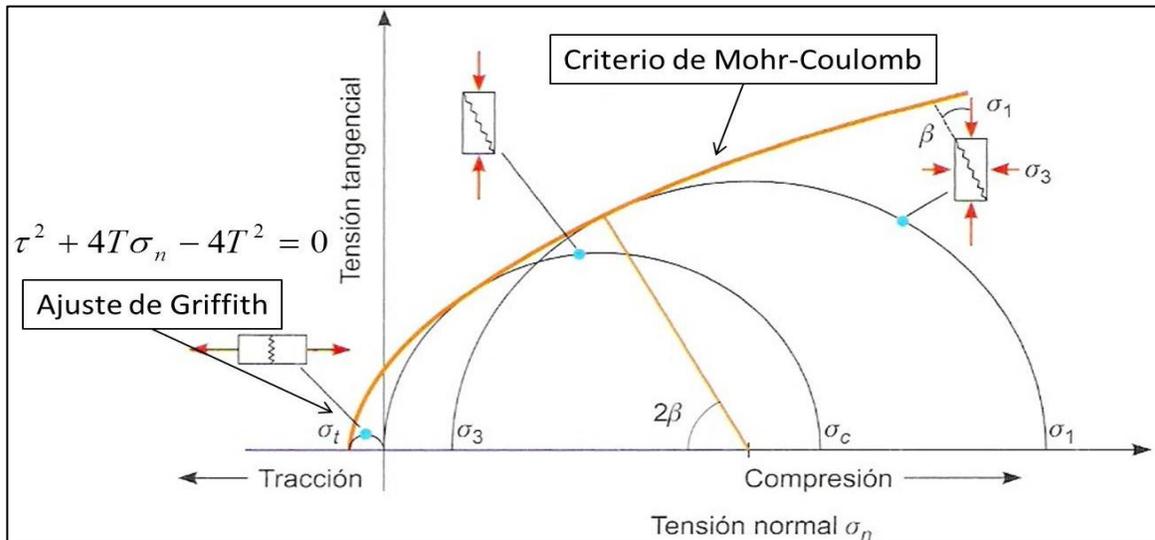


Figura III-11. Criterio de falla según Mohr-Coulomb y Griffith

Asimismo, se pueden determinar parámetros para m_i y σ_{ci} , los cuales sirven para el criterio de falla creado por Hoek-Brown (1997), el cual considera también las condiciones del macizo rocoso donde se encuentra.

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

En donde: σ_1' : tensión principal mayor

σ_3' : tensión principal menor

σ_{ci} : resistencia a compresión uniaxial del material intacto

m_b, s, a : constantes dadas por las condiciones del macizo

Las incertezas de este ensayo se relacionan al testigo obtenido. Debido a que el macizo no es isótropo, la forma en que se orienta la probeta varía en el resultado obtenido (Ver Figura III-12). Dado que la probeta se obtiene de los testigos, es importante registrar la orientación de los testigos obtenidos para así replicar estas condiciones en los ensayos en laboratorio.

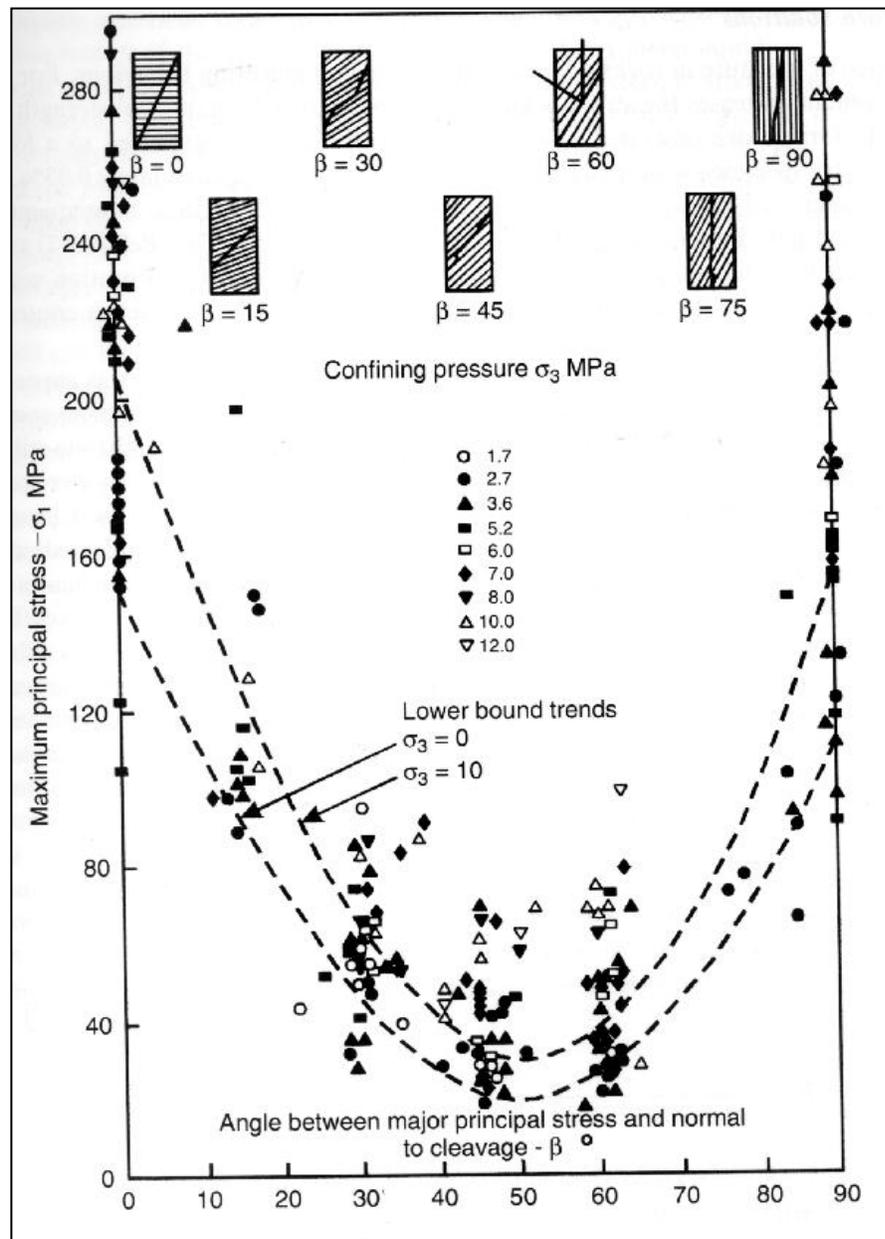


Figura III-12. Efecto de fábrica de la roca en las tensiones principales

Ensayo de carga puntual

El ensayo de carga puntual es un ensayo que se puede realizar en terreno o en laboratorio y sirve para determinar el índice de carga puntual, el cual tiene una correlación con la capacidad de compresión de la roca (UCS) mediante una corrección por factores de forma de la muestra (Figura III-13), de la aplicación de la carga y del tipo de máquina. La ventaja de este ensayo es que las muestras no necesitan tener

una geometría definida. Generalmente se utilizan trozos derivados de sondajes o de marina que se retira al ir excavando el túnel. La incerteza que tiene este material es que al ensayar testigos de forma irregular, pese a tener un factor de corrección por su forma, no se tiene un valor igual al de un testigo con geometría ideal. Junto con esto, puede ocurrir algo similar a los ensayos triaxiales, en donde la fabrica de la roca condiciona la resistencia a compresión.

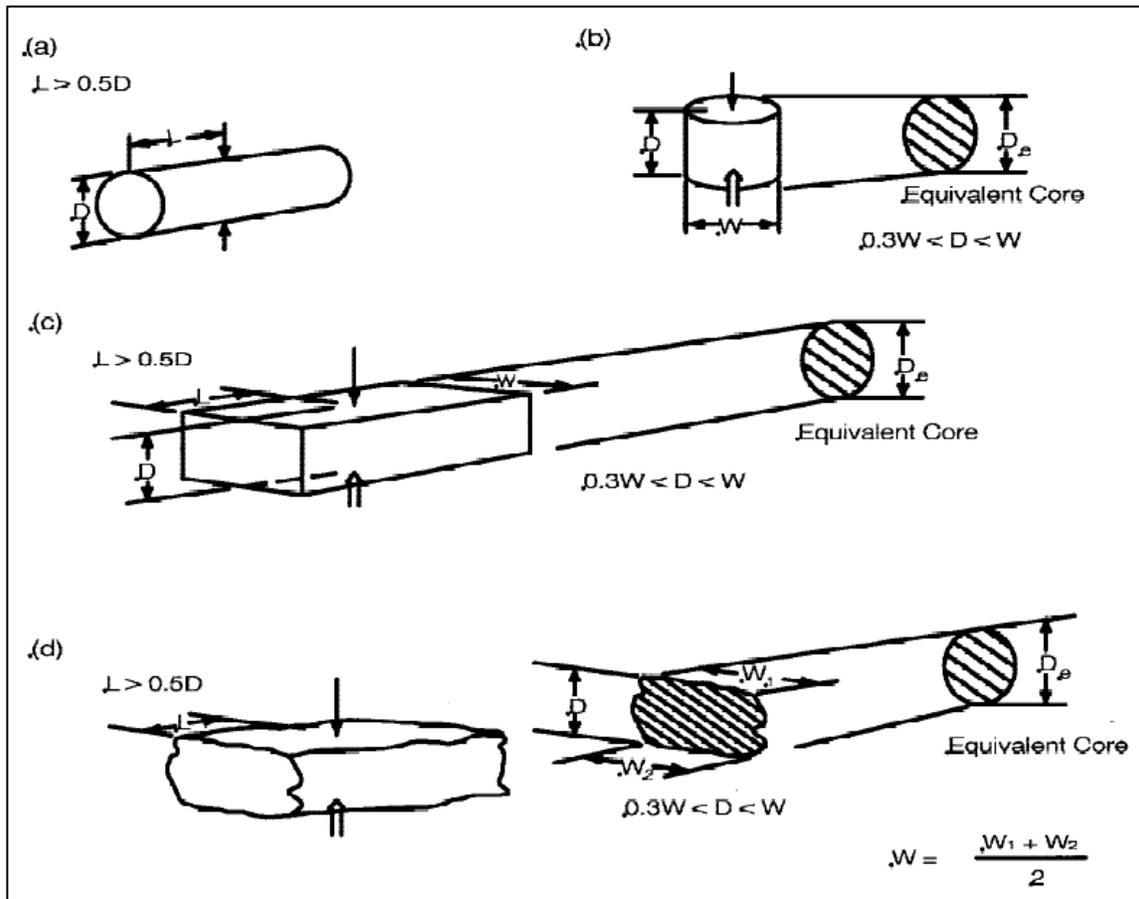


Figura III-13. Tipos de muestras para utilizar en ensayos de carga puntual (Gonzales de vallejo, 2002)

Ensayos realizados a suelos

Para los suelos se pueden realizar ensayos de distintos tipo, entre los cuales se pueden destacar ensayos triaxiales, triaxiales cíclicos, compresión no confinada, corte directo, granulometría, índices de plasticidad (para suelos finos), consolidación, densidad relativa y densidad in situ entre otros. Los ensayos triaxiales y los de corte directo sirven para determinar los parámetros c , Φ del suelo, los cuales después son utilizados para generar los modelos constitutivos de éste (Mohr-Coulomb u otros). Los

ensayos triaxiales cíclicos sirven para ver la resistencia de un suelo ante un sismo. El ensayo de compresión no confinada sirve para determinar la resistencia de una arcilla no drenada, la cual puede ser vital en etapas de construcción. En suelos finos, la plasticidad es determinante para saber si el suelo clasifica como limo, arcilla o una mezcla de ambas. Los ensayos de consolidación sirven para determinar los parámetros C_c y C_v correspondientes a la consolidación del suelo. Los ensayos de densidad relativa y densidad in situ sirven para determinar las condiciones naturales del suelo y los posibles valores de densidad que se pueden obtener. Finalmente un ensayo de granulometría y peso específico sirven para determinar la distribución de partículas de la muestra y el peso que tiene ésta, para así determinar su densidad.

Aquí la principal incerteza que se produce es si el ensayo fue realizado sin cometer faltas durante la preparación de la muestra y su posterior ejecución, y si la muestra de suelo utilizada para esto es representativa del suelo natural a excavar.

3.3 Etapa de Diseño

Luego de la etapa de exploraciones corresponde desarrollar la etapa de diseño del túnel, lo cual significa las siguientes acciones:

- Definir la sección transversal del túnel, en función de las necesidades de operación.
- Definir el método constructivo en función de la calidad del terreno encontrado durante las exploraciones.
- Definir los sistemas de fortificación, sostenimiento y revestimiento del túnel en función de la calidad del terreno y del método constructivo.
- Mención especial merece el diseño de los portales del túnel, ya que implica el diseño, fortificación y estabilización de los taludes exteriores del macizo.

3.3.1 Definición del método constructivo y fortificación en rocas

Es una práctica normal en la tunelería de rocas que se realice una primera estimación del método constructivo y la fortificación en base a las denominadas Clasificaciones Geotécnicas o Clasificaciones Geomecánicas de los macizos rocosos, obtenidas a partir de las campañas de exploración geológica y geotécnica.

Las clasificaciones son herramientas prácticas que permiten evaluar rápidamente una serie de parámetros del terreno, utilizando valores numéricos y una gran dosis de sentido común y experiencia, para llegar a un valor ponderado de la “calidad de la roca” que se ha asociado directamente a ciertos elementos de fortificación que se han empleado exitosamente en obras previas.

Entre estas clasificaciones destacan el índice RMR desarrollado por Bieniawski (1974,1989), el índice Q desarrollado por Barton (1974) y el índice GSI desarrollado por Hoek (1994).

RMR (Rock Mass Rating)

El RMR es un parámetro creado por Richard Z.T. Bieniawski el año 1989. Para más información, revisar el Anexo D.

Este método es bastante simple, sin embargo puede ser poco exacto debido a la experiencia del usuario. En un principio, se podrían obtener errores sobre el cálculo del RQD. Muchas veces este valor no se determina con un testigo de roca obtenido de un sondaje debido a que realizar este ensayo cada vez que se quiera clasificar el macizo haría prácticamente inviable el proyecto, por lo tanto se opta por estimar el RQD mediante la ecuación de Palstrom.

$$RQD = 115 - 3.3J_v$$

Junto con esto, dado que la clasificación RMR clasifica el RQD en intervalos, la posible variación dada por éste método sustituto puede no afectar en el cálculo.

En cuanto a la capacidad de compresión, la variabilidad es poca debido a que se pueden ensayar cuantos testigos se desee para así determinar un valor promedio.

Para el estudio de las diaclasas la incerteza es mayor, debido a que entra en juego el criterio del geólogo que realiza el ensayo. Primero éste debe ser capaz de reconocer una familia de discontinuidades y poder determinar el espaciamiento promedio todas las familias. Este espaciamiento se puede obtener de los testigos realizados en roca, multiplicando el espaciamiento obtenido en los testigos por el

coseno del ángulo de deflexión que tiene el sondaje respecto de la normal a la discontinuidad. Si éste se realiza en terreno, el geólogo puede estimar erróneamente una longitud, clasificando ésta con otro valor para la clasificación RMR.

En cuanto a la inspección de la discontinuidad misma, se presenta una segunda tabla para especificar de manera más precisa ésta y así obtener valores para cada característica (Largo, abertura, rugosidad, material en la abertura y grado de alteración).

Gracias a que la tabla funciona con rangos de valores, la variabilidad no es tan grande, sin embargo igual se pueden producir errores producto de las incertezas y obtener valores de RMR distintos que lleven a un cambio en la clasificación del macizo rocoso.

Índice Q (Rock Tunneling Quality Index)

Este índice presentado por Barton et al. el año 1974, a partir de la experiencia de túneles ejecutados en Noruega. Dado que el estudio fue realizado por el Instituto Geotécnico de Noruega también se le conoce como índice NGI.

El índice Q se calcula con la siguiente ecuación:

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n} \right) \cdot \left(\frac{J_r}{J_a} \right) \cdot \left(\frac{J_w}{SRF} \right)$$

En donde cada parámetro representa alguna característica del macizo. Para más información sobre la clasificación de éste, revisar el Anexo E.

La principal incerteza que trae este método es, al igual que el RMR la inexperiencia del técnico para otorgar los valores de cada parámetro. Si éste no conoce bien el rango de posibles valores y de posibles rugosidades, puede asignar un valor muy alto a una rugosidad de menor valor. Al igual que el índice RMR, la clasificación del macizo es por rangos de valores de Q, por lo tanto leves variaciones no modificarán la clasificación del macizo. Sin embargo una variación fuerte en uno de los factores si

podría afectar, como por ejemplo una mala estimación del RQD o de las características de las discontinuidades, generalmente originadas por una mala prospección geotécnica.

Correlaciones entre ambos métodos

Existe cierta correlación entre las clasificaciones anteriormente presentadas. La Tabla III-4 muestra una clasificación del macizo para el criterio RMR y Q.

Tabla III-4. Correlación de clasificación de macizos entre Barton y Bieniawski

Tipo de Roca	I	II	III	IV	V
Clasificación	Muy buena	Buena	Moderada	Mala	Muy mala
RMR	80-100	60-80	40-60	20-40	0-20
Q	>40	10-40	4-10	1-4	<1

Junto con esto, existen diversos autores que establecen correlaciones más precisas entre ambas clasificaciones. Sapigni et al. (2002) utiliza la ecuación obtenida de Bieniawski (1976) la que indica que

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

Sin embargo, Castro-Fresno (2010) propone 4 otras correlaciones en su trabajo.

$$RMR = 5.9 \ln Q + 43 \text{ (Rutledge and Preston 1978)}$$

$$RMR = 5.4 \ln Q + 55.2 \text{ (Moreno Tallón 1980)}$$

$$RMR = 5 \ln Q + 60.8 \text{ (Cameron- Clarke and Budavari 1981)}$$

$$RMR = 10.5 \ln Q + 41.8 \text{ (Abad J et al. 1987)}$$

GSI (Global Strength Index)

El GSI es un parámetro que toma valores entre 0-100, en donde 100 es un macizo de muy buena calidad. Este parámetro fue introducido por Hoek alrededor de la década de los 1990 y luego modificado varias veces por diversos autores. Para evaluar el GSI del macizo, se debe considerar 2 aspectos del macizo, la estructura y la rugosidad de las diaclasas. La estructura es buena en el caso que no se encuentren muchas fracturas, o que éstas se encuentren bien espaciadas. En cuanto a la rugosidad de las diaclasas, se debe considerar si hay presencia de polvillo de hierro, meteorización, salbanda de falla y/o arcilla, que reducen la calidad de la rugosidad. Utilizando la Tabla III-5 se puede calcular el GSI.

Este método de clasificación es bastante amplio y poco preciso, dado que el mismo autor recomienda dar un rango de valores en vez de un valor único. Asimismo, considera solamente la rugosidad de las fracturas y que tan fracturado está, por ende no considera los parámetros de la roca intacta. Asimismo, en la tabla se indica que en caso de haber presencia de agua, el punto alcanzado se puede desplazar hacia la derecha. Sin embargo no indica cuanto ni tampoco hace una diferencia en la cantidad de agua que aflora en el macizo.

Tabla III-5. Clasificación según el GSI (Practical Rock Engineering, Evert Hoek, 2007)

<p>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)</p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slackensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slackensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60			
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			50		
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				40	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes					30
						20
						10
		N/A	N/A			

En base a este índice, se puede clasificar la roca según el criterio Hoek-Brown, el cual fue explicado previamente.

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

De esta ecuación, las tres constantes dependen tanto del macizo rocos (GSI) como del factor de alteración (D), el cual depende del método de excavación que se utilizará.

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

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

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

Dado que el GSI se entrega en un rango de valores, esto genera una variabilidad en los parámetros utilizados para determinar las constantes en la relación de Hoek y Brown (M_b , s , a). Generalmente el valor de GSI dado tiene un rango de 10 unidades, ante la cual la variabilidad de las constantes se puede observar en la Figura III-14, Figura III-15 y Figura III-16.

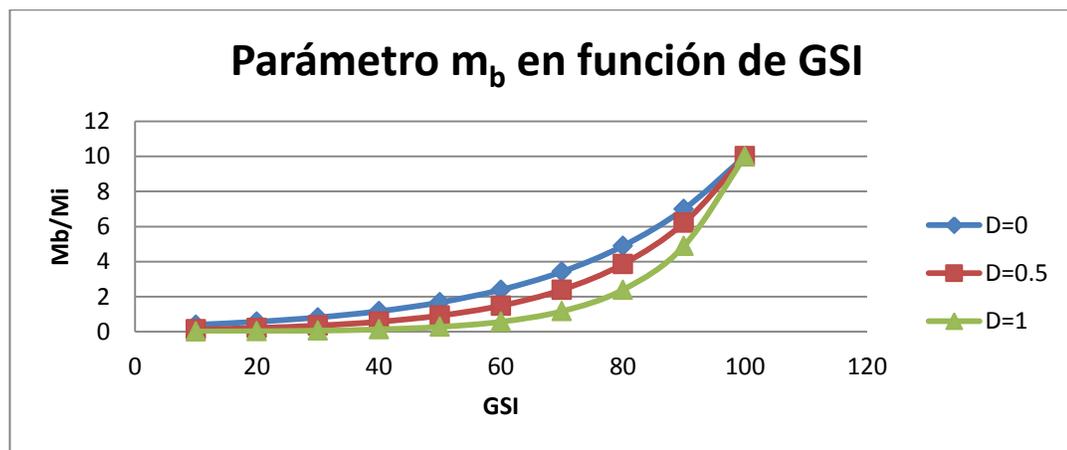


Figura III-14. Variación de parámetro m_b en función del GSI

En cuanto al valor de m_b , se puede notar que a medida que el factor de perturbación aumenta, las variaciones se concentran más en 1 zona (GSI ≈ 80), mientras que para factor D=0, la variación es menor pero a lo largo de todo el rango.

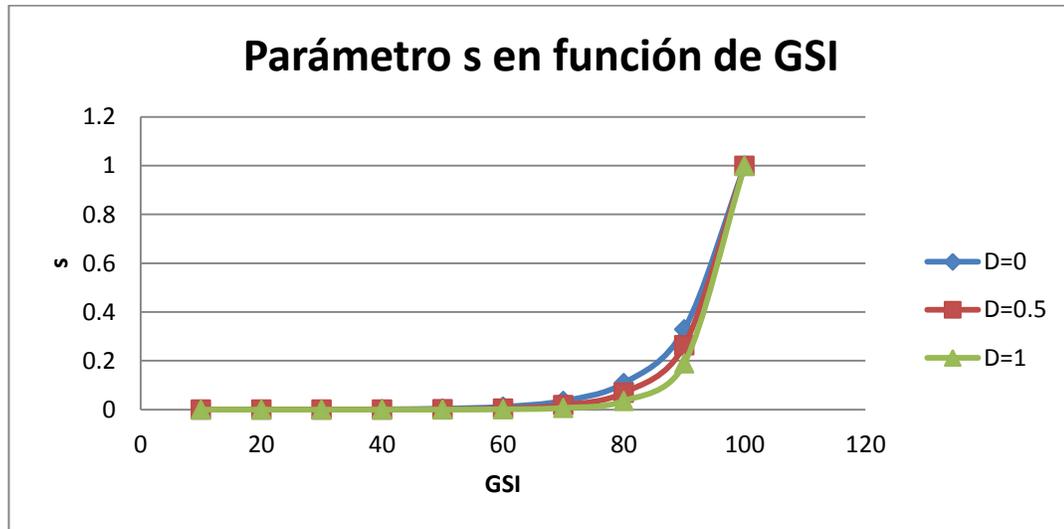


Figura III-15. Variación del parámetro s en función del GSI

Para el factor s , se puede notar algo muy similar a lo observado en la tabla anterior, sin embargo ahora las principales variaciones se darán en $GSI \approx 80$ para todas las curvas.

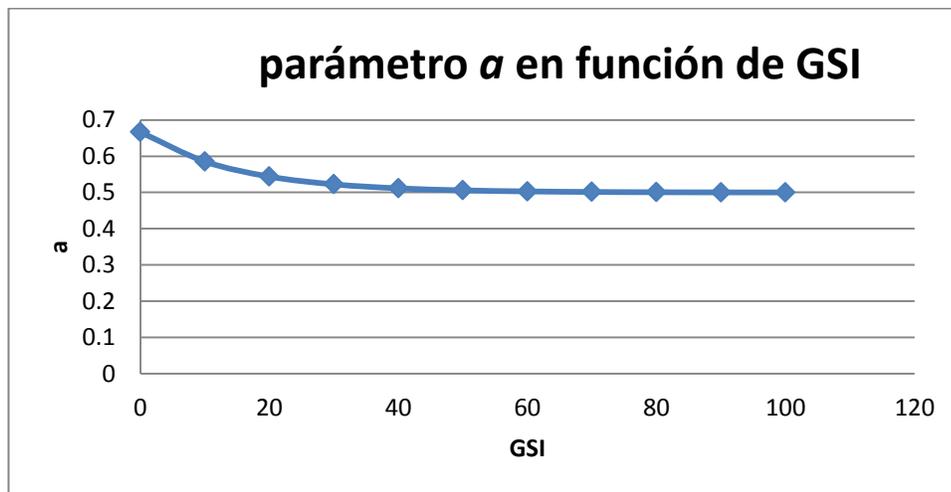


Figura III-16. Variación del parámetro a en función del GSI

Para el factor a , se puede notar que las principales variaciones se dan para los rangos de GSI entre 0 y 40. En base a esto, se puede normalizar la curva de Hoek & Brown para observar como varía la curva en función de GSI (Figura III-17).

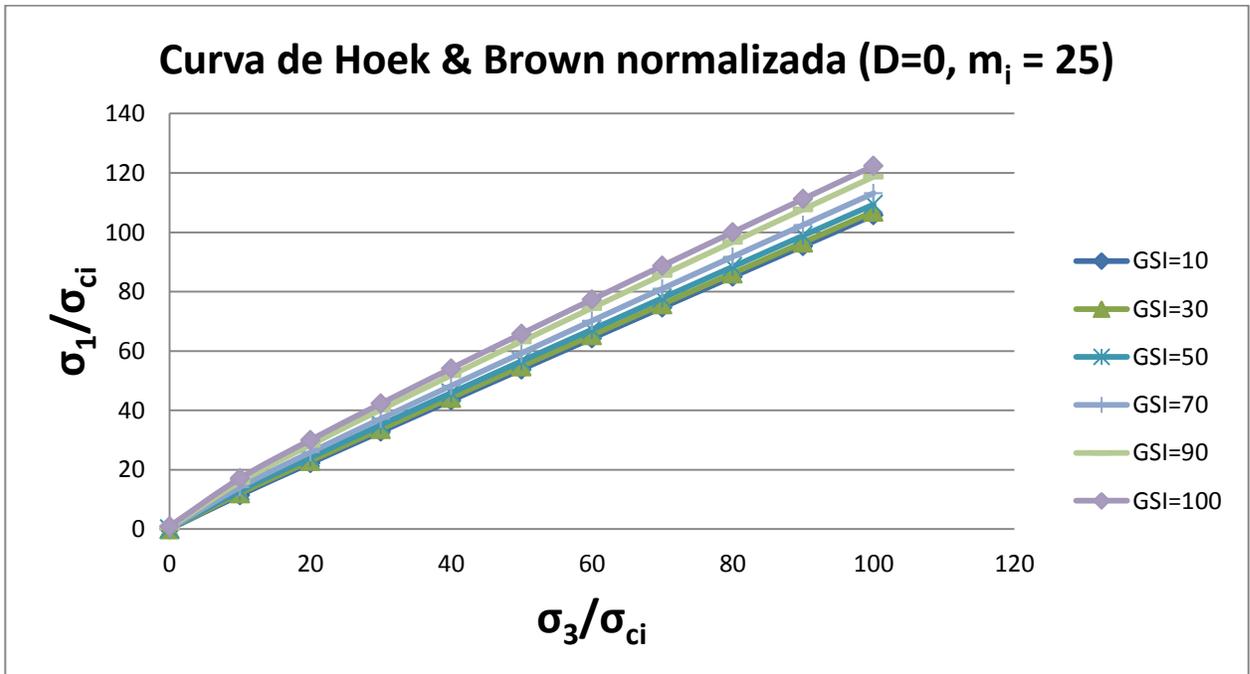


Figura III-17. Sensibilidad de la curva de Hoek & Brown para comportamiento de la roca en función del GSI

Como se puede ver, las variaciones producidas por un aumento del GSI se pueden apreciar claramente en el gráfico. Y a medida que el GSI es más alto, estas diferencias son cada vez mayores. El valor de m_i varía entre 2 y 35, sin embargo un valor promedio para roca puede ser entre 20 y 25. A medida que este valor aumenta, más diferencias se producen tal como se ve en la Figura III-18.

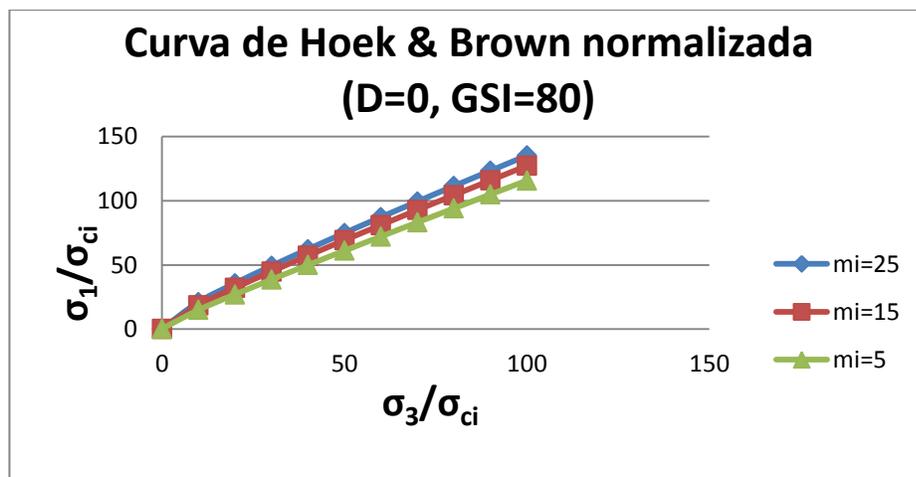


Figura III-18. Sensibilidad de la curva de comportamiento de la roca según Hoek & Brown en función del parámetro m_i

Estimar la capacidad de compresión de una roca y la clasificación de ésta puede no ser tan directo. El criterio para determinarlo es muy importante y de no realizarlo bien, se pueden generar grandes problemas más tarde en el diseño y construcción del túnel. La variabilidad de datos es un tema no menor, y tal como se observa de manera gráfica con el cálculo de la resistencia según Hoek & Brown, existen datos concretos que muestran esta variabilidad. De acuerdo al estudio realizado por Edelbro et al. (2006), al estimar la capacidad a compresión de la roca utilizando distintos métodos y por distintos especialistas se observó una variabilidad de hasta 40 [MPa] utilizando el Q de Barton, 100 [MPa] utilizando Hoek & Brown con RMR y de 50 [MPa] utilizando Hoek & Brown y GSI (Ver Tabla III-6 y Figura III-19).

Tabla III-6. Rango de valores para estimación de resistencia del macizo utilizando distintos métodos y para distintos casos (Edelbro et al. 2006)

Laisvall case		Fictitious case		Stripa case	
Method	Span ^a (Mpa)	Method	Span ^a (Mpa)	Method	Span ^a (Mpa)
Sheorey-RMR ₇₆	65.5	Sheorey-RMR ₇₆	101.5	Sheorey-RMR ₇₆	40.8
Hoek-Brown-RMR ₇₆	62	Hoek-Brown-RMR ₇₆	100.5	Hoek-Brown-RMR ₇₆	38
Yudhibir-RMR ₇₆	48.7	Yudhibir-RMR ₇₆	91.8	Yudhibir-RMR ₇₆	37.5
Rmi	48	Rmi	58	Rmi	27.5
Hoek-Brown-GSI (2002)	47.5	Hoek-Brown-GSI (2002)	56	Hoek-Brown-GSI (2002)	8
Q (2002) ^b	40.4	Q (2002)	46	Q (2002)	5.5
N	38	N	29	N	3.5
MRMR (DRMS)	33.5	MRMR (DRMS)	14	MRMR (DRMS)	3.5
RMS	9.5	RMS	9.5	RMS	2.5

^a Span = Maximum - minimum values.

^b Span is 138.8 Mpa if all results from the participants are included when using Q.

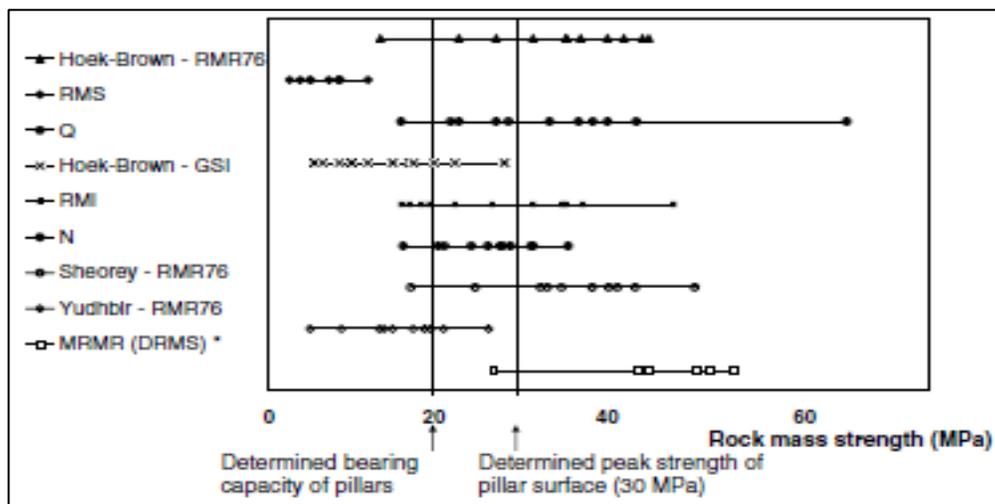


Figura III-19. Estimación de resistencia de roca utilizando distintos métodos para el caso de columnas de Laisvall (Edelbro et al. 2006)

Prediseño de portales

Los portales o puntos de acceso horizontal de los túneles se deben diseñar de manera distinta a los tramos interiores de los túneles por varios motivos:

1. Los terrenos de superficie, donde se materializan los portales, se encuentra normalmente más meteorizado y fracturados que el material del interior del macizo.
2. La orientación de las tensiones sobre el túnel son variables debido a la proximidad de superficies de terreno inclinadas.
3. Además del diseño de la excavación subterránea se deben diseñar los taludes de corte a la salida del túnel, las cuales son obras de superficie.

Para el prediseño de los portales se cuenta con la clasificación propuesta por Romana (2000) (Ver Tabla III-7), en base al índice RMR. El índice RMR se obtiene castigando el valor de RMR en 15 puntos.

Para obtener el valor de reducción emplea el índice Q de Barton modificando los valores J_n por $2J_n$ y $SRF = 2.5$ obteniendo $Q_{portal} = Q_{túnel}/5^7$. Utilizando la relación

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

se obtiene $RMR_{portal} = RMR_{túnel} - 15$

⁷ En donde los parámetros del macizo utilizado para determinar $Q_{túnel}$ sean similares a las condiciones en el portal.

Capítulo III. Descripción de Incertezas

Tabla III-7. Recomendaciones para sostenimiento en portales de túneles según Romana (2000).

Clasificación		Excavación			Tratamiento del talud frontal			
RMR	Clase	Partición de emboquille	Paraguas	Bulones			Hormigón proyectado (cm)	Red/Malla
				L (m)	b/m ²	s(m)		
100	I a	Sección completa ----- Calota y destroza ----- Galería central ----- Gálidos múltiples ----- Contrabóveda						
90			Opcional	No	No	No	No	Opcional
80	I b		Opcional	3/4	< 0.10	Ocasional	No	Si
70	II a		Ligero	3/4	0.11	3 x 3	No	Si
60	II b		Ligero o medio	3/4	0.25	2 x 2	Ocasional	Si
50	III a		Medio	4	0.44	1.5 x 1.5	Ocasional	Si
40	III b		Medio	4/5	0.7	1.2 x 1.2	Ocasional	Si
30	IV a		Medio	5/6	1	1 x 1	0.10 - 0.15	No
20	IV b		Pesado	6	1.5	0.8 x 0.8	0.15 - 0.20	Mallazo opcional
10-0	V a		Pesado	No	No	No	0.20 - 0.25	Mallazo simple o doble
	V b	Pesado	No	No	No	0.25 - 0.3	Mallazo doble	

1. El tipo de paraguas se discute en el texto
2. Las unidades para los bulonados son: L, longitud en metros (m); densidad de bulones por m² (b/m²) y s, espaciamiento en metros (m)
3. La unidad para el espesor de hormigón proyectado, e, es el centímetro (cm)
4. El tipo de red/malla se discute en el texto
5. Las líneas continuas indican que el método es apropiado para el intervalo y se usa frecuentemente.
6. Las líneas de trazas indican que el método es posible para el intervalo y se usa a veces.

Para el diseño de los taludes exteriores se realiza mediante análisis clásicos de estabilidad de cuñas o superficies de falla, mediante software tales Dips y Swedge, (Rocscience Inc.).

Las principales incertezas asociadas a esta etapa están relacionadas a las condiciones iniciales del problema. Tal como se menciona al inicio, el terreno se encuentra mucho más meteorizado, lo cual hace que se puedan producir más fallas,

desprendimientos o deslizamientos. Asimismo, dado el bajo confinamiento que tiene el terreno, tiene menor resistencia lo cual hace que esta obra sea difícil de realizar.

3.3.2 Definición del método constructivo en suelos

La definición de la secuencia de construcción para túneles desarrollados en suelos, particularmente a baja profundidad, queda condicionada por la evaluación de la estabilidad del frente de avance y el factor de seguridad frente al colapso local o global.

Los colapsos en el frente del túnel pueden ser de distinto tipo, tal como se muestran en la Figura III-20.

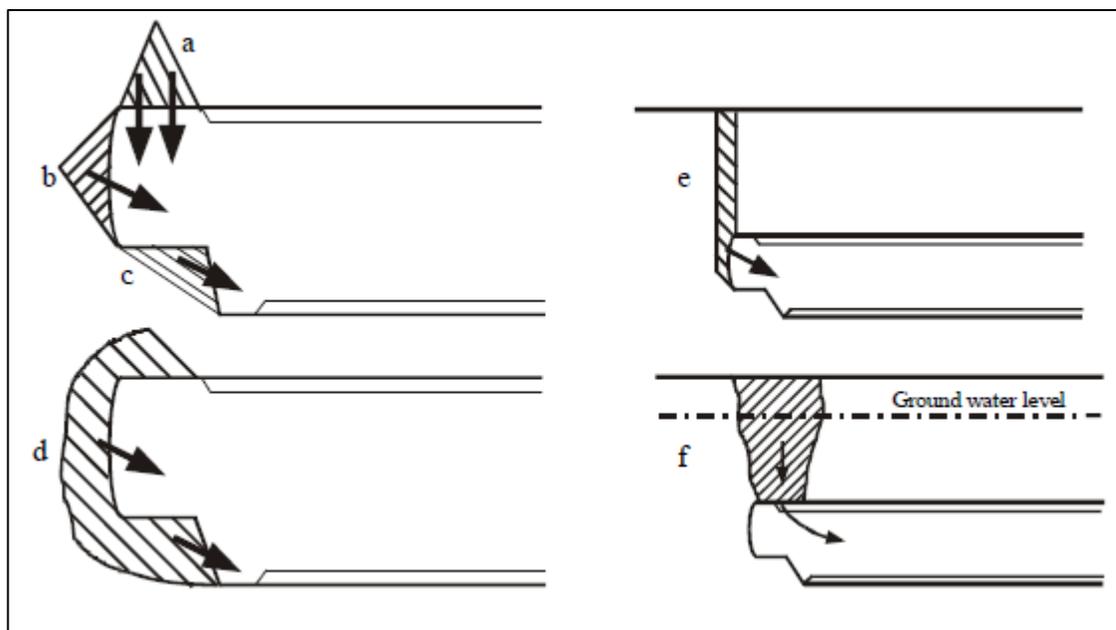


Figura III-20. Distintos tipos de fallas observados en la frente del túnel. De corona (a), de frente local (b), de banco (c), de frente global (d) y de flujos de agua (e y f)

Los colapsos de la frente pueden ser de gran tamaño y volumen, produciendo mucho daño en la construcción y en superficie (cráteres), incluyendo pérdidas de vías humanas, retraso en la obra, grandes costos de reparación, pérdida de credibilidad y demandas por perjuicios a terceros.

Mediante el cálculo de estabilidad de la frente se determina el tamaño de la sección y la longitud de avance sin soporte. Normalmente en terrenos de baja resistencia, y dependiendo del tamaño de la excavación, se puede recurrir a la subdivisión de la frente que se puede materializar con galerías de avance (Side drift) o excavación con bóveda, banco y contrabóveda.

Luego de determinar el ciclo de excavación, se determina la longitud de avance sin soporte. En terrenos de buena calidad, estos largos de avance pueden alcanzar un par de metros, mientras que en terrenos de mala calidad los largos de avances pueden ser menores a 1 [m].

Existen diversos métodos de cálculo para realizar análisis de estabilidad de la frente, entre los cuales se pueden destacar los modelos de Broms y Bennemark (1967), Atkinson & Potts (1977), Davis et al (1980), Mühlhaus (1985), Krause (1987), Leca & Dormieux (1990), Jancsecz & Steiner (1994), Anagnostou & Kovari (1996), Broere (2001) y Carranza-Torres (2004). Todos estos métodos utilizan distintos supuestos sobre el suelo y distintos tipos de falla.

Cabe mencionar que los métodos de Mühlhaus modificado por Negro y Sozio (1994) y el método de Atkinson y Potts (también modificado por Negro y Sozio) han sido utilizados con buenos resultados en los diseños efectuados para el Metro de Santiago.

El método de Mühlhaus se utiliza para calcular la estabilidad global del túnel en función del tamaño del túnel y la distancia del cierre de la contabóveda del sostenimiento. Para más información respecto del método revisar el Anexo F.

El método de Atkinson & Potts se utiliza para determinar la estabilidad local del túnel, especialmente de la bóveda, previo a la colocación del soporte. Para más informaciones respecto del método, revisar el Anexo G.

Sensibilidad en el cálculo del factor de seguridad.

Tanto el método de Mühlhaus como el de Atkinson & Potts toman en cuenta diversas propiedades geomecánicas del suelo, las cuales pueden tener cierta variabilidad respecto de las propiedades reales del terreno presente. Las figuras a continuación (Figura III-21, Figura III-22, Figura III-23 y Figura III-24) reflejan la sensibilidad de los factores de seguridad en función de los parámetros del suelo (K_o , c' , ϕ , γ). Se ha tomado como base un túnel con las características que muestra la Tabla III-8.

Tabla III-8. Detalles del túnel para análisis de sensibilidad de parámetros de suelo

Método de construcción	NATM
Profundidad H (m)	8
Area de excavación (m ²)	106
Altura de túnel h (m)	8
Carga en la superficie σ_s (kPa)	15

Para cada gráfico se muestra como varían los distintos los factores de seguridad mencionados anteriormente. El método de Mühlhaus se calcula en 4 condiciones, variando la distancia del frente a la cual se ha realizado el cierre de la fortificación (contrabóveda), mientras que el método de Atkinson y Potts se calculan el límite inferior y superior.

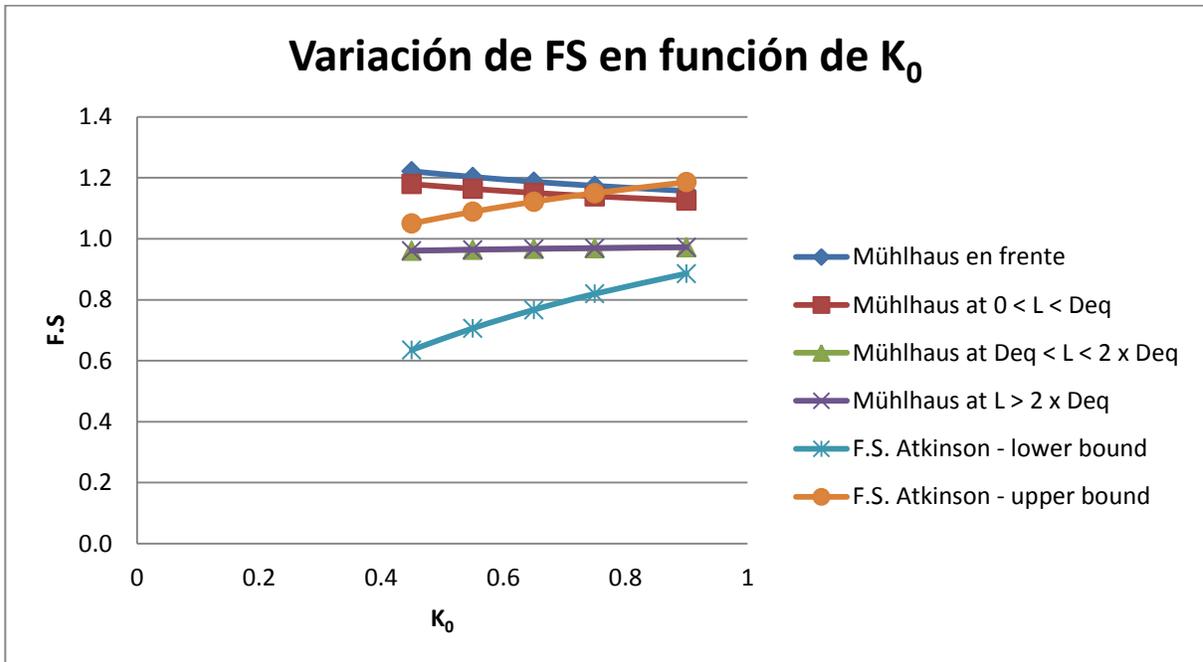


Figura III-21. Variación del Factor de Seguridad para la estabilidad de la frente en función del parámetro K_0

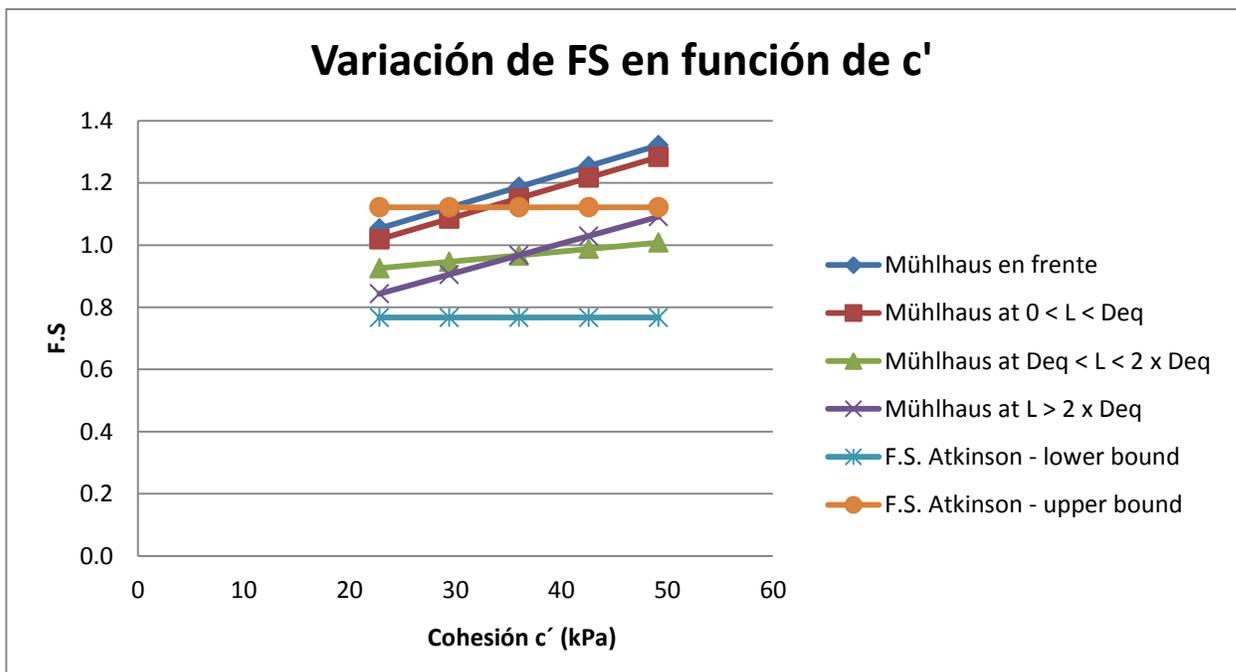


Figura III-22. Variación del Factor de Seguridad para la estabilidad de la frente en función de la cohesión del suelo

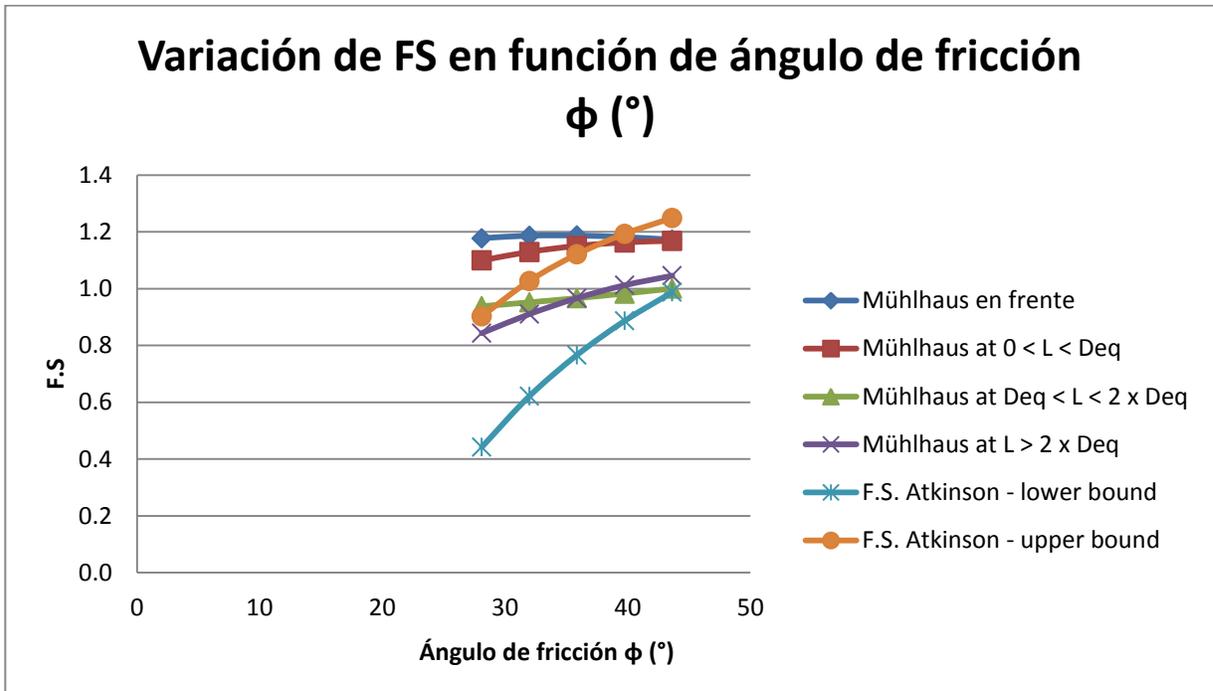


Figura III-23. Variación del Factor de Seguridad para la estabilidad de la frente en función del ángulo de fricción del suelo.

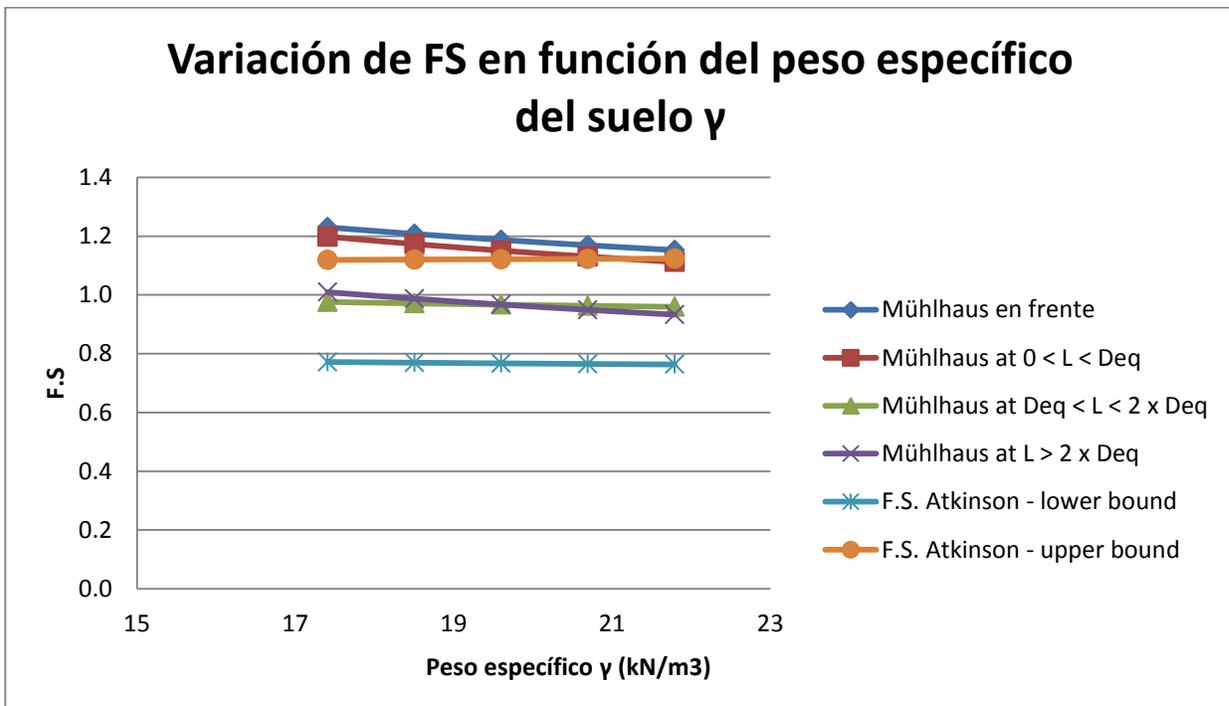


Figura III-24. Variación del Factor de Seguridad para la estabilidad de la frente en función del peso específico del suelo.

Como se puede ver, los factores de seguridad pueden variar lo suficiente como para tener que modificar la geometría del túnel, su profundidad o el ciclo de excavación para evitar posibles colapsos. Principalmente los parámetros ϕ , c y k_0 son los que generan más variación. Para el diseño, se debe realizar un análisis de sensibilidad para determinar que la frente se mantendrá estable durante toda la excavación ante posibles variaciones de los parámetros del suelo.

3.3.3 Modelación numérica

Análisis de macizos rocosos

En términos generales, el diseño efectuado con clasificaciones geotécnicas proporciona una recomendación preliminar de fortificación y sostenimiento de macizos rocosos, la cual debe ser verificada y/o ratificada por un análisis numérico en dos aspectos:

- La inestabilidad de cuñas o bloques.
- El análisis de tensiones del macizo.

La Figura III-25 constituye una guía de los posibles problemas que se encuentran en rocas dependiendo del fracturamiento y el nivel de tensiones, y de allí deducir la necesidad o importancia de cada tipo de análisis.

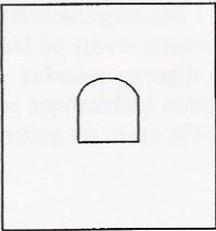
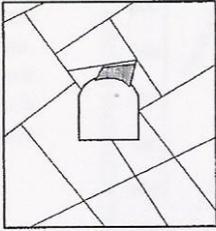
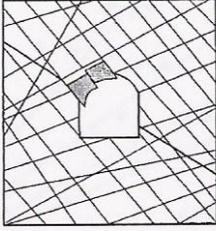
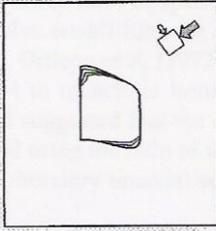
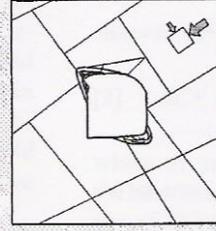
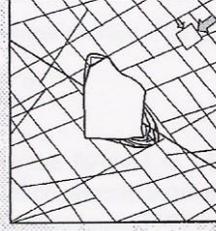
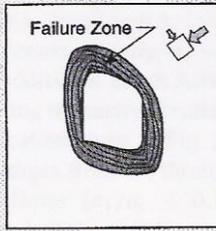
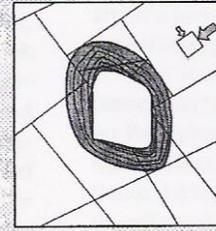
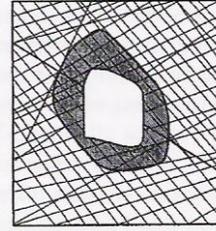
	Massive ($RMR > 75$)	Moderately Fractured ($50 > RMR > 75$)	Highly Fractured ($RMR < 50$)
Low In-Situ Stress ($\sigma_1 / \sigma_c < 0.15$)	 <p>Linear elastic response.</p>	 <p>Falling or sliding of blocks and wedges.</p>	 <p>Unravelling of blocks from the excavation surface.</p>
Intermediate In-Situ Stress ($0.15 > \sigma_1 / \sigma_c > 0.4$)	 <p>Brittle failure adjacent to excavation boundary.</p>	 <p>Localized brittle failure of intact rock and movement of blocks.</p>	 <p>Localized brittle failure of intact rock and unravelling along discontinuities.</p>
High In-Situ Stress ($\sigma_1 / \sigma_c > 0.4$)	 <p>Failure Zone</p> <p>Brittle failure around the excavation.</p>	 <p>Brittle failure of intact rock around the excavation and movement of blocks.</p>	 <p>Squeezing and swelling rocks. Elastic/plastic continuum.</p>

Figura III-25. Efecto de alto stress vs familias de fracturas. Martin et al. [1999]

Análisis de Cuñas

Este análisis corresponde básicamente a detectar las posibles cuñas que se forman en el techo y paredes del túnel y evaluar el factor de seguridad frente a un posible deslizamiento, incluyendo un análisis pseudoestático por sismo. Este estudio es recomendable para rocas de buena calidad. Para el análisis se emplean programas como **Unwedge** (Rocscience Inc.), el cual a partir de la geometría del túnel y la

orientación de las distintas familias de discontinuidades genera todas las cuñas posibles en forma automática.

La siguiente etapa del análisis es evaluar el factor de seguridad al deslizamiento, para lo cual se requiere ingresar como información la resistencia al corte de las discontinuidades y las medidas de refuerzo consideradas en la etapa preliminar.

Análisis de Tensiones

Este análisis corresponde a una modelación en base a elementos finitos asumiendo un macizo continuo y de comportamiento elasto-plástico. Este estudio es recomendable para rocas de baja calidad. Mediante programas de elementos finitos tales como **Phase²** (Rocscience Inc.) se puede realizar un análisis 2D para determinar la distribución de tensiones y deformaciones en todos los puntos. Estos programas necesitan información de entrada relacionada a la geometría del túnel, las características del macizo y las características de la fortificación.

El programa calcula para cada punto del macizo la relación entre las tensiones inducidas y las tensiones necesarias para que se produzca la falla, entregando gráficos de contornos con igual factor de seguridad. En los puntos donde se supere el criterio de falla el programa indica un punto de plastificación. Normalmente se considera el criterio generalizado de falla de Hoek y Brown.

Análisis de túneles en suelos

Para analizar el comportamiento de túneles en suelos desde su fase de instalación y hasta el final de su vida útil se pueden emplear modelos numéricos bidimensionales basados en elementos finitos como **Plaxis** (Plaxis Inc.) o en diferencias finitas como **FLAC** (Itasca Inc.).

Ambos programas están desarrollados para modelar la interacción suelo-estructura, considerando las diferentes etapas de construcción, con variación de las propiedades de los materiales y permitiendo verificar el revestimiento final frente a acciones del tipo hidrostático y sísmico.

En los modelos bidimensionales se debe incorporar el efecto tridimensional que se produce por la proximidad a la frente en base a un “coeficiente de relajación”, calculado en base a modelos 3D que se emplean como referencia.

Los modelos tridimensionales se emplean para el estudio de singularidades (i.e. cruces de galerías, estocadas, nichos, cambios en la geometría del terreno o del túnel, etc.), o bien para analizar el comportamiento de la frente tal como muestra la Figura III-26.

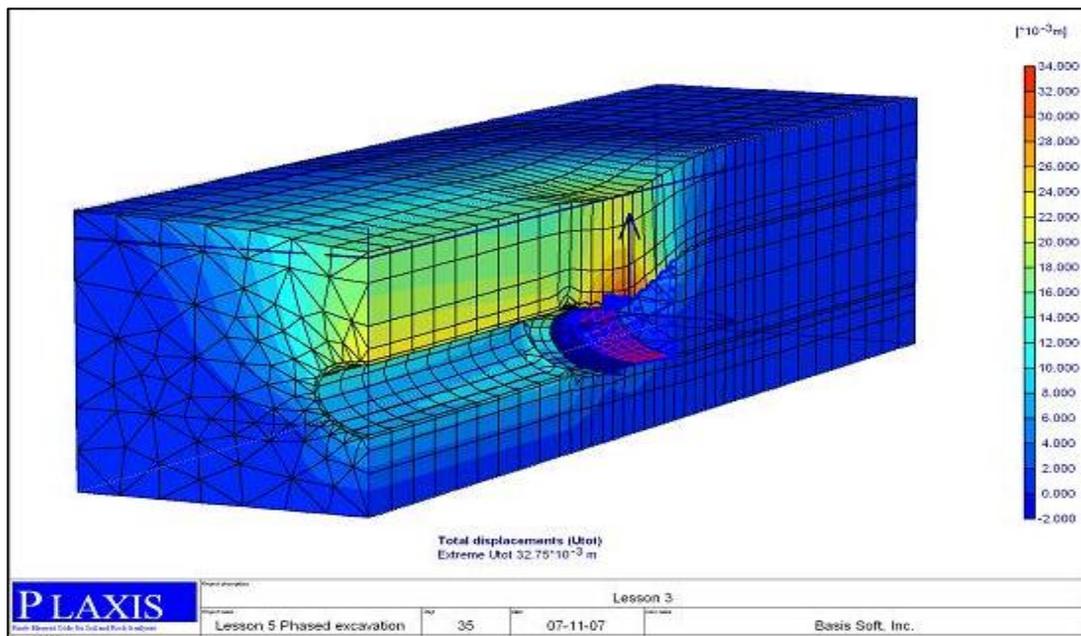


Figura III-26. Ejemplo de modelo de túnel mediante el programa Plaxis

Los datos de entrada de los modelos son:

- La geometría de los túneles
- El método constructivo y su secuencia
- Los parámetros del suelo o roca
- El modelo constitutivo del suelo o roca
- Las características resistentes del revestimiento
- Los estados de carga

Estados de carga

Junto con la modelación es necesario definir las funciones del revestimiento durante la etapa de construcción y la etapa de operación. Es común distinguir como fortificación o sostenimiento primario el refuerzo aplicado para lograr la estabilidad únicamente durante la etapa de construcción, dejando para el revestimiento secundario o revestimiento definitivo la tarea de garantizar la seguridad del túnel durante toda la vida útil de la obra.

Durante la etapa de construcción normalmente se asume que no hay cargas hidráulicas sobre los revestimientos, obligando a considerar barbacanas de alivio en el hormigón que se coloque. Tampoco se consideran acciones sísmicas ni cargas de operación.

Las características de la etapa de operación deben definirse claramente, incluyendo la vida útil esperada para la obra y las cargas de operación. Usualmente las cargas consideradas en esta etapa son el sismo, cargas hidrostáticas externas (si se requiere un revestimiento impermeable), cargas de elementos apoyados en el revestimiento, etc.

Incertezas asociadas a la modelación

Las principales incertezas que se producen en esta etapa provienen de la información de entrada a los modelos.

En primer lugar, la incerteza de la estratigrafía definida en la campaña de exploración geológica-geotécnica, los ensayos de rocas y suelos, y ensayos de las discontinuidades. También son importantes los valores de presiones laterales in situ, los modelos constitutivos y los criterios de falla del terreno.

Por otra parte, está la precisión de las mallas de elementos finitos y como representan con fidelidad tanto la geometría del túnel como la del sostenimiento a colocar.

Otra fuente de incerteza es la experiencia de los ingenieros en el uso del software, ya que todo software tiene un período de aprendizaje sobre aplicaciones particulares y limitaciones propias de los programas.

3.4 Etapa de Construcción

Un ejemplo claro de las graves consecuencias que tienen los errores en la construcción de un túnel fue lo ocurrido en el aeropuerto de Heathrow (Londres, 1994) cuando se estaban realizando labores para conectar el aeropuerto a la red de Metro de la ciudad (Ver Figura III-27).

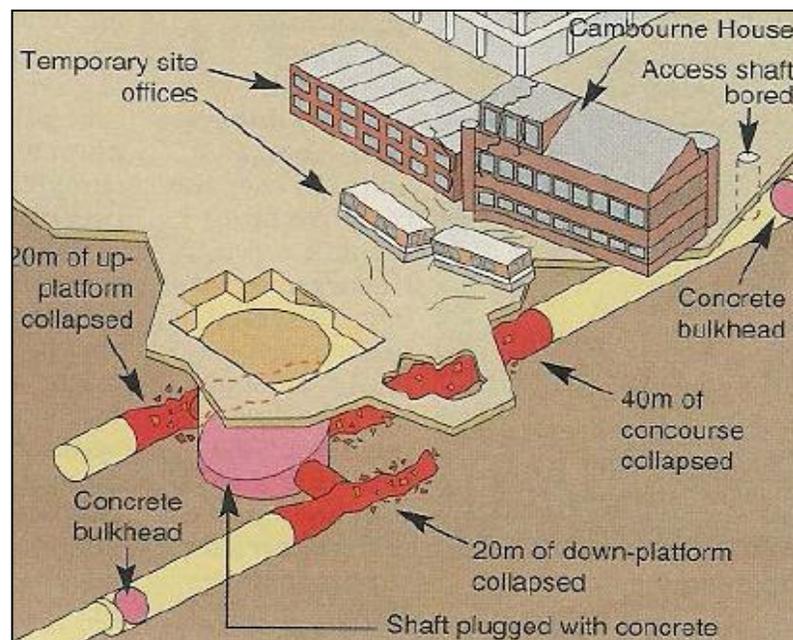


Figura III-27. Esquema de la falla de Heathrow (Fuente: CEED (2008))

Esta obra correspondía a 3 túneles paralelos excavados desde un pique existente. El problema se produjo debido a una mala instalación de los soportes en uno de los túneles, el cual indujo deformaciones en el túnel, rotura del revestimiento, un cráter de 10 [m] de diámetro y daños en edificios de superficie (Ver Figura III-28).

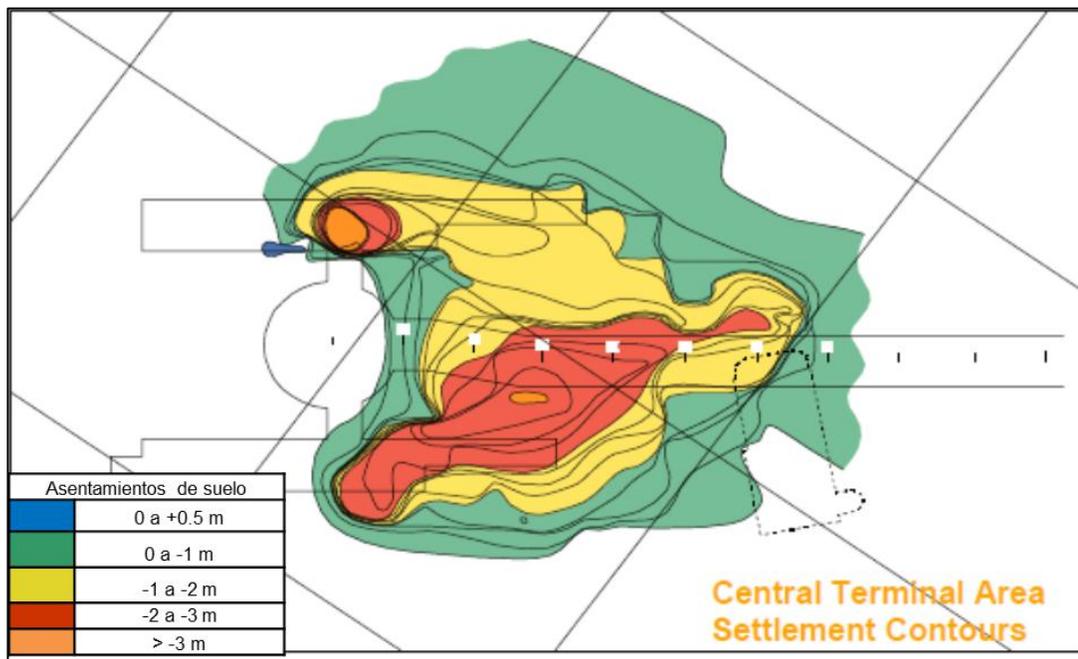


Figura III-28. Vista de contornos de asentamientos para la estación Heathrow, Inglaterra. (CEED (2008))

Como resultado, se tuvo que suspender las actividades de uno de los terminales del aeropuerto, rellenar los túneles colapsados y asentamientos con 13.000 m³ de hormigón y demoler algunos edificios cercanos cuyos asentamientos superaban los admisibles. Todo lo anterior provocó que el costo de la obra, inicialmente de 60 millones de libras aumentara significativamente a un total de 442 millones de libras. (Wallis, 1999). Asimismo, la CEDD⁸ indica que un gran número de factores contribuyeron al colapso de estos túneles, de las cuales más de la mitad estaban relacionados con la administración de la construcción.

A continuación se describirán los posibles problemas que se pueden tener durante la construcción de un túnel y que pueden generar demoras no planificadas en el diseño de los plazos del proyecto.

⁸ Civil Engineering and Development Department, Hong Kong Special Administration Regional Government

3.4.1 Perforación y tronadura

Fallas de procedimientos

Falla en el control de las aguas subterráneas

Tal como se mencionó en los capítulos anteriores la determinación de presencia de agua dependerá de la exploración geotécnica realizada. El agua puede ser un agente determinante en el diseño y el modo de construcción del túnel. En un túnel en construcción siempre se debe dirigir o bombear el agua presente hacia el exterior. Si las bombas no tienen la suficiente potencia para extraer el agua fuera del túnel ésta se acumulará, dificultando el proceso de excavación y aumentando los riesgos de colapso.

Los aumentos del flujo de agua pueden ocurrir por un mal cálculo de flujo en la etapa de exploración (mala estimación de propiedades hidráulicas de la napa, cercanía a cuerpos de agua, etc.) o por rotura de cañerías dañadas durante la construcción.

Problemas por vibraciones debido a la detonación

La detonación de los explosivos puede causar daños a sectores de roca donde no se desea excavar, induciendo así más fracturas de lo esperado y generando sobreexcavaciones de distinto tamaño, incluso pudiendo alcanzar colapsos totales del frente de excavación y asentamientos importantes en la superficie. Ejemplo de esto son los múltiples colapsos de túnel durante la construcción del Metro en Seúl, Korea del Sur durante los años 1991 – 1993. (CEED 2008)

Para evitar estos daños se debe controlar la potencia de las detonaciones, en función de las características resistentes del terreno, de sus características de transmisión de ondas, del nivel de vibraciones admisibles de las estructuras próximas y de la presencia de lugares públicos o habitados.

Incorrecta ubicación de barrenos

Las perforaciones que se realizan en la frente del túnel son generalmente paralelas a la orientación de éste. Sin embargo si la máquina perforadora (Jumbo), por dimensiones y espacio, no puede perforar en este sentido perforará en posición diagonal generando sobreexcavaciones al momento de detonar los explosivos. Estas sobreexcavaciones pueden atrasar el trabajo debido a que puede resultar más difícil colocar el sostenimiento en esas zonas.

Incorrecta instalación de anclajes

La instalación de anclajes para el sostenimiento del túnel es de vital importancia. Estos se deben colocar de manera perpendicular a la roca con el fin de alcanzar la mayor profundidad con la barra de anclaje. Si los anclajes no son colocados correctamente los bloques asegurados podrían seguir en condición de inestables o las cargas solicitantes superar a la resistencia del anclaje.

Debido a esto tiene que ir un equipo de inspección técnica verificando que los anclajes cumplan con un mínimo de tracción el cual está especificado en el diseño del sostenimiento. En caso de no cumplir con estos requerimientos se deben colocar nuevos anclajes.

Incorrecta colocación del shotcrete

La colocación del shotcrete se realiza con bombas que impulsan el material a través de una manguera hasta una boquilla controlada por un pitonero o un brazo mecánico telecomandado, la cual proyecta el hormigón hacia las paredes del túnel.

Existen dos formas de colocación del hormigón, la vía seca que considera la impulsión de la mezcla de áridos y cemento en forma neumática hasta la boquilla, donde se le agrega agua y aditivos. El otro método es la vía húmeda, el cual considera la impulsión del hormigón ya preparado con agua hasta la boquilla donde se añaden los aditivos correspondientes y el aire comprimido que permite la proyección.

La principal ventaja que tiene el método por vía seca es que los equipos son pequeños comparados con el otro método y se pueden colocar pequeñas cantidades. Sin embargo la principal desventaja es que la relación agua/cemento es controlada manualmente por el operador de la boquilla. Dado que la resistencia del hormigón depende de esta razón es posible que, con el propósito de obtener una mejor fluidez del shotcrete, se termine disminuyendo la capacidad de compresión del mismo, generando problemas posteriores.

El método por vía húmeda es mucho más uniforme y seguro debido a que la razón agua cemento se controla previamente a su colocación. La desventaja que tiene este método es que el equipo utilizado es mucho mayor y es poco práctico para volúmenes pequeños, dado que este método se abastece principalmente de betoneras que acarrean volúmenes cercanos a los 5 metros cúbicos.

Independiente del método utilizado el operador de la boquilla debe tener la experiencia suficiente para proyectar en forma correcta el hormigón. Éste debe ser proyectado a una distancia de alrededor de un metro de la pared, en forma perpendicular, realizando movimientos circulares y de abajo hacia arriba. Junto con esto se debe tener con cuidado con las armaduras ya que pueden producirse sombras⁹, que son inadmisibles para una pieza de hormigón armado.

Finalmente la aplicación del shotcrete sobre zonas extensas obliga a planificar cuidadosamente las juntas de construcción, evitando ubicarlas en zonas de grandes esfuerzos de corte o flexión.

Colapso del portal de entrada/salida

Tal como se mencionó anteriormente el diseño del portal debe ser realizado con mucha rigurosidad. Un colapso de este tipo trae serias consecuencias a la construcción del túnel ya que además del peligro para los trabajadores y maquinaria el retraso y costo de reconstrucción son elevados.

⁹ Volúmenes vacíos detrás de la armadura producto de que el hormigón proyectado no alcanza la parte trasera de ésta.

Fallas de administración o mantención

Dificultades de acceso a la obra

Los túneles excavados en roca que forman parte de proyectos realizados en la zona cordillerana de nuestro país pueden estar sujetos a cortes de las vías de acceso por nevadas durante la estación invernal. Debido a esto el personal de turno puede quedar atrapado dentro de la obra y/o el personal de relevo no puede acceder a la obra, paralizando los trabajos hasta que la nieve sea removida.

Problemas de suministro de materiales e insumos

La programación de la obra debería contemplar un abastecimiento constante de materiales utilizados en la construcción del túnel. Sin embargo, debido a problemas de diversas índoles tales como un mal diseño que sobrestime las capacidades del suelo o una mala exploración geotécnica pueden resultar en que haya que colocar mayor sostenimiento que el diseñado en ciertas zonas. Es por esto que se debe revisar constantemente que haya material disponible para realizar los sostenimientos.

Junto con esto existen otros materiales tales como el hormigón utilizado en el shotcrete que no se puede almacenar en terreno (cuando se coloca shotcrete con vía húmeda), por lo tanto es necesaria una buena coordinación con las empresas hormigoneras para evitar tener secciones sin sostenimiento durante un tiempo prolongado.

Problemas de mantención y operación de equipos

Los equipos electrónicos y la maquinaria utilizada pueden fallar en cualquier momento, es por esto que se realizan mantenciones cada cierto tiempo. Cuando ocurre un desperfecto técnico, la obra se puede paralizar por largo tiempo debido a que es necesario detectar primero la razón del desperfecto y luego la reparación, mientras que cuando se realizan las mantenciones estos tiempos pueden ser mucho menores, además de que se pueden programar de manera de no generar mayores atrasos. Pese a esto, las fallas pueden ocurrir en cualquier momento y debido a esto es necesario tener una respuesta rápida al problema.

Un ejemplo del impacto que producen fallas de mantención es lo que puede ocurrir con los sistemas de ventilación en el método de perforación y tronadura. La ventilación es esencial en el ciclo de construcción, y opera insuflando aire utilizando ventiladores y mangas. Si los ventiladores fallan o las mangas se rompen la ventilación se detiene y el ciclo de excavación también.

Por otra parte están los problemas que ocurren por mal manejo de los equipos, por ejemplo cuando se utilizan perforadoras tipo Jumbo, si no hay cuidado con las barras de perforación, quedando mal alineadas o moviendo el equipo durante la perforación, éstas se pueden doblar o incluso quebrar, inutilizando los barrenos y obligando a los operadores a realizar nuevas perforaciones junto a la anterior.

Problemas con subcontratistas

En obras de excavación de túneles es muy común realizar subcontrataciones, por ejemplo, es normal en la construcción de túneles con perforación y tronadura subcontratar el manejo de explosivos. Sin embargo las subcontrataciones generan varios problemas, uno de ellos es que traspasan el incumplimiento de plazos o la calidad del trabajo al contratista. Dado que la construcción de túneles es una obra compleja, puede haber empresas o técnicos con poca experiencia en el área, lo cual puede producir problemas de diseño, malas decisiones o demoras en el proyecto.

Accidentes

Durante la construcción de un túnel siempre existe la posibilidad de ocurrencia de accidentes, e incluso fatalidades, por las características propias de estas obras. De allí que las medidas de seguridad y los protocolos que se solicitan en faena intentan prevenir estos sucesos. Pero si ocurren pueden generar paralizaciones de la faena y atrasos generales.

Interferencias entre especialidades

En proyectos de gran envergadura, donde se requieren varias disciplinas de ingeniería y el manejo de muchos documentos y planos, se requiere una cuidadosa coordinación y revisión de interferencias o temas comunes. También se debe poner especial cuidado en el manejo de los cambios y revisiones a estos documentos.

Es de suma importancia que en obra siempre se manejen oportunamente los documentos en últimas versiones y con todas las interferencias resueltas.

3.4.2 Excavación en suelos

Fallas de procedimientos

Demora en la colocación del sello

Un factor que afecta la estabilidad de la frente y del suelo sin sostenimiento es pérdida de cohesión del suelo. En algunas ocasiones la cohesión del suelo puede estar incrementada por la humedad natural (suelos finos). Si esta humedad se pierde por evaporación o flujo hacia el interior del túnel se produce una pérdida de cohesión y por lo tanto de estabilidad. Esta situación se produce con la exposición de la frente durante las paradas prolongadas de construcción tales como vacaciones, huelgas, etc. En estos casos es importante colocar un sello y revestimiento armado sobre la frente.

Dificultades en la colocación de marcos reticulados

Los marcos reticulados son elementos de soporte temporal prefabricados que se colocan por partes con el fin de servir de guía a la excavación, a la colocación de mallas electrosoldadas y barras de refuerzo, y a la colocación del shotcrete. Adicionalmente se consideran una garantía de seguridad para los trabajadores en la frente.

Sin embargo la colocación de los marcos es una tarea que puede tener varias complicaciones. La primera es que tenga fallas de fabricación, geométricas, de materiales o soldaduras. La segunda es la dificultad de transporte y acumulación cerca de la frente. Otra es la manipulación con la maquinaria o las cuadrillas disponibles. El ajuste a la frente por topografía, el apoyo en el terreno, el ensamble y el apuntalamiento para recibir carga.

Demora en la colocación del soporte

Siguiendo los principios del NATM es importante en los suelos reducir al máximo los movimientos del suelo para evitar la desintegración del mismo, por este motivo la colocación del sostenimiento debe ser una labor de rápida ejecución, en particular cuando incluye el cierre de la contrabóveda. Una confirmación de esta afirmación la entrega Karakus et al. (2004) donde demuestra que el cierre del sostenimiento en las primeras horas es de vital importancia para reducir las deformaciones futuras.

Sumado a esto existe siempre la posibilidad de que existan nidos de gravas con baja cohesión que generen sobreexcavaciones, pudiendo generar una falla local.

Problemas relacionados al monitoreo de deformaciones en superficie

Al trabajar con el método NATM es necesario monitorear tanto la superficie del terreno como la sección interior del túnel para detectar cualquier anomalía durante su construcción y garantizar su estabilidad.

Los puntos de control colocados en la superficie sirven para medir deformaciones verticales del terreno. Estas deformaciones son indicadores clave sobre la estabilidad del túnel y de cómo se va deformando el terreno cercano a éste. También sirve como indicador para ver si hay deformaciones en estructuras cercanas a la zona de excavación.

Las deformaciones del terreno dependen de los parámetros del suelo y el método constructivo. En general en suelos las deformaciones se deben restringir para conseguir el máximo de su resistencia y colaboración. Pero adicionalmente se deben considerar las estructuras de superficie que se ven afectadas por estas deformaciones o asentamientos. En general las estructuras sufren más por asentamientos diferenciales que por asentamientos uniformes.

Mair et al. (1996), en base a obras de Metro en Londres, concluye que las edificaciones con asentamientos absolutos inferiores a 10 [mm] y distorsiones angulares (β) menores a 1/500 presentan daños despreciables. Por otra parte, Boscardin y Cording (1989) entregan como criterio de referencia, para obtener daños

menores en edificios, limitar la distorsión angular (β) a 1/500 y la deformación horizontal admisible a no más de un 1/1000.

Cuando se tienen deformaciones que sobrepasan los límites indicados por el diseño y por las obras cercanas se hace necesario definir un protocolo de alternativas, que pueden incluir modificaciones en el método de construcción, aumento de espesor del revestimiento, paralización temporal de la obra, etc.

Otro problema asociado al monitoreo es cuando los puntos de control colocados en la superficie sufren daños o movimientos inesperados que afectan o inutilizan las mediciones. Es por esto que es necesario que se estudie previamente la posición de cada una de los testigos. Al quedar inutilizado un punto de nivel, se pierde la posibilidad de medir deformaciones y controlar éstas a tiempo, aumentando así el riesgo de no detectar asentamientos a tiempo.

Problemas por monitoreo dentro del túnel

El monitoreo dentro del túnel es mucho más complejo y menos preciso que el monitoreo de superficie, ya que se emplean instrumentos distintos (niveles en superficie y teodolitos en el túnel), y porque los puntos del interior son más frágiles y es más difícil protegerlos.

Si se detectan daños en los puntos de control al interior de los túneles también se aumenta la probabilidad de que no se detecten irregularidades a tiempo y se genere inseguridad en la obra.

Falla en el control de las aguas subterráneas e incorrecta colocación del shotcrete

Estos problemas ya han sido explicados en el punto anterior.

Fallas de administración o mantención

Problemas por acumulación de marina dentro de los túneles

El retiro de marina en los túneles de Metro se ha vuelto un problema singular, debido a que normalmente no se cuenta con una flota de camiones ni rampas de acceso para generar un retiro continuo. Normalmente se emplean grúas y un transporte vertical con capacidad limitada en los piques de acceso. Además, es posible que el pique esta situado en medio de la ciudad y el retiro de marina no se puede efectuar de noche por el ruido que genera.

Al no poder extraer toda la marina, esta se acumula en el túnel o en los piques, dificultando el movimiento al interior. Debido a esto, se puede llegar a producir la situación de tener que paralizar la excavación para poder retirar la marina ubicada dentro del túnel, generando demoras en la planificación de la obra.

Problemas con el vecindario.

En el caso específico de excavación de túneles urbanos, se consideran jornadas de trabajo continuo. Esto puede hacer que los vecinos se quejen de los ruidos nocturnos y la obra se paralice o debe restringir sus operaciones durante la noche. Actividades particularmente molestas para las zonas urbanas son el tráfico constante de camiones de retiro de marina o camiones mezcladores de hormigón.

Problemas con subcontratistas

En obras de excavación de túneles es muy común realizar subcontrataciones, por ejemplo, la colocación de las barras de acero hincadas sobre la clave del túnel que sirven de sostenimiento temporal (paraguas) o la instalación eléctrica de algún tramo. Sin embargo las subcontrataciones generan varios problemas, uno de ellos es que nos traspan el incumplimiento de plazos o la calidad del trabajo. Dado que la construcción de túneles es una obra compleja, puede haber empresas o técnicos con poca experiencia en el área, lo cual puede producir problemas de diseño, malas decisiones o demoras en el proyecto.

Interferencias entre especialidades

Este punto ya se describió en el punto anterior.

3.4.3 TBM

Fallas de procedimientos

Errores de alineamiento

La máquina tunelera tiene capacidad limitada para direccionar su excavación, la que lleva a cabo mediante una diferencia de empuje entre los cilindros encargados de presionar la frente de la tunelera contra la roca. El radio de giro puede variar desde los 100 [m] a los 300 [m] dependiendo del diámetros de la máquina.

Errores de alineamiento pueden producir atrasos o grandes daños como los ocurridos en la construcción de un túnel de Metro en Los Ángeles, EEUU. La tunelera se había desorientado de su rumbo de diseño, al tratar de modificar su rumbo se decidió eliminar elementos que sostenían al túnel.

Mala elección del sostenimiento

Al igual que en el método de excavación por perforación y tronadura el sostenimiento se selecciona o ajusta en base a la frente expuesta y el avance, sin embargo la tunelera es más sensible a los errores, ya que, por una parte es más difícil percibir las sobreexcavaciones, y por otra parte los desprendimientos caen sobre la máquina y alteran el ciclo de excavación, siendo más lentas las faenas de limpieza y reparación. La Figura III-29 muestra los efectos que puede generar una mala elección del sostenimiento al decidir colocar mallas y anclajes y no dovelas de hormigón. Conforme va avanzando la máquina, los fragmentos del macizo de menor tamaño van cayendo en el túnel excavado en la zona de fortificación, generando así demoras en la limpieza de la sección.

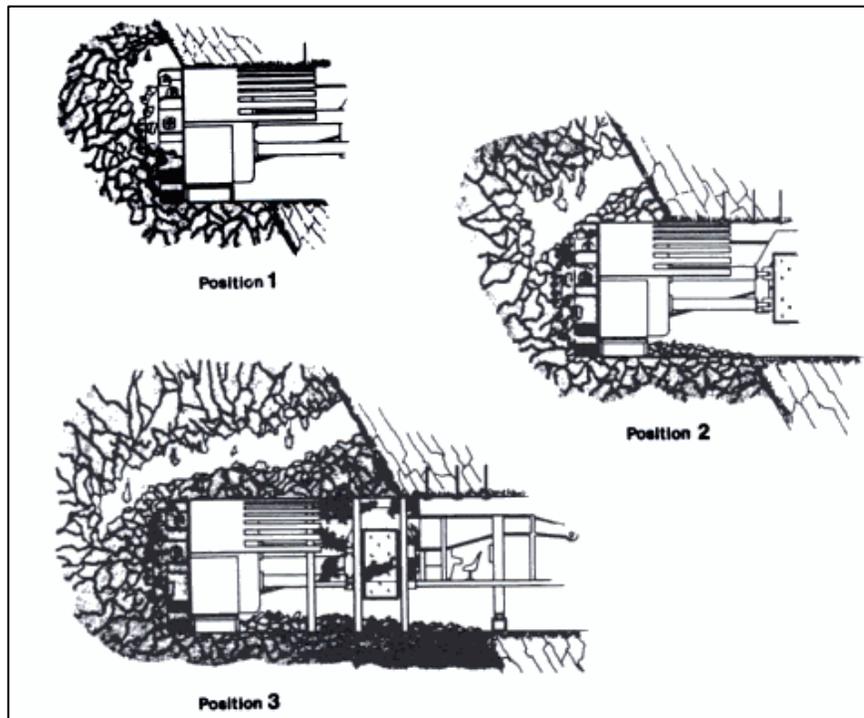


Figura III-29 Efectos de macizo de mala calidad en TBM. Barton (2000)

Una solución para evitar sorpresas es la ejecución de sondajes subhorizontales en dirección de la excavación, para obtener información de la calidad de la roca por adelantado.

Problemas por vibración del equipo

Si la roca a excavar se encuentra en muy mal estado, las vibraciones del equipo pueden generar sobreexcavaciones que caigan sobre los escudos de la tunelera, generando así daños que necesiten reparación del equipo.

Incorrecta instalación de anclajes y falla en el control de las aguas subterráneas

Estos problemas ya han sido explicados en los puntos anteriores, y se aplican de igual modo en la construcción con tuneleras.

Fallas de administración o mantención

Planificación de espacios para acopio de materiales e instalación de faena

El tema de la instalación de faena es de gran importancia cuando se excava con una máquina tunelera ya que ésta tiene alrededor de 100 m de largo. Generalmente se decide utilizar una TBM cuando la extensión del túnel son varios kilómetros y con radios de giro sobre 250 [m] además de otras condiciones. Para la planificación de la obra se debe considerar el tiempo que demora en montar la TBM en sitio y las pruebas necesarias para asegurar su funcionamiento. Si un equipo llega a fallar es más fácil reparar ésta fuera del túnel, porque hay más visibilidad y espacio para trabajar.

La zona de instalación de faena debe ser lo suficientemente grande como para poder albergar la tunelera completamente armada, además de capacidad de almacenamiento de todos los materiales de construcción a utilizar (rieles, dovelas, mallas, barras de anclaje, etc.).

El material que va siendo extraído desde la frente del túnel debe ir siendo depositado en las afueras del túnel. Dependiendo del largo del túnel y la sección de ésta varía la cantidad de material que se debe acopiar. Este material es transportado hasta la zona de acopio por cargadores frontales. Generalmente no se deberían tener problemas por acumulación de material, pero una falla mecánica del cargador frontal que demore más de unos días puede llegar a paralizar la obra, hasta que el material sea correctamente acopiado en las zonas habilitadas.

Problemas de abastecimiento

La máquina tunelera necesita de muchos insumos para su funcionamiento. Ejemplos de estos son los discos de corte. A éstos se les realiza una inspección visual cada día, y una reposición a los más desgastados o trabados. Es necesario entonces tener discos disponibles todos los días para sustituir los dañados o trabados. Los discos retirados pueden ser reparados en algunos casos, mientras que otros pierden su funcionalidad. Dependiendo de la roca a excavar y de la cantidad de discos utilizados por la tunelera se puede estimar un stock a mantener disponible en la faena en caso de cualquier problema.

Otro ítem importante a tener en consideración es la correa transportadora. Debido a que la máquina va avanzando cada día, es necesario tener disponible siempre correa para añadir a la cinta túnel que transporta la marina desde el back-up hasta la salida del túnel. Debido a que la tunelera tiene un rendimiento que depende de diversas variables, es difícil estimar cuando se necesitará realizar una extensión de la cinta, por ende se recomienda tener en todo momento la extensión de la correa, y realizar la conexión cuando la tunelera esté detenida durante un largo tiempo debido a alguna falla en algún equipo o se esté realizando el mantenimiento programado.

Otros insumos tales como las dovelas, rieles, mallas, pernos, hormigón para realizar el shotcrete son necesarios tener constantemente en disponibilidad para que ninguna operación tenga retrasos por falta de insumo.

Fallas de equipo

La tunelera, tal como se describió anteriormente, es una máquina que lleva a cabo distintos procesos en paralelo. Dada la gran cantidad de equipos presentes, el riesgo de sufrir un desperfecto técnico es mucho más alto comparado con los otros dos métodos de excavación.

De las principales fallas en una TBM son:

- Reemplazo de mangueras hidráulicas en la zona de fortificación, debido a que al caer las cuñas ubicadas en la clave, éstas pueden caer sobre las mangueras y romperlas. El reemplazo dura un par de horas. Las cuñas también pueden caer en otros elementos en la zona de fortificación, por lo tanto se debe prevenir al máximo esta acción.
- Falla de bomba de shotcrete. Esto puede ocurrir por diversos motivos. Su reparación puede durar un turno entero dependiendo de la falla.
- Fallas eléctricas, electrónicas e hidráulicas de la tunelera. De causa desconocida, pueden paralizar el trabajo hasta que se reparen estos ítems.
- Trabazón de discos de corte. Generalmente producto de no realizar el mantenimiento adecuado en estos o revisarlos sistemáticamente. Cada disco trabado debe ser desmontado, inspeccionado para determinar si se reemplaza por uno nuevo o no, y luego montado nuevamente. La tarea dura aproximadamente 1 turno completo.
- Falla de una perforadora. Esto puede ocurrir debido a múltiples razones. Debido a una falla en la perforadora no se pueden colocar los pernos de anclaje, paralizando de este modo las obras de sostenimiento. Si la reparación tarda mucho tiempo, es probable que paralice el avance de la maquinaria

Problemas con el ducto de ventilación o mala calidad del aire

El ducto de ventilación es muy importante debido a que es vital para los operarios. Es debido a esto que se monitorea constantemente los niveles de gases perjudiciales a la salud de los técnicos. En caso de superar los estándares impuestos en la obra, se deben suspender los trabajos y dejar ventilar. Trabajos como soldaduras de piezas o desgaste de los discos de corte son de las actividades que más liberan gases al entorno. Es por esto que es necesario tener constantemente la ventilación funcionando.

Problemas con subcontratistas, Colapso de portal de entrada/salida y dificultades de acceso a la obra

Estos problemas ya han sido explicados en los puntos anteriores, y son igualmente aplicables a la construcción utilizando el método TBM.

Capítulo IV

Análisis de Incertezas

4.1 Identificación y ordenamiento de las variables

Para realizar la jerarquización de las variables, se utilizará una metodología denominada AHP (*Analytic Hierarchy Process*) y el programa Expert Choice (www.expertchoice.com), que dispone de una plataforma de libre acceso en internet para realizar dicho análisis.

Esta herramienta es utilizada para la selección de alternativas en base a juicio experto. En este caso, el juicio experto se obtendrá de un conjunto de profesionales de la empresa ARCADIS Chile, entre los cuales se cuentan 3 Ingenieros de Minas, 3 Ingenieros Civiles, 2 Constructores Civiles y 1 Geólogo, todos con experiencia en el diseño y construcción de túneles. Esto con el propósito de identificar los criterios más inciertos según cada especialidad.

El objetivo es identificar y jerarquizar las múltiples variables que intervienen en el diseño y construcción de un túnel, incluyendo la etapa de exploraciones, y estimar su influencia en la incerteza del resultado de plazos y costos.

Las variables utilizadas fueron identificadas y descritas en el capítulo III de esta memoria, y agrupadas en distintos niveles de jerarquía:

Variables de Primer Orden

1. Debido a la exploración y caracterización del medio
2. Provenientes del diseño en el túnel
3. Provenientes de la construcción del túnel
4. Contexto de la obra

Variables de Segundo Orden

Son variables que dependen de las variables de primer orden.

1. Condiciones Geológicas
2. Parametrización de suelo/roca
3. Condiciones Hidrogeológicas
4. Modelación Geotécnica
5. Cálculo Estructural
6. Elementos de Refuerzo del Terreno
7. Problemas Medioambientales
8. Calidad de la Construcción
9. Relacionado a la organización de la faena y el manejo del contrato
10. Operación del túnel
11. Profundidad del túnel
12. vida útil de sostenimiento
13. Impermeabilidad o calidad de drenajes
14. Clima

Variables de Tercer Orden

1. Identificación de distintos estratos de suelo/roca
2. Identificación de singularidades en terreno
3. Identificación de estructuras civiles cercanas
4. Identificación de fallas geológicas
5. Identificación de discontinuidades
6. Identificación de la estructura geológica
7. Estimación de propiedades geomecánicas mediante ensayos
8. Estimación del K_0 (coeficiente de empuje lateral in-situ)
9. Estimación de la calidad del macizo
10. Ubicación y características de la napa freática
11. Cálculo de las presiones hidrostáticas y flujos
12. Modelación 2D
13. Modelación 3D
14. Estimación de cargas
15. Propiedades de materiales utilizados
16. Secuencia de construcción
17. Criterios de diseño
18. Metodología de cálculo

19. Estimación de marchiavantis
20. Estimación de pernos en la frente
21. Determinación de la estabilidad del frente y determinación de longitud de avance
22. Problemas con vibraciones inducidas por los equipos
23. Contaminación producida por la obra
24. Impacto de la obra en edificaciones y vialidad
25. Fallas de equipo/personal
26. Calidad del shotcrete
27. Marcos reticulados
28. Refuerzos del terreno
29. Sobreexcavaciones
30. Refuerzos del shotcrete
31. Monitoreo de comportamiento
32. Subcontratistas
33. Suministro de insumos y materiales
34. Transporte de personal y equipo (Ciclo de trabajo)
35. Trabajo interrumpido del frente
36. Drenaje durante la construcción
37. Elección, operación y mantención de equipos
38. Seguridad y contaminación del ambiente de trabajo

Variables de Cuarto Orden

1. Estimación de la cohesión
2. Estimación del ángulo de fricción
3. Estimación del peso específico
4. Estimación del módulo de deformación
5. Estimación de la calidad de la roca
6. Caracterización de las discontinuidades
7. Marchiavantis y tubos paraguas
8. Pernos en la frente
9. Inyecciones
10. Mallas electrosoldadas
11. Barras con resalte
12. Fibras
13. Deformaciones superficiales
14. Deformaciones internas
15. Tensiones

Como se puede ver, las variables van desde lo más general a lo específico. Estas se ordenan siguiendo un diagrama de árbol de la siguiente manera:

- 1) Debido a la exploración y caracterización del medio
 - a. Condiciones geológicas
 - i. Identificación de distintos estratos de suelo/roca
 - ii. Identificación de singularidades en terreno
 - iii. Identificación de estructuras civiles cercanas
 - iv. Identificación de fallas geológicas
 - v. Identificación de discontinuidades
 - vi. Identificación de la estructura geológica
 - b. Parametrización de suelo/roca
 - i. Estimación de propiedades geomecánicas mediante ensayos
 1. Estimación de la cohesión
 2. Estimación del ángulo de fricción
 3. Estimación del peso específico
 4. Estimación del módulo de deformación
 - ii. Estimación del K_0 (coeficiente de empuje lateral in-situ)
 - iii. Estimación de la calidad del macizo
 1. Estimación de la calidad de la roca
 2. Caracterización de las discontinuidades
 - c. Condiciones hidrogeológicas
 - i. Ubicación y características de la napa freática
 - ii. Cálculo de las presiones hidrostáticas y flujos
- 2) Provenientes del diseño en el túnel
 - a. Modelación geotécnica
 - i. Modelación 2D
 - ii. Modelación 3D
 - iii. Estimación de cargas
 - iv. Propiedades de materiales utilizados
 - v. Secuencia de construcción
 - b. Cálculo estructural
 - i. Criterios de diseño
 - ii. Metodología de cálculo
 - c. Elementos de refuerzo del terreno
 - i. Estimación de marchiavantis
 - ii. Estimación de pernos en la frente
 - iii. Determinación de la estabilidad del frente y determinación de longitud de avance
- 3) Provenientes de la construcción del túnel
 - a. Problemas medioambientales
 - i. Problemas con vibraciones inducidas por los equipos
 - ii. Contaminación producida por la obra
 - iii. Impacto de la obra en edificaciones y vialidad
 - b. Calidad de la construcción
 - i. Fallas de equipo/personal
 - ii. Calidad del shotcrete
 - iii. Marcos reticulados
 - iv. Refuerzos del terreno

- 1. Marchiavantis y tubos paraguas
 - 2. Pernos en la frente
 - 3. Inyecciones
 - v. Sobreexcavaciones
 - vi. Refuerzos del shotcrete
 - 1. Mallas electrosoldadas
 - 2. Barras con resalte
 - 3. Fibras
 - vii. Monitoreo de comportamiento
 - 1. Deformaciones superficiales
 - 2. Deformaciones internas
 - 3. Tensiones
 - c. Relacionado con la organización de la faena y manejo del contrato
 - i. Subcontratistas
 - ii. Suministro de insumos y materiales
 - iii. Transporte de personal y equipo (Ciclo de trabajo)
 - iv. Trabajo interrumpido del frente
 - v. Drenaje durante la construcción
 - vi. Elección, operación y mantención de equipos
 - vii. Seguridad y contaminación del ambiente de trabajo
- 4) Contexto de la obra
 - a. Operación del túnel
 - b. Profundidad del túnel
 - c. vida útil de sostenimiento
 - d. Impermeabilidad o calidad de drenajes
 - e. Clima

Para calcular la importancia de cada criterio, estos se comparan contra los otros criterios pertenecientes al mismo nivel utilizando la escala de Saaty la cual se presenta a continuación en la Tabla IV-1. Esta escala lleva el nombre de su creador, Thomas Saaty, y fue creada en 1980 con el fin de evaluar la importancia de un criterio o alternativa en comparación con otro con valores del 1 al 9.

Tabla IV-1. Escala de comparación según Saaty (2008)

Intensidad de la importancia	Definición	Explicación
1	Igual importancia	Dos actividades contribuyen en la misma forma al objetivo
2	Leve importancia	
3	Moderada importancia	La experiencia y el juicio favorecen levemente una alternativa por sobre la otra.
4	Moderada a fuerte importancia	
5	Fuerte importancia	Experiencia y juicio favorecen fuertemente una actividad por sobre la otra.
6	Importancia fuerte a muy fuerte	
7	Importancia muy fuerte	Una actividad es favorecida fuertemente por sobre la otra con demostraciones claras.
8	Importancia entre muy fuerte y extrema	
9	Extrema importancia	Una actividad es favorecida en la más alta medida en comparación con la otra.
Valores Recíprocos	Si la actividad i tiene alguno de los valores mencionados arriba respecto de la actividad j , entonces j tiene un valor recíproco cuando es comparado con la actividad i .	
1.1 - 1.9	Si las actividades son muy similares	Puede ser muy difícil asignar un número entero entre 2 criterios. Pese a que la precisión no afectará en gran medida los resultados, si podrán indicar cierta jerarquía relativa entre estos dos criterios.

Una vez realizadas las comparaciones entre criterios se procede a evaluar la influencia que tiene cada criterio terminal en las distintas alternativas expuestas. Para esto, se realiza una comparación pareada entre alternativas, en la cual para cada

criterio terminal se debe identificar cuál alternativa se ve más afectada por el criterio en cuestión.

La evaluación fue realizada de manera independiente por cada experto y luego se agruparon éstas por especialidad (Ingeniería Civil, Ingeniería Civil en Minas, Geología y Construcción Civil). La Tabla IV-2. Experiencia y título de los encuestados detalla la experiencia de cada uno de ellos.

Tabla IV-2. Experiencia y título de los encuestados

Número	Título profesional	Años de experiencia en trabajo en túneles
1	Ingeniero Civil	30
2	Ingeniero Civil	22
3	Ingeniero Civil	12
4	Construcción Civil	25
5	Construcción Civil	8
6	Ingeniería en Minas	24
7	Ingeniería en Minas	40
8	Ingeniería en Minas	18
9	Geología	8
Promedio		20

4.2 Resultados de la encuesta

A continuación, se presentan los gráficos obtenidos luego de la evaluación según especialidades.

4.2.1 Percepciones de las incertezas según especialidad

A continuación se entregan las distribuciones de importancia asignada por cada grupo de especialistas a los distintos grupos de variables. La suma de los porcentajes totaliza la unidad, por especialidad (desde Figura IV-1 a Figura IV-19).

Estos primeros resultados son independientes del método constructivo. La sensibilidad de estos resultados respecto del método aplicado se entrega en el capítulo 4.2.3.

Incertezas de las variables del primer nivel (primer orden)

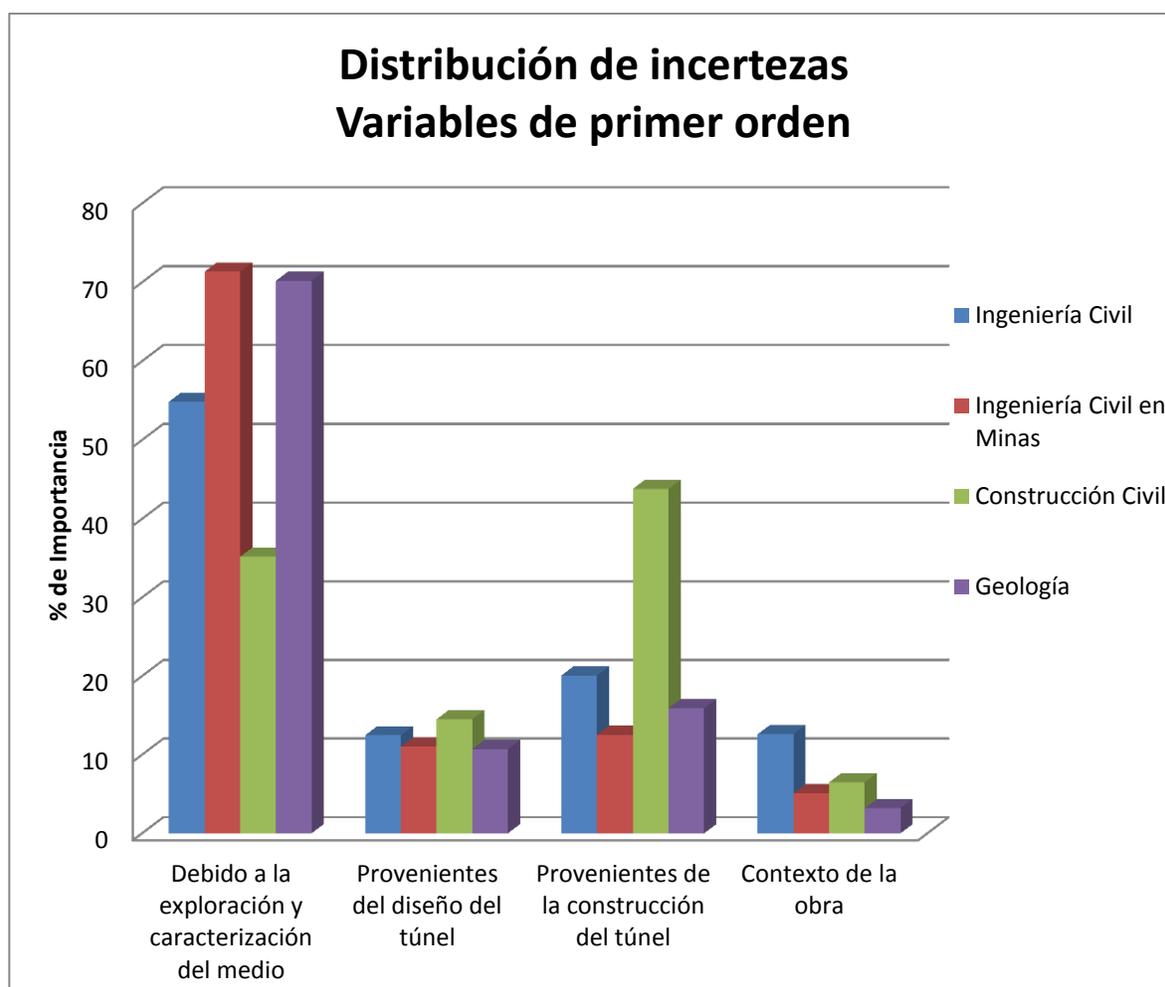


Figura IV-1. Incertezas de variables de primer orden, según disciplinas.

De la Figura IV-1 se puede mencionar que en general los profesionales reconocen que la mayor incerteza proviene de la exploración y caracterización del medio en el cual se realizará la excavación y las zonas aledañas. Sólo la disciplina de Construcción opina que las incertezas provenientes de la construcción son tan importantes como las de la etapa de exploración.

Incertezas de las variables de segundo orden

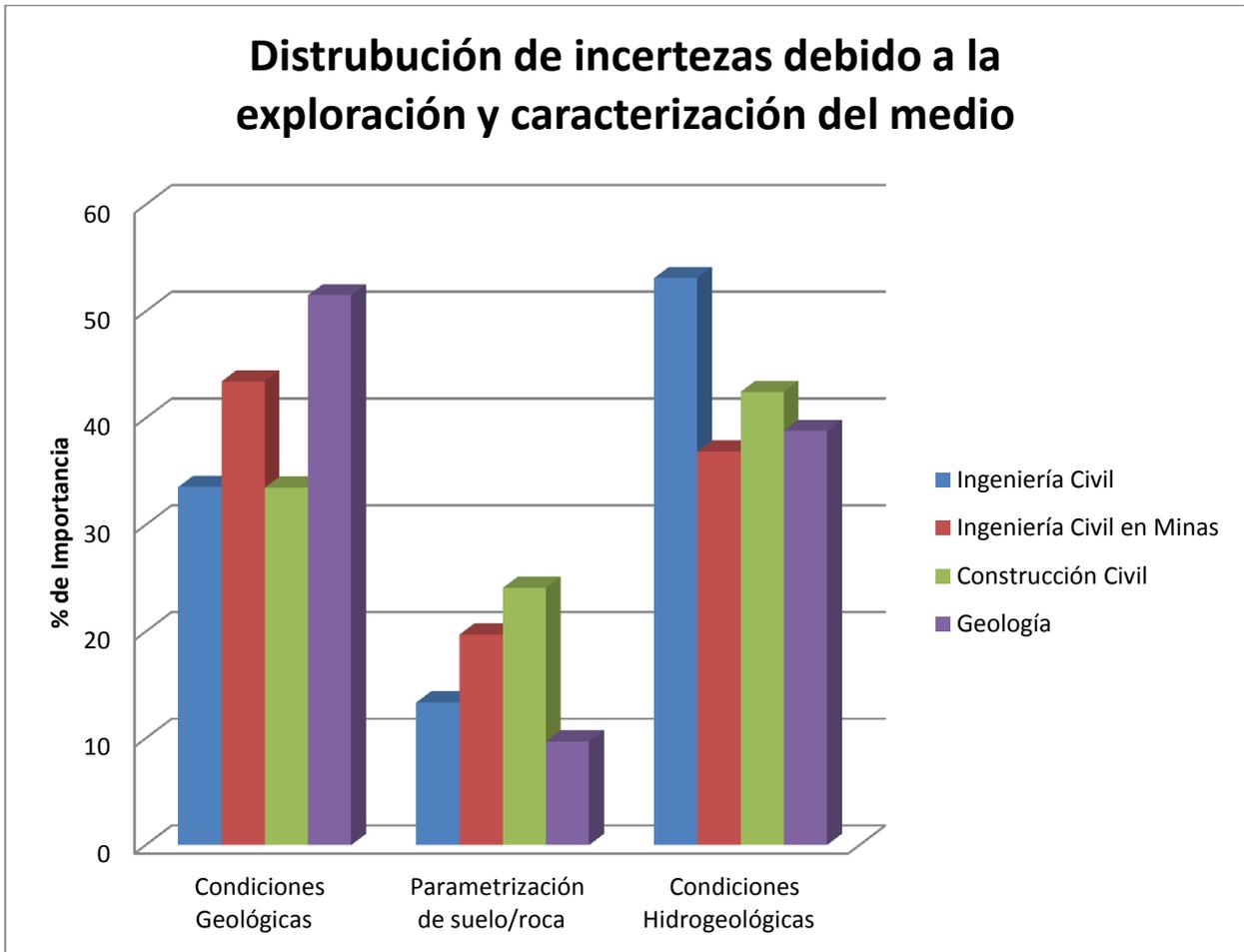


Figura IV-2. Incertezas de variables de segundo orden. Debido a la exploración y caracterización del medio.

De la Figura IV-2 se puede decir que dentro de lo que es la exploración geológica, los profesionales identifican las condiciones hidrogeológicas como la de mayor incerteza, seguidas de las condiciones geológicas y finalmente la parametrización del terreno. Hay un acuerdo entre las disciplinas.

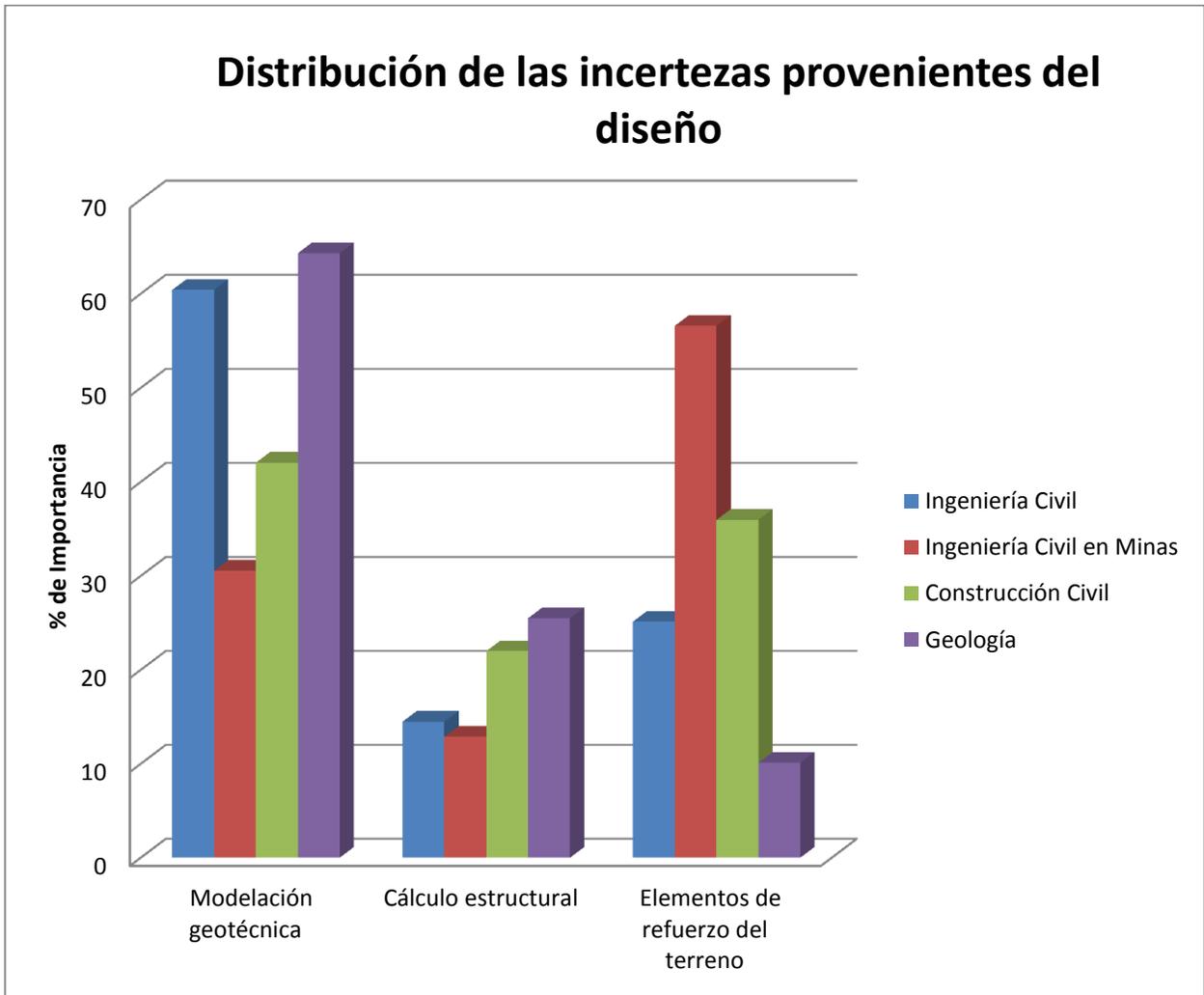


Figura IV-3. Incertezas de segundo orden. Provenientes del diseño del túnel.

En relación a la Figura IV-3, el ítem que genera mayor incertezas corresponde a la modelación geotécnica, que entrega la información de base para el cálculo posterior del sostenimiento y revestimiento. Le sigue el proceso de diseño de los elementos de refuerzo, con énfasis en el área de minería. La menor generación de incertezas se produce durante el cálculo estructural. Hay diferencias importantes en la valoración de las incertezas entre las disciplinas.

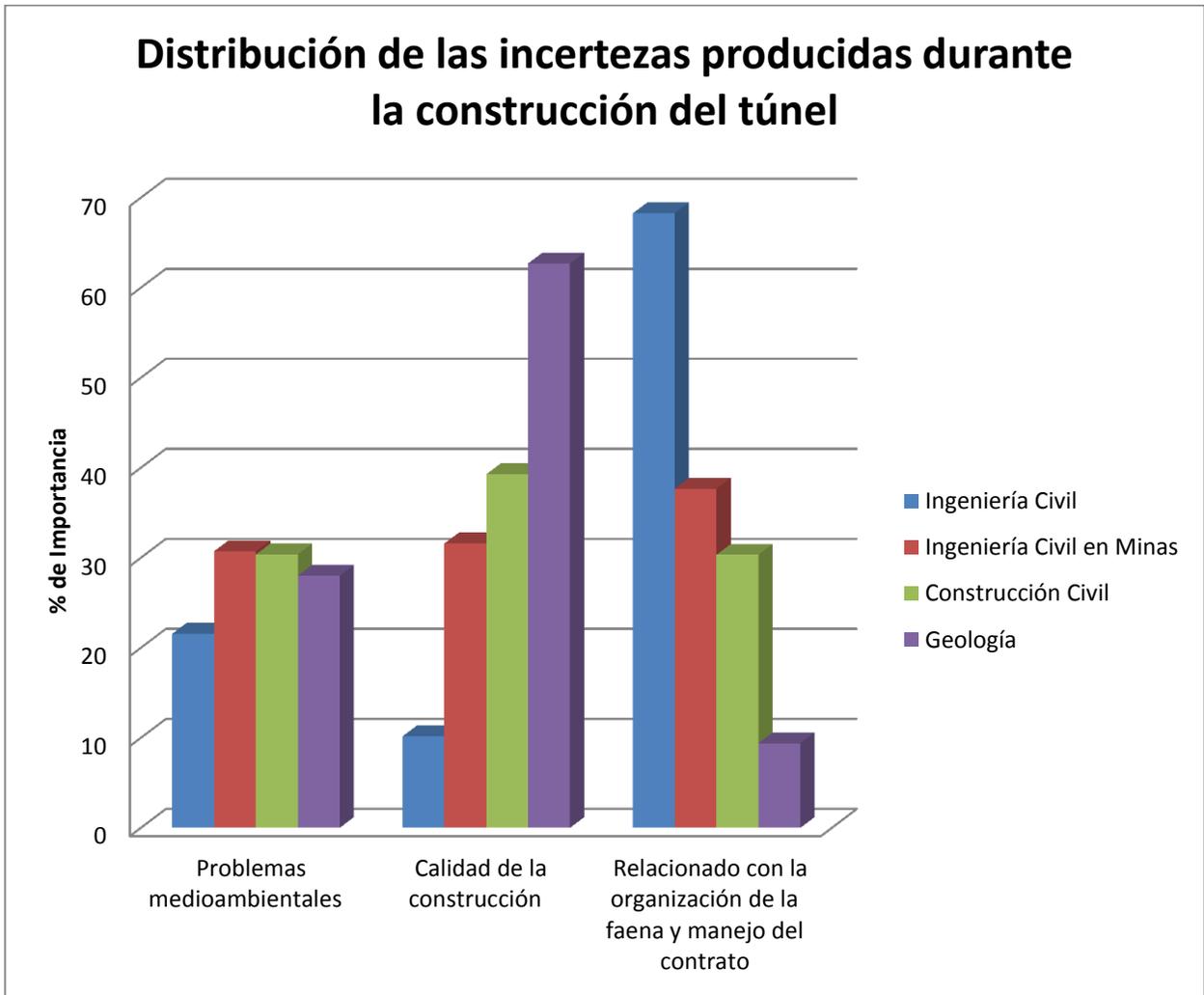


Figura IV-4. Incertezas de segundo orden. Producidas durante la construcción del túnel.

En cuanto a la Figura IV-4, se puede decir que hay cierto consenso respecto de los problemas medioambientales, mientras que para los otros dos criterios no hay una opinión común. Sin embargo, en promedio se puede ver que las 3 incertezas tienen una importancia similar.

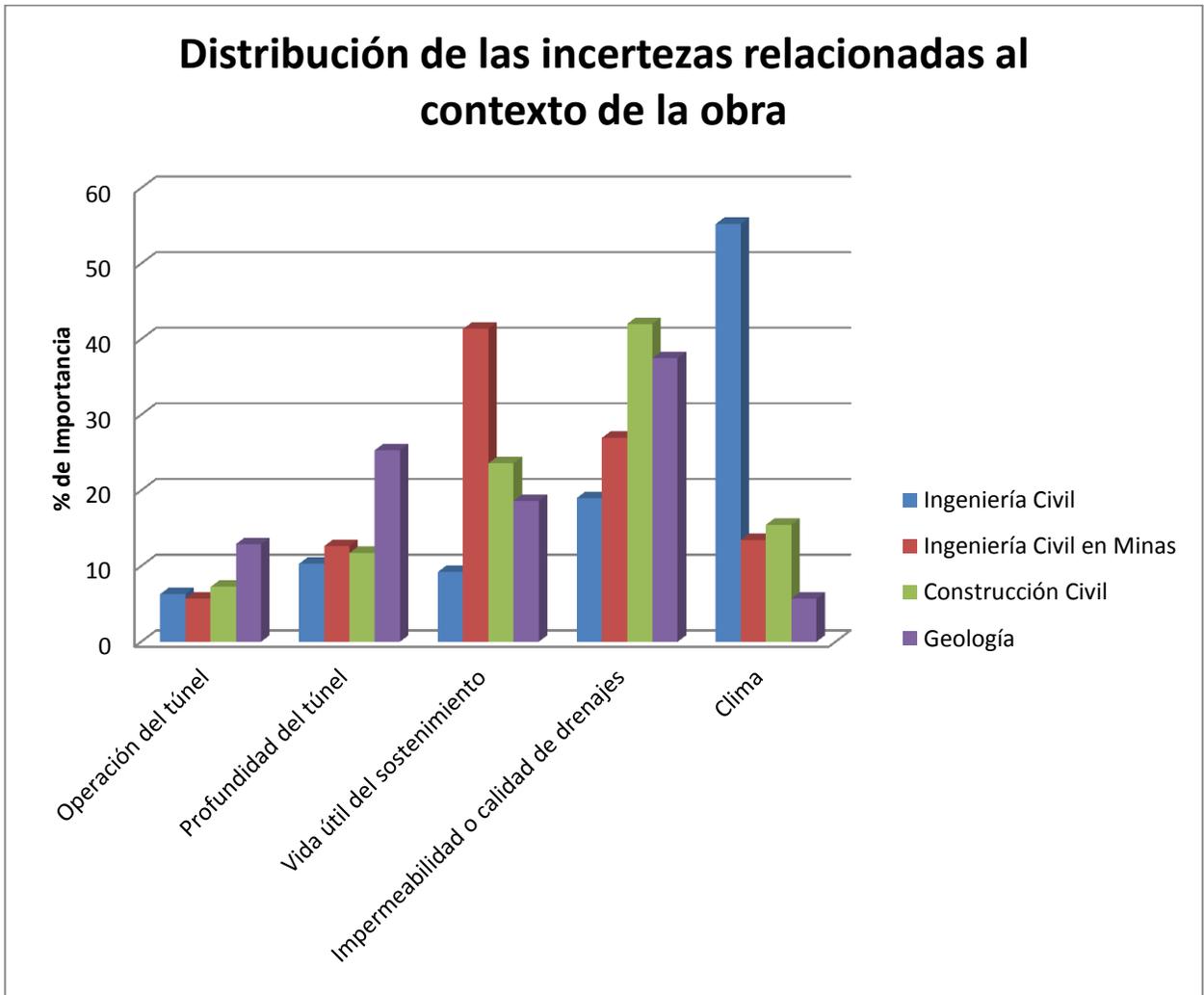


Figura IV-5. Incertezas de segundo orden. Relacionadas al contexto de la obra

En el caso que muestra la Figura IV-5, se aprecia que las disciplinas opinan que la variable más importante debería ser la impermeabilidad o calidad del drenaje, seguida de la vida útil del sostenimiento y el clima. Las variables menos inciertas serían la profundidad del túnel y la operación misma.

Incertezas de las variables de tercer orden

Etapa de exploraciones

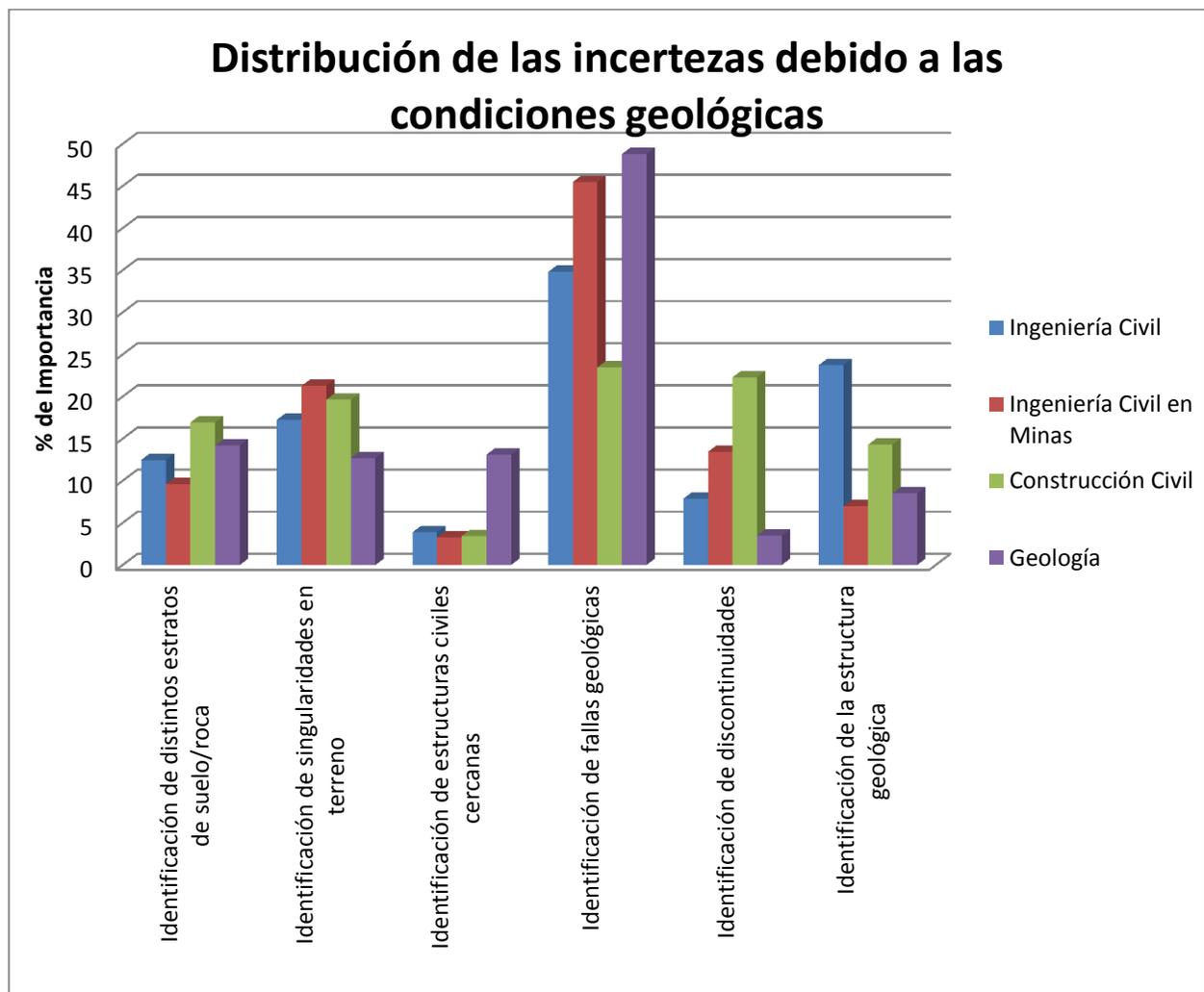


Figura IV-6. Variables de tercer orden. Incertezas debido a las condiciones geológicas.

Para los resultados mostrados por la Figura IV-6, se observa que las mayores incertezas provienen de la identificación de fallas geológicas, le sigue en importancia la identificación de singularidades y de estratos. Estas tres variables con cierto acuerdo entre especialidades. Luego vienen la identificación de discontinuidades, la identificación de estructura geológica y la identificación de estructuras civiles. Estas últimas con mayor dispersión.

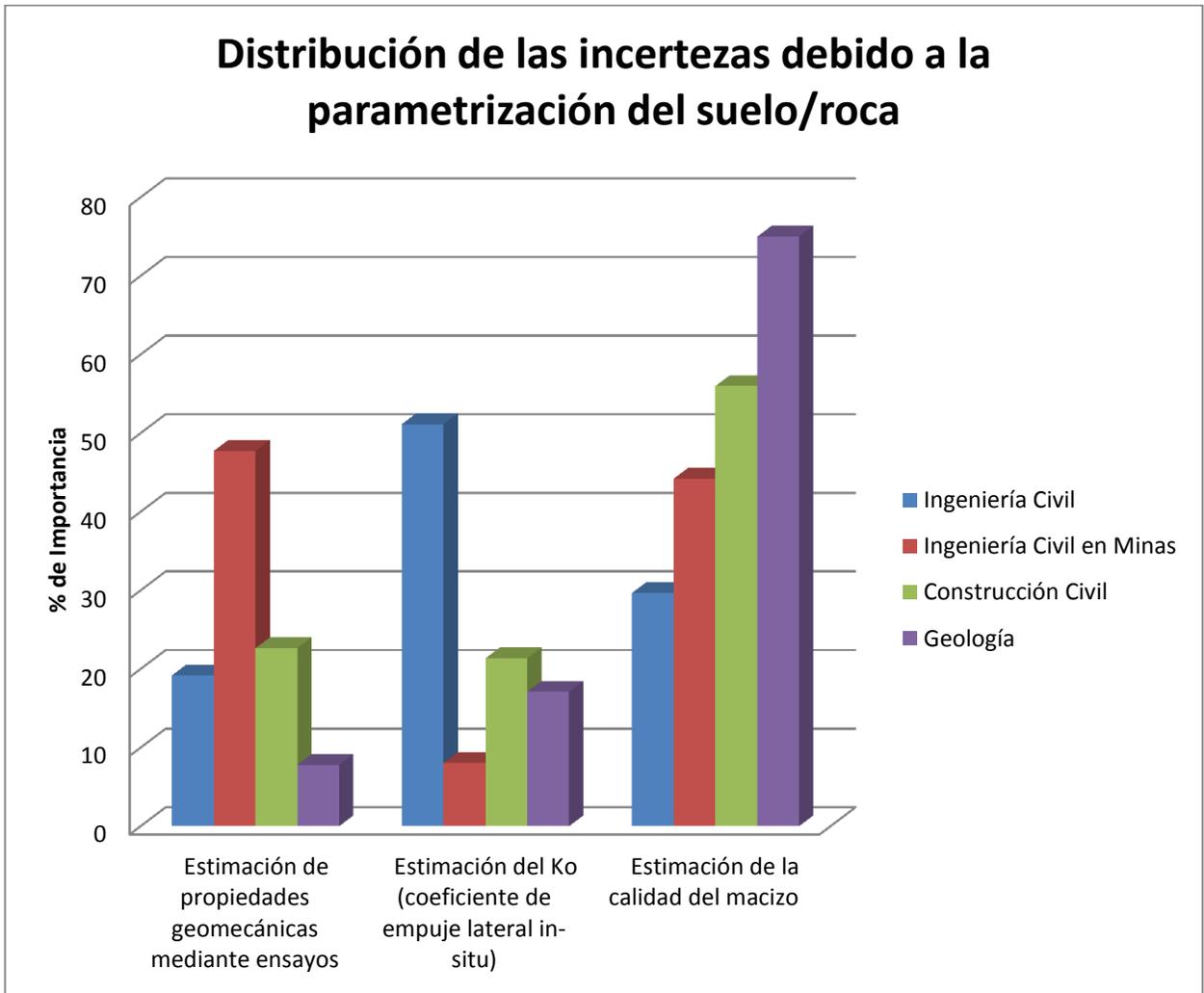


Figura IV-7. Variables de tercer orden. Incertezas debido a la parametrización del suelo/roca.

En este caso (Figura IV-7) hay dispersión de opiniones. El resultado general indica que la variable más incierta es la estimación de calidad del macizo, seguida por la estimación del valor de K_0 y la estimación de propiedades geomecánicas.

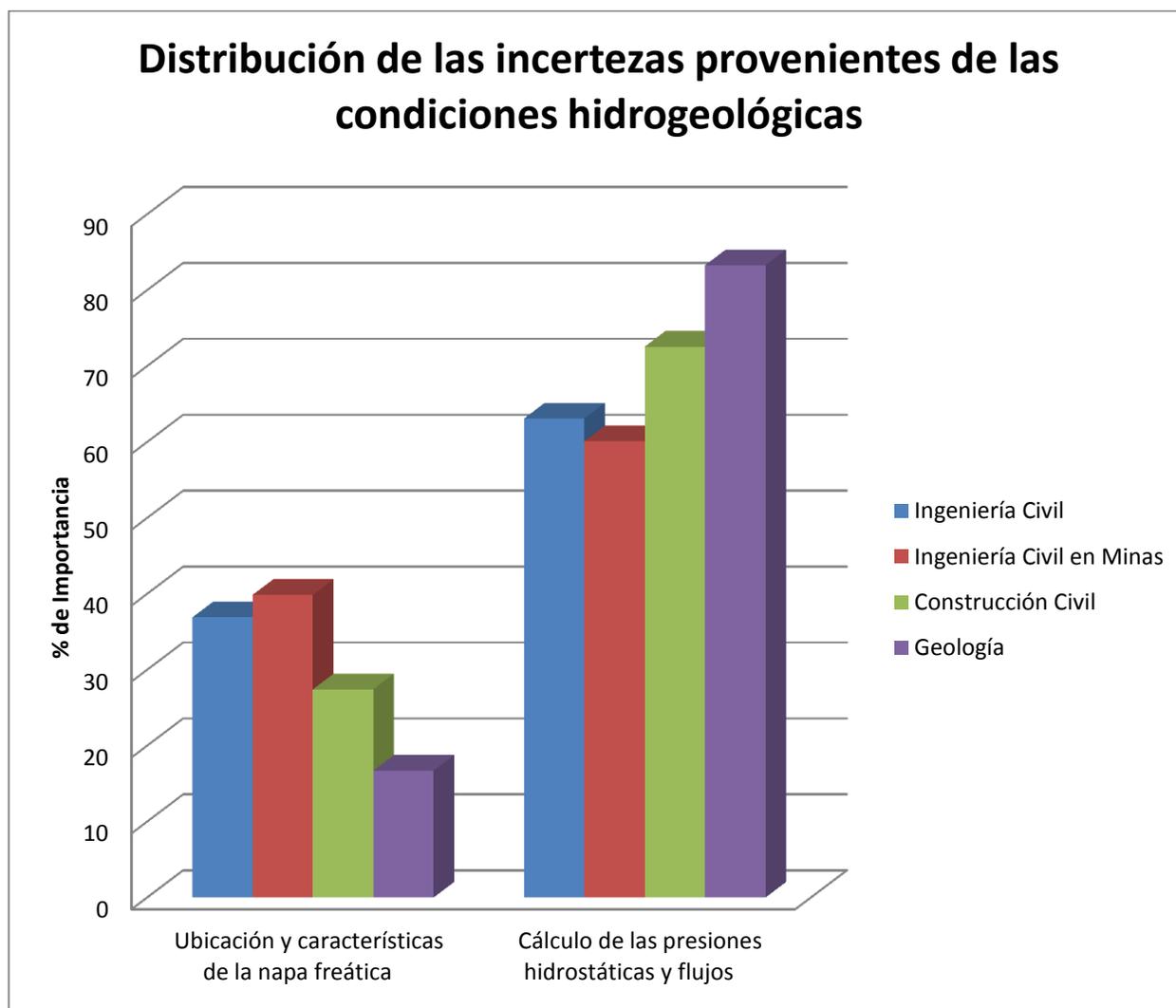


Figura IV-8. Variables de tercer orden. Incertezas producto de las condiciones hidrogeológicas.

Respecto de las condiciones hidrogeológicas (Figura IV-8), es claro que el cálculo de las presiones hidrostáticas y flujos es más importante que la ubicación y características de la napa freática. Ambos criterios están muy relacionados, sin embargo es de mayor utilidad estimar los flujos y presiones del agua, dado que esto toma en cuenta también la impermeabilidad del suelo. Es por esto que a la vez es más incierto.

Etapa de diseño

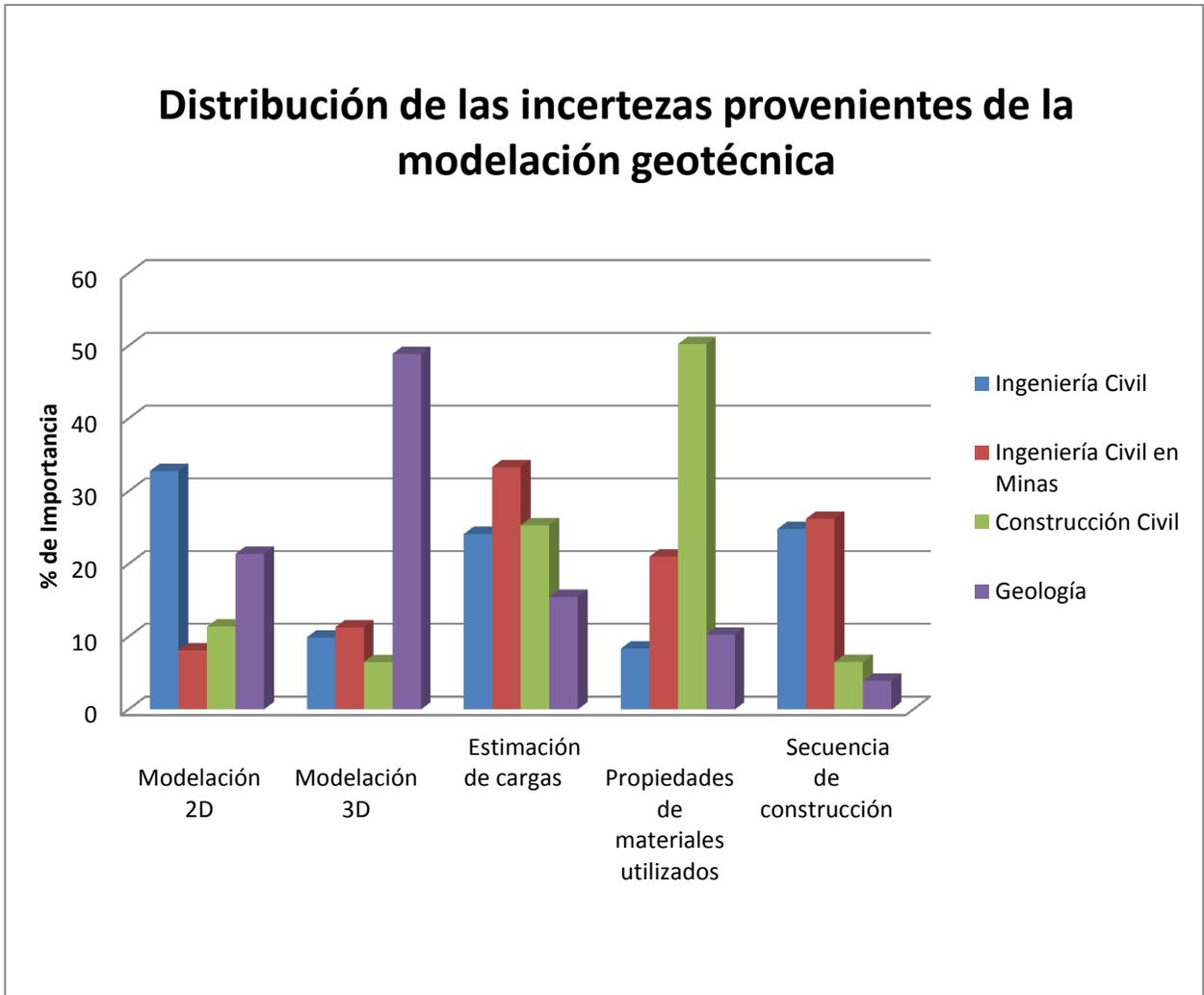


Figura IV-9. Variables de tercer orden. Incertezas producidas por una mala modelación geotécnica.

Los resultados que se muestran en la Figura IV-9 indican que la variable que genera más incertidumbres es la estimación de cargas, con consenso entre las disciplinas. La incertidumbre de las otras variables es comparable, modelación 2D, modelación 3D, propiedades de materiales, y secuencia constructiva.

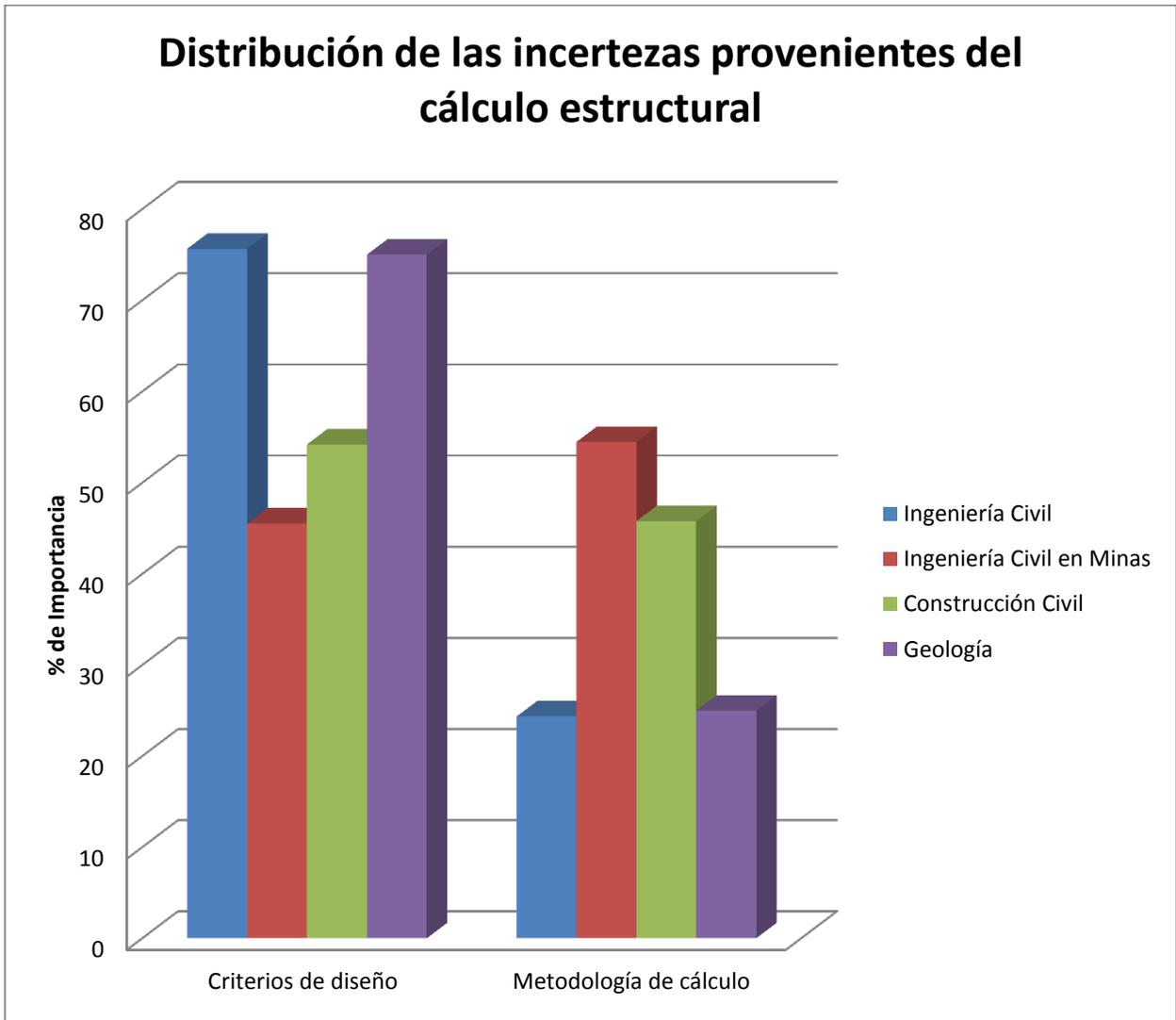


Figura IV-10. Variables de tercer orden. Incertezas provenientes del cálculo estructural

En la Figura IV-10 se puede ver que existe acuerdo entre las especialidades. La variable más relevante son los criterios de diseño, seguidos de la metodología de cálculo.

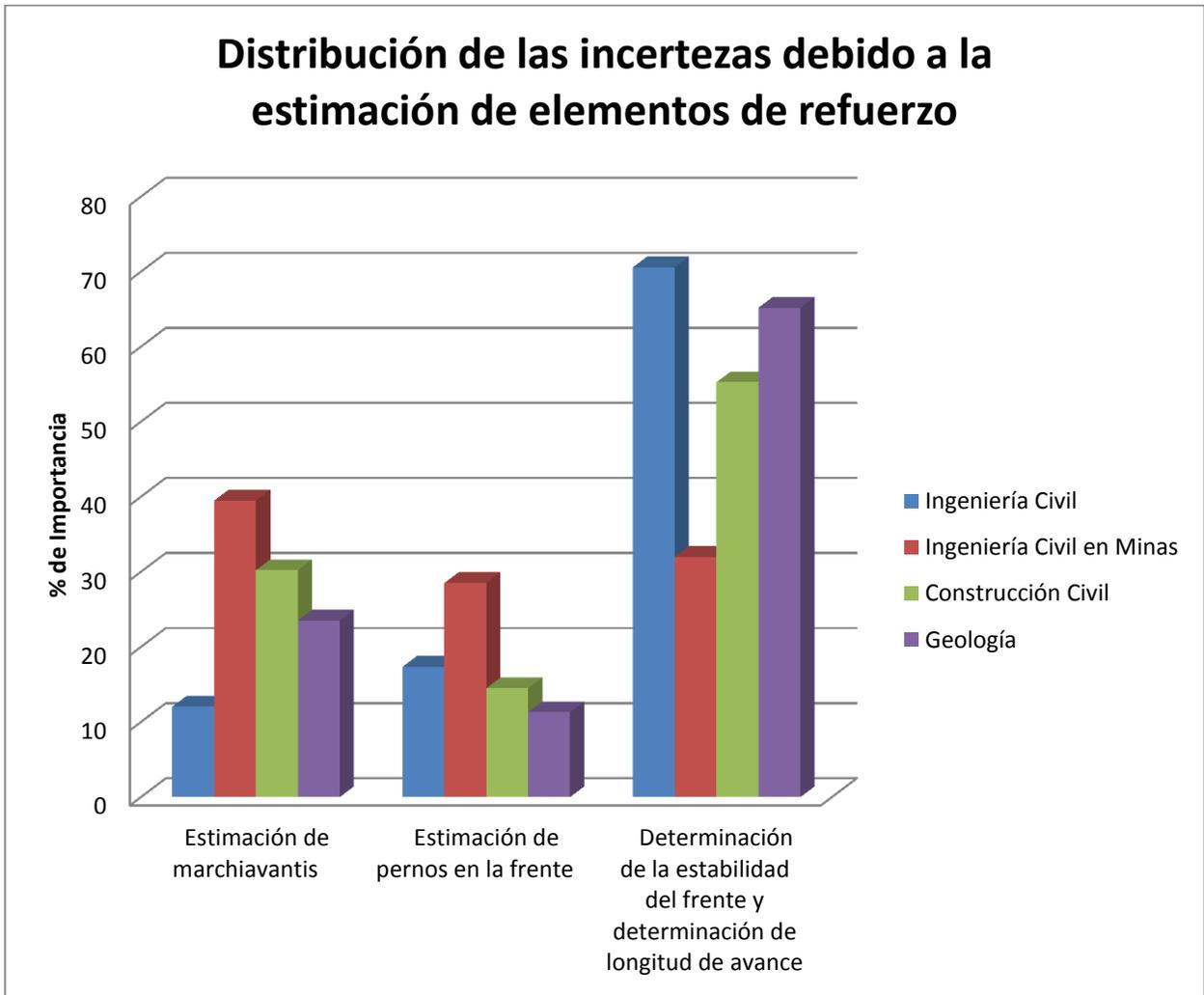


Figura IV-11. Variables de tercer orden. Incertezas debido a la estimación de elementos de refuerzo del terreno.

En el caso de la Figura IV-11, las encuestas arrojan como resultado que la variable más importante es la determinación de la estabilidad de la frente. Le sigue en importancia el diseño de marchiavantis y finalmente la estimación de pernos en la frente. Hay relativo acuerdo entre las especialidades.

Etapa de construcción

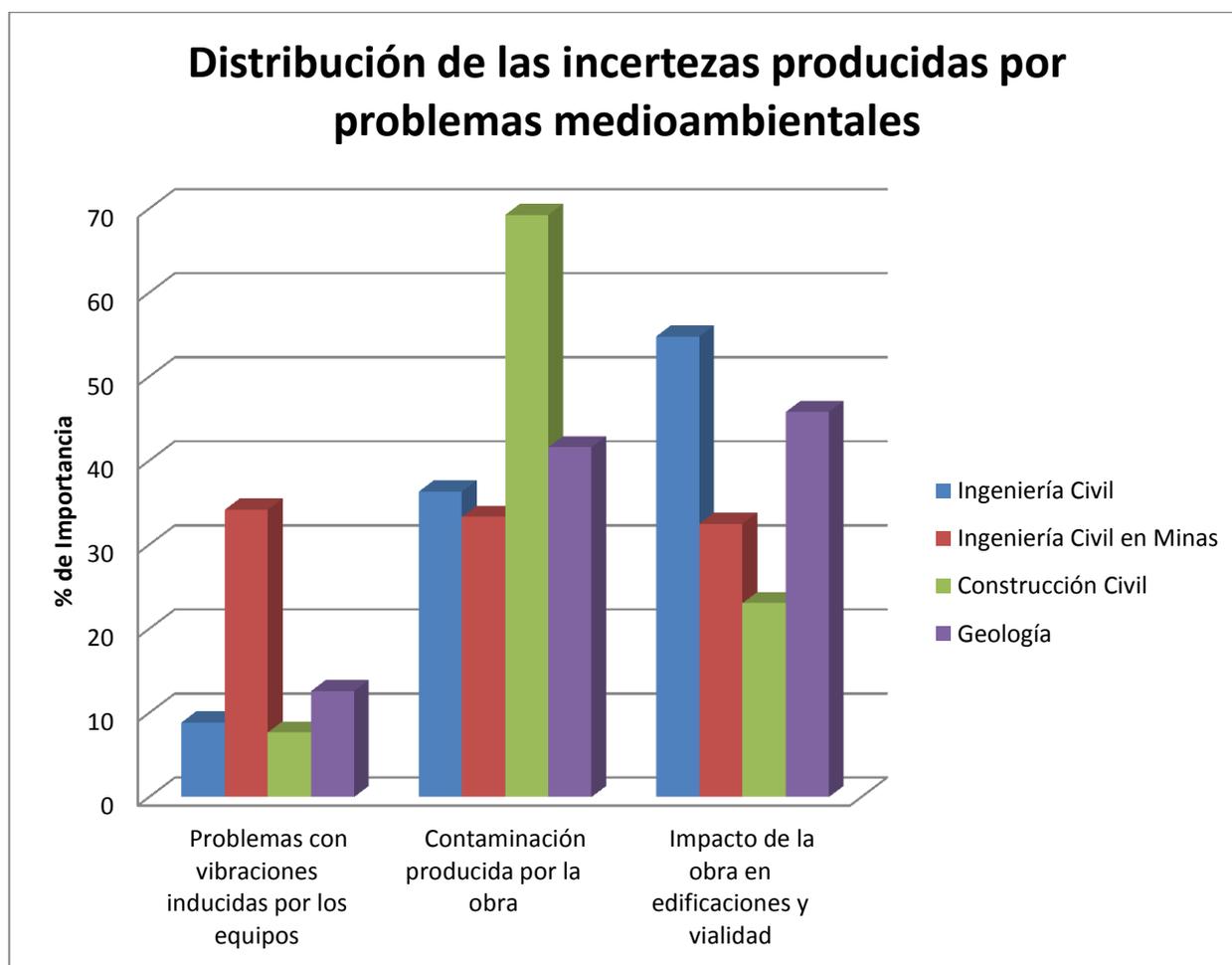


Figura IV-12. Variables de tercer orden. Incertezas producidas por problemas medioambientales.

Para la Figura IV-12 las encuestas indican que las incertezas más importantes, asociadas al plazo y costo del proyecto, provienen de la contaminación de la obra, seguida de la variable de impacto en edificaciones y vialidad, y la variable vibraciones de equipos. La inclinación por las incertezas asociadas a las vibraciones por parte de los Ingenieros Civiles en Minas puede provenir de su experiencia con la excavación utilizando perforación y tronadura, en la cual las vibraciones generadas por las detonaciones pueden ser muy dañinas tanto dentro del túnel como en la superficie.

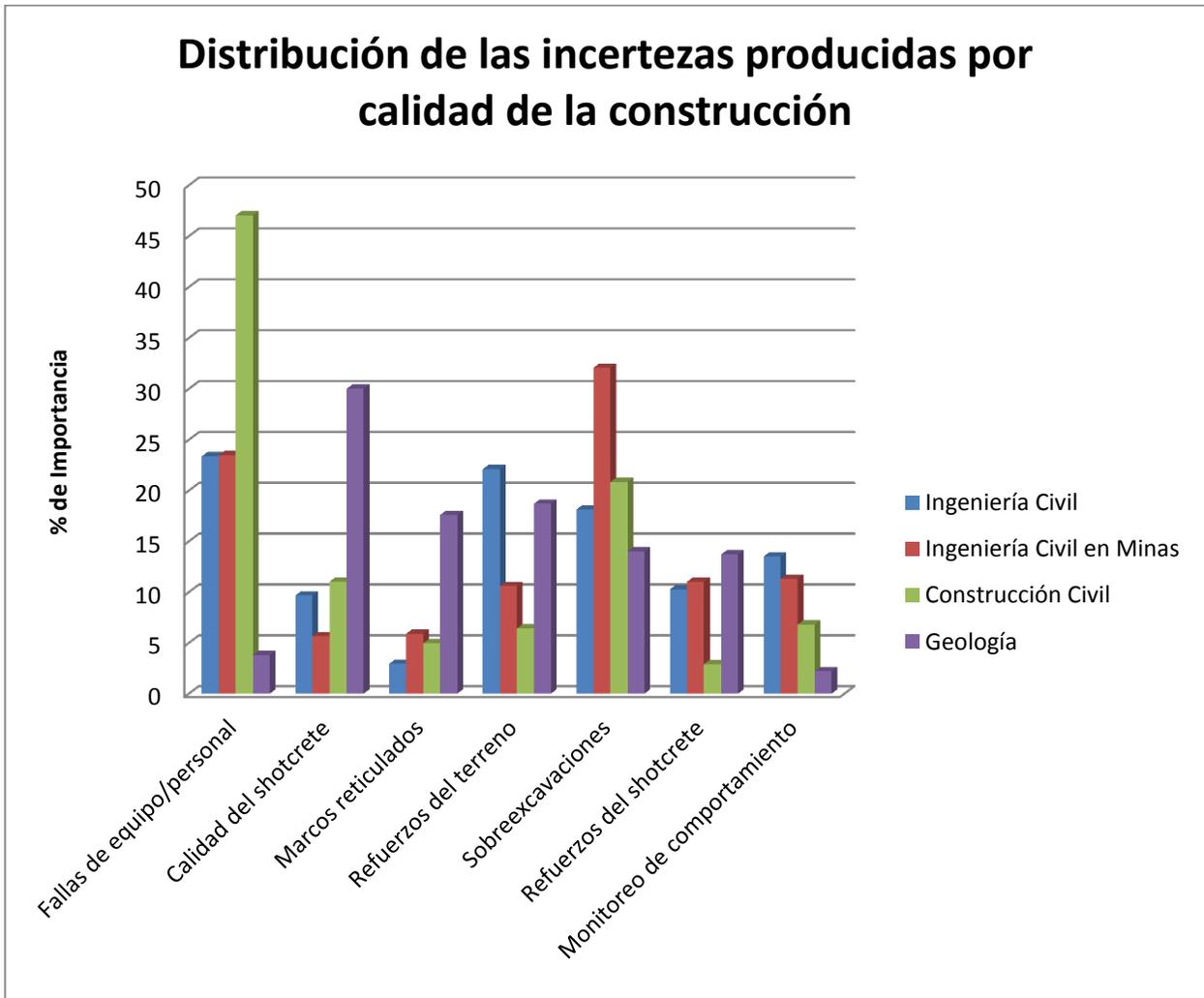


Figura IV-13. Variables de tercer orden. Incertezas provenientes de la calidad de la construcción.

De la Figura IV-13 se puede mencionar que la variable más importante es la falla de los equipos/personal, seguido de las sobreexcavaciones. Las demás variables asociadas a la calidad de los elementos de refuerzo (shotcrete, marcos y refuerzos) junto con la calidad del monitoreo son percibidas como menos influyentes.

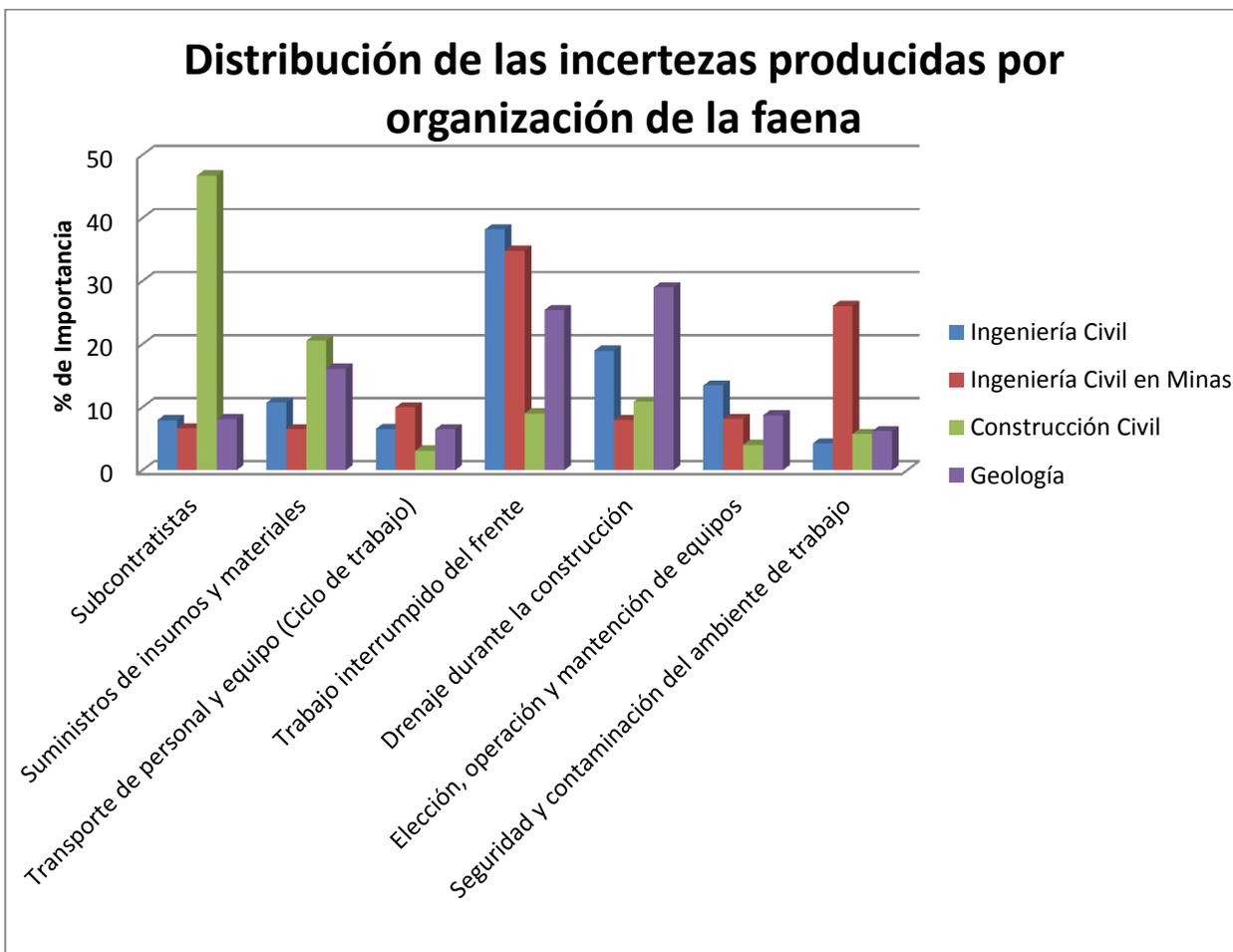


Figura IV-14. Variables de tercer orden. Incertezas producidas por una mala administración de la obra.

En este caso (Figura IV-14) se aprecia que la variable que más incide en las incertezas sería el trabajo interrumpido del frente, seguido del drenaje y los subcontratistas. Las demás variables como suministros, transporte de personal, mantenimiento de equipos y seguridad son percibidos como menos inciertos.

Incertezas de las variables de cuarto orden

Etapa de exploraciones

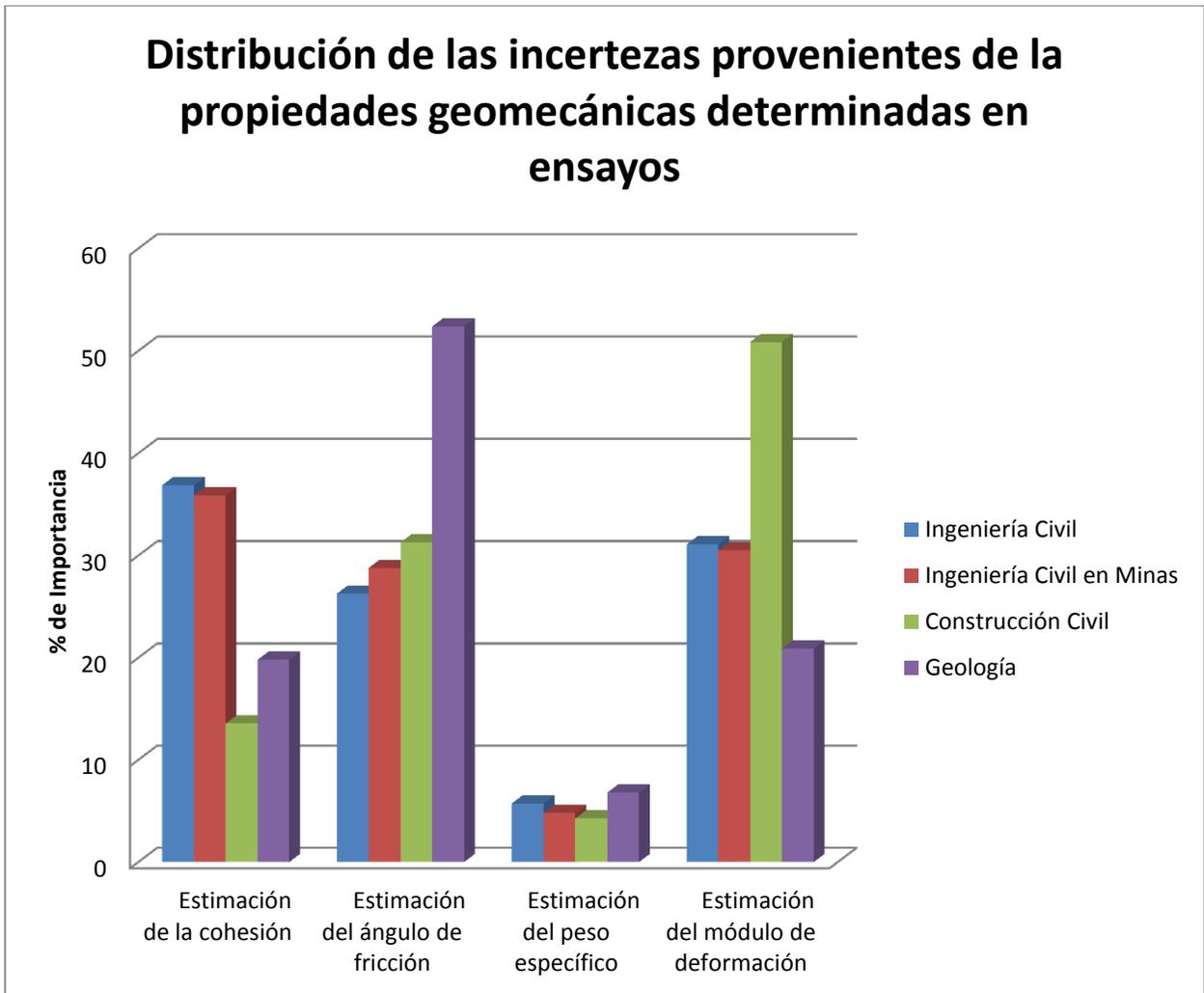


Figura IV-15. Variables de cuarto orden. Incertezas debido a la estimación de propiedades geomecánicas determinadas de ensayos.

De la Figura IV-15 se puede decir que las variables que generan más incertidumbre son la estimación del ángulo de fricción y la estimación del módulo de deformación, le siguen la estimación de la cohesión y finalmente la estimación del peso específico.

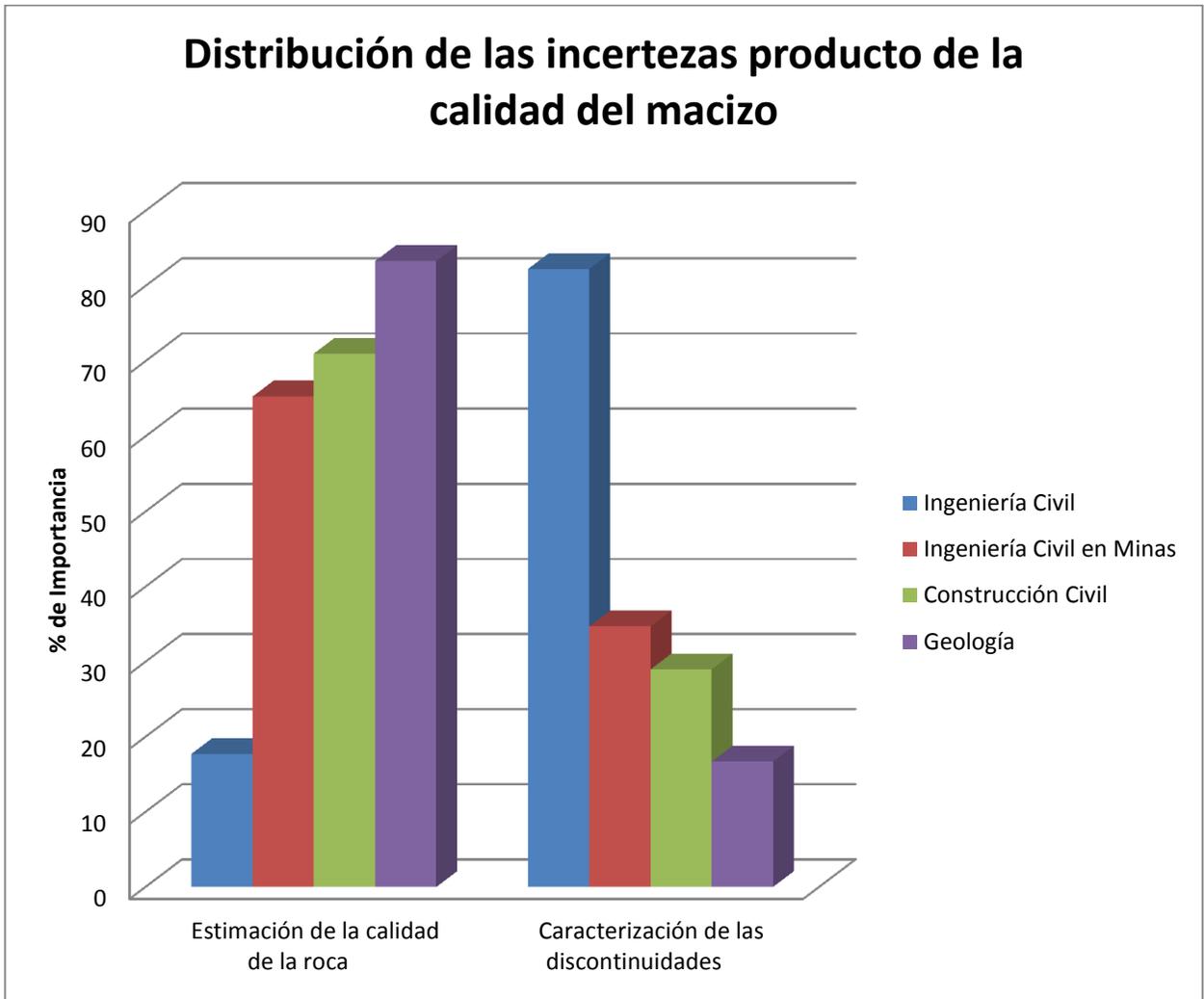


Figura IV-16. Variables de cuarto orden. Incertezas producto de la calidad del macizo.

En relación a la Figura IV-16, hay un acuerdo parcial en que la variable asociado a la estimación de la calidad de la roca es más importante que la caracterización de las discontinuidades.

Etapa de construcción

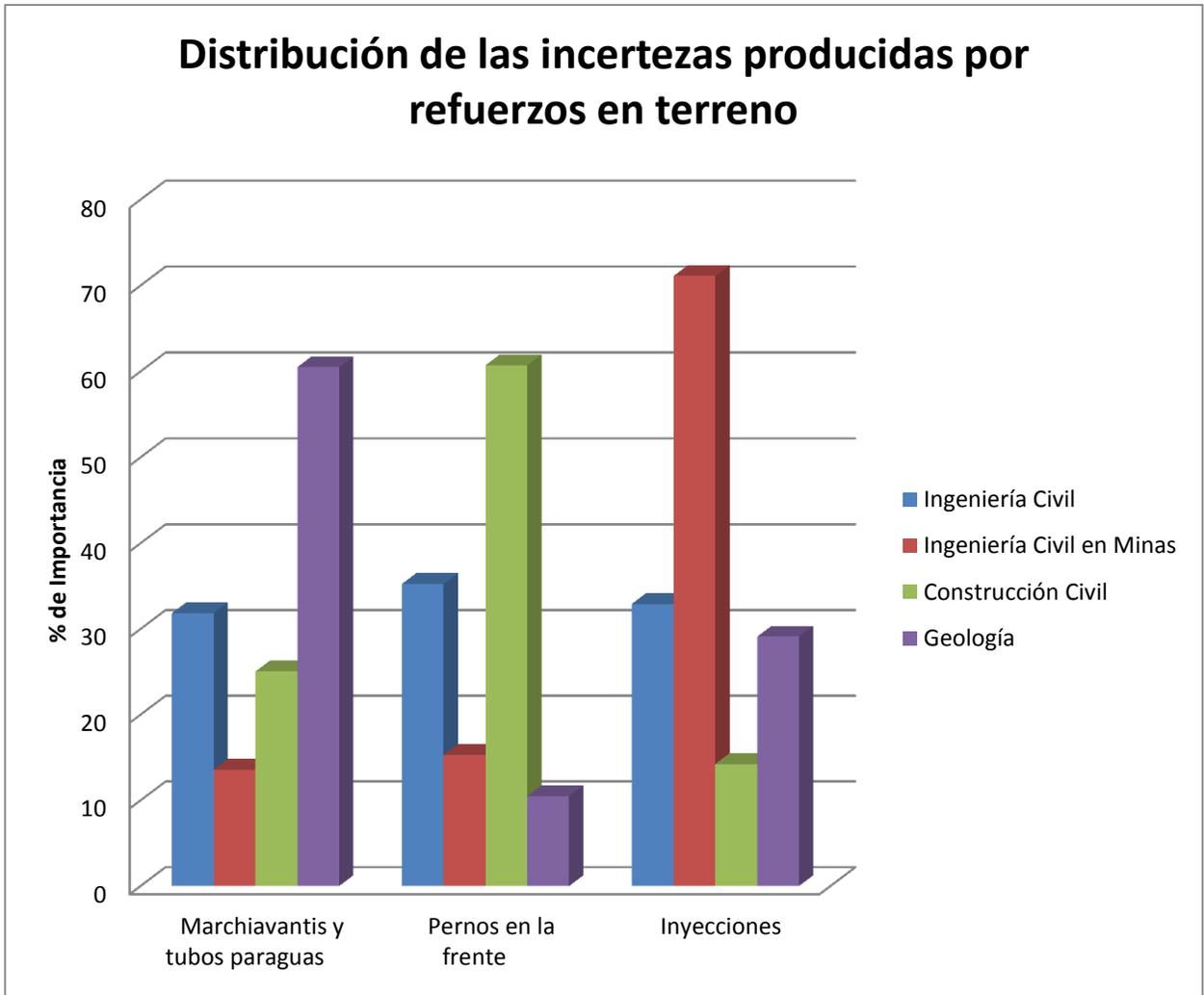


Figura IV-17. Variables de cuarto orden. Incertezas producidas por el uso de refuerzos en terreno.

En cuanto a la Figura IV-17, se puede indicar que hay variaciones en la apreciación de las especialidades. Aparentemente las tres variables indicadas en el gráfico tendrían en promedio una incerteza similar.

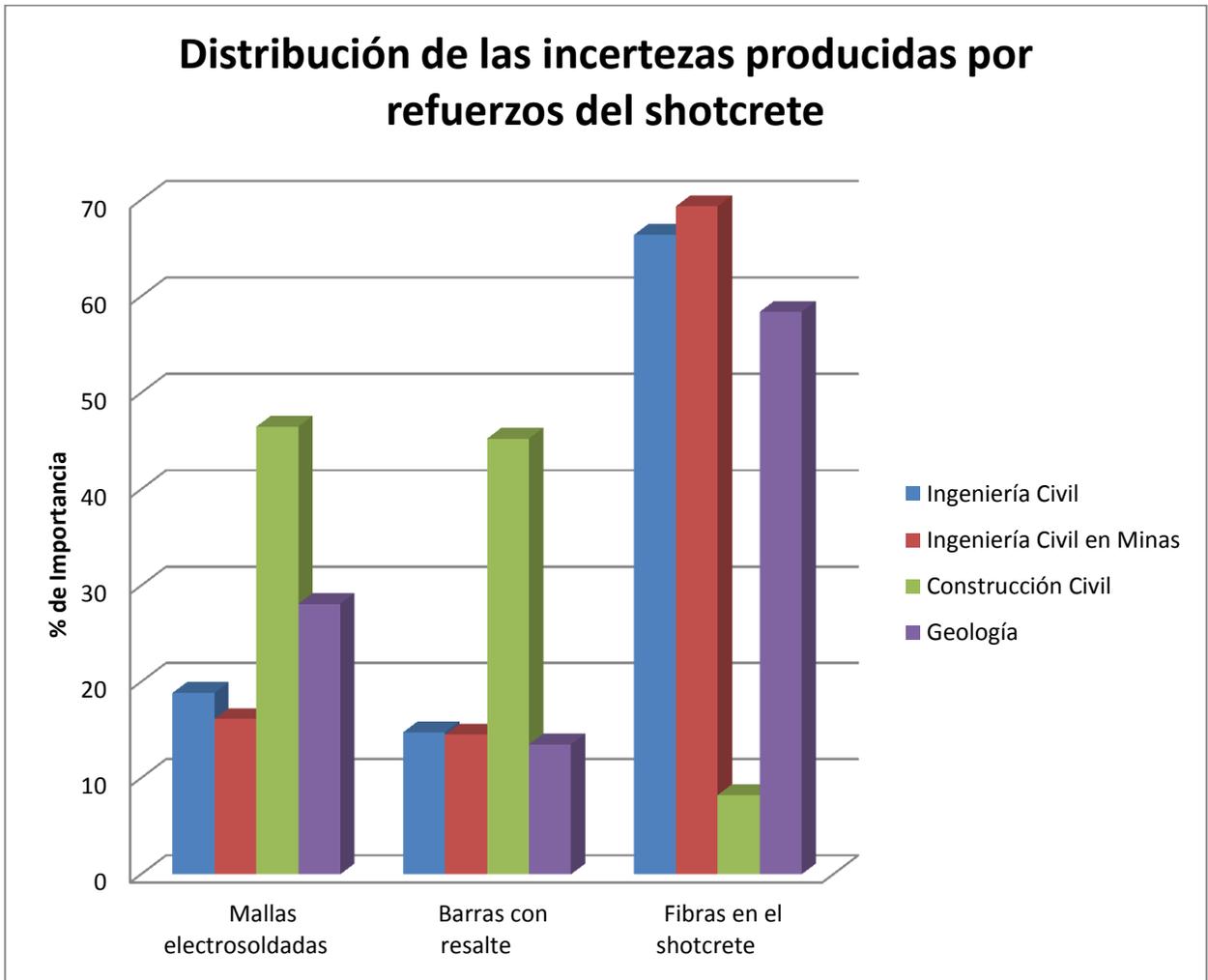


Figura IV-18. Variables de cuarto orden. Incertezas por uso de refuerzo en el shotcrete

En relación a los resultados que muestra la Figura IV-18, se advierte que el uso de fibras produciría mayores incertidumbres en los resultados del proyecto, que el uso de mallas o barras con resaltes. Probablemente debido al poco conocimiento que se tiene sobre éstas. Por el lado de la construcción, éste es menos incierto probablemente debido a que su aplicación es más simple que los otros dos refuerzos.

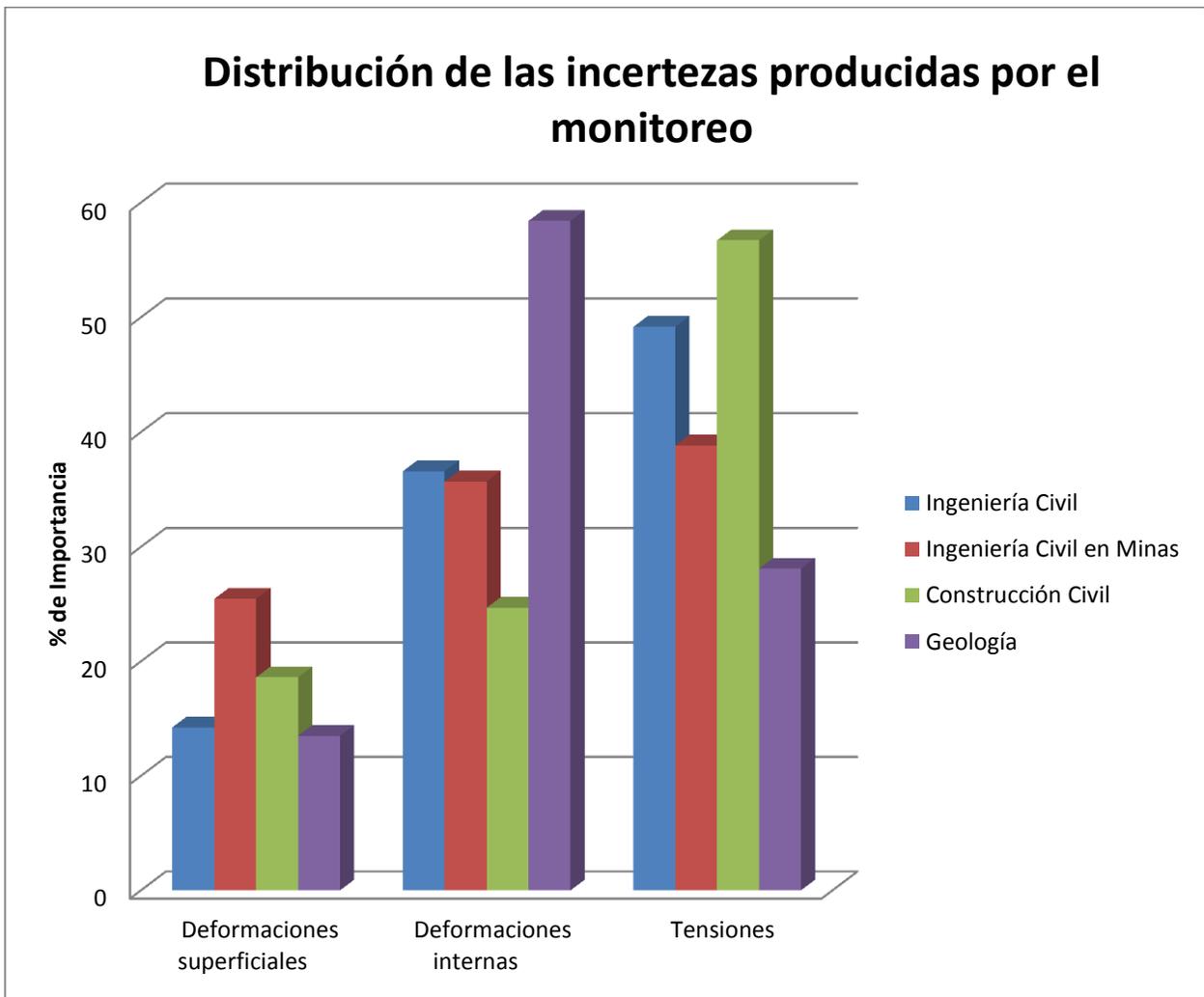


Figura IV-19. Variables de cuarto orden. Incertezas producidas en el monitoreo

Finalmente, de acuerdo a la Figura IV-19, la variable más incierta está relacionada con el monitoreo de tensiones, luego el monitoreo de deformaciones internas y finalmente el monitoreo de deformaciones superficiales.

4.2.2 Distribución final de las incertezas

El gráfico mostrado a continuación (Figura IV-20) resume la distribución asignada a las variables de segundo orden. Este resultado proviene de calcular el porcentaje de importancia global de éstos criterios por cada especialidad y luego promediar estos valores por variable.

Las partes azules del diagrama representan la etapa de exploraciones. Las partes de color rojo representan la etapa de diseño. Las partes de color verde representan la etapa de construcción y finalmente la etapa violácea representa el contexto de la obra. Se optó por colocar la variable de primer orden “Contexto de la obra” en vez de las variables de segundo orden que la componen debido al bajo porcentaje que tenían éstas por separado.

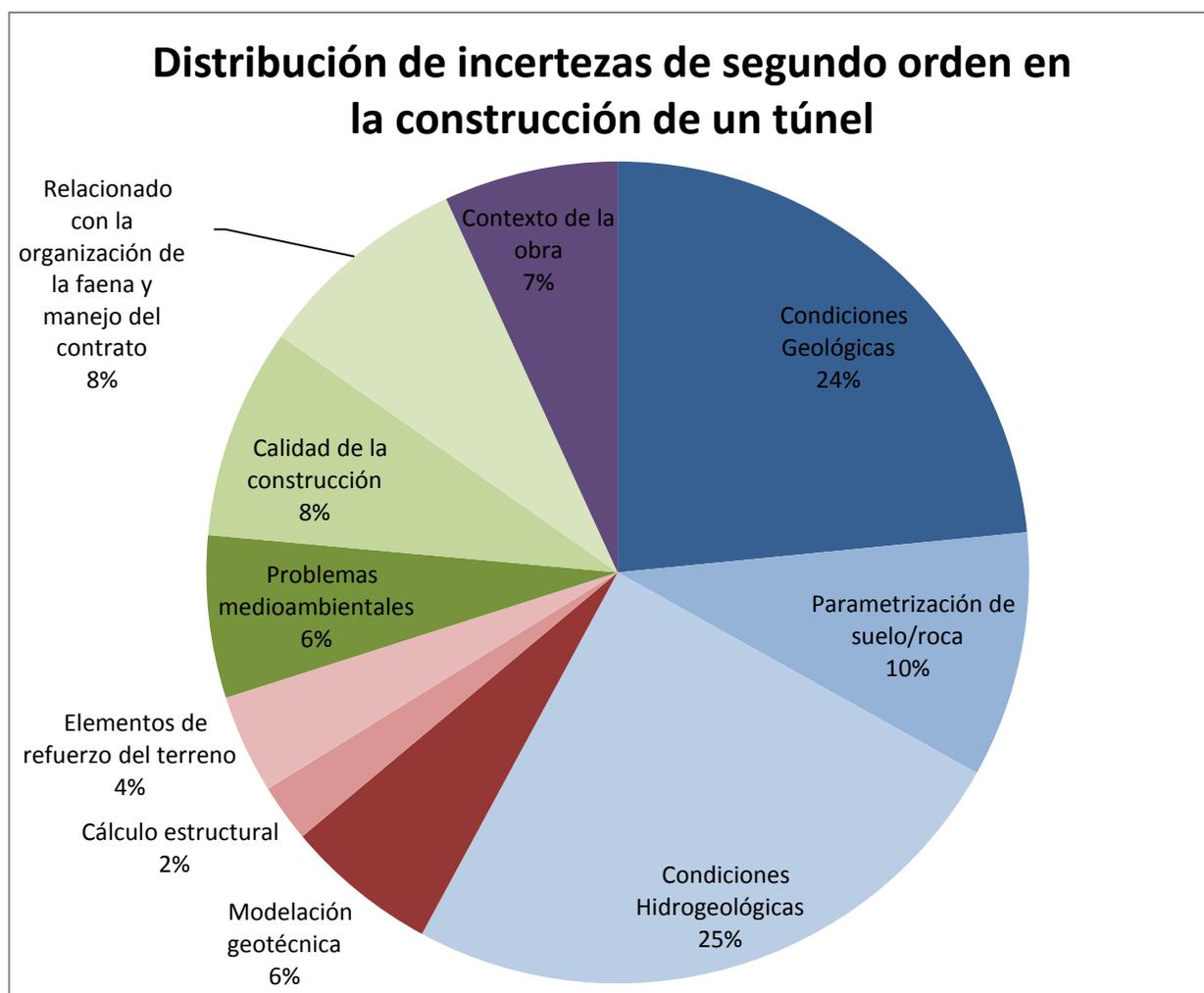


Figura IV-20. Porcentajes globales de las incertezas en la construcción de túneles.

El gráfico obtenido anteriormente confirma lo comentado en el capítulo 3.2.2, que las principales fuentes de incerteza (59%) provienen de la exploración geológica. Se advierte también que dentro de este tema se muestran igualmente importantes tanto las condiciones geológicas como las condiciones hidrogeológicas. De allí la importancia

de determinar de la mejor manera posible las napas y los flujos de agua y/o presiones, previo a la construcción de un túnel. En el mismo capítulo 3.2.2 se señalan ejemplos de colapsos de túneles (Green Park, 1964) debido a una deficiente exploración del terreno. El último factor relevante de la exploración y caracterización del medio corresponde a la parametrización geotécnica, la cual aparece con una ponderación menor de incerteza, probablemente debido a que los ensayos son más precisos que la exploración y el muestreo, y además que existen variadas fuentes de referencia. Las incertezas asociadas a esta variable se comentan en el capítulo 3.2.3.

La segunda área de mayor impacto en las incertezas del proyecto de túneles correspondería a la etapa de construcción (22%). Ejemplos del impacto que producen deficiencias en esta área se entregaron en el capítulo 3.4. Dentro del área se puede ver que tienen similar ponderación tanto la administración y organización de la faena como la calidad de la construcción. En último término, pero no muy distante se presentan los efectos de las incertezas debido al medioambiente. Para la administración los temas más relevantes serían el trabajo interrumpido del frente, seguido del drenaje y los subcontratistas. En cuanto a la calidad de la construcción, las fallas de equipo/personal y las sobreexcavaciones son las actividades que más generan incerteza.

La tercera área en importancia respecto a incertezas corresponde al área de diseño, con un 12% de importancia relativa. Ver análisis de impactos en capítulo 3.3. Dentro de esta área las variables más incidentes son la modelación geotécnica y la estimación de refuerzos en la frente.

En cuanto al contexto, con un 7% de importancia relativa, se encuentra que el clima, la impermeabilidad de los drenajes y la vida útil del sostenimiento son los criterios más inciertos.

4.2.3 Sensibilidad de la distribución de importancia respecto del método constructivo

A continuación se muestran los resultados de las encuestas realizadas a distintos profesionales, quienes compararon la importancia de cada variable para cada método constructivo. Se muestran gráficos en barras azules la incerteza de cada variable y en líneas de colores la importancia relativa de esta variable para cada método (Figuras Figura IV-21 a Figura IV-25).

Incertezas de primer orden

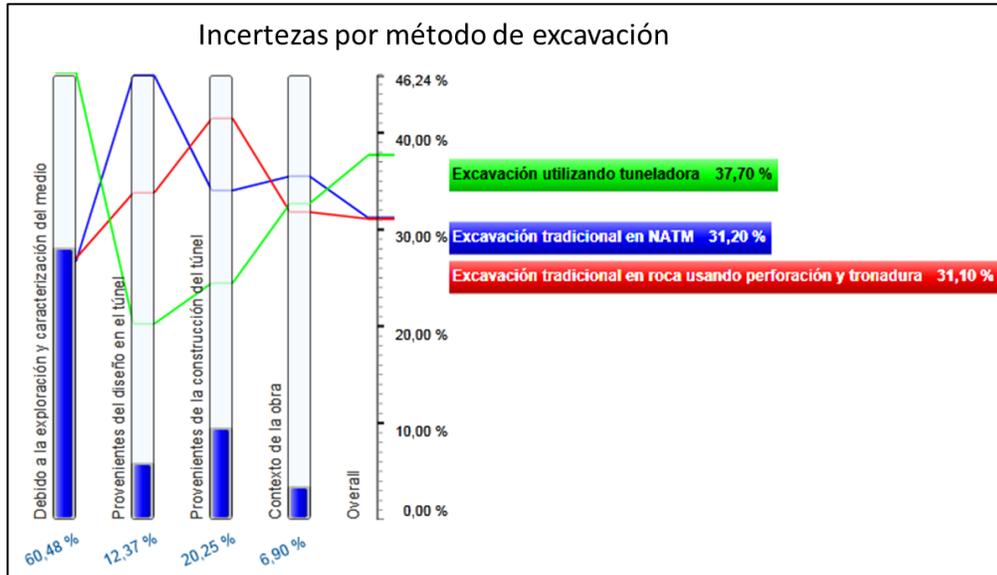


Figura IV-21. Importancia de incertezas de primer orden para cada método de excavación.

De acuerdo a lo que muestra la Figura IV-21, la excavación por tuneladora es más sensible que los demás métodos frente a las exploraciones previas. El método NATM es más sensible al diseño, mientras que el método de perforación y tronadura lo es a la construcción.

Incertezas de segundo orden

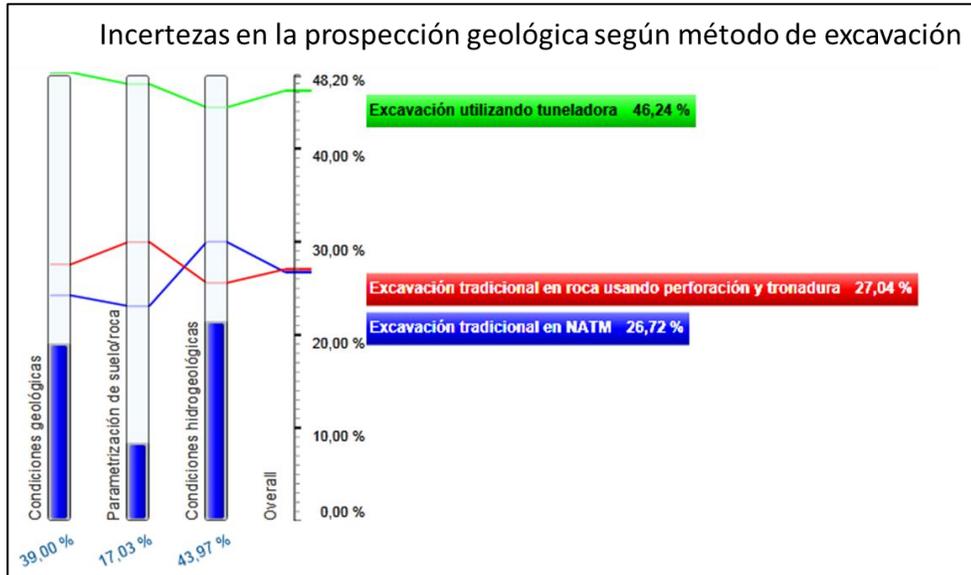


Figura IV-22. Importancia de incertezas de segundo orden asociados a la prospección geológica para cada método de excavación.

Respecto a la etapa de exploraciones (Figura IV-22), se nota claramente que el método de excavación con tunelera es mucho más sensible que los otros dos métodos.

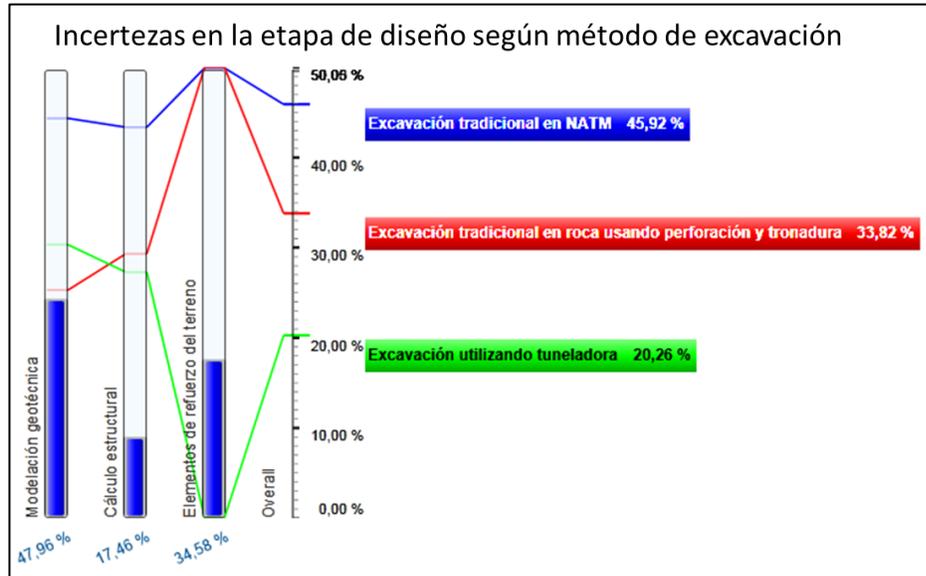


Figura IV-23. Importancia de Incertezas de segundo orden asociadas al diseño para cada método de excavación.

De acuerdo a la Figura IV-23, el método más sensible en la etapa de diseño es el método NATM. El método de perforación y tronadura es más sensible a la definición de refuerzos en terreno, mientras que la modelación con tunelera se muestra más sensible a la modelación geotécnica.

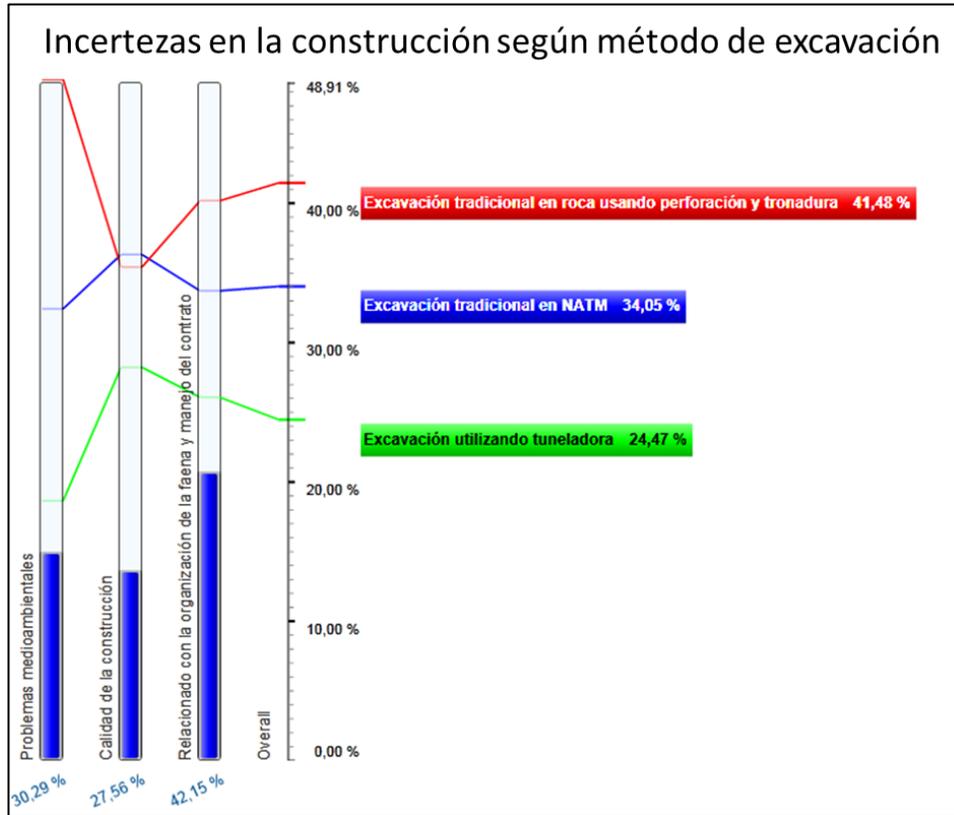


Figura IV-24. Importancia de incertezas asociadas a la construcción para cada método de excavación

En cuanto a la construcción (Figura IV-24), se puede observar que ésta afecta en mayor medida a la excavación tradicional en roca y luego a la excavación en suelo. Para el método NATM, el efecto es bastante similar para los 3 criterios, mientras que para la tunelera, hay mayor efecto en la calidad de la construcción.

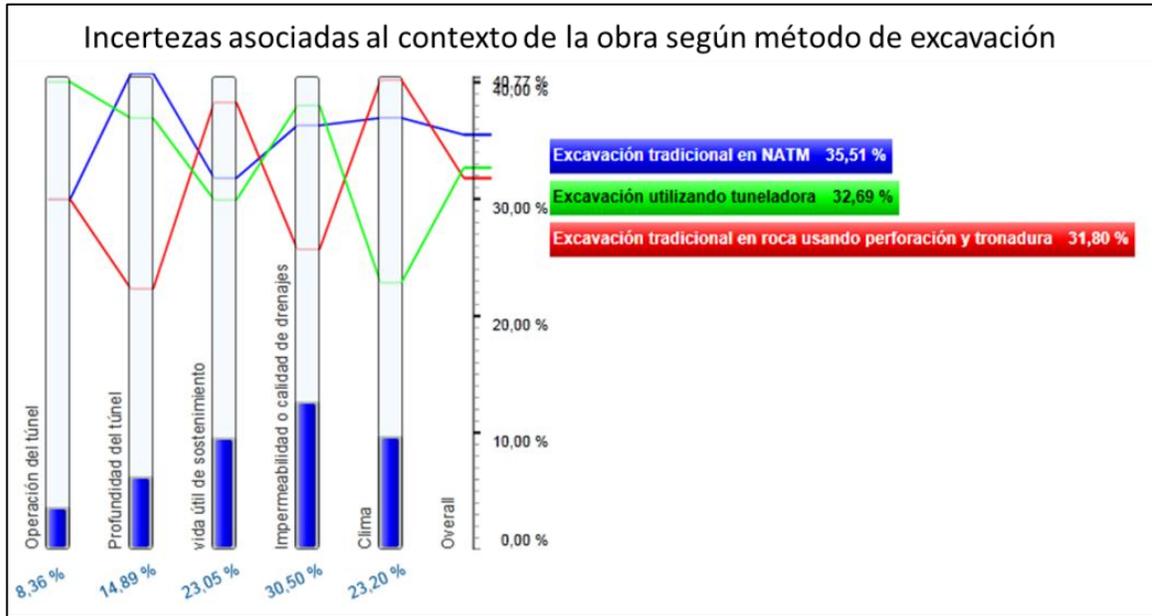


Figura IV-25. Importancia de las incertezas asociadas al contexto de la obra para cada método de excavación

Finalmente, en relación al contexto de la obra (Figura IV-25), se puede notar leves variaciones respecto de la importancia de cada incerteza para cada método, sin embargo estos poseen valores bastante similares.

Resultados finales

Se muestran finalmente los gráficos de importancia de las incertezas para cada método constructivo (Figura IV-26, Figura IV-27 y Figura IV-28). Esto se logra multiplicando la incerteza de la variable por el porcentaje de importancia del método.

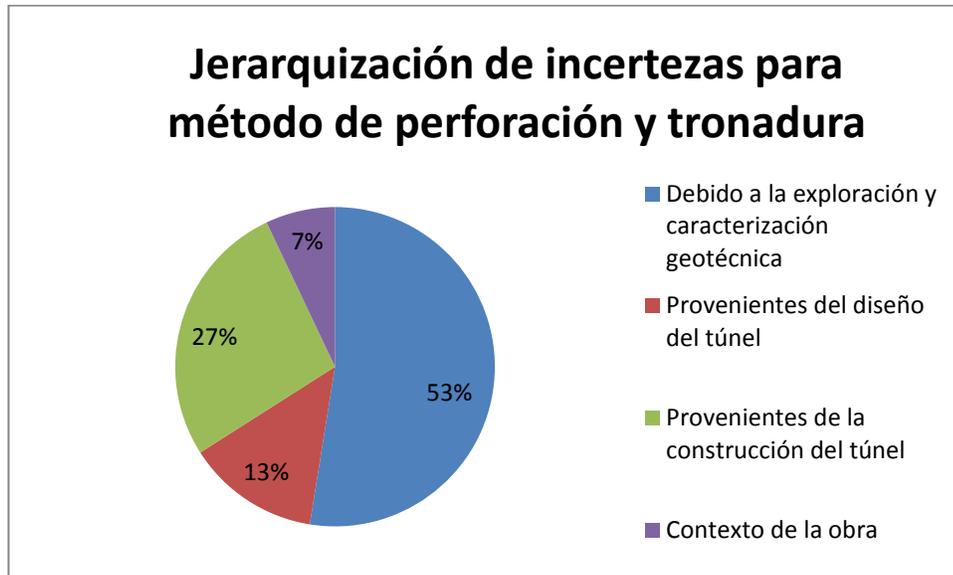


Figura IV-26. Incertezas de segundo orden para la excavación utilizando perforación y tronadura.

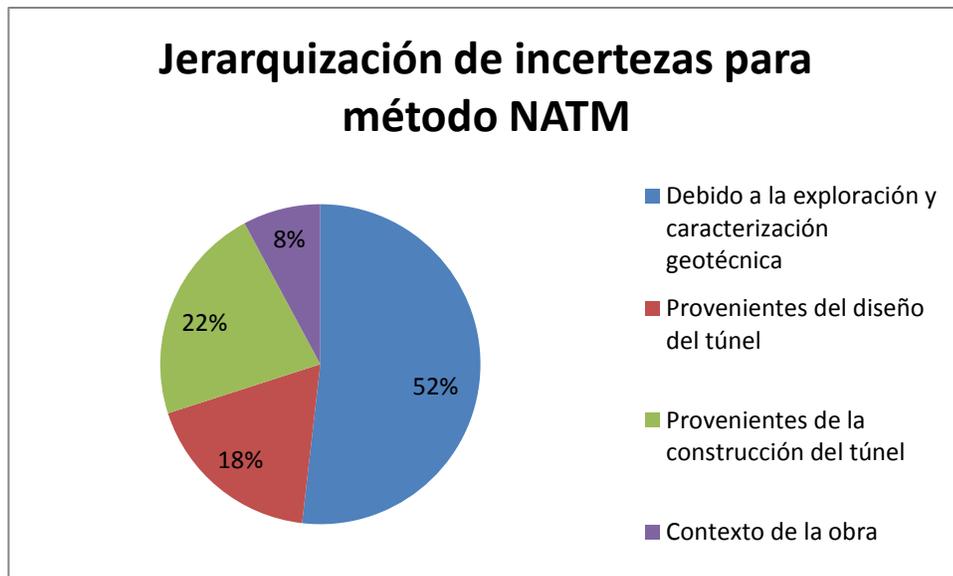


Figura IV-27. Incertezas de segundo orden para la excavación utilizando método de excavación NATM.

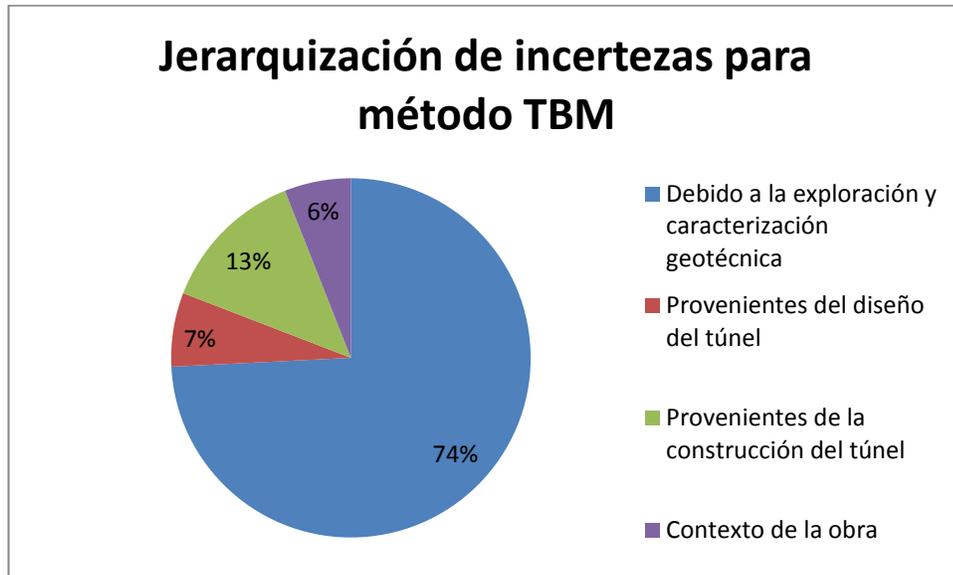


Figura IV-28. Incertezas de segundo orden para la excavación utilizando tunelera (TBM).

Como se puede observar para los tres métodos la mayor incerteza proviene de la exploración geológica, cambiando fuertemente los porcentajes de importancia. Luego para los tres métodos le sigue en importancia la incerteza de la construcción, luego la incerteza del diseño y finalmente la correspondiente al contexto de la obra.

4.2.4 Elección de la alternativa de construcción

Como objetivo secundario se plantó evaluar cuál de los métodos era más incierto dependiendo del terreno en donde se excava. Esto se realizó a partir del análisis de sensibilidad realizado anteriormente. Un método de construcción será más incierto que otro si éste es más sensible que otro método para una variable de alta incerteza.

En base a esto, si se comparan los métodos NATM con TBM, suponiendo el caso que se desea excavar un túnel en suelo, se observa que excavar con el método NATM resulta ser menos incierto. (Ver Figura IV-29).

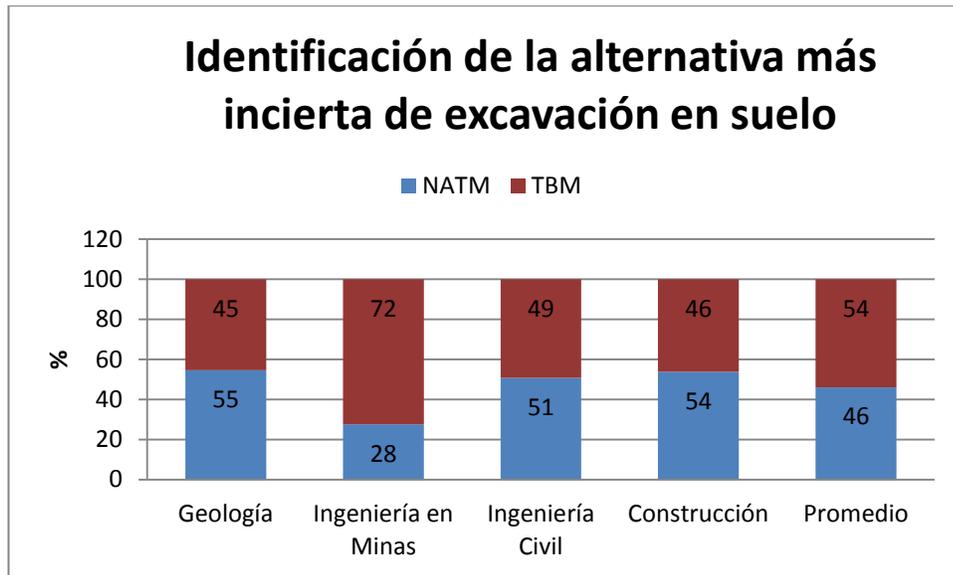


Figura IV-29. Resultado del modelo AHP, alternativa más incierta para la excavación en suelos.

En caso que se desee excavar en roca y se comparan los métodos de Perforación y Tronadura con el método TBM, se observa nuevamente que el método de TBM es más incierto (Ver Figura IV-30).

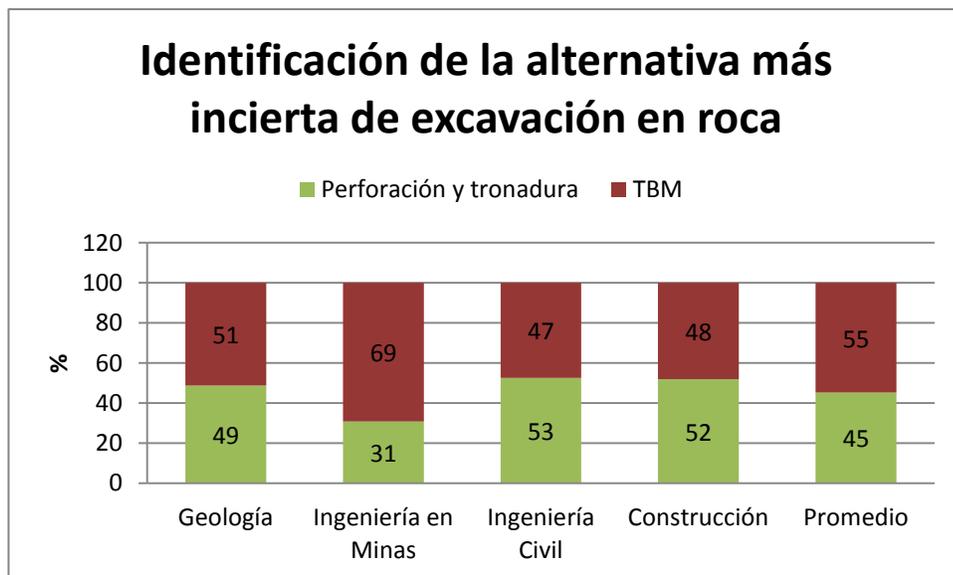


Figura IV-30. Resultado del modelo AHP, alternativa más incierta para la excavación en roca.

El resultado anterior podría estar afectado por la experiencia limitada con el uso de máquinas tuneleras en Chile, aunque lo expuesto en los trabajos de otros autores (Nord, 2006), (Sapigni et. al. 2002) muestran la misma tendencia. Por otra parte es necesario considerar que el afrontar eventualidades inesperadas con máquinas tuneleras ha resultado ser más complicado de solucionar que con métodos tradicionales.

4.2.5 Grado de consistencia de los resultados

Un buen indicador de la calidad de la evaluación realizada es el grado de inconsistencia que tienen las respuestas entregadas en la encuesta a profesionales.

El grado de inconsistencia se calcula por cada matriz de comparación generada, y se calcula dividiendo el índice de inconsistencia de la muestra dividido en la inconsistencia aleatoria de una muestra de n variables, donde n es el número de variables de la matriz en cuestión. Las matrices de comparación se componen de las variables que se comparan entre sí, donde el valor a_{ij} significa que el criterio i comparado con el criterio j tiene un valor "a" de acuerdo a la escala de Saaty. Asimismo, el valor a_{ji} es recíproco al valor a_{ij} , y el valor $a_{ii}=1$. Una matriz se denomina consistente cuando se cumple que:

$$\forall a: \quad a_{ij} \cdot a_{jk} = a_{ik}$$

El cálculo numérico del índice de consistencia proviene de un cálculo de valores y vectores propios, el cual se puede revisar en documentos relacionados al análisis AHP (Teknomo (2006)).

De las 633 matrices de comparación generadas, se obtuvo una inconsistencia media de 0.13, lo cual es un valor bastante bajo y similar a 0.1, lo cual es el valor recomendado (Teknomo (2006)). En la Figura IV-31 se observa la distribución de todas las inconsistencias obtenidas.

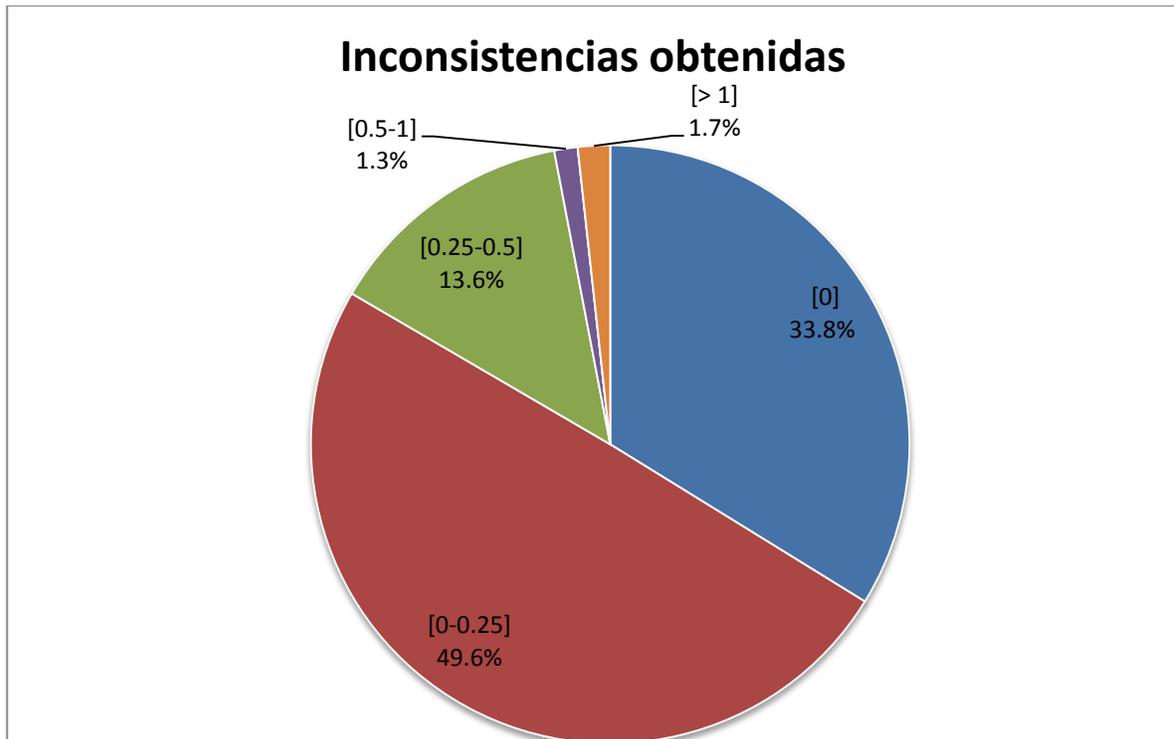


Figura IV-31. Resultado inconsistencias obtenidas en las evaluaciones con análisis AHP.

Como se puede ver más del 83,4% de las respuestas tuvo una inconsistencia menor al 25%, lo cual indica que el cuestionario fue claro y fácil de responder para los evaluadores.

Capítulo V

Conclusiones

En relación a los objetivos planteados podemos concluir que se identificaron y jerarquizaron 71 variables o factores que inciden en el costo o plazo de construcción de un túnel. Estas variables fueron agrupadas considerando las etapas típicas de proyectos (variables de primer nivel) y luego por áreas de interés dentro de cada etapa. Las variables fueron dispuestas en un diagrama de árbol con 4 variables en el primer nivel, 14 en el segundo nivel, 38 en el tercer nivel y 15 en el cuarto nivel.

Estas variables fueron identificadas y argumentadas en base a bibliografía existente y a entrevistas con expertos en diseño y construcción de túneles. Pese a que existe un sinnúmero de variables que pueden incidir en la estimación de costos o plazos de un proyecto, las variables seleccionadas fueron las más frecuentes que se estudiaron. Sin embargo, esto no quita el hecho de que puedan existir otros factores que si sean de vital importancia y que no se hayan presentado en este trabajo, ya sea porque no se detectaron durante la recopilación de información o porque es un factor particular para un proyecto específico.

Las variables anteriores fueron jerarquizadas mediante el método AHP y el software Expert Choice, obteniendo como primer resultado que la variable de primer orden que produce mayores incertezas, independiente del método constructivo, es la exploración y caracterización del medio, con un 59% de importancia relativa.

El segundo resultado son las variables más importantes que inciden en más del 87% de las incertezas de un proyecto de túneles:

- Condiciones Hidrogeológicas (25%)
 - o Cálculo de presiones hidrostáticas y flujos (17%)
 - o Identificación y características de la napa freática (8%)
- Condiciones Geológicas (24%)
 - o Identificación de fallas geológicas (9%)
 - o Identificación de singularidades en terreno (4%)
 - o Identificación de distintos estratos de suelo (3%)
 - o Identificación de la estructura geológica (3%)
 - o Identificación de discontinuidades (3%)
 - o Identificación de estructuras civiles cercanas (2%)
- Parametrización de suelo/roca (10%)
- Organización de la obra (8%)
- Calidad de la construcción (8%)
- Problemas medioambientales (6%)
- Modelación geotécnica (6%)

Evidentemente este listado obliga a tener presente estas variables durante el diseño, la exploración y la construcción, como también permite demostrar a los mandantes la importancia de estos factores en los costos de inversión. Dedicar pocos recursos a la exploración geológica, realizar modelaciones erróneas para determinar los esfuerzos, comportamientos, sostenimientos y ciclo de excavación, y no llevar a cabo una buena administración de la obra, asegurando una buena calidad de construcción y evitando problemas medioambientales pueden ser motivos de grandes atrasos y costos extras no considerados en un principio.

Se obtuvieron también las incertezas de cada método constructivo, obteniendo la misma jerarquía de variables de primer orden, cambiando los porcentajes de participación de cada uno.

Al comparar los métodos NATM y TBM (simulando que se desea realizar una excavación en suelo en donde ambos métodos son aplicables), se observó que el método TBM es más incierto por 9 puntos. Al comparar los métodos de Perforación y Tronadura con el método TBM, se observó nuevamente que el método TBM es más incierto por 10 puntos.

En cuanto a la veracidad de la encuesta, se puede indicar que pese a tener un número reducido de encuestas disponibles para realizar el análisis, la experiencia de los participantes es bastante buena. De los 9 encuestados, existen varios que desempeñan cargos de Ingenieros Senior o Consultores (7), los cuales han pasado por diversas experiencias en cuanto al diseño y construcción de túneles.

Los resultados anteriores deben ser considerados en el contexto de una ingeniería de detalles o construcción, ya que se realizó un análisis detallado de la etapa de diseño. Se debe considerar que los niveles de incerteza cambian para otras etapas del proyecto.

Para la evaluación de los costos asociados a estas incertezas es necesario contar con una base de datos representativa de costos directos e indirectos para proyectos similares, y no forma parte del alcance de este estudio. Una vez que se cuenta con la cuantificación de la incerteza y el costo asociado se puede cuantificar el riesgo de cada variable.

Capítulo VI

Bibliografía

- Atkinson, J.H. Potts, D.M. Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil. *Geotechnique* 27. No.2 203-215
- Barton, N. 2000. *TBM Tunnelling in Jointed and Faulted Rock*. A.A. Balkema. Rotterdam.
- Boscardin, M.D. Cording, E.J. 1989. Building response to excavation-induced settlement. *Journal of Geotechnical Engineering*. 115. 1-21.
- Castro-Fresno, D. Diego-Carrera, R. Ballester-Muñoz, F. Alvarez-Garcia, J. Correlación entre el índice RMR de Bieniawski y el índice Q de Barton en Suelos de baja calidad. 2010. *Revista de la construcción*. Vol. 9.1. 107-119
- Cecílio Jr, M. Wedekin, V. Querizo, P. Negro Jr, A. Avaliação de risco de estabilidade de escavações de túneis em solo baseada na variabilidade de parâmetros geotécnicos. Seminario internacional "South American Tunnelling – SAT 2012". 3º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas.
- Civil engineering and environmental department CEED. 2008. *Catalogue of notable tunnel failure case histories (up to December 2008)*. Hong Kong special administration region government.
- Cigla, M. Ozdemir, L. Yaguiz, S. Application of tunnelling boring machines in underground mine development. 2001. *International mining congress*. Ankara. Turkey
- Consorcio Arcadis-Geotecnia/Minmetal. Verificação da estabilidade dos túneis interestações com losa plana no tramo I-J da Linha 4 do Metro de Santiago. 2003.
- Davis, E.H. Gunn, M.J. Mair, R.J. Seneviratne, H.N. The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material. 1980. *Geotechnique* 30. No 4. 397 – 416.

- Dickmann,T. 2002. Nuevo sistema de predicción sísmica en túneles: Localización y caracterización de fracturas o zonas de falla, Ingeo túneles No 5. 1. 35-45
- “Aumentan los subcontratados y ya son el 16.5% de todos los asalariados del país”. El Mercurio. Santiago, Chile. 22 de Abril, 2012. B-11.
- Edelbro,C. Sjöberg,J. Nordlung,E. 2006. A quantitative comparison of strength criteria for hard rock masses. Tunneling and Underground Space Technology. 22. 57-68.
- Eskesen,S.D. Tengborg,P. Kampmann,J. Veicherts,T.H. 2004. Guidelines for tunnelling risk management. Tunneling and Underground Space Technology. 19. 217-237.
- Estefanía,S. 2002. Caracterización geomecánica en los proyectos de excavación de túneles con máquinas integrales. Ingeo túneles No 5. 2. 47-67.
- Flyvberg,B. Holm, M.K.S. Buhl,S.L. 2004. What causes cost overrun in transport infrastructure projects? Transport reviews. 24. 3-18.
- González de Vallejo, L. Ingeniería Geológica. 2002. Ed. Prentice Hall.
- Hoek,E. 2007. Practical Rock engineering.
- Hoek,E. Marinos,P. Benissi,M. Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens schist formation. 1998. Bull Eng. Geol Env. 57:151-160
- Karakuş,M, Fowell,R.J. 2004. An Insight into the new Austrian tunneling method (NATM). VIIth Regional rock mechanics symposium.
- Landrin,H. Blücker,C. Perrin,JP. Stacey,S. Stofa,A. 2006. ALOP/DSU coverage for tunneling risks? Boston: International Association of Engineering Insurers. Report No.: IMIA WGP 48 (06). 19p.
- Li,S. Li,S. Zhang,Q. Xue,Y. Liu,B. Su,M. Wang,Z. Wang,S. 2010. Predicting geological hazards during tunnel construction. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. 2(3):232-242.
- Mair, R.J. Taylor, R.N. Burland, J.B. 1996. Prediction of Ground Movements and Assessment of Risk of Building Damage. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. pp. 712-718.
- Martins, J.B. A short survey on construction problems and numerical modeling of shallow tunnels. 2001. Universidade do Minho, Portugal.
- Metro de la ciudad de México, “Pirámide de la estación Pino Suárez, [en línea], <<http://www.metro.df.gob.mx/cultura/>>, [consulta: 5 de Junio de 2012]
- Negro,A. Tunnels and their supports. 1994. Anais do X Congresso Brasileiro de Mecanica dos Solos e Engenharia de Fundacoes.
- Nord,G. 2006. TBM versus Drill and Blast, the choice of tunnelling method EN: International conference and exhibition on tunnelling and trenchless technology, Malaysia.
- Romana,M. 2000a. Uso de clasificaciones geomecánicas en las boquillas de túneles
- Romana,M. 2000b. Recomendaciones de sostenimiento para túneles.
- Saaty,T.L. Decision making with the analytic hierarchy process. International journal of Services Sciences. Vol. 1. No. 1. 2008

- Sapigni,M. Berti,M. Bethaz,E. Busillo,A. Cardone,G. TBM performance estimation using rock mass classifications, International Journal of rock mechanics & mining sciences 39 (2002) 771-778.
- Seidenfuss,T. 2006. Collapses in Tunneling, Lausanne.
- Sozio,L.E. Analytical two and three dimension models to assess stability and deformation magnitude of underground excavation in soil. 2008. Geotechnical aspects of underground construction in soft ground. 118:837-843
- Špačkova.O, Ebermann.T, Kostohryz.O, Vesely.V, Sejnoha.J, 2010, Expert Estimation of probability of Failure During Tunnel Excavation, artículo de investigación.
- Špačkova.O, Straub.D, 2011, Probabilistic risk assessment of excavation performance in tunnel projects using Bayesian networks: a case study, artículo de investigación.
- Taroun,A. Yang,JB. Lowe,D. Construction Risk Modelling and Assessment: Insights from a Literature Review. The Built & Human Environmental Review. 2011. 4(1). 87-97.
- Teknomo. Kardi, 2006, “Analytic Hierarchy Process (AHP) Tutorial” [en línea]. <<http://people.revoledu.com/kardi/tutorial/AHP/>>, [consulta:18 de octubre de 2012]
- Wallis.S, 1999, Heathrow failures highlight NATM (abuse?) misunderstandings, GoBritanien United Kingdom, Tunnel 3-99
- Wearne.S. 2008. Organizational lessons from failures. Proceedings of Institution of Civil Engineers. Civil Engineering. Nov. 161(6):4-7
- Youd, T. L., et al. (2001) “Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils.” J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE, 127(10), 817–833.

ANEXOS

Anexo A
Método de Perforación y Tronadura

Método de Perforación y Tronadura

Este método es el más antiguo de los métodos de excavación mencionados. El método de perforación y tronadura (también conocido como drill & blast) es un método cíclico que se basa en colocar explosivos, cuidadosamente dosificados y controlados, dentro de perforaciones o barrenos realizados en la frente, los cuales son detonados en secuencia.

La disposición de los barrenos y la potencia de las cargas explosivas permiten fracturar la roca en forma controlada, como también controlar el perfil de excavación evitando las sobreexcavaciones y producir una proyección controlada de material para facilitar su retiro. El método de perforación y tronadura es ideal para trabajar en macizos rocosos de buena calidad, esto es roca tipo I, II y III según la Tabla III-4 (Página 54).

En este método es sumamente importante tener presente que las labores de transporte y manipulación de explosivos es una tarea que sólo la realiza personal entrenado y autorizado, y bajo estrictas normas de seguridad. La detonación se realiza a distancia garantizando en todo momento la seguridad de las personas. También se deben poner a resguardo las maquinarias y la infraestructura instalada en el túnel. Por último es necesario tener presente que las tronaduras generan vibraciones que pueden afectar instalaciones exteriores.

El ciclo de excavación se muestra de manera simplificada en la Figura A - 1.

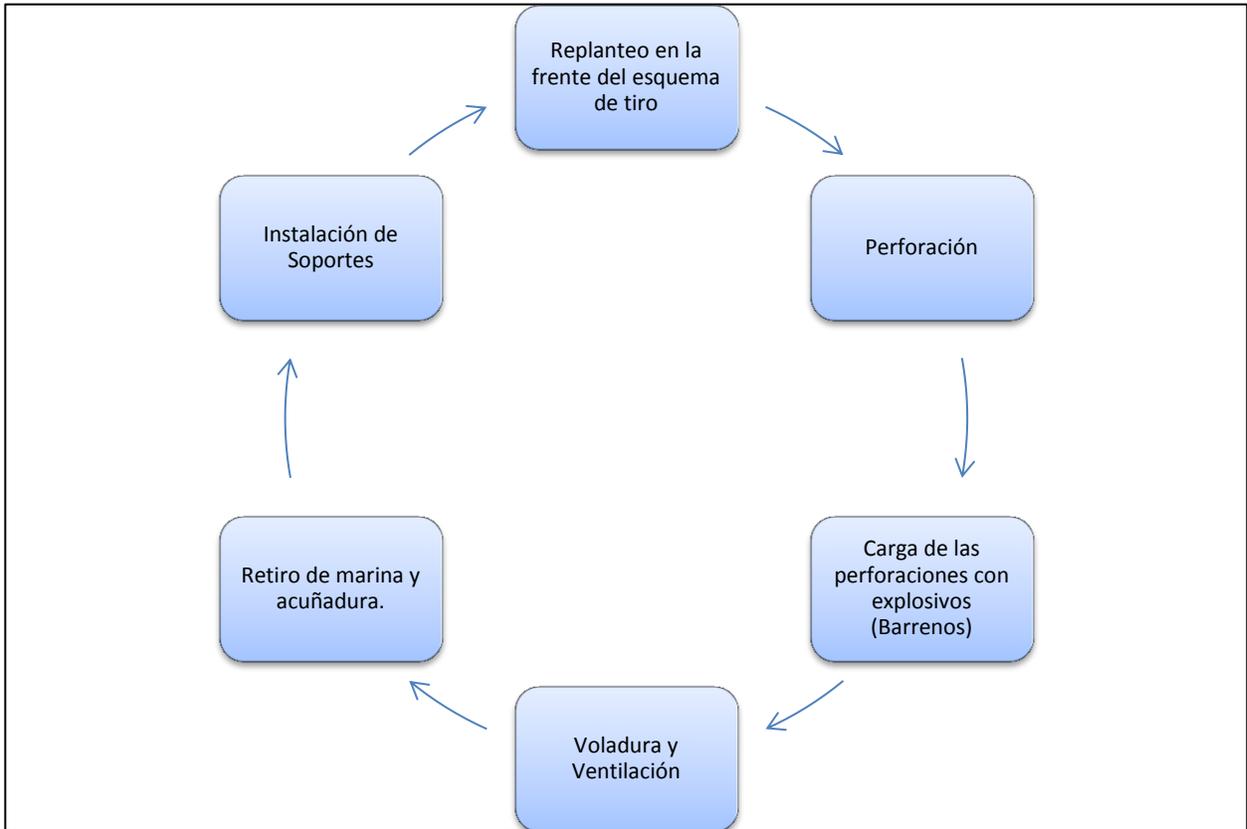


Figura A - 1. Trabajo cíclico de perforación y tronadura en roca buena.

El método de construcción comienza realizando un replanteo de los puntos sobre los cuales se realizarán las perforaciones en la frente del túnel. El replanteo de tiro es un mapa de la sección del túnel en donde se indica las coordenadas en donde se deberá perforar la frente. Estas perforaciones varían en su longitud dependiendo de la calidad de la roca que se está excavando, y pueden tener longitudes desde 1 [m] hasta los 5 [m] de longitud. Asimismo, el diámetro de las perforaciones también varía según la función que ésta cumple. Existen dos tipos de perforaciones, las perforaciones de explosión y las perforaciones de alivio.¹⁰ Las perforaciones a las que se les coloca explosivo son de diámetros de aproximadamente 50 [mm], mientras que las otras perforaciones son de aproximadamente 80 [mm].

¹⁰ Cuando un elemento como la roca se encuentra confinado en todas sus superficies, al ser solicitado por un esfuerzo, éste transfiere parte de ese esfuerzo hacia la cara opuesta. Las perforaciones evitan que se produzca esta transferencia de cargas, generando así fracturas en las zonas aledañas a ésta.

Las perforaciones se pueden realizar de manera manual o automatizada. Para la perforación manual se usa una barrenadora manual que funciona a rotopercusión. Para esto es necesario que un técnico esté con el equipo perforando la frente. La perforación automática se realiza con un equipo denominado Jumbo (Figura A - 2). Éste es un equipo que posee distintos brazos, en los cuales cada uno es una barrenadora independiente. Por lo tanto éste es capaz de perforar en distintos puntos a la vez, reduciendo considerablemente los tiempos de trabajo. El equipo cuenta con una sala de control pequeña en la cual se encuentra el técnico que dirige los brazos de la perforadora. Esta sala de control se encuentra protegida en caso que caigan cuñas de roca desde la bóveda producto de la vibración inducida por la perforadora o de otro agente.



Figura A - 2. Perforadora Jumbo marca Sunward Model SWC452

La distribución y orientación de estas perforaciones se determina de acuerdo al tipo de roca que se está excavando. Generalmente el esquema de tiro no varía si la roca cambia levemente sus características, por ende el replanteo es siempre el mismo en el frente de la roca. Cuando la roca varía su resistencia considerablemente, se puede evaluar variar la cantidad de explosivo utilizado o la cantidad de perforaciones, para así agilizar el ciclo de trabajo.

La frente del túnel se divide en 5 zonas, las cuales se hacen tronar en secuencia, para obtener una explosión efectiva. Estas son: Cuele, Contracuele, Destroza, Zapateras y Contorno, las cuales se muestran en la Figura A - 3.

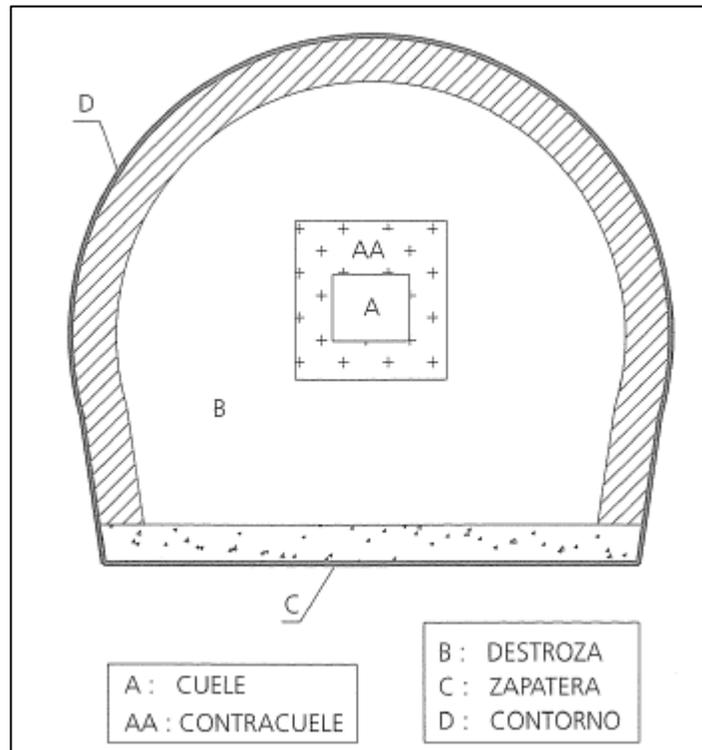


Figura A - 3. Vista de las distintas secciones del frente del túnel.(Fuente: www.fierasdelaingenieria.com)

El orden de explosión es, la mayoría de las veces, desde adentro hacia afuera, comenzando con la zona de cuele. Esta zona posee perforaciones para explosivos y de alivio, permitiendo así que la roca se fracture fácilmente. Las perforaciones realizadas para esto pueden tener una orientación especial de manera de permitir un mejor desprendimiento de material. Estas se pueden realizar en dirección paralela, en forma de abanico o en forma de V (Figura A - 4). Cuando la sección del túnel no es lo suficientemente grande, ésta puede restringir geométricamente que se realice una excavación en diagonal, por ende de éstas, la orientación más repetida es la perforación en paralelo. Luego de la detonación de los explosivos ubicados en el cuele, se detona la zona de contracuele, la cual se desprende fácilmente debido a el espacio vacío que se encuentra dentro de ella.

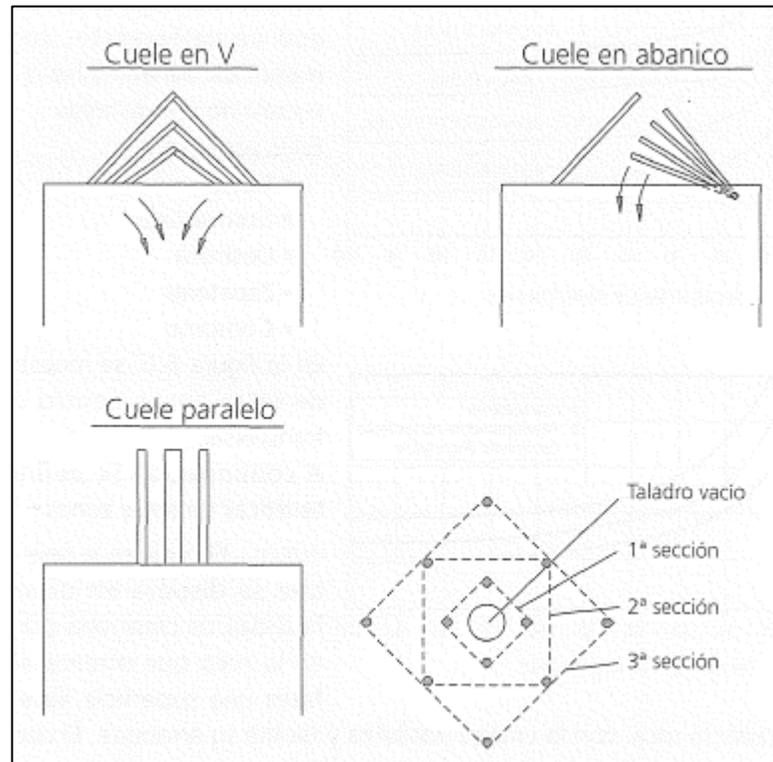


Figura A - 4. Distintas formas de perforación del cuele. Pese a que los cueles en V o en abanico son más efectivos, generalmente por su rapidez se realiza un cuele en paralelo. (Fuente: www.fierasde Ingeniería.com)

Existe una secuencia alternativa que detona primero el contorno primero y después se comienza con la zona de cuele hacia afuera, con el fin de dejar el contorno del túnel debilitado y al momento de detonar la zona de destroza, la roca se desprende de fácilmente hasta el límite marcado por los explosivos detonados en el contorno. A esta variación se le denomina con contorno pre-corte. Esta técnica se utiliza principalmente para mejorar las condiciones con las cuales se diseña el sostenimiento¹¹. La Figura A - 5 es un ejemplo de un diagrama de replanteo de tiro para una sección de un túnel.

¹¹ El sostenimiento del túnel depende de diversos parámetros, entre los cuales se puede destacar la calidad del macizo (GSI , m_i , σ_{ci}) y el factor D , el cual es un factor asociado al desgaste de éste producido por la tronadura. Al realizar una tronadura con pre-corte éste valor baja, aumentando así la resistencia del macizo.

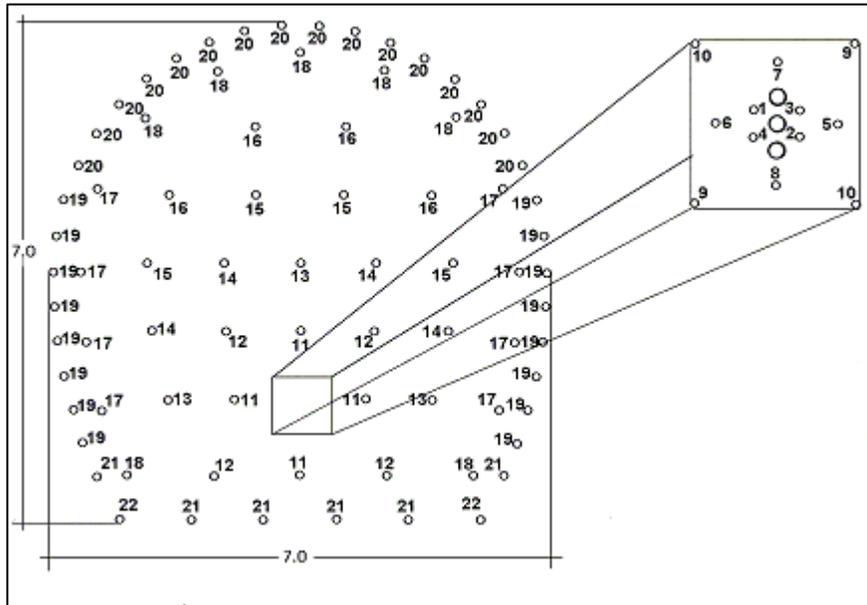


Figura A - 5. Vista tipo de replanteo de tiro y secuencia de tronado en la frente del túnel. (Fuente: Atlas Copco)

Existen diversos tipos de explosivos que se pueden utilizar. En Chile, los más utilizados son los ANFO y las emulsiones, los cuales se utiliza uno u otro dependiendo de las condiciones naturales del terreno. El ANFO (de su sigla en inglés Ammonium Nitrate Fuel Oil) es un compuesto químico formado por nitrato de aluminio y combustible (Figura A - 6). Ésta, al ser detonada, genera una gran explosión sin destellos. La mezcla de ANFO contiene aproximadamente un 94% de nitrato de amonio y solamente un 6% de combustible. Sin embargo esta relación varía levemente dependiendo del combustible a utilizar. Este explosivo es bastante económico, transformándolo así en el material más frecuente utilizado para este método. El principal problema que posee es su facilidad para absorber agua, lo cual inhabilita su capacidad detonante. Para túneles con alta humedad se puede colocar en las perforaciones ANFO encartuchado, para evitar su humedecimiento. En el caso de que los barrenos tengan agua, se debe emplear otro tipo de explosivo.



Figura A - 6. ANFO utilizado como explosivo.

Para solucionar este problema se utilizan las emulsiones, las cuales tienen un mayor valor en el mercado. Estas emulsiones son cartuchos sellados (en plástico o en papel parafinado) compuestos por dos líquidos al interior, el cual al mezclados y detonados estallan liberando una gran cantidad de energía (Figura A - 7). El hecho de que estén envueltos en plástico les da la característica para ser detonados incluso bajo agua. Otro de los beneficios que tiene ésta es su dosificación y su baja emisión de gases al estallar. Esto permite reducir los tiempos de colocación y de espera para la ventilación.



Figura A - 7. Emulsión tipo Exagel E-80 y E-65 (Fuente: www.exsa.com.pe)

Los explosivos se detonan siguiendo una secuencia, con pequeños retardos unos de otros, para así obtener una mayor efectividad respecto de sus explosiones. Para generar estos retardos o micro retardos, que van desde los milisegundos hasta los segundos, se utilizan detonadores especializados. Estos se clasifican generalmente en electrónicos, eléctricos y no eléctricos. Los detonadores eléctricos son detonadores que reaccionan ante un impulso eléctrico, mientras que los no eléctricos reaccionan ante una acción química o mecánica. Estos dos son los detonadores que más se han utilizado en el tiempo, mientras que los detonadores electrónicos son los de última generación y se están utilizando cada día más. En cuanto a la precisión, los detonadores electrónicos son de mucha mayor precisión, pero a su vez, tienen un mayor costo económico. Esto sucede de manera inversa con los detonadores eléctricos y no eléctricos.

Una vez realizada la explosión de la frente, se procede a ventilar el túnel. Esto debido a que con la explosión de los cartuchos se liberan gases tóxicos. Para esto, se insufla aire en la frente del túnel conectando una manga de ventilación a un ventilador, que inyecta aire fresco a la frente del túnel, permitiendo así la circulación del aire. Estas mangas de ventilación son generalmente de material plástico debido a su fácil maniobrabilidad y transporte. Luego de esto, se procede a extraer todo el material

fracturado que se ha desprendido del frente. Utilizando cargadores frontales (de diversos tamaños, según la geometría del túnel), se comienza a retirar el material.

Ya con la marina retirada del sector se realiza el acuñado del tramo excavado. Para ello se utilizan barras largas con las que se golpean las cuñas de roca ubicadas en la bóveda del túnel que se encuentren en posiciones inestables para así inducir a que se desprendan. Una vez realizado el acuñado se procede a realizar la faena de sostenimiento.

El sostenimiento o fortificación de un túnel se define a partir de la calidad del macizo, partiendo de un pre-diseño. Existen diversas recomendaciones para este pre-diseño, entre las cuales destacan las recomendaciones de Barton y de Bieniawski. (Ver Tabla D - 3 y Tabla E - 4) Los elementos que habitualmente se utilizan para la fortificación de rocas son: pernos de acero, mallas de refuerzo y shotcrete. Existe una gran variedad de pernos de refuerzo entre las que destacan los pernos helicoidales autoperforantes. De igual manera existen variedad de mallas de refuerzo, las cuales se pueden colocar con o sin shotcrete. En el último período también se han estado empleando fibras metálicas y plásticas como refuerzo del shotcrete, sustituyendo así el uso de mallas.

Para la colocación de pernos de anclaje, se pueden utilizar una barrenadora automática (Jumbo) en el caso que la geometría lo permita. De no ser así, se utilizan barrenadoras manuales.

En caso de estar frente a macizos con clasificación IV y V, la perforación y tronadura puede sustituirse por el uso de retroexcavadoras con martillo, cubeta o con rozadoras.¹²

¹² Existen casos en que el macizo clasifica como tipo IV e igual se utiliza perforación y tronadura para evitar demoras por cambio de maquinaria, a la vez que hay otros macizos tipo III en los cuales se utiliza el método NATM.

Anexo B
Método NATM para Suelos

Método NATM para Suelos

Principios básicos del método

El método tradicional de excavación de túneles en suelos es el “New Austrian Tunnelling Method” (NATM), que corresponde a un método semi-empírico desarrollado originalmente para rocas a partir de los estudios de Rabcewicz (1964) y los conceptos de convergencia-confinamiento desarrollados por Fenner y Pacher (Figura B - 2). Este método es un intento para establecer un acuerdo entre los fenómenos observados y las leyes de la mecánica de rocas de suelos. A continuación se presenta una figura de una sección tipo de un túnel cuando se excava en suelo (Figura B - 1). Los números romanos indican las distintas etapas de excavación.

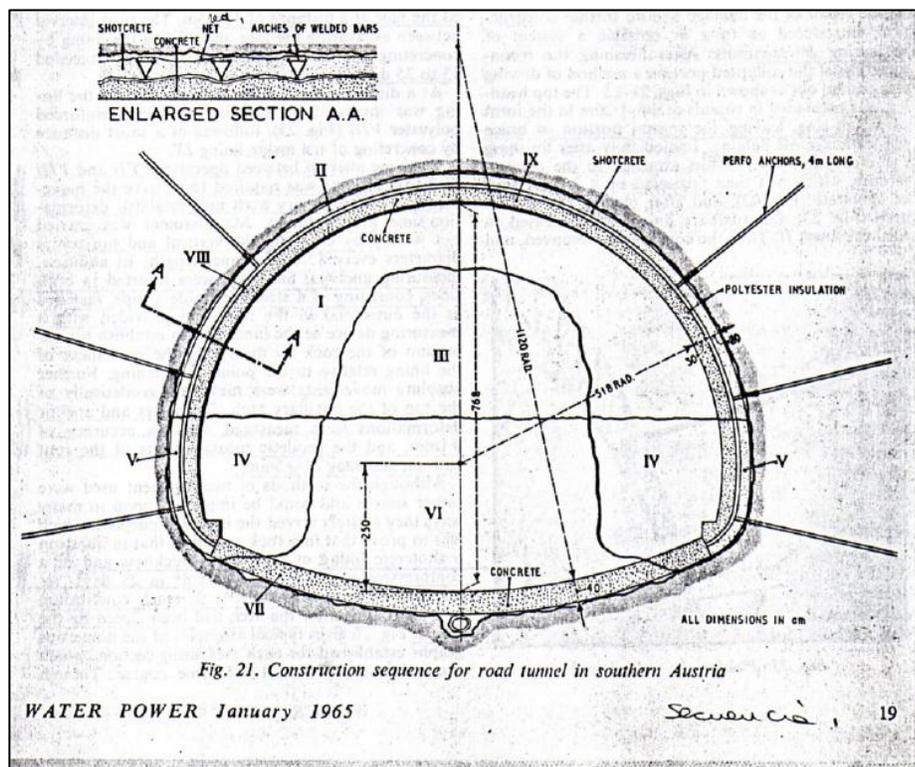


Figura B - 1. Presentación del método NATM, Rabcewicz (1965)

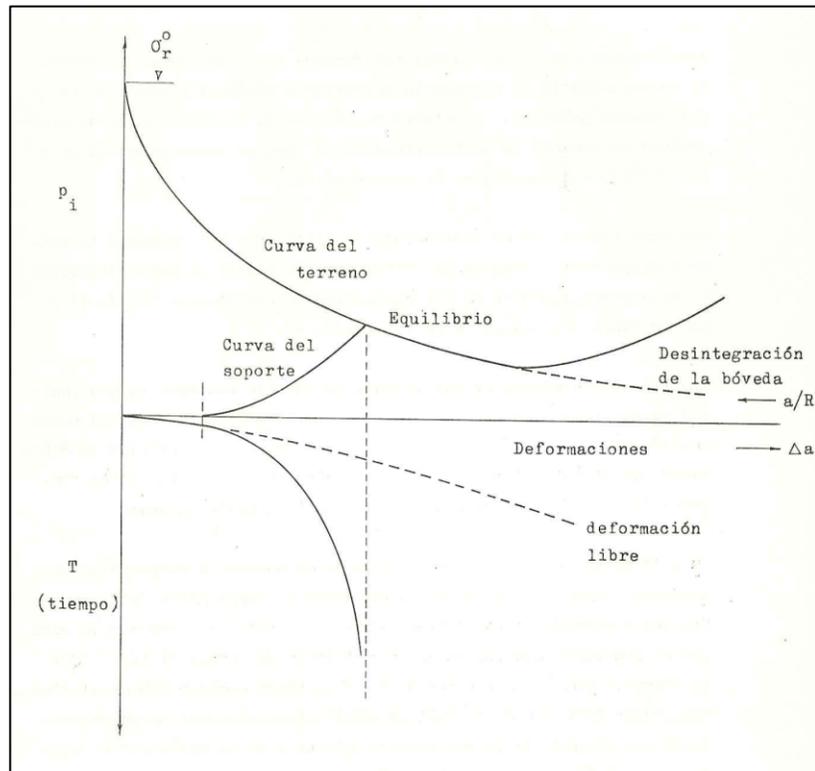


Figura B - 2. Curva presión-deformación propuesta por Fenner-Pacher

Uno de los criterios fundamentales de éste método es considerar el terreno como parte del sistema de soporte, o en otras palabras, el terreno debe ser considerado como material de construcción, lo cual se traduce en las siguientes recomendaciones:

- **Aprovechar al máximo la resistencia del terreno.** Esto implica conservar al máximo la integridad del terreno intervenido. Una práctica común es la aplicación inmediata de hormigón proyectado sobre la frente de excavación, lo cual permite confinar el terreno, evitando su degradación, desecación y sobre-excavación. Junto con lo anterior se controla el avance de excavación, esto es, la longitud de avance sin soporte.
- **Minimizar las deformaciones del terreno.** Dado que el avance del túnel produce descompresión por adelantado del terreno, es recomendable colocar rápidamente un soporte primario. El efecto de este soporte se hace más efectivo si además se cierra como un anillo (incluyendo una contrabóveda). Estos requisitos son cumplidos con la colocación inmediata de shotcrete en la frente y marcos reticulados de refuerzo. Estos últimos actúan como medida

de seguridad inmediata para el personal frente al planchoneo eventual. En cualquier caso se debe reducir al máximo la distancia entre la frente y el cierre del anillo de refuerzo.

Otra manera de reducir deformaciones es parcializar la sección de excavación. De esta manera se controla mejor el comportamiento de la excavación frente a la calidad del terreno y a la baja cobertura disponible. Cabe recordar que en la frente existe un efecto “domo” (la frente también colabora como soporte de la paredes), que se hace más efectivo a medida que la sección se reduce.

- **Revestimiento o soporte “flexible”.** Esto quiere decir que sea capaz de adaptarse al terreno, logrando distribuir cargas, evitando concentrar tensiones y permitiendo refuerzos graduales a medida que sean necesarios. Esta condición se cumple mediante la aplicación del shotcrete, que puede aumentar de espesor, y a través de los marcos reticulados que pueden aproximarse. Los requerimientos de refuerzo o modificaciones del diseño surgen de la experiencia práctica y el monitoreo.
- **Se debe realizar un seguimiento de control para verificar la estabilización del sistema.** Se debe contar con un programa de monitoreo que permita confirmar el equilibrio del sistema dentro de los rangos de tensiones y deformaciones esperados, durante la fase de excavación y colocación del revestimiento primario. Este control es necesario debido a la heterogeneidad del terreno y a la dificultad de predecir el comportamiento del sistema suelo-soporte mediante modelaciones numéricas. Los resultados de este monitoreo validan los diseños efectuados en gabinete o pueden implicar modificaciones. Las modificaciones deben ser resueltas rápidamente en obra pudiendo existir diseños alternativos previstos.

Aplicación práctica del método

El método de excavación según los principios del NATM se traduce finalmente en una secuencia cíclica basada en la excavación, colocación de sostenimiento y monitoreo tal como muestra la Figura B - 3.

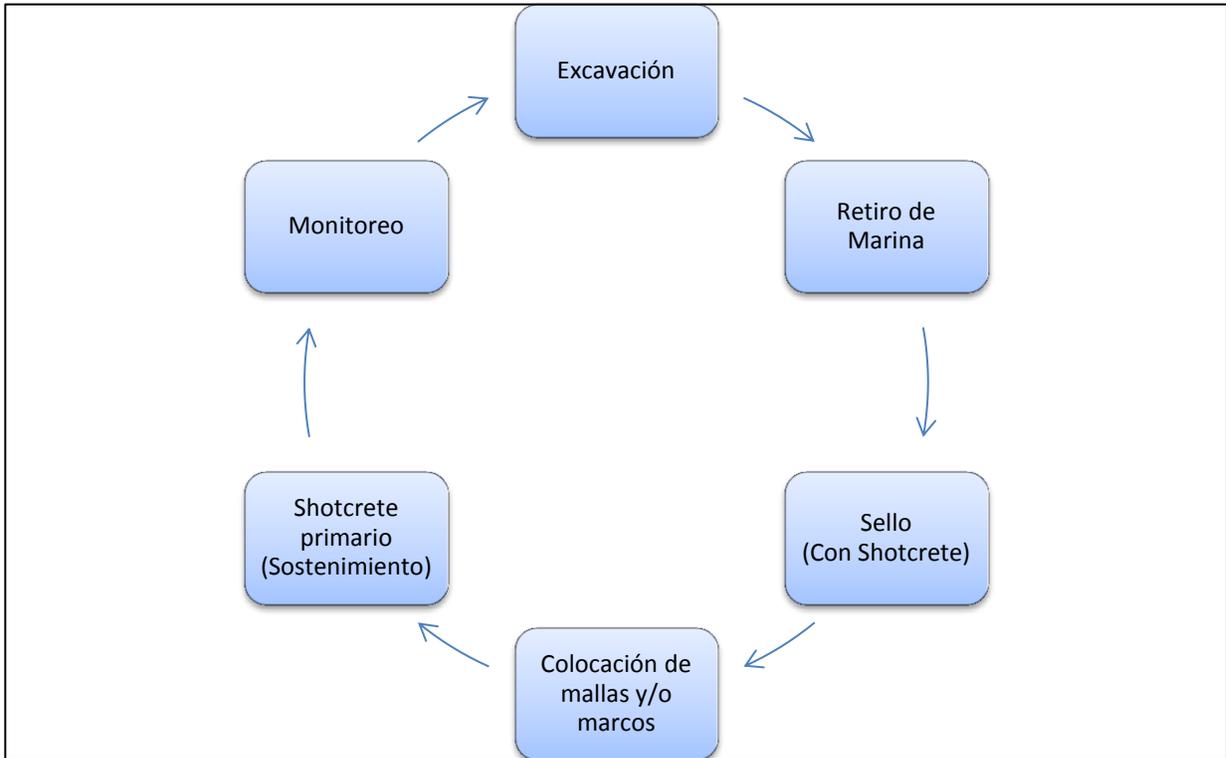


Figura B - 3. Ciclo de excavación con método NATM

El ciclo varía levemente dependiendo de la sección del túnel. Los túneles se pueden clasificar en tres categorías. Pequeños, medianos y grandes. Los túneles pequeños, con secciones hasta 50 m², se pueden ejecutar a sección completa (gravas) y eventualmente requerir excavación parcializada en bóveda y banco (suelos finos) (Figura B - 4).

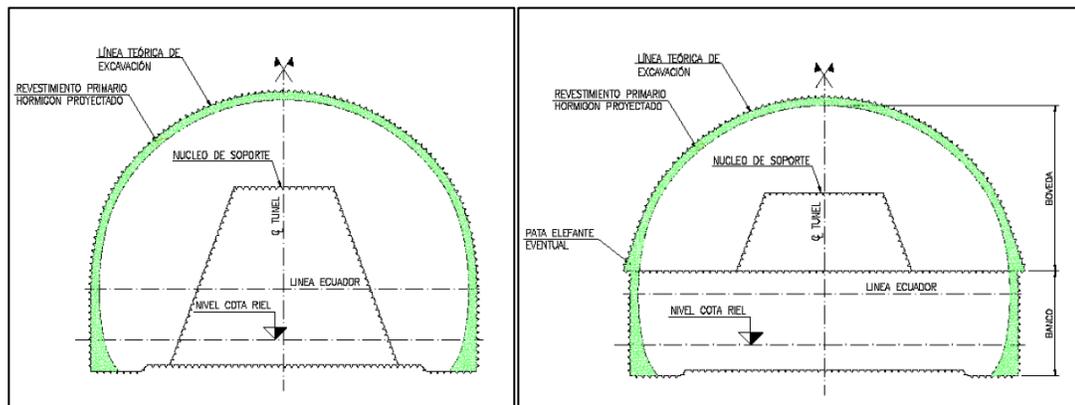


Figura B - 4. Secciones típicas de túneles pequeños

En túneles de sección mediana (50 m² a 100 m²), la sección se divide en bóveda, banco y contra bóveda (Figura B - 5).

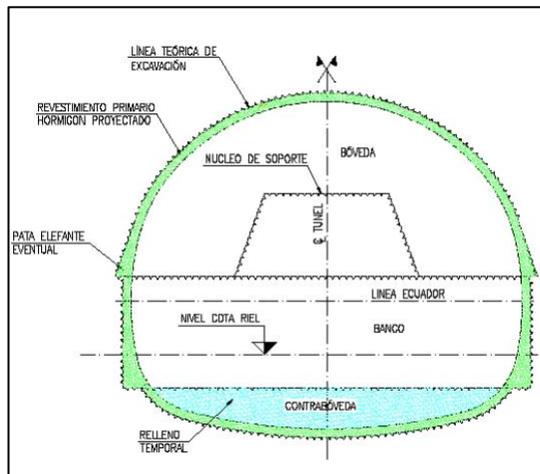


Figura B - 5. Sección típica de túneles medianos

Para secciones grandes (mayor a 100 m²), se utilizan side-drifts simples y dobles, dividiendo la sección en diferentes zonas, cada una con bóveda, banco y contra-bóveda, todo esto con el objetivo de mantener controladas las deformaciones y la probabilidad de falla por la frente (Figura B - 6).

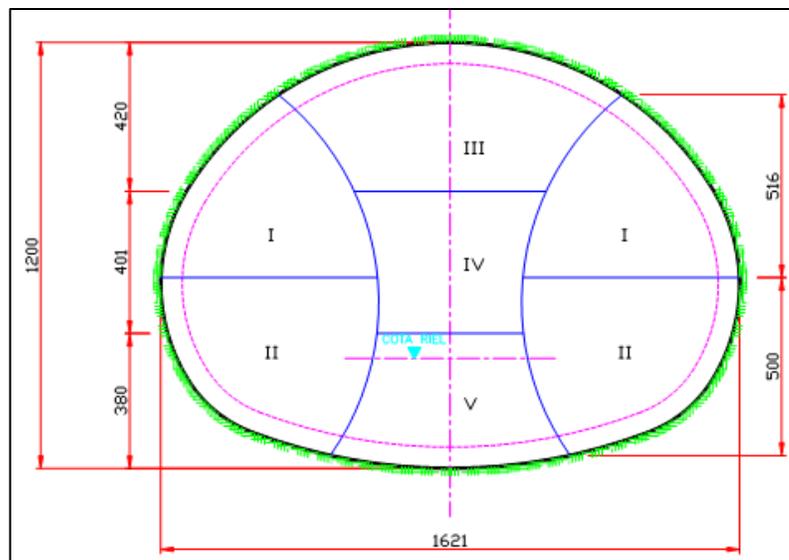


Figura B - 6. Sección típica de túneles grandes

Cuando estos túneles no tienen una salida a la superficie (i.e. tramos del Metro de Santiago), se deben realizar piques para comenzar con la excavación, el ingreso de material y extracción de marina. Estos son generalmente de forma circular, aunque hay casos en que estos se realizan de con geometría elíptica o cuadrada debido a situaciones constructivas particulares en el proyecto. Los diámetros de estos varían según su uso y finalidad, tal como muestra la Tabla B - 1.

Tabla B - 1. Distintos piques utilizados para un túnel

Tipo de Pique	Función	Diámetro aproximado [m]
Ventilación	Extracción de marina, ingreso de material, ventilación del túnel	5 - 15
Extracción	Inicio para excavación del túnel, extracción de marina, ingreso de material, ingreso de maquinaria y construcción de estación de metro (sólo si aplica)	15 - 25

Los piques se excavan hasta que obtengan la profundidad de proyecto del túnel. A medida que se excava, normalmente en bancos de 2 [m] de altura, se coloca el sostenimiento primario en base a shotcrete reforzado con mallas electrosoldadas, Desde los piques se excavan galerías de acceso, que interceptan un tramo del túnel en cuestión. Al excavar a dos frentes, se maximiza el uso del pique (o de la galería de acceso) y el rendimiento de la obra en general.

Cuando la excavación del pique se encuentra a cierta profundidad, se pueden colocar refuerzos en el terreno denominados paraguas. Estos son tubos de acero de largos variables (entre 8 y 15 [m] según se especifique) que se hincan mediante un proceso de rotopercusión. Los paraguas se colocan de manera horizontal levemente inclinados hacia arriba en la dirección del túnel tal como se muestra en la Figura B - 8. . Inicio de secuencia de excavación de un túnel de sección media. Los paraguas se hincan unos centímetros sobre la bóveda espaciados unos de otros y en un orden predeterminado¹³. Una vez colocados estos, se rellenan con lechada (mezcla de cemento y agua).

¹³ Se van colocando uno por medio para evitar problemas de soporte del suelo o pérdida de lechada al hinca el tubo contiguo.

Finalmente, una vez realizadas las labores de pre-sostenimiento de la bóveda del túnel próximo a excavar se continúa con la excavación del pique hasta la profundidad del proyecto.

Este método puede utilizar una excavadora cuando se trata de suelo o una escaradora en caso que se presenten tramos de roca de baja dureza. Las escaradoras tienen la particularidad de que en el extremo del brazo hay un equipo compuesto por puntas de diamante, el cual al ir rotando contra la superficie, va rompiendo el material. El equipo que se encuentra en la extensión del brazo puede rotar en distintas direcciones, dando así a una clasificación en los tipos de escaradoras existentes (Figura B - 7).

El *ripping* utiliza una escaradora que gira en torno a un eje perpendicular a la dirección del túnel, mientras que el *milling* utiliza una escaradora que gira en torno a un eje paralelo a la dirección del túnel. Las ventajas principales del *ripping* es que en condiciones favorables¹⁴, ésta tiene un rendimiento mucho mejor que con el otro tipo de escaradora, además de que el empuje que genera sobre el frente es mayor debido a la rotación de la escaradora. El *milling*, sin embargo, posee la ventaja de que puede llegar a contornos más irregulares y romper en puntos más específicos. Asimismo, tiene la capacidad de romper rocas levemente más duras.



Figura B - 7. *Milling* (Izquierda) y *Ripping* (Derecha). Distintos tipos de escaradoras.

En Chile, la mayoría de los túneles se excavan en roca dura (generalmente en túneles mineros) o en suelos blandos, por lo tanto el uso de escaradoras es casi nulo.

¹⁴ Que no existan problemas de maniobrabilidad dentro del túnel. Que exista espacio suficiente y que el terreno no posea sectores con mayor dureza.

En suelos normalmente se utiliza una retroexcavadora común equipada con un balde pequeño, y eventualmente con un martillo picador.

Túneles de sección media

Una vez excavado el pique de extracción (o de estación en casos especiales), se procede a bajar la maquinaria necesaria para iniciar la excavación. El procedimiento de excavación sigue la siguiente metodología

- Con la retroexcavadora se comienza a excavar la bóveda del túnel (sector I de la Figura B - 10. Zonas de excavación de un túnel de sección media). A medida que se va avanzando, se va colocando el sello de shotcrete y el sostenimiento, el cual consta de una malla de acero continua y marcos reticulados, que van con un determinado espaciamiento (generalmente a 50 [cm] por los primeros 2.5 [m] y luego a 1 [m]). (Pasos 3 a 7, Figura B - 8. Inicio de secuencia de excavación de un túnel de sección media.)
- Se procede a excavar los hastiales una longitud menor que la excavación del banco (Sector II, Figura B - 10. Zonas de excavación de un túnel de sección media), para así dejar el contrafuerte soportando la carga del frente. Se procede a colocar el sello y la continuación de la malla y del marco reticulado en la zona del banco (Paso 8, Figura B - 8. Inicio de secuencia de excavación de un túnel de sección media.)
- Para generar el traslape de la malla con la otra malla colocada en la zona de la bóveda, esta última se coloca con unas barras dobladas, las cuales después se desdoblan y se traslapan con la malla colocada en ese punto.
- Se excava el contrafuerte y luego se excava la bóveda y (dado que ya está colocado el sostenimiento en la sección previa, se puede continuar con la excavación en esta zona. Se vuelve a colocar shotcrete en la nueva zona y se coloca el mallado. (Paso 8, 9 y 10, Figura B - 8. Inicio de secuencia de excavación de un túnel de sección media.)
- Se excavan nuevamente los hastiales y se continua con la colocación de shotcrete y mallado. Finalmente se comienza con la excavación de la contra bóveda por un largo menor al largo del banco, con el fin de dejar el contrafuerte bien soportado. (Sector IV, Figura B - 10. Zonas de excavación de un túnel de sección media) (Paso 11 y 12, Figura B - 8. Inicio de secuencia de excavación de un túnel de sección media.)
- Se procede a hormigonar la contrabóveda del túnel y se deja fraguar. Pasadas 8 horas, se coloca arena en la contra bóveda para que quede a nivel de servicio para la excavación.
- Se reinicia el ciclo de excavación de bóveda (y hastiales), banco y contrafuerte en tramos iguales.

Cuando los suelos en donde se excava el túnel son de muy mala calidad, se puede incorporar el uso de paraguas a medida que se avanza en la excavación, hincando éstos previo a la excavación de la bóveda, para así evitar un colapso local del túnel en la zona que queda sin sostenimiento. (Paso 1, Figura B - 8. Inicio de secuencia de excavación de un túnel de sección media.).

El rendimiento típico para este método de construcción es de 1 a 1.5 [m/día] (por túnel aproximadamente, y el horario de trabajo es horario continuado sin detenciones. Solamente los feriados de carácter irrenunciable son fechas premeditadas en donde se paraliza la obra y se realizan sellos temporales en los frentes de avance para evitar problemas de inestabilidad. Generalmente se trabaja con este rendimiento al momento de diseñar la obra, sin embargo éste puede aumentar o disminuir dependiendo de factores externos.

El ciclo de excavación se puede ver en las siguientes figuras:

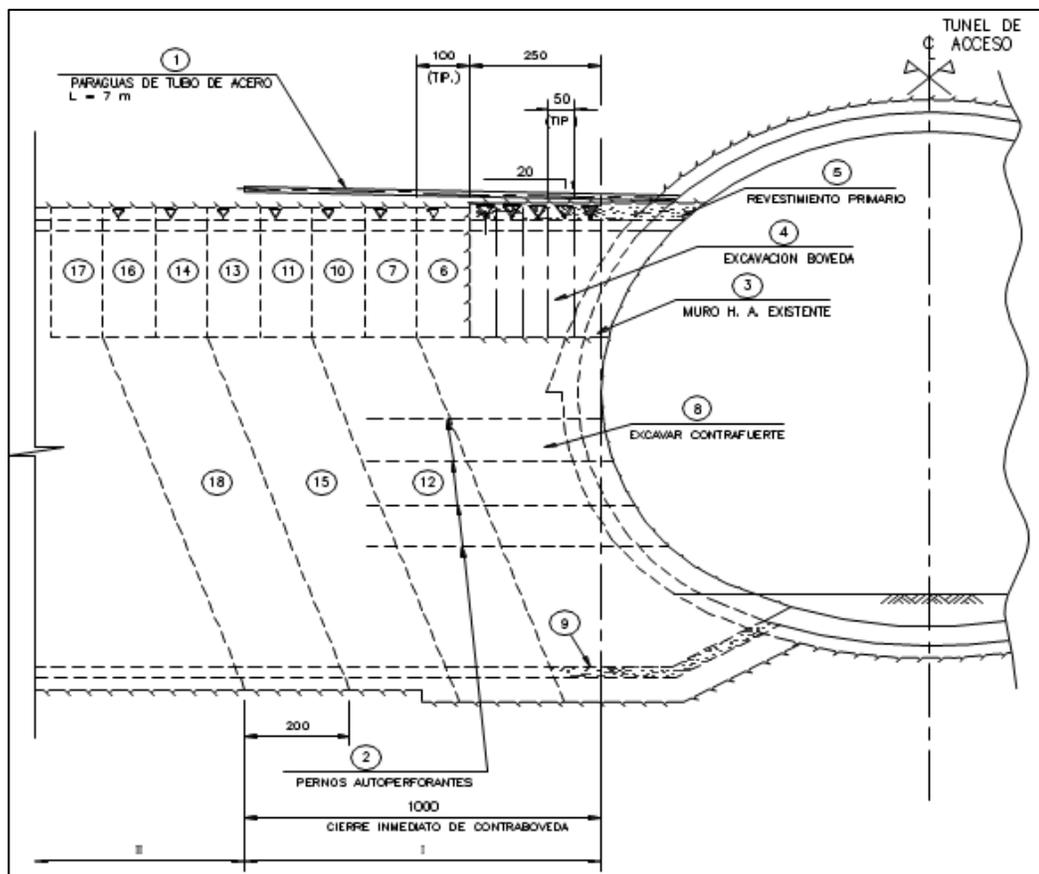


Figura B - 8. Inicio de secuencia de excavación de un túnel de sección media.

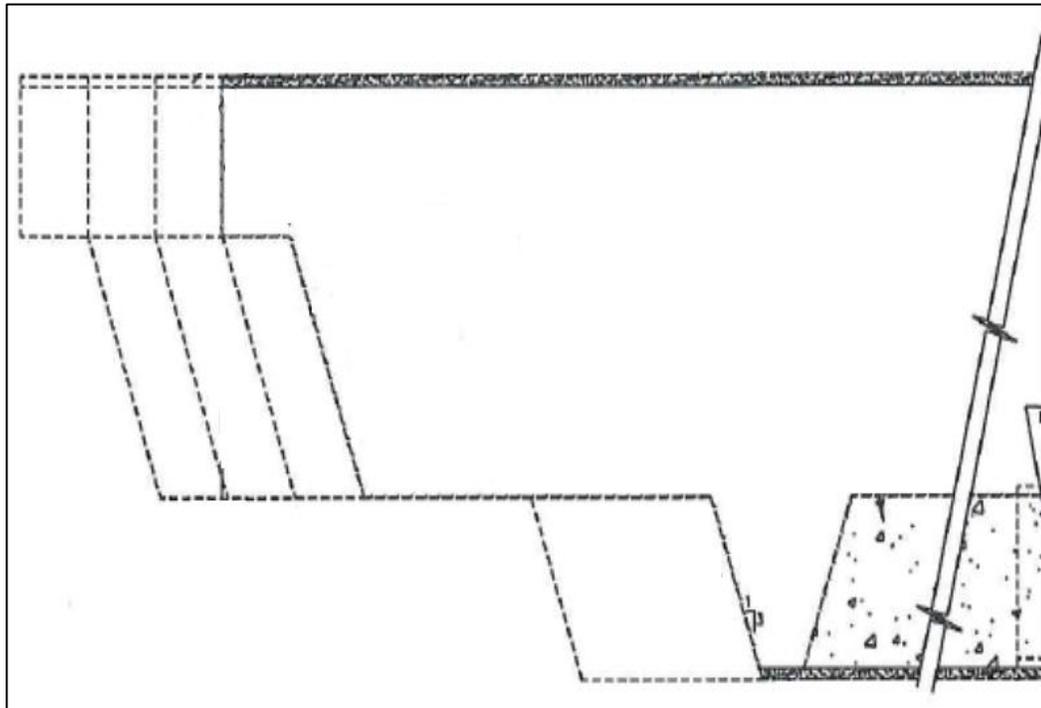


Figura B - 9. Perfil longitudinal de proceso constructivo en una etapa avanzada.

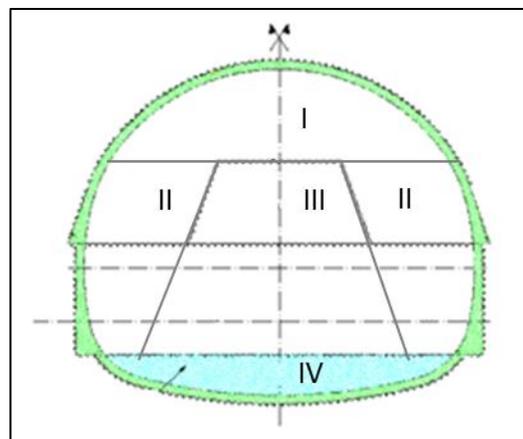


Figura B - 10. Zonas de excavación de un túnel de sección media

El material excavado, denominado marina, se va retirando a medida que se va excavando por la misma retroexcavadora y luego extraída del pique con una grúa, para luego ser trasladada a un botadero. En túneles cuya longitud sea muy grande, se utiliza un cargador frontal auxiliar que vaya retirando este material hacia el pique, el cual puede ser un pique de ventilación o extracción.

Como se puede observar en la Figura B - 9, debido a las distintas etapas de excavación presentes en el método, se va generando un contrafuerte en la frente del muro, el cual se retira una vez que se ha excavado una mayor profundidad la bóveda y se ha colocado ya el sostenimiento en todo el contorno de la sección (a excepción de la contrabóveda). Éste sirve para generar una presión sobre la frente del túnel y evitar así desprendimientos o colapsos de éste. En algunos casos, cuando el suelo tiene una baja capacidad de soporte y se estima que el contrafuerte no será capaz de resistir los esfuerzos del frente, se pueden colocar pernos de anclaje a éste para aumentar su resistencia, los cuales van siendo retirados a medida que se va excavando éste. (Paso 2, Figura B - 8)

Asimismo, de manera desfasada a todo este ciclo, unos metros más atrás, se va colocando el revestimiento final del túnel, el cual es una última malla y colocación de shotcrete (en algunos casos se utiliza hormigón vaciado o moldeado). Así, durante la construcción del túnel, se puede observar algo similar a la Figura B - 11.

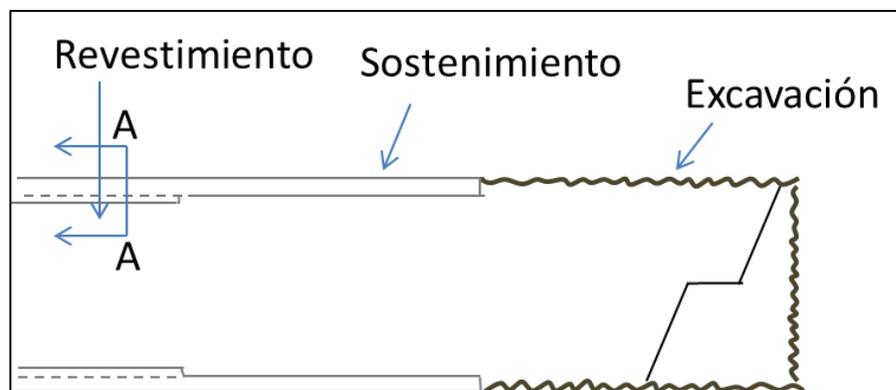


Figura B - 11. Diagrama simple de perfil longitudinal de un túnel durante el proceso de excavación.

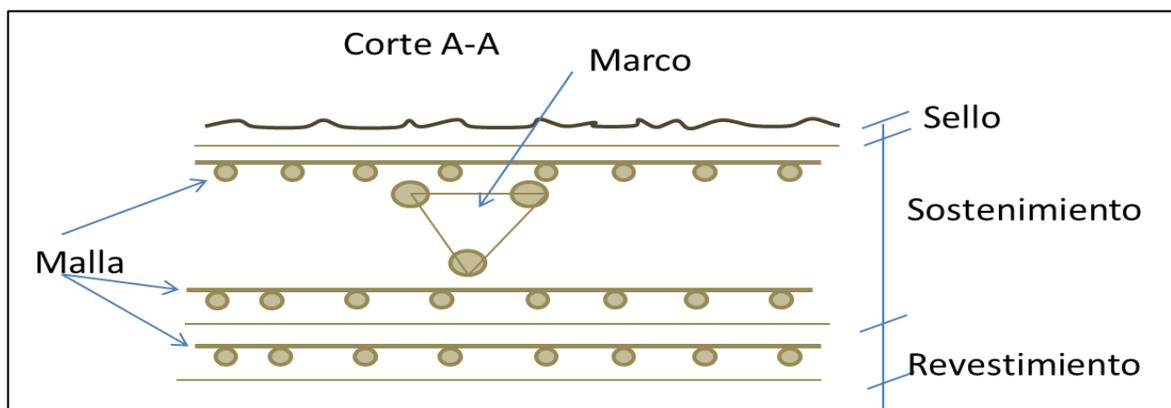


Figura B - 12. Corte A-A de la Figura B - 11

Túneles de sección pequeña

Los túneles de sección pequeña tienen la misma preparación para excavar que los túneles de sección media. Sin embargo, al momento de excavarlo éste no requiere de la excavación de una contra bóveda, lo cual facilita el método de excavación del túnel y hace de éste un proceso más rápido. Debido a que las secciones a excavar en cada etapa son pequeñas, se puede evaluar la posibilidad de separar el ciclo de excavación en 2 etapas. Una primera etapa que excave bóveda y costados (hastiales), además de la colocación de sello y sostenimiento. Y la segunda etapa que excave el contrafuerte y coloque el hormigón en el suelo. Gracias a esto, los rendimientos de estos túneles son mayores, alcanzando los 3 [m/día] aproximadamente o incluso más.

Túneles de grande secciones transversales

Cuando la sección transversal es de grandes dimensiones, es posible que al excavar la sección completa se produzcan problemas de estabilidad o de excesos de deformación. Para evitar esto, se emplea un método denominado side-drift, el cual consta en dividir la sección en distintas zonas (generalmente 2 o 3) y excavar cada uno por separado (Figura B - 13). Cuando se realiza un single side-drift, significa que se divide en 2 zonas, mientras que al realizar un double side-drift, la sección se divide en 3 zonas.

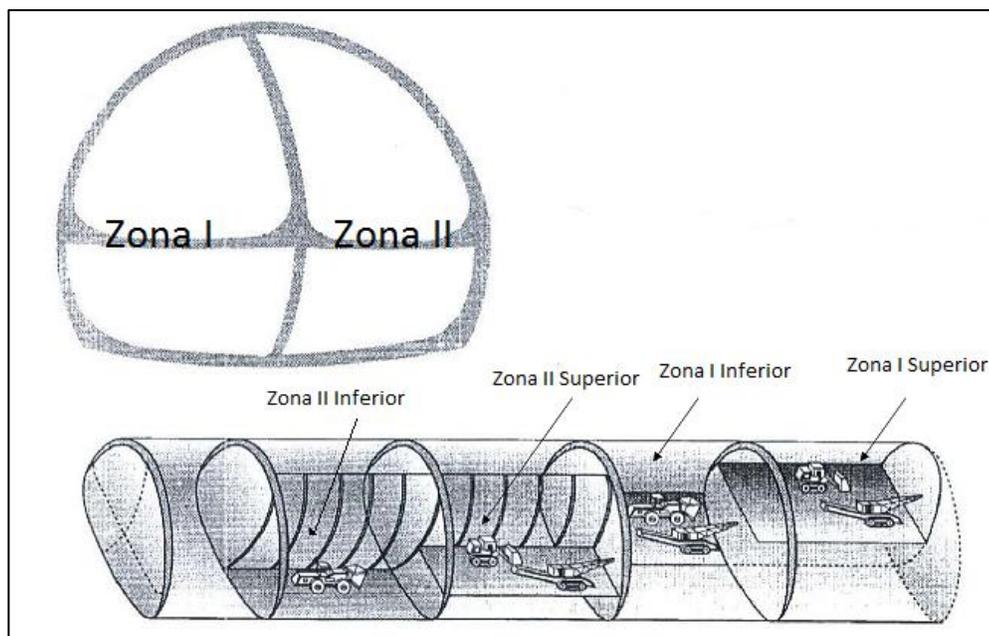


Figura B - 13. Vista simplificada del proceso de excavación de un túnel con side-drift

En el single side-drift, se comienza a excavar en la zona I de la misma forma en que se excava un túnel de sección media (bóveda-banco-contrabóveda o bóveda-banco dependiendo del tamaño de la nueva sección). Una vez alcanzado una cierta distancia (20 [m] aprox.), se puede comenzar a avanzar de manera paralela con la segunda zona, manteniendo siempre esta distancia entre ambos frentes (Figura B - 14). Esta, sin embargo, tiene cierta particularidad, la cual es que el contrafuerte no se deja en el centro de la zona, sino que pegado al muro falso que divide ambas zonas. De esta forma, se tiene mayor facilidad para colocar el sello y el sostenimiento a la pared del muro que no se ha asegurado. Una vez que la zona más retrasada haya colocado el sostenimiento una cierta longitud del inicio, se puede proceder a ir eliminando el muro divisorio e ir colocando el revestimiento final de ambos tramos.

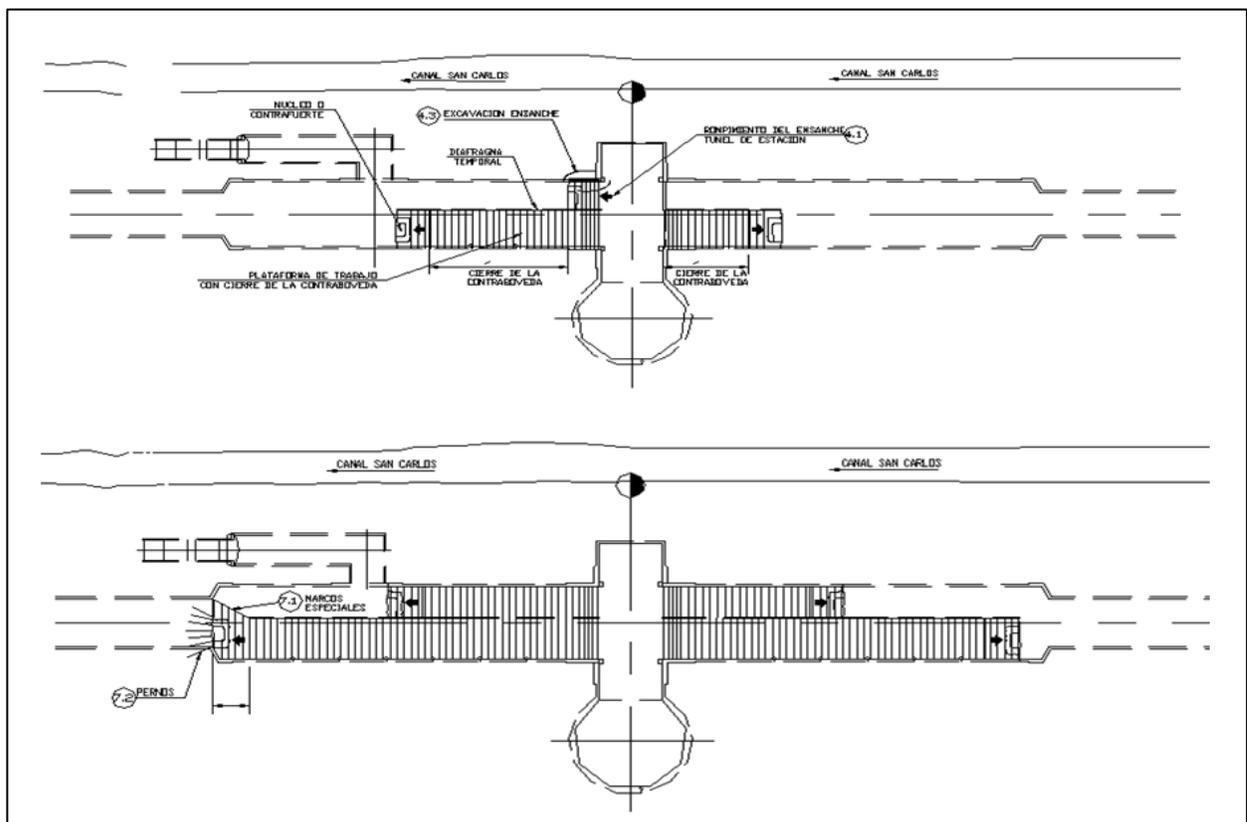


Figura B - 14. Vista en planta de secuencia de excavación de un túnel con side-drift.

En caso de tener túneles de mayor sección transversal, o tener suelos con menor capacidad de soporte, se puede optar por aumentar la cantidad de zonas, con el fin de aumentar el factor de seguridad respecto de la estabilidad de la excavación en todo su proceso constructivo. Es común ver túneles en construcción con 3 zonas

(double side-drift¹⁵), en el cual se excavan las zonas I y II y finalmente se excava la tercera zona.

Otra opción es la excavación tipo “binocular”, en la cual se excava primero un túnel de sección pequeña, en el cual se colocan columnas de hormigón en el centro de éste a lo largo del túnel y luego, por ambos lados de éste túnel se excavan 2 túneles de mayor sección, los cuales traspasan partes de sus cargas a estas columnas previamente construidas, tal como se ve en la Figura B - 15.

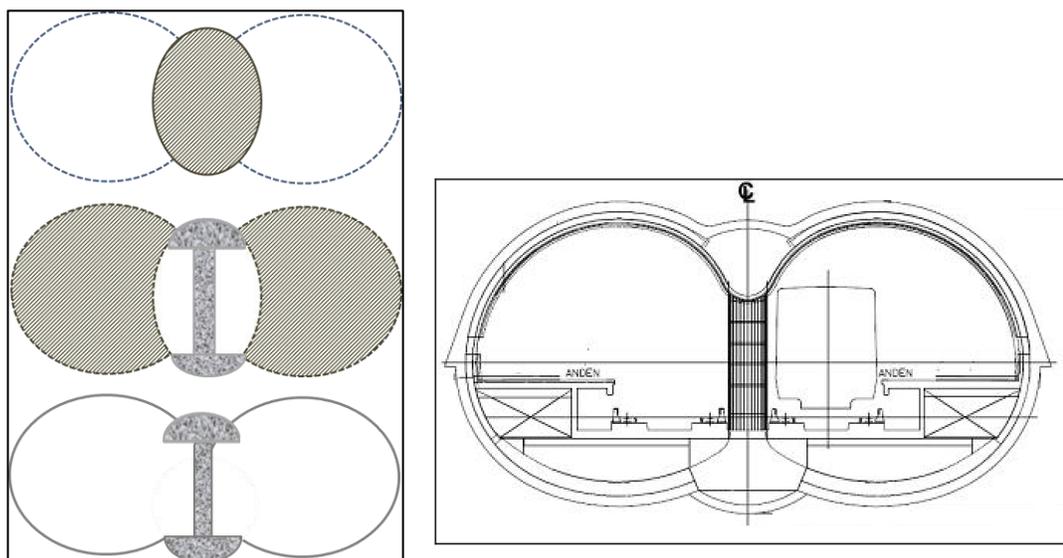


Figura B - 15. Secuencia de Excavación para un túnel con metodología de excavación tipo “binocular”

Control de deformaciones

Para que la excavación siga realmente la metodología NATM (sigla proveniente de su nombre en inglés *New Austrian Tunnelling Method*), es necesario que se lleve a cabo un riguroso monitoreo respecto de las deformaciones que se han generado en el túnel y en sectores cercanos a este producto de la excavación. Esto evita posibles colapsos del túnel o daños de menor gravedad, debido a que las deformaciones se informan a tiempo para poder tomar una decisión responsable sobre como mitigar este riesgo. El control de deformaciones es primordial, debido a que al construir con esta metodología, se asume que el suelo alrededor de la excavación está tomando carga, por ende debe deformarse. Si las deformaciones observadas son muy grandes, esto se

¹⁵ También conocido como “ojo de mosca”

traduce en que el suelo alrededor del túnel está siendo muy solicitado, lo cual podría terminar en una falla por alcanzar su resistencia última.

Para materializar el monitoreo y previo a cualquier excavación de suelos relacionado a la obra se deben colocar puntos de control para medir la deformación vertical en la superficie tal como muestra la Figura B - 16. Estos se colocan en secciones transversales al eje del túnel. El ancho de influencia de los asentamientos es del orden de un diámetro y medio del túnel a cada lado del eje del túnel. El inicio de las mediciones se debe efectuar antes de que el túnel se aproxime a dos diámetros de excavación.

Muchas veces se colocan puntos de medición adicionales en edificios cercanos o en sitios de interés, para mantener un control de deformaciones sobre éstos. Una vez colocados estos, se verifica su desnivel respecto de un punto de referencia fijo realizando nivelaciones geométricas, para luego ir comparando este desnivel a medida que se va avanzando en la excavación.

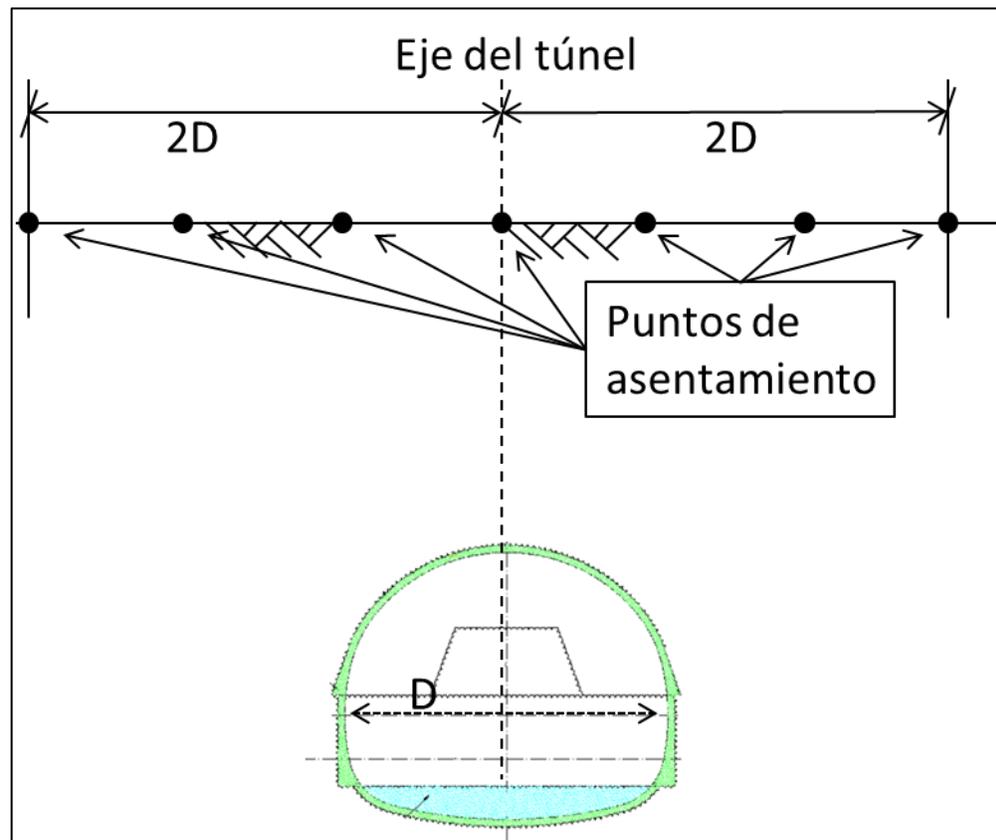


Figura B - 16. Ejemplo de distribución de puntos de monitoreo superficial para excavación de túnel

Los puntos de monitoreo son generalmente pernos de cabeza redondeada que se entierran en el suelo, monolitos u otro tipo de estructuras, procurando que queden firmemente ajustados durante todo el transcurso de la obra. El punto de referencia debe ser colocado en un lugar donde esté demostrado que no sufrirá alteraciones producto de la construcción del túnel u otros factores temporales tales como tráfico, condiciones ambientales, etc. Asimismo, es recomendable tener más de un punto de referencia tanto al inicio como al final del túnel en caso de que la posición de alguno de estos se vea alterada y para poder realizar mediciones más precisas.

La primera medición se realiza antes de comenzar con los trabajos de excavación y se denominan “lectura cero”. Ya con la obra iniciada, se miden estos puntos una vez al día y se comparan con la lectura inicial para determinar así posibles deformaciones.

Junto con el monitoreo superficial del túnel, se debe hacer un monitoreo interno de éste, para asegurar que las deformaciones internas se encuentren dentro de los rangos aceptables y se pueda controlar la estabilización durante la construcción.

Los puntos de control, más bien conocidos como puntos de monitoreo de convergencia, colocados en el contorno están compuestos por una barra de acero, un adaptador y un prisma tipo *omni* o *bi-reflex* (Figura B - 17). Para colocarlos, primero se debe anclar la barra de acero con el adaptador a la pared del túnel durante el proceso de sostenimiento. Luego, durante el proceso de medición, los alarifes colocan el prisma al adaptador y el topógrafo mide su posición utilizando la estación total. Dado que los prismas son de gran valor y son frágiles, estos se colocan solamente durante el proceso de medición y luego se extraen para prevenir que sean golpeados por otros equipos.



Figura B - 17. Prismas omni (izquierda) y bi-reflex (derecha) utilizados en el monitoreo interno del túnel.

Por cada sección del túnel se colocan entre 3 a 5 puntos (a los lados y en la clave), mientras que por cada sección de la estación se pueden colocar hasta 10 puntos. Las primeras lecturas se miden lo antes posible y se llaman "lectura cero". Las mediciones se realizan 2 veces al día. Estas lecturas son mediciones de deformación relativas por lo que se deben calibrar con puntos de control sub-superficiales instalados desde la superficie. Ejemplos de esto son las barras ancladas al suelo, cuyo punto inferior quedan próximas a la clave del túnel, y con un testigo a la vista en la superficie.

La figura a continuación (Figura B - 18) muestra un ejemplo de la toma de mediciones dentro del túnel.

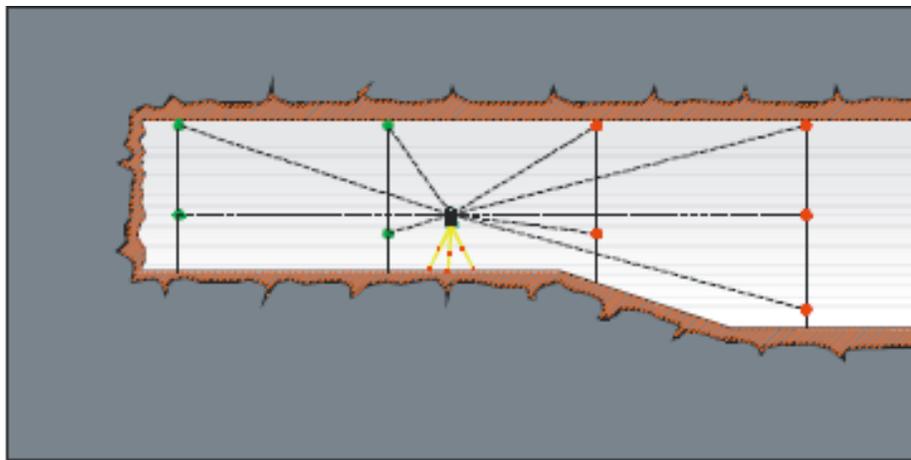


Figura B - 18. Ejemplo de monitoreo interno de deformaciones.

Anexo C

Excavación Mecanizada

Excavación Mecanizada

El método TBM consiste en ir excavando el túnel con una máquina denominada “tuneladora”, la cual va rompiendo la roca al frente y el material fracturado se retira con una correa transportadora u otros equipos. Esta máquina tiene una forma cilíndrica y va rotando su cabeza a medida que excava, dejando atrás de ella el túnel de geometría circular ya fortificado.

Existen tuneladoras de diversos tamaños, con diámetros desde los 1 [m] hasta los 20 [m], lo cual se traduce en que se pueden utilizar para túneles con diversas finalidades. Los rendimientos varían mucho dependiendo del diámetros de ésta, así como también del material a excavar. Asimismo, hay distintos tipos de TBM, los cuales sirven para excavar suelos de distinta naturaleza y con distintas condiciones naturales.

Se describirá el funcionamiento de una tuneladora de doble escudo tal como la que se muestra en la Figura C - 1 y Figura C - 2, dado que es una de las más utilizadas hoy en día dada su versatilidad y capacidad para excavar distintos tipos de materiales.

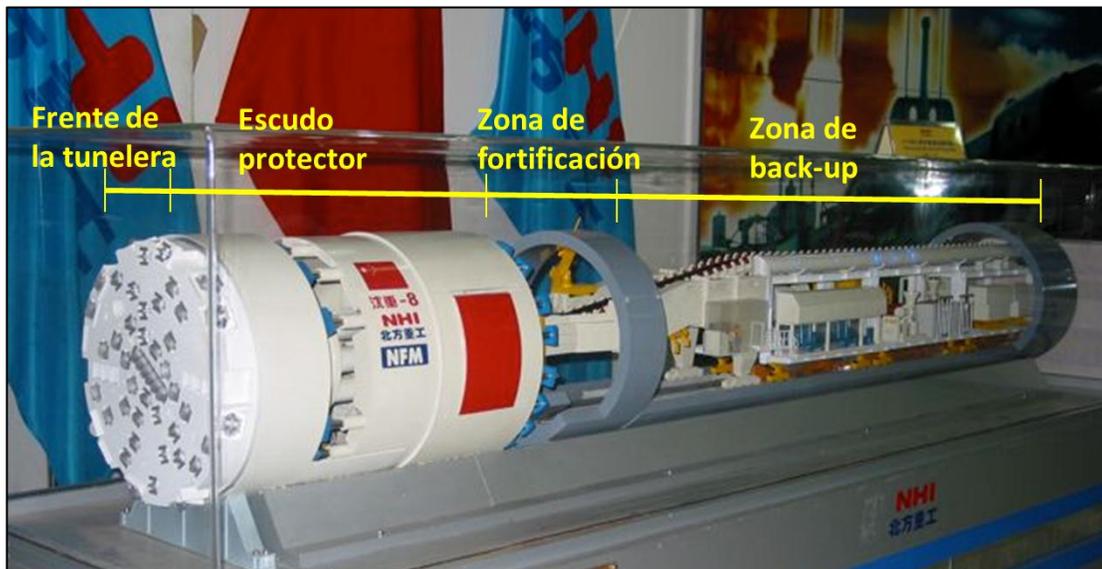


Figura C - 1. Secciones típicas de una tuneladora de doble escudo.



Figura C - 2. TBM de doble escudo marca Herrenknecht utilizada para la construcción de un túnel en Guadarrama, España. (Fuente: www.herrenknecht.com)

Esta máquina consta de diversas secciones, entre las cuales se puede destacar su frente, cabeza (también nombrada telescópica), fortificación y backup. La frente es un escudo metálico provisto de discos de corte y elementos escariadores que es presionada contra el terreno y gira a una velocidad controlada.

Los discos, al ser de diamante, tienen una alta dureza¹⁶ y son capaces de romper el material con que se encuentre en contacto. Sin embargo, con algunos materiales se desgastan más y requieren de mayor mantenimiento. La distribución de los discos de corte en la frente de la tunelera presenta una leve concentración de estos en el centro, además de un pequeño grado de conicidad. De la misma forma que para la excavación utilizando el método de perforación y voladura, esto hace que al presionar la frente de la tunelera con el túnel se comience a fracturar primero el centro del frente, facilitando luego el fracturamiento de los contornos. Los discos tienen un diámetro de aprox. 30 [cm] y pesan alrededor de 250 [kg].

Existen tres distintos tipos de discos de corte utilizados. Discos simples, dobles y dobles apoyo intermedio (Figura C - 3). Junto con esto, se encuentran unas palas, las cuales van recogiendo el material y lo deposita en una batea a medida que la frente

¹⁶ De acuerdo a la escala de dureza propuesta por Mohs, ésta alcanza un nivel máximo de 10, siendo capaz de cortar cualquier material

gira. Esta batea, junto con unos baberos va depositando la marina de manera controlada en la correa transportadora que lleva el material hacia atrás.



Figura C - 3. Discos de corte (simple) en faena dispuestos a ser colocados en la TBM.

La cabeza o telescopia, es la sección a la cual está adosada la frente de la tunelera. Ésta tiene un motor la cual hace que gire la frente con los discos, así como también un sistema de cilindros hidráulicos que se extienden para generar la presión de contacto necesaria entre la cabeza y la frente del túnel. Para evitar que el empuje generado por los cilindros hagan que la TBM retroceda, la cabeza utiliza un sistema de codales o “*grippers*”, los cuales son unos brazos que salen de esta sección y empujan las paredes del túnel, generando una condición de apoyo (Punto 3 de la Figura C - 4).

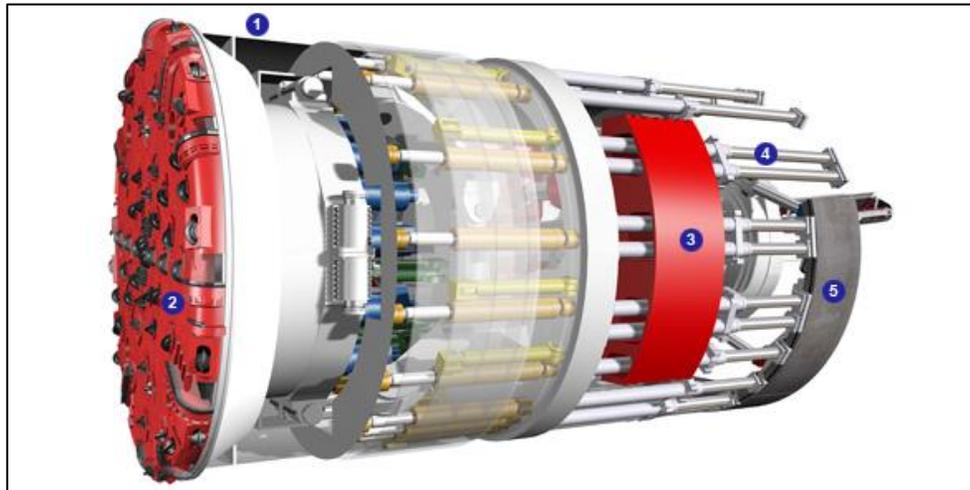


Figura C - 4. TBM de doble escudo. (Fuente: www.herrenknecht.com). (1) Escudo doble. (2) Escudo de frente. (3) Grippers. (4) Cilindros de empuje auxiliares. (5) Sostenimientos en base a dovelas.

Dado que los cilindros tienen largos fijos, la cabeza va empujando y avanzando hasta que éstas llegan a su longitud máxima. Una vez alcanzada la longitud de excavación, se procede a realizar el proceso de “regripping”. En este proceso la zona trasera de la telescopia, fortificación y backups se apoyan sobre los grippers y sobre unos soportes móviles para poder avanzar, contrayendo así los cilindros de empuje. Una vez realizado el avance planificado, se procede a reajustar los grippers en una posición adecuada para comenzar nuevamente con la excavación de la roca, proceso conocido como “regripping” (Figura C - 5).

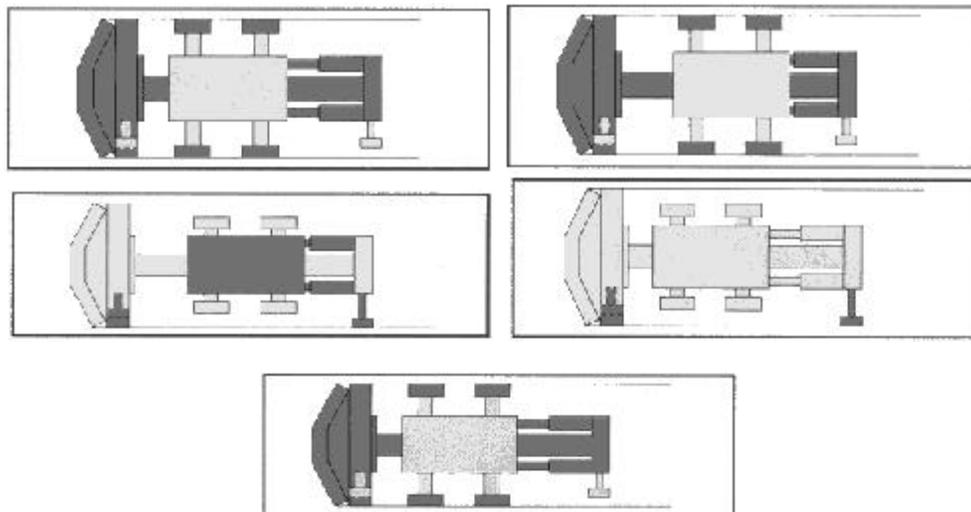


Figura C - 5. Regripping de tuneladora de escudo simple con grippers. (1) Los grippers presionan los costados del túnel y se presiona contra la frente del túnel (2). Una vez alcanzada la máxima longitud (3), se procede a bajar los apoyos auxiliares (4). Se contraen los grippers y se mueve el cuerpo central hacia adelante. Se extienden los grippers y se contraen los apoyos auxiliares. Martins (2001)

Debido a que los codales ejercen una gran presión contra el contorno del túnel, es necesario que la superficie donde esté en contacto sea una roca que sea capaz de resistir este esfuerzo. Si los codales se apoyan sobre roca que no sea capaz de soportar esto, se fracturará y los *grippers* perderán apoyo, deteniendo el ritmo de avance. Debido a esto, es posible que el cuerpo de la tunelera no avance el máximo posible, para así evitar tener que apoyarse en zonas de debilidad.

Algunas TBM, utilizan un método distinto para poder ejercer la presión sobre la frente de excavación, la cual es ir apoyándose sobre un anillo de dovelas de hormigón que va colocando a medida que ésta va avanzando. En la zona de fortificación existe un brazo que va tomando dovelas de hormigón y las va colocando en el contorno de la excavación. Unos cilindros ubicados en esa zona son los encargados de ejercer el empuje de la cabeza de la tunelera hacia el frente de excavación.

Las tuneleras de escudo doble tienen los dos métodos de avance, por ende si se observa que la roca en la cual se está excavando es de muy mala calidad, se pueden colocar dovelas y generar un empuje contra éstas. Además de poseer este beneficio, la tunelera posee un escudo para prevenir caídas de bloques que dañen su estructura en la sección donde aún no se haya realizado el sostenimiento.

La tercera zona de la TBM es la zona de fortificación. Luego de los escudos, se extienden hacia atrás planchas de acero denominados "fingers", los cuales tienen como objetivo permitir reducir el sostenimiento temporal que tiene la roca de manera gradual desde el escudo de la tunelera, la cual no permite desplazamientos significativos a estas planchas, que permiten mayores deformaciones (Figura C - 6). Luego de esto viene la zona sin fortificación. Esta zona se encuentra al descubierto del túnel, y es ahí donde se realizan las labores de sostenimiento para asegurar la estabilidad de éste. Debido a condiciones geológicas, la roca perforada puede ir variando su naturaleza mineral, así como también presentar fracturas, las cuales pueden hacer que ese sector sea más inestable que otros. Dependiendo de la estabilidad de la sección es que se determina cómo reforzarla. Para hacer esto, se evalúa la roca utilizando distintos métodos. En este tramo se encuentra el brazo hidráulico capaz de colocar las dovelas de acero/hormigón según sea el caso en el contorno del túnel. Para esto, el brazo toma una dovela la cual es transportada desde atrás y la coloca en el contorno a la altura donde todavía el escudo de la tunelera previene las caídas de bloques. Además de este brazo, se encuentra un marco de acero al cual está soldado 2 perforadoras denominadas corona. Esta zona puede rotar paralelo al eje del túnel, permitiendo así perforar cualquiera punto de la sección.

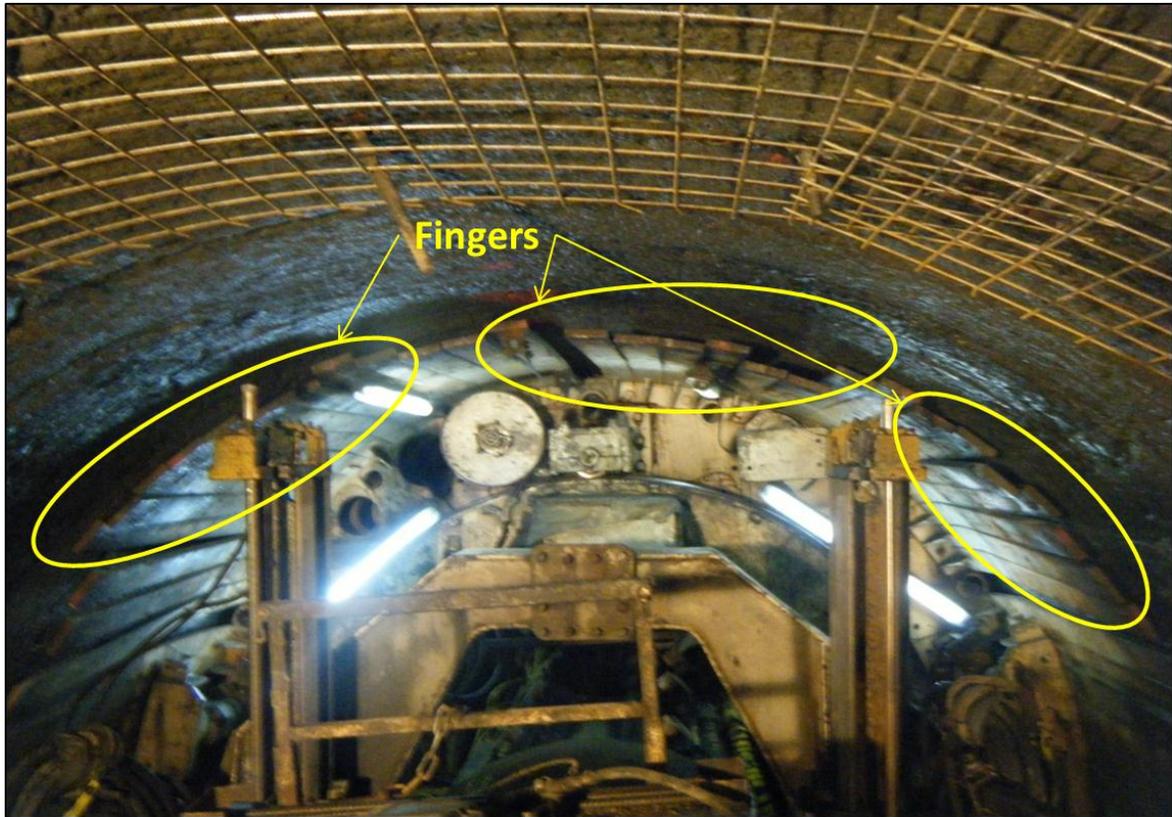


Figura C - 6. Vista de la zona de fortificación. Se puede observar al fondo los “dedos”, mientras que más adelante está la zona sin fortificar. Más adelante se encuentra la zona que se está fortificando en ese momento.

Dependiendo del estado de la roca excavada, se procede a determinar qué tipo de sostenimiento se debe realizar a la sección. Cuando ésta se encuentra relativamente en un buen estado¹⁷, se procede a colocar anclajes y mallas de acero. Si ésta se encuentra en mal estado, se procede a colocar doveles de acero u hormigón en su contorno según sea el caso. Junto con esto, se debe ir acuñando la roca, el cual es un proceso en el que se golpean las rocas que se encuentran en posición inestable con el fin de que éstas se desprendan de manera controlada. Esto se realiza manualmente utilizando unas barras largas

Para el sostenimiento a base de anclajes y malla, se debe realizar primero la perforación de los anclajes, los cuales tienen diámetros de aproximadamente 1.5” y 2 [m] de largo, aunque estos pueden variar según sea el caso. Estas perforaciones van distribuidas en la mitad superior del contorno del túnel, puesto que es en esa zona de pueden ocurrir los desprendimientos (Figura C - 7). Luego de esto se procede a colocar una ampollas con resina cementante en los agujeros y luego una barra de diámetro 36

¹⁷ No existen desprendimientos grandes de roca que generen sobreexcavaciones de grandes dimensiones, y se observa que la roca es capaz de soportar la tensión que genera el anclaje.

[mm], la cual se ajusta con la mano y luego se golpea hacia adentro hasta alcanzar los 1.8 [m] de profundidad mínima requerida. Las ampollas revientan adentro, liberando la resina, las que actúan como agente cementante entre la roca y la barra, además de cubrir los espacios interiores. Al ir introduciendo la barra, esta resina va cubriendo todo el agujero, hasta que sale por la boca de éste. Con esto se asegura que toda la barra quedará bien adosada a la roca.



Figura C - 7. Vista de perforación de paredes para posterior colocación de barra de anclaje.

Luego de esto, se procede a colocar la malla. En los casos donde el macizo excavado es de mala calidad, se pueden producir sobreexcavaciones, debido al desprendimiento de cuñas de roca al quedar expuestas con una cara libre. Esto se genera debido a la combinación de diaclasas presentes en el macizo, los cuales pueden generar bloques que favorecen los desprendimientos. Para evitar espacios vacíos entre el sostenimiento a colocar y el contorno del túnel, se puede rellenar ese espacio con hormigón proyectado (en caso de tener volúmenes pequeños) o colocando un trazo de malla doblada, para luego colocar el sostenimiento diseñado para la sección. De esta manera, se previene que nuevos desprendimientos de roca caigan con más energía y choquen con el sostenimiento colocado. Una vez colocada la malla, se coloca una platina perforada a través de la barra de anclaje y se tensa la barra. Más atrás, estos anclajes son ensayados por una empresa externa para asegurar su resistencia de diseño.

Cuando la roca perforada es de muy mala calidad, ésta puede generar muchas sobreexcavaciones, además de que se producen muchos desprendimientos después de perforar, los cuales van cayendo sobre el escudo de la tunelera, provocando en algunos casos que éste se rompa, paralizando la obra durante un par de días, para que ésta sea reparada. En suelos de esta calidad, la colocación de anclajes no es de utilidad, puesto que la roca se encuentra muy fracturada y no será capaz de soportar la carga del anclaje, desprendiéndose del macizo. La solución a esto es la colocación de dovelas de acero (u hormigón) a lo largo del contorno, que permiten asegurar la zona frente a un colapso. Para esto, el brazo hidráulico ubicado en la zona de fortificación va colocando las dovelas, mientras que los técnicos van ajustando unas con otras mediante pernos de ensamblaje.

Más atrás de la zona de fortificación vienen los “*back-ups*”. Estos son carros que van adosados a la tunelera los cuales tienen distintos propósitos. Estos contienen los equipos electrónicos y eléctricos que controlan la cabeza de la TBM, talleres para los mecánicos, lugares de descanso para los técnicos y zona de acopio de material que se utiliza en la obra. Estos carros están montados sobre ruedas, los cuales se desplazan a través de los rieles que van siendo colocados en la zona de fortificación de manera paralela al proceso de excavación y sostenimiento del túnel. Estos rieles van montados sobre una base de hormigón, la cual se coloca sobre el suelo y luego se empernan los rieles sobre estos. Para su colocación, es necesario que el suelo se encuentre libre de escombros que han caído al suelo producto del mal estado de la roca (Figura C - 8).



Figura C - 8. Vista de la parte inferior de la zona de fortificación, donde se colocan las dovelas de hormigón y posteriormente los rieles.

Para trasladar todos estos materiales a la zona de fortificación (mallas, barras de anclaje, rieles, bases de hormigón, dovelas de acero, etc.), los “*back-ups*” cuentan con un sistema de transporte similar a un puente grúa, el cual es un gancho montado sobre un riel que se puede trasladar a lo largo de todos los carros pertenecientes a la zona del back-up.

El traslado de marina al exterior se realiza mediante una correa transportadora, la cual va desde la cabeza de la tunelera hasta el último “*back-up*”. El material excavado por la frente de la tunelera va siendo recogido por unas cubetas, las cuales botan este material en un embudo que va depositándolo lentamente a la correa transportadora, evitando así derrames por exceso de material. La correa transporta el material hasta el final y luego deposita este material sobre otra correa transportadora que bota el material en las afueras del túnel. A medida que la tunelera va avanzando, se va extendiendo la línea correspondiente a la correa que transporta desde la tunelera hasta la entrada a la obra.

Junto con el proceso de excavación, se deben ir realizando otras operaciones dentro de la obra. Entre estas se pueden nombrar la ventilación y el transporte de agua. Es necesario que se monitoree periódicamente los niveles de concentración de gases en las zonas de trabajo, para así evitar un contacto prolongado de los técnicos con estos gases, tales como el monóxido de carbono, Dióxido de carbono, óxidos de nitrógeno y otros. Junto con esto, se debe mantener una buena ventilación, para lo cual se debe ir recirculando el aire. Para esto se utiliza un inyector de aire, el cual introduce aire libre de contaminantes desde afuera hacia la zona de avanzada del túnel mediante unas mangas de acero y luego de plástico. A medida que se va avanzando en el túnel, se deben ir agregando nuevas mangas, para asegurar que la recirculación de aire llega hasta donde se encuentran los técnicos trabajando.

El agua es un elemento importante durante la excavación, puesto a que ésta actúa como agente refrigerante en el funcionamiento de los discos de corte, así como también en las perforadoras. Para esto, se debe transportar agua a presión a través del túnel. Por ende, junto con los trabajos de extensión de los ductos de ventilación, se deben hacer los trabajos para extender la línea de agua hacia la frente de la tunelera.

Además de la extensión de línea de agua y ventilación, se debe hacer una extensión del suministro de corriente que llega a la TBM, la cual va con tensión media y sirve para alimentar todos los servicios eléctricos y electrónicos dentro de la tunelera.

Una vez que la tunelera va avanzando, se va colocando la luminaria respectiva para asegurar que haya luz en todo el tramo, así como también colocar puestos de seguridad y teléfonos de emergencia. La cinta transportadora debe ir con una jaula de protección en caso que algunos escombros caigan de ésta, y se deben realizar operaciones de monitoreo para asegurar que la excavación sigue el rumbo planificado. Así, una sección normal del túnel se ve como la Figura C - 9 y Figura C - 10.



Figura C - 9. Vista de una sección del túnel pasada la máquina tunelera

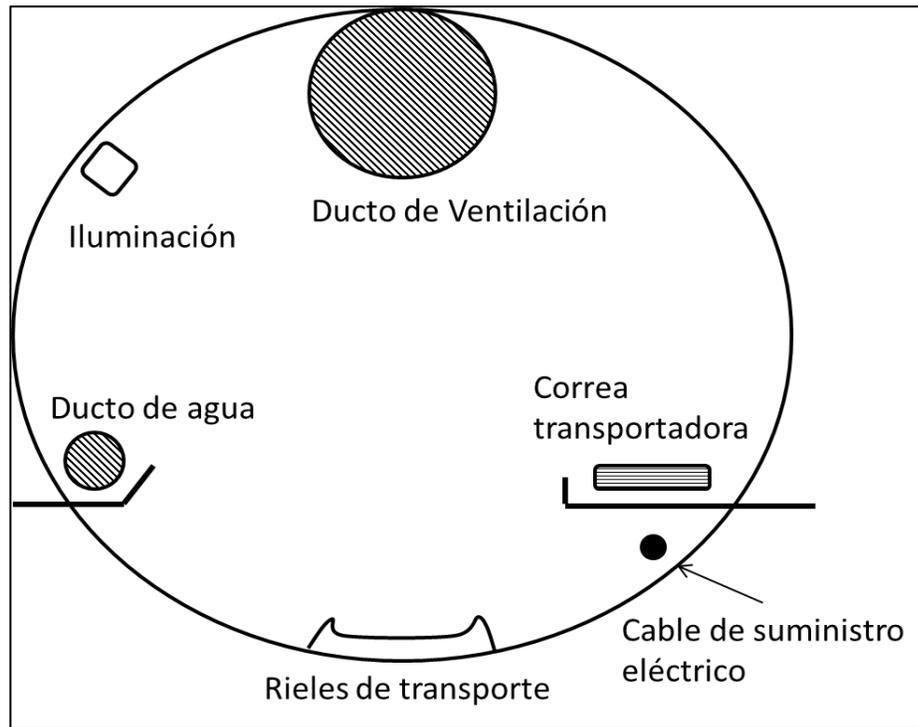


Figura C - 10. Dibujo de una sección transversal.

Los rendimientos de las tuneladoras dependen de diversos factores, entre los cuales destaca el tipo de suelo, la calidad del macizo (en caso que sea roca) y el tipo de tuneladora utilizada. Sin embargo, existen estudios que muestran los rendimientos de tuneladoras en roca, los cuales varían entre los 30 [m/día] en las condiciones más favorables, hasta los 4 [m/día] o incluso menos debido a problemas con macizos o con fallas de equipos.

Asimismo, existen soluciones para usar la TBM en suelos finos, mediante la tecnología de balanceo de presiones de tierra, EPB (por su nombre en inglés, *Earth Pressure balance*) (Figura C - 11). Las TBM con balanceo de presiones cuentan con una cámara de presión tras la frente de la tuneladora, en donde se va acumulando el suelo y mezclando con un líquido para formar una pasta. Este material va siendo transportado lentamente a través de un tornillo sin fin hacia la correa transportadora. Asimismo, la fuerza que ejercen los cilindros de empuje genera una presión en esta cámara. El objetivo de esto es ir regulando la rapidez con que se gira el tornillo sin fin que extrae el material de esta cámara. Al trabajar de manera lenta, el material se acumula en la cámara, compactándose y evitando que la tuneladora pueda seguir excavando, controlando así el ritmo de excavación. Junto con esto, dada la baja

capacidad de soporte que tiene el suelo, con este método se deben colocar doveles en el contorno a lo largo de todo el túnel.

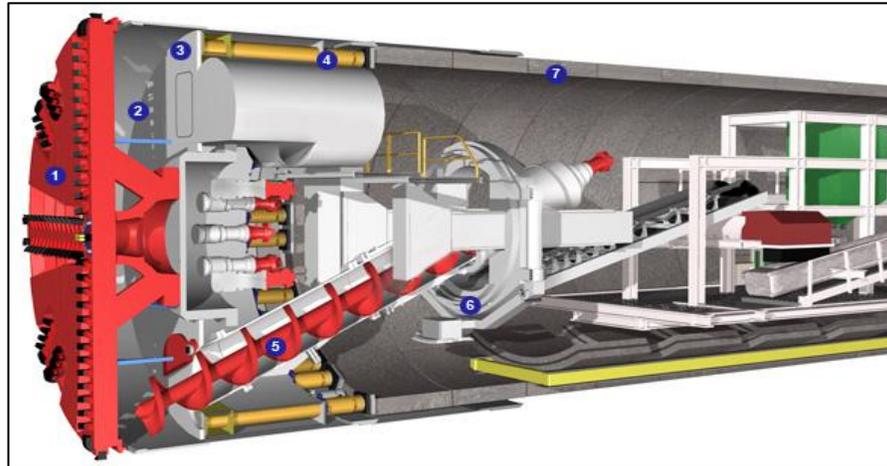


Figura C - 11. TBM con tecnología EPB. (Fuente: www.herrenknecht.com)

Para suelos gravosos o heterogéneos, se puede utilizar TBM con tecnología “slurry shield”, las cuales generan una presión al suelo y también van controlando el ritmo de avance de la tunelera.¹⁸

¹⁸ Tanto las TBM con EPB como las con “slurry shield” no son parte del alcance de esta memoria, por ende no se ahondará más en su descripción.

Anexo D
Clasificación Geomecánica de Bieniawski

Clasificación Geomecánica de Bieniawski

El índice RMR de Bieniawski toma en consideración los siguientes factores:

- UCS de la roca intacta (ensayo de resistencia no confinada).
- RQD de la roca fracturada (porcentaje de recuperación de testigos de sondajes).
- Espaciamiento de las discontinuidades presentes en el macizo.
- Características del relleno de las discontinuidades.
- Orientación de las discontinuidades.
- Presencia de agua.

El método considera, a priori, una ponderación de importancia o influencia de cada uno de estos parámetros en el puntaje total de la calidad de la roca la cual se puede ver en la Tabla D - 1.

Tabla D - 1. Distribución de puntajes para RMR

Ítem	Puntaje Máximo
UCS	15
RQD	20
Espaciamiento de discontinuidad	20
Condiciones de la discontinuidad	30
Condiciones hidrológicas	15
Total	100

En base a esto, podemos notar que se asigna un 25% a la calidad de la roca (UCS y parte del RQD), un 60% a las discontinuidades (Espaciamiento, condiciones y parte del RQD) y un 15% restante a las condiciones hidrológicas.

Para cada variable se presenta una tabla de valores discretos asociados al valor obtenido de ensayos o mediciones de terreno. Finalmente se realiza una suma simple de puntajes y se obtiene el índice de calidad, el cual varía entre 0 y 100. (Ver Tabla D - 2)

Anexo D

Tabla D - 2. Cálculo de RMR de Bieniawski (1989) introduciendo factor de modificación por tipo de obra y forma de fracturas y clasificación de macizo.

A. Classification parameters and their ratings									
Parameter			Range of Values						
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	> 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range-uniaxial compressive strength is preferred		
		Uniaxial comp. Strength	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
	Rating	15	12	7	4	2	1	0	
2	Drill core quality RQD		90 - 100%	75 - 90%	50 - 75%	25 - 50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities (See E)		Very rough surfaces, not continuous, no separation, unweathered wall rock	Slightly rough surfaces, separation < 1 mm, slightly weathered walls	Slightly rough surfaces, separation < 1 mm, highly weathered walls	Slickensided surfaces or gouge < 5 mm thick or separation 1 - 5 mm, continuous	Soft gouge >5 mm thick or separation > 5 mm, continuous		
	Rating		30	25	20	10	0		
5	Ground Water	Inflow per 10 m tunnel length (l/m)	none	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		(Joint water press)/(Major principal σ)	0	< 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
	Rating		15	10	7	4	0		
B. Rating adjustment for discontinuity orientations (See F)									
Strike and dip orientations		Very favorable	Favorable	Fair	Unfavorable	Very unfavorable			
Ratings	Tunnels & mines	0	-2	-5	-10	-12			
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25			
	Slopes	0	-5	-25	-50				
C. Rock mass classes determined from total ratings									
Rating		100 <-- 81	80 <-- 61	60 <-- 41	40 <-- 21	< 21			
Class number		I	II	III	IV	V			
Description		Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock			
D. Meaning of rock classes									
Class number		I	II	III	IV	V			
Average stand-up time		20 yrs. for 15 m span	1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hrs. for 2.5 m span	30 min for 1 m span			
Cohesion of rock mass (KPa)		> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100			
Friction angle of rock mas (deg)		> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15			

Anexo D

E. Guidelines for classifications of discontinuity conditions					
Discontinuity length (persistence)	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m
Rating	6	4	2	1	0
Separation (aperture)	None	< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm
Rating	6	5	4	1	0
Roughness	Very rough	Rough	Slightly rough	Smooth	Slickensided
Rating	6	5	3	1	0
Infilling (gouge)	None	Hard filling < 5mm	Hard filling > 5 mm	Soft filling < 5 mm	Soft filling > 5 mm
Rating	6	4	2	2	0
Weathering	Unweathered	Slightly weathered	Moderately weathered	Highly weathered	Decomposed
Ratings	6	5	3	1	0
F. Effect of discontinuity strike and dip orientation in tunneling**					
Strike perpendicular to tunnel axis			Strike parallel to tunnel axis		
Drive with dip - dip 45 - 90°	Drive with dip - dip 20 ' 45°		Dip 45 - 90°		Dip 20 - 45°
Very favorable	Favorable		Very unfavorable		Fair
Drive against dip - dip 45 ' 90°	Drive against dip - dip 20 - 45°		Dip 0 - 20 ' irrespective of strike°		
Fair	Unfavorable		Fair		

*Some conditions are mutually exclusive. For example, if infilling is present, the roughness of the surface will be overshadowed by the influence of the gouge. In such cases use A.4 directly.

** Modified after Wickham et al (1972).

Dentro de las modificaciones que se han realizado a este método, es la introducción de un factor de modificación según el tipo de obra y la dirección de rumbo y manto de las principales fracturas. Este factor se resta del valor RMR obtenido y con esto se obtiene un RMR modificado según el tipo de obra. Para túneles, esta modificación puede restar al valor RMR entre 0 y 12 puntos.

En base a este valor, Bieniawski propone una recomendación para el sostenimiento del túnel dependiendo de la clasificación en la cual cae el macizo, en la cual considera como posibles elementos estructurales el shotcrete, los pernos de anclaje y los marcos reticulados (Tabla D - 3).

Tabla D - 3. Recomendaciones constructivas según clasificación del macizo

Rock mass classification	Excavation	Rock bolts (20 mm diameter, fully grouted)	Shotcrete	Steel sets
I - Very good rock. RMR: 81-100	Full face. 3 m advance	Generally no support required except spot bolting		
II - Good rock. RMR: 61-80	Full face. 1-1.5 m advance. Complete support 20 m from face	Locally, bolts in crown 3 m long, spaced 2.5 m with occasional wire mesh.	50 mm in crown where required	None
III - Fair rock. RMR: 41-60	Top heading and bench. 1.5-3 m advance in top heading. Commence support after each blast. Complete support 10 m from face	Systematic bolts 4 m long, spaced 1.5-2 m in crown and walls with wire mesh in crown	50 - 100 mm in crown and 30 mm in sides.	None
IV - Poor rock. RMR: 21-40	Top heading and bench. 1.0-1.5 m advance in top heading. Install support concurrently with excavation, 10 m from face	Systematic bolts 4-5 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh.	100 - 150 mm in crown and 100 mm in sides	Light to medium ribs spaced 1.5 m where required
V - Very poor rock. RMR < 20	Multiple drifts 0.5-1.5 m advance in top heading. Install support concurrently with excavation. Shotcrete as soon as possible after blasting.	Systematic bolts 5-6 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh. Bolt invert.	150 - 200 mm in crown, 150 mm in sides, and 50 mm on face	Medium to heavy ribs spaced 0.75 m with steel lagging and forepoling if required. Close invert.

Anexo E
Clasificación Geomecánica de Barton

Clasificación Geomecánica de Barton

El valor de Q se calcula de la siguiente manera:

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n}\right) \cdot \left(\frac{J_r}{J_a}\right) \cdot \left(\frac{J_w}{SRF}\right)$$

Los valores a considerar son:

- RQD (*Rock Quality Designation*): Índice de recuperación de testigos.
- J_n (*Joint set number*): Número de familias de fracturas o discontinuidades presentes en el macizo. Una familia se caracteriza por ser fracturas paralelas unas a otras, siguiendo un mismo rumbo y manteo. Varía entre 0.5 a 20.
- J_r (*Joint roughness number*): Índice de rugosidad de las fracturas, en donde mientras más rugoso, aumenta mayor la resistencia del macizo. Varía entre 1 a 4.
- J_a (*Joint alteration number*): Índice de alteración de las paredes de las fracturas. Fracturas muy alteradas pueden presentar polvillo de hierro o incluso material fino como arcilla, reduciendo la estabilidad del macizo. Varía entre 0.75 a 24.
- J_w (*Joint water reduction factor*): Factor asociado a la presencia de agua y al caudal afluyente de la roca. Varía entre 0.05 y 1.
- SRF (*Stress reduction factor*): Factor asociado a las tensiones naturales del suelo. Varía entre 0.5 a 20.

El valor de Q tiene un rango entre el 0.001 y 1000 dependiendo de los valores de los parámetros.

Como se puede ver, el primer cociente toma en consideración la roca con fracturas. El segundo cociente considera el estado de las fracturas. Finalmente el tercer cociente describe el estado presente del suelo, debido a que considera el efecto del agua y de las condiciones naturales del suelo.

En base a la Tabla E - 1, se pueden dar valores para cada factor y se calcula el valor de Q. En base a esto, se determina la calidad de la roca.

Tabla E - 1. Tabla para cálculo de parámetros asociados al Q de Barton.

Description	Value	Notes
1. Rock Quality Designation	RQD	
A. Very Poor	0 - 25	1. Where RQD is reported or measured as ≤ 10 (including 0), a nominal value of 10 is used to evaluate Q. 2. RQD intervals of 5, i.e. 100, 95, 90 etc. are sufficiently accurate.
B. Poor	25 - 50	
C. Fair	50 - 75	
D. Good	75 - 90	
E. Excellent	90 - 100	
2. Joint Set Number	J_n	
A. Massive, no or few joints	0.5 - 1.0	1. For intersections use (3.0 x J _n) 2. For portals use (2.0 x J _n)
B. One joint set	2.0	
C. One joint set plus random	3.0	
D. Two joint sets	4.0	
E. Two joint sets plus random	6.0	
F. Three joint sets	9.0	
G. Three joint sets plus random	12.0	
H. Four or more joint sets, random, heavily jointed, 'sugar cube', etc.	15.0	
J. Crushed rock, earthlike	20.0	

3. Joint Roughness Number J_r			
a. Rock wall contact			
b. Rock wall contact before 10 cm shear			
A. Discontinuous Joints	4.0		
B. Rough and irregular, undulating	3.0		
C. Smooth undulating	2.0		
D. Slickensided undulating	1.5		
E. Rough or irregular, planar	1.5	1. Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m.	
F. Smooth, planar	1.0		
G. Slickensided, planar	0.5	2. $J_r = 0.5$ can be used for planar, slickensided joints having lineations, provided that the lineations are oriented for minimum strength.	
c. No rock wall contact when sheared			
H. Zones containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact	1.0	(nominal)	
J. Sandy, gravely or crushed zone thick enough to prevent wall contact	1.0	(nominal)	
4. Joint Alteration Number J_a		ϕ_r degrees (approx.)	
a. Rock wall contact			
A. Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling	0.75		
B. Unaltered joint walls, surface staining only	1.0	25 - 35	1. Values of ϕ_r , the residual friction angle, are intended as an approximate guide to the mineralogical properties of the alteration products, if present.
C. Slightly altered joint walls, non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	2.0	25 - 30	
D. Silty- or sandy-clay coatings, small clay-fraction (non-softening)	3.0	20 - 25	
E. Softening or low-friction clay mineral coatings, i.e. kaolinite, mica. Also chlorite, talc, gypsum and graphite etc., and small quantities of swelling clays. (Discontinuous coatings, 1 - 2 mm or less)	4.0	6 - 16	

4. Joint Alteration Number	J_a	φ_r degrees (approx.)
<i>b. Rock wall contact before 10 cm shear</i>		
F. Sandy particles, clay-free, disintegrating rock etc.	4.0	25 - 30
G. Strongly over-consolidated, non-softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	6.0	16 - 24
H. Medium or low over-consolidation, softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	8.0	12 - 16
J. Swelling clay fillings, i.e. montmorillonite, (continuous < 5 mm thick). Values of J _a depend on percent of swelling clay-size particles, and access to water.	8.0 - 12.0	6 - 12
<i>c. No rock wall contact when sheared</i>		
K. Zones or bands of disintegrated or crushed	6.0	
L. rock and clay (See G,H and J for clay	8.0	
M. conditions)	8.0 - 12.0	6 - 24
N. Zones or bands of silty- or sandy-clay, small clay fraction, non-softening	5.0	
O. Thick continuous zones or bands of clay	10.0 - 13.0	
P. & R (see G,H and J for clay conditions)	6.0 - 24.0	

5. Joint Water Reduction	J_w	approx. water pressure (kgf/cm ²)
A. Dry excavation or minor inflow i.e. < 5 l/m locally	1	< 1.0
B. Medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings	0.66	1.0 - 2.5
C. Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.5	2.5 - 10.0 1. Factors C to F are crude estimates; increase J _w if drainage installed.
D. Large inflow or high pressure	0.33	2.5 - 10.0
E. Exceptionally high inflow or pressure at blasting, decaying with time	0.2 - 0.1	2. Special problems caused by ice formation are not considered.
F. Exceptionally high inflow or pressure	0.1 - 0.05	> 10
6. Stress Reduction Factor	SRF	
<i>a. Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated</i>		
A. Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock (any depth)		10
B. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth < 50 m)		5
C. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth > 50 m)		2.5
D. Multiple shear zones in competent rock (clay free), loose surrounding rock (any depth)		7.5
E. Single shear zone in competent rock (clay free). (depth of excavation < 50 m)		5
F. Single shear zone in competent rock (clay free). (depth of excavation > 50 m)		2.5
G. Loose open joints, heavily jointed or 'sugar cube'. (any depth)		5

6. Stress Reduction Factor			SRF
<i>b. Competent rock, rock stress problems</i>			
	σ_c/σ_1	σ/σ_1	
H. Low stress, near surface	> 200	>13	2.5
J. Medium stress	200 - 10	13 - 0.66	1
K. High stress, very tight structure (usually favorable to stability, may be unfavorable to wall stability)	10 - 5	0.66 - 0.33	0.5 - 2
L. Mild rockburst (massive rock)	5 - 2.5	0.33 - 0.16	5 - 10
M. Heavy rockburst (massive rock)	< 2.5	< 0.16	10 - 20
<i>c. Squeezing rock , plastic flow of incompetent rock under influence of high rock pressure</i>			
N. Mild squeezing rock pressure			5 - 10
O. Heavy squeezing rock pressure			10 - 20
<i>d. Swelling rock, chemical swelling activity depending on presence of water</i>			
P. Mild swelling rock pressure			5 - 10
R. Heavy swelling rock pressure			10 - 15

2. For strongly anisotropic virgin stress field (if measured): when $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reduce σ_c to $0.8\sigma_c$ and σ_t to $0.8\sigma_t$. When $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reduce σ_c and σ_t to $0.6\sigma_c$ and $0.6\sigma_t$, where σ_c = unconfined compressive strength, and σ_t = tensile strength (point load) and σ_1 and σ_3 are the major and minor principal stresses.

3. Few case records are available where depth of crown below surface is less than span width. Suggest SRF increase from 2.5 to 5 for such cases (see H).

Additional notes on the use of these tables

When making estimates of the rock mass quality (Q), the following guidelines should be followed in addition to the notes listed in the tables:

1. When borehole core is unavailable, RQD can be estimated from the number of joints per unit volume, in which the number of joints per meter for each joint set are added. A simple relationship can be used to convert this number to RQD for the case of clay free rock masses: $RQD = 115 - 3.3 J_v$ (approx.), where J_v = total number of joints per m^3 ($0 < RQD < 100$ for $35 > J_v > 4.5$).
2. The parameter J_n representing the number of joint sets will often be affected by foliation, schistosity, slaty cleavage or bedding etc. If strongly developed, these parallel 'joints' should obviously be counted as a complete joint set. However, if there are few 'joints' visible, or if only occasional breaks in the core are due to these features, then it will be more appropriate to count them as 'random' joints when evaluating J_n .
3. The parameters J_r and J_a (representing shear strength) should be relevant to the weakest significant joint set or clay filled discontinuity in the given zone. However, if the joint set or discontinuity with the minimum value of J_r/J_a is favorably oriented for stability, then a second, less favorably oriented joint set or discontinuity may sometimes be more significant, and its higher value of J_r/J_a should be used when evaluating Q. The value of J_r/J_a should in fact relate to the surface most likely to allow failure to initiate.
4. When a rock mass contains clay, the factor SRF appropriate to loosening loads should be evaluated. In such cases the strength of the intact rock may become the weakest link, and the stability will then depend on the ratio rock-stress/rock-strength. A strongly anisotropic stress field is unfavorable for stability and is roughly accounted for as in note 2 in the table for stress reduction factor evaluation.
5. The compressive and tensile strengths (σ_c and σ_t) of the intact rock should be evaluated in the saturated condition if this is appropriate to the present and future in situ conditions. A very conservative estimate of the strength should be made for those rocks that deteriorate when exposed to moist or saturated conditions.

De acuerdo al valor obtenido y utilizando la Tabla E - 2, se determina el tipo de roca.

Tabla E - 2. Clasificación de la roca según Barton

Tipo de Roca	Valor de Q
Excepcionalmente mala	10^{-3} - 10^{-2}
Extremadamente mala	10^{-2} - 10^{-1}
Muy mala	10^{-1} -1
Mala	1-4
Media	4-10
Buena	10-40
Muy Buena	40-100
Extremadamente buena	100-400
Excepcionalmente buena	400-1000

Agregando información sobre el tipo de túnel que se realiza y la geometría asociada a éste, se puede ver en la Figura E - 1 las recomendaciones constructivas relacionadas al sostenimiento del túnel propuesto por el autor. Cada zona tiene un tipo de sostenimiento, el cual se detalla en la Tabla E - 4.

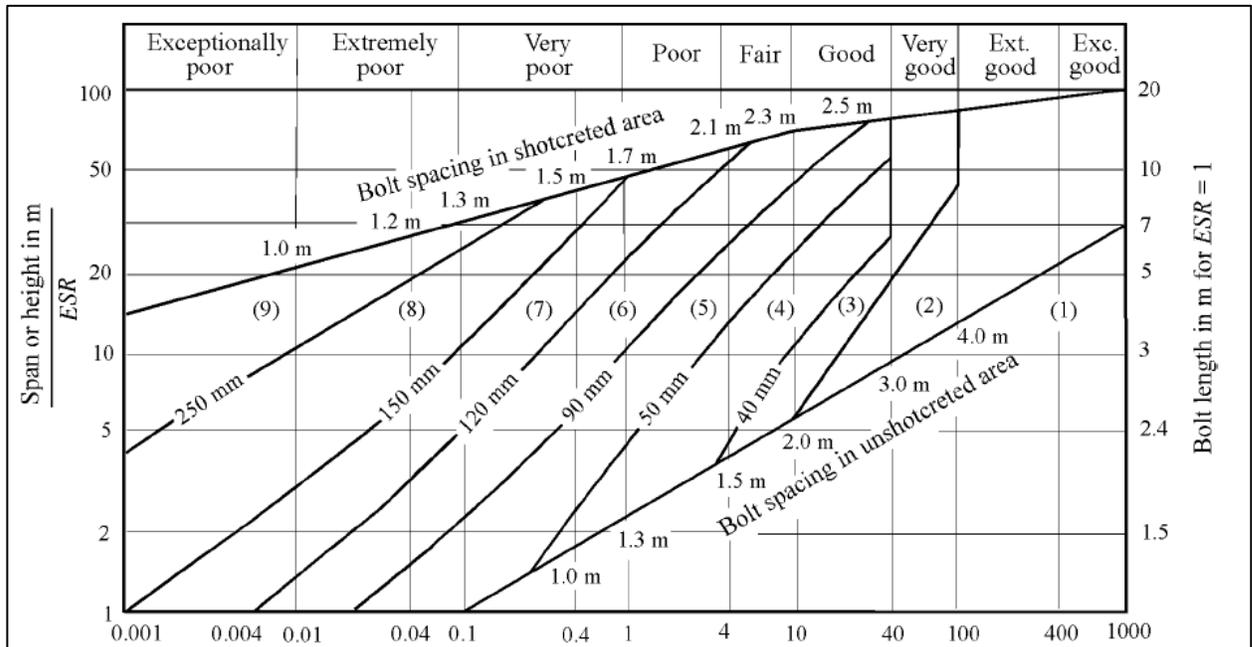


Figura E - 1. Propuestas para el refuerzo a túneles en función de la clasificación y geometría del túnel según Barton.

El valor ESR que se muestra en la tabla corresponde a *Excavation Support Ratio*, el cual es un valor que depende del tipo de túnel que se está excavando. Los valores principales de ESR se muestran en la Tabla E - 3.

Tabla E - 3. Valores típicos para ESR

Tipo de túnel	ESR
Excavación temporal en la minería	3 - 5
Túneles permanentes en la minería, túneles de aducción de agua (no a presión), túneles pilotos	1.6
Túneles menores para caminos o ferrocarriles, túneles de acceso, cámaras de almacenamiento	1.3
Centrales hidroeléctricas, túneles importantes para carreteras o ferrocarriles	1
Centrales nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarriles subterráneas, fábricas, estructuras subterráneas para congregación de gente	0.8

Tabla E - 4. Refuerzos propuestos por Barton para distintas clasificaciones de macizos

Reinforcement Categories
1) Unsupported
2) Spot bolting
3) Systematic bolting
4) Systematic bolting with 40 - 100 mm unreinforced shotcrete
5) Fiber reinforced shotcrete, 50 - 90 mm, and bolting
6) Fiber reinforced shotcrete, 90- 120 mm, and bolting
7) Fiber reinforced shotcrete, 120 - 150 mm, and bolting
8) Fiber reinforced shotcrete, > 150 mm, with reinforced ribs of shotcrete and bolting
9) Cast concrete lining

Anexo F
Análisis de estabilidad de la frente
Según Método de Mühlhaus

Análisis de estabilidad de la frente

Según Método de Mühlhaus

El modelo de Mühlhaus es un análisis basado en la teoría de la plasticidad que encuentra el valor de inicio de la plastificación del suelo. Este método deduce las tensiones del terreno dentro de una esfera ubicada en el extremo del túnel en construcción, tal como se muestra en la Figura F - 1.

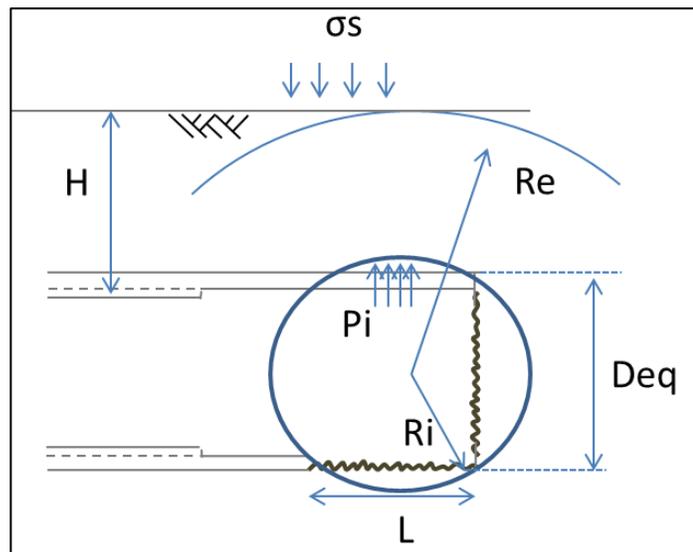


Figura F - 1. Diagrama estabilización de frente según método de Mühlhaus

Este método fue modificado después por Sozio y Negro (1994) para considerar las fuerzas de gravedad. Junto con esto, existen distintas formas de calcular este factor de seguridad en función de la distancia desde la frente del túnel al cierre de la fortificación (Valor L de la figura anterior).

El factor de seguridad propuesto por Sozio y Negro es la expresión siguiente:

$$FS = \frac{\sigma_{oct} + \sigma_s - p_l}{\sigma_{oct} + \sigma_s - p_i}$$

Dado que la solución se basa en el teorema del límite inferior de la plasticidad, no se producirá una falla para valores de FS superiores a la unidad. Los parámetros presentes en la expresión son los siguientes:

$\sigma_{oct} = \left(\frac{1+2K_o}{3}\right)\gamma H$	Tensión efectiva octaédrica (según Vesic)
$K_o :$	Coeficiente de empuje lateral
$\sigma_s :$	Sobrecarga superficial
$p_i :$	Presión interna ficticia en el túnel (se estima como una fracción de la tensión octaédrica y está asociada al apoyo que se le da por el revestimiento en la cúpula previo el cierre del sostenimiento.
$p_l :$	Presión límite (inicio de la plastificación) para las condiciones presentes. Se calcula de la siguiente manera.
$p_l = \left(\frac{R_i}{R_e}\right)^{(n-1)(\lambda_p-1)} \left[\sigma_s + \frac{\sigma_c}{(\lambda_p-1)} - \frac{\gamma R_e}{(n-1)\lambda_p-n} \right] - \frac{\sigma_c}{(\lambda_p-1)} + \frac{\gamma R_i}{(n-1)\lambda_p-n}$, en donde	
$R_i = \frac{1}{2}\sqrt{L^2 + D_{eq}^2} :$	Radio interno de la esfera
$R_e = C + \frac{D_{eq}}{2} :$	Radio externo de la esfera
$n = 2 \text{ o } 3$	Factor que considera la situación bidimensional o tridimensional
$\lambda_p = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi}$	Coeficiente de empuje lateral (pasivo)
$\sigma_c = \frac{2c*\cos\phi}{1-\sin\phi}$	Resistencia a la compresión uniaxial del suelo
$D_{eq} = \sqrt{\left(\frac{4A}{\pi}\right)} :$	Diámetro equivalente de una sección transversal de un túnel.
A:	Área del túnel
L:	Distancia de cierre de la contrabóveda.
H:	Cobertura del túnel (altura desde la clave hasta la superficie)

Anexo G
Análisis de la estabilidad de la frente
Según Método de Atkinson & Potts

Análisis de la estabilidad de la frente

Según Método de Atkinson & Potts

El modelo de Atkinson & Potts es un modelo que permite estimar la longitud de avance en base a la evaluación de la estabilidad local de una cuña sobre el techo del túnel, de acuerdo a Figura G - 1.

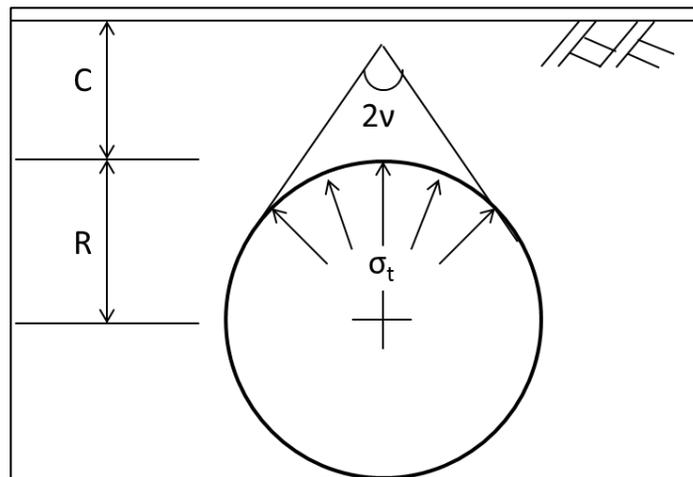


Figura G - 1. Modelo de Atkinson & Potts para estabilidad de la frente, límite superior.

Este modelo también fue modificado por Sozio y Negro para considerar la componente cohesiva del suelo y las fuerzas de gravedad.

Esta solución se refiere a un estado plano de deformación de manera que para tomar en cuenta el efecto tridimensional de una cuña de ruptura local se incorpora una presión interna ficticia. Esta presión se estima como un porcentaje de la tensión octaédrica efectiva en el techo del túnel. Se consideran valores usuales de avance practicados sin soporte (entre 1 y 1.5 [m] para suelos como la grava típica de Santiago).

Al igual que para la estabilidad global, se debe estimar un factor de seguridad frente al colapso del túnel, el cual debe ser superior a la unidad. Éste se define de la siguiente manera:

$$FS_{local} = \frac{\sigma_{oct} - p_l}{\sigma_{oct} - p_i}$$

Donde,

$$\sigma_{oct} = \frac{1+K_0}{2} \gamma C \quad \text{Tensión octaédrica efectiva local}$$

$$p_i = 0.10 * \sigma_{oct} \quad \text{Presión interna ficticia local}$$

$$p_l = \frac{2\gamma\left(\frac{D_{eq}}{2}\right)\lambda}{\lambda^2-1} - \frac{\sigma_c}{\lambda-1} \quad \text{Presión límite de estabilidad local}$$

Anexo H
Resultados Adicionales del Modelo de Jerarquización

Resultados Adicionales del Modelo de Jerarquización

A continuación se muestran gráficos adicionales a los mostrados en el cuerpo del estudio, obtenidos con la misma metodología, para variables de tercer y cuarto orden. Se asume que el impacto de estas variables no altera los resultados y conclusiones de este trabajo.

Incertezas de tercer orden

Etapa de exploración

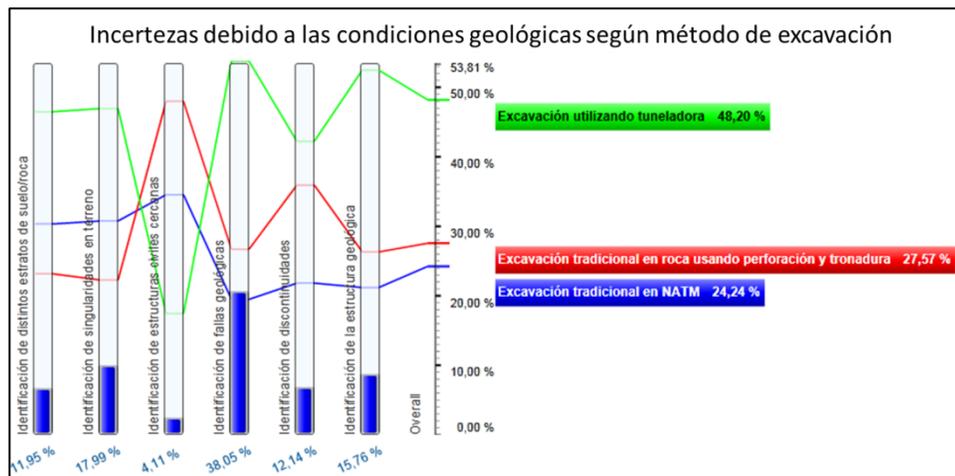


Figura H - 1. Importancia de las incertezas de tercer orden asociadas a las condiciones geológicas para cada método de excavación.

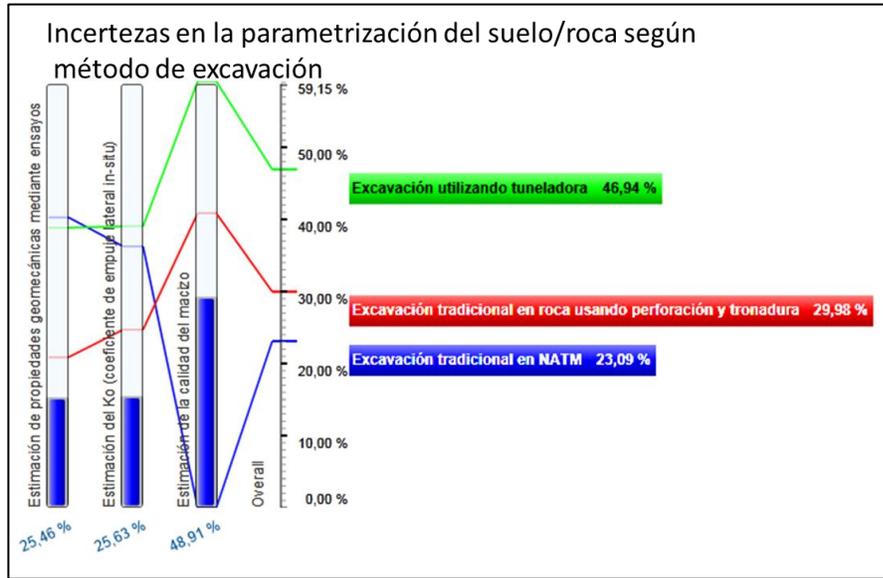


Figura H - 2. Importancia de las incertezas de tercer orden asociadas a la parametrización del suelo/roca para cada método de excavación.

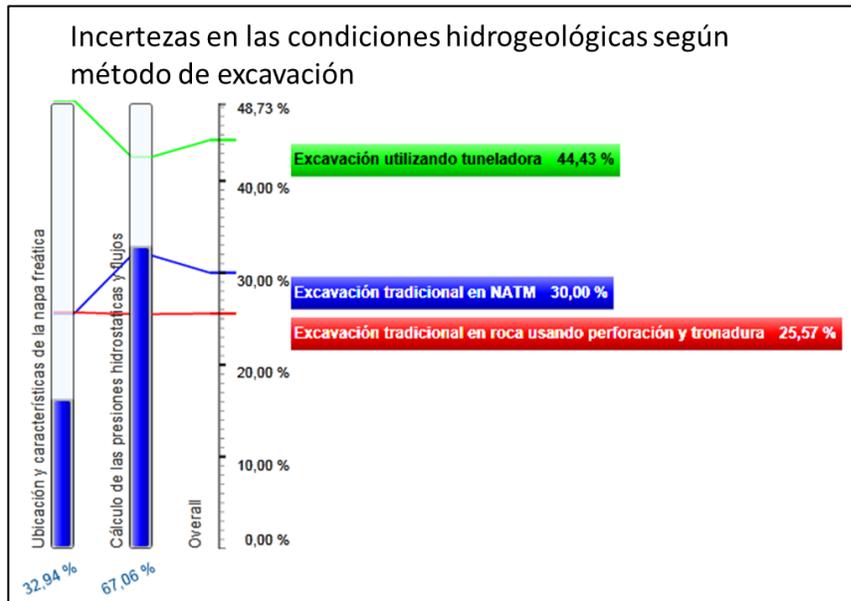


Figura H - 3. Importancia de las incertezas de tercer orden asociadas a las condiciones hidrogeológicas para cada método de excavación.

Etapa de Diseño

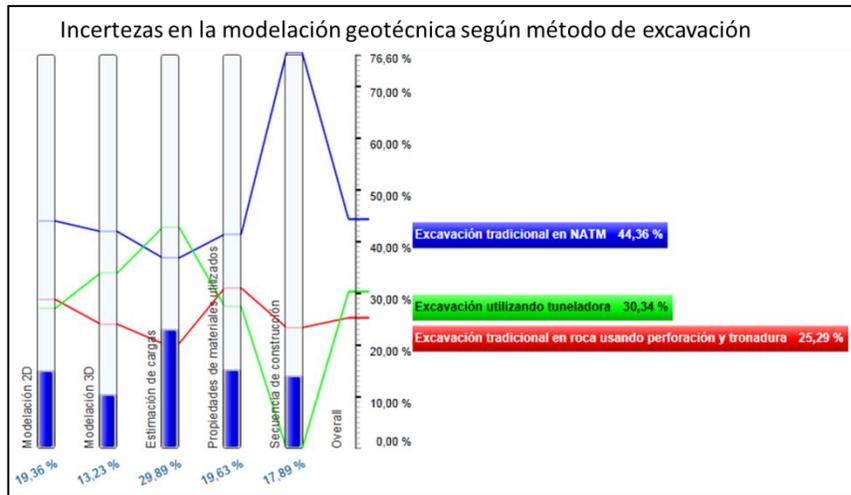


Figura H - 4. Importancia de las incertezas de tercer orden asociadas a la modelación geotécnica para cada método de excavación.

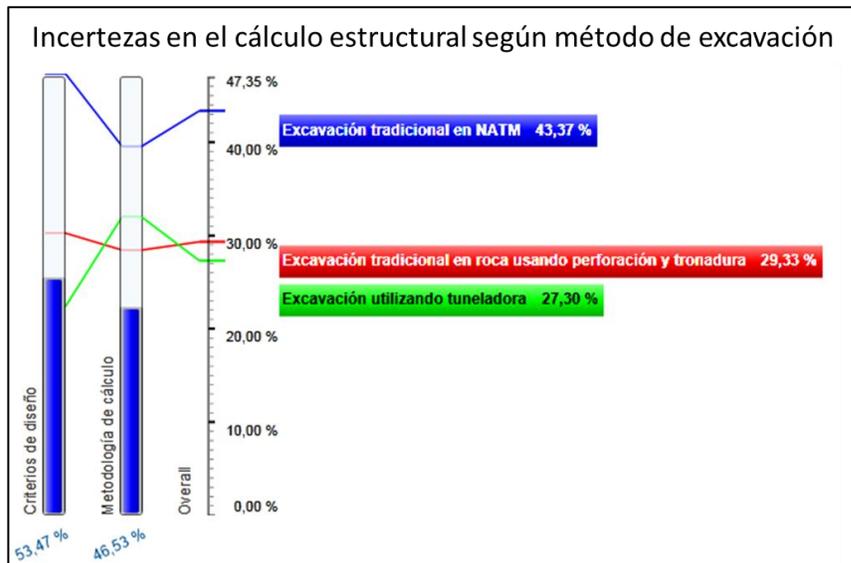


Figura H - 5. Importancia de las incertezas de tercer orden asociadas al cálculo estructural para cada método de excavación.

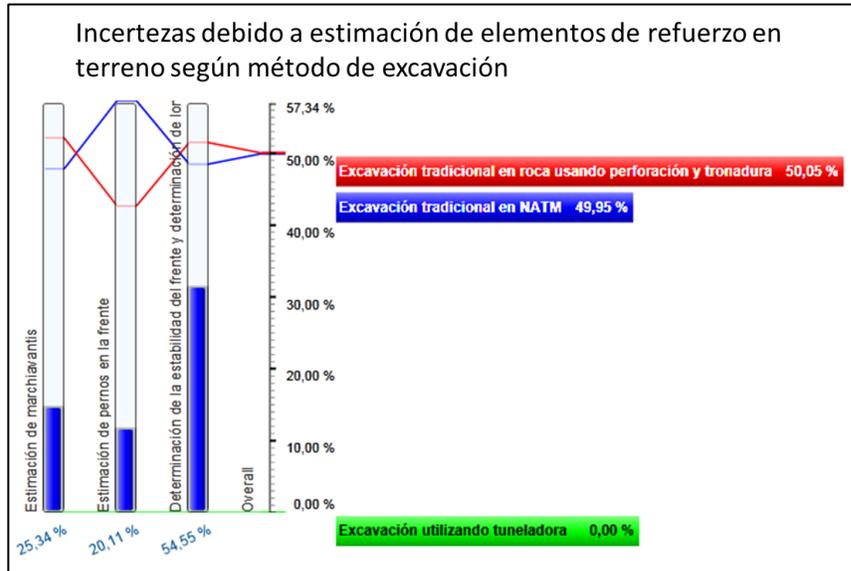


Figura H - 6. Importancia de las incertezas de tercer orden asociadas a la estimación de refuerzos en terreno para cada método de excavación.

Etapa de Construcción

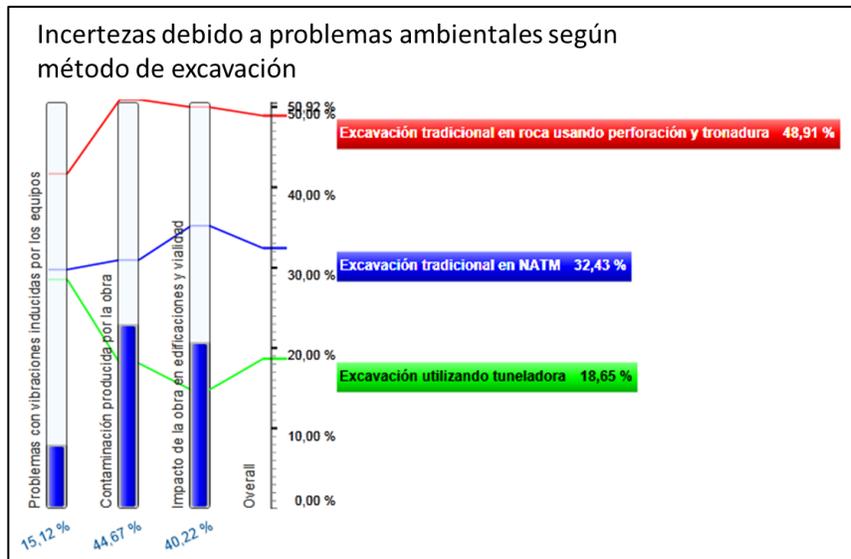


Figura H - 7. Importancia de las incertezas de tercer orden asociadas a los problemas medioambientales para cada método de excavación.

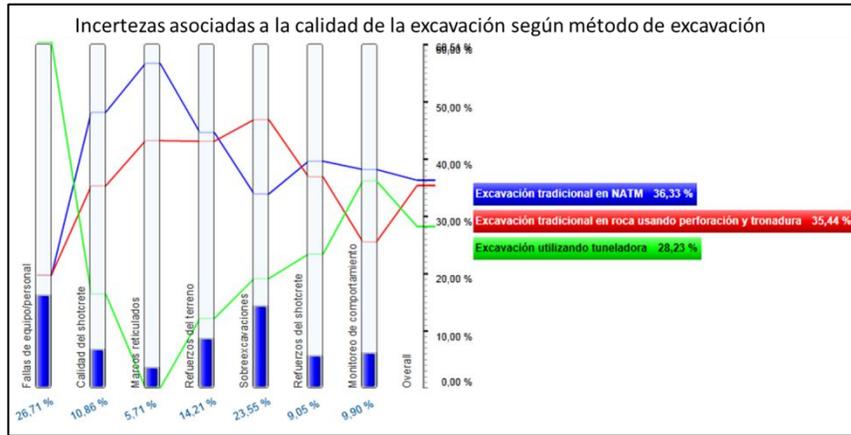


Figura H - 8. Importancia de las incertezas de tercer orden asociadas a la calidad de la excavación para cada método de excavación.

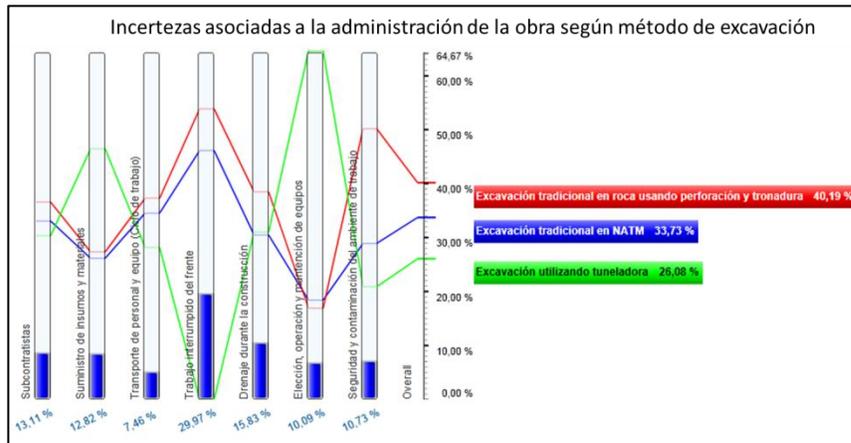


Figura H - 9. Importancia de las incertezas de tercer orden asociadas a la administración de la obra para cada método de excavación.

Incertezas de cuarto orden

Etapa de Exploración

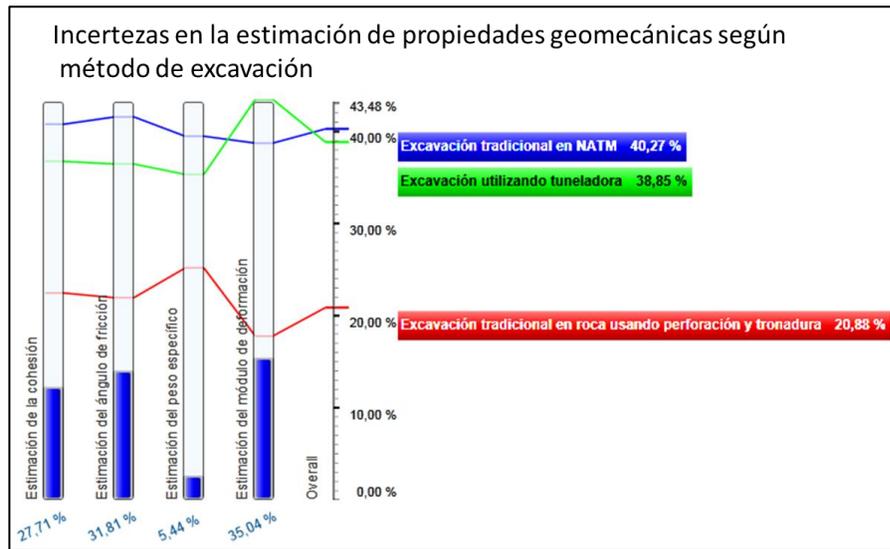


Figura H - 10. Importancia de las incertezas de cuarto orden asociadas a la estimación de propiedades geomecánicas según el método de excavación

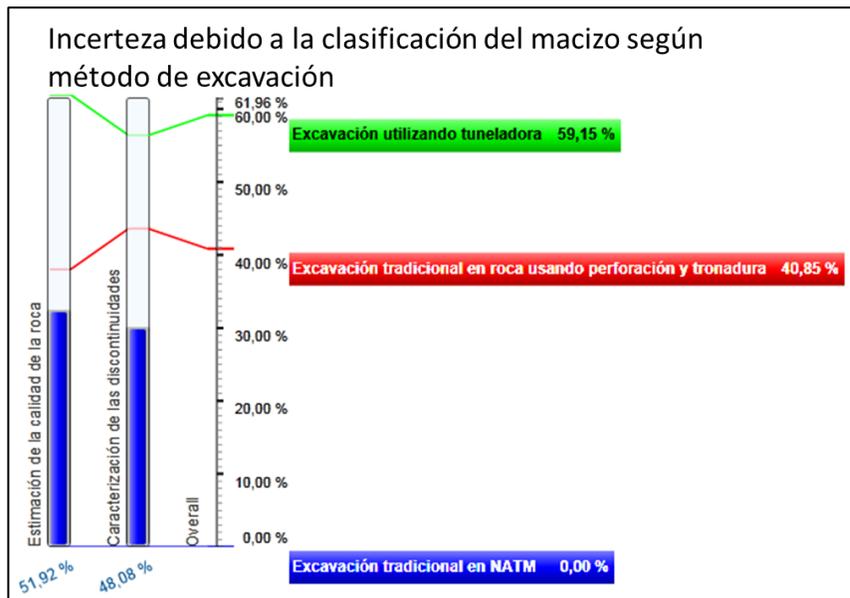


Figura H - 11. Importancia de las incertezas de cuarto orden asociadas a la clasificación del macizo para cada método de excavación.

Etapa de construcción

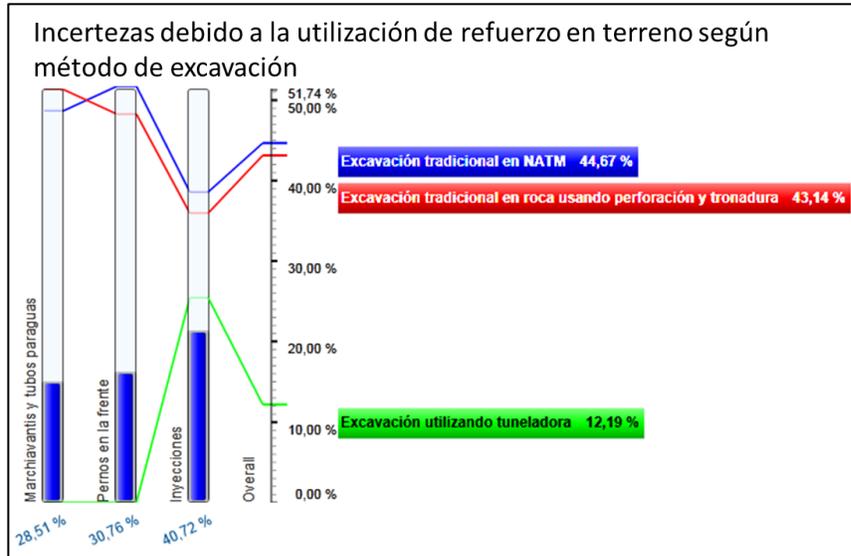


Figura H - 12. Importancia de las incertezas de cuarto orden asociadas a la utilización de refuerzos en terreno para cada método de excavación.

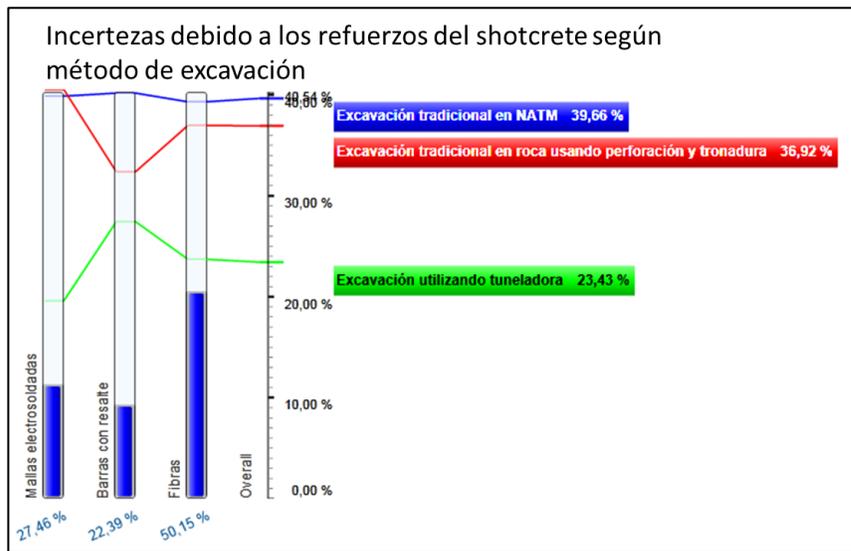


Figura H - 13. Importancia de las incertezas de cuarto orden asociadas a los refuerzos del shotcrete para cada método de excavación.

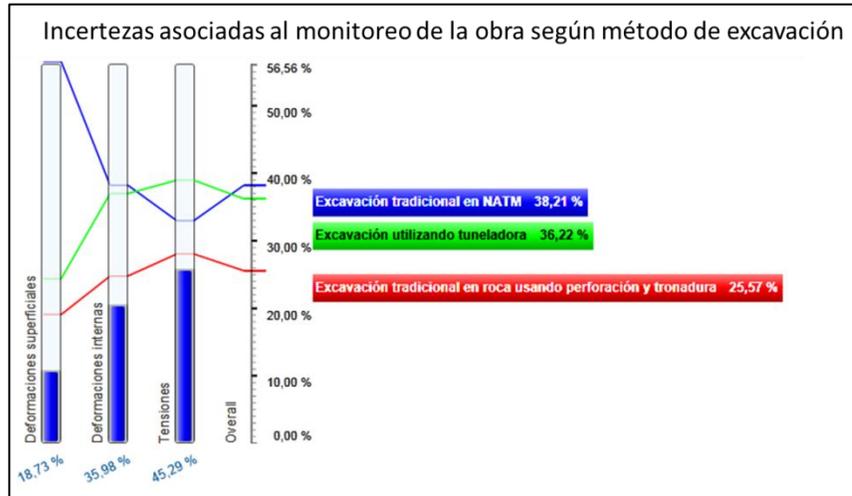


Figura H - 14. Importancia de las incertezas de cuarto orden asociadas al monitoreo de deformaciones para cada método de excavación.