



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**PROCEDIMIENTOS GENERALES DE CONSTRUCCIÓN
PARA OBRAS SUBTERRÁNEAS EN ROCA
CASO DE ESTUDIO: Caverna de la Casa de Máquinas de la Central
Hidroeléctrica La Yesca**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

MIGUEL ANGEL MEJÍA MORALES

DIRECTOR DE TESIS:

M.I. ÓSCAR VEGA Y ROLDÁN

MÉXICO, D.F. AGOSTO 2014





UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/101/2013

Señor
MIGUEL ÁNGEL MEJÍA MORALES
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. OSCAR VEGA Y ROLDÁN que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted conforme a la opción I. "Titulación mediante tesis o tesina y examen profesional", para obtener su título en INGENIERIA CIVIL

**"PROCEDIMIENTOS GENERALES DE CONSTRUCCIÓN PARA OBRAS SUBTERRÁNEAS EN ROCA.
CASO DE ESTUDIO: CAVERNA DE LA CASA DE MÁQUINAS DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA LA
YESCA."**

INTRODUCCIÓN

- I. EL MACIZO ROCOSO**
- II. INVESTIGACIÓN DEL SITIO**
- III. EXCAVACIÓN DE ESTRUCTURAS SUBTERRÁNEAS**
- IV. SOPORTE DE ESTRUCTURAS SUBTERRÁNEAS**
- V. REVESTIMIENTO DEFINITIVO**
- VI. CASO DE ESTUDIO: CAVERNA DE LA CASA DE MÁQUINAS DE LA C. H. LA YESCA**
- VII. CONCLUSIONES**
- BIBLIOGRAFÍA**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 2 de Julio de 2014
EL PRESIDENTE DEL COMITÉ

M. EN I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

JETS/MTH

AGRADECIMIENTOS

A la **Universidad Nacional Autónoma de México** y su **Facultad de Ingeniería** por la oportunidad de cursar en sus aulas una carrera profesional.

A la **Comisión Federal de Electricidad**, por permitirme utilizar la información de la C. H. La Yesca para la elaboración de este trabajo.

Al **Dr. Humberto Marengo Mogollón**, por darme la oportunidad de trabajar en una de las obras de infraestructura más importantes de los últimos años, el P. H. La Yesca.

A mis amigos y compañeros del P. H. La Yesca, por su amistad y ayuda.

Al **Mtro. Ing. Óscar Vega y Roldán**, por el apoyo, comentarios y recomendaciones en la elaboración de este trabajo.

A **Marcia Mariela Forée**, por sus consejos y orientación en la decisión de estudiar ingeniería civil.

A mis **abuelos**, por su cariño y enseñanzas a lo largo de mi vida.

A mi **hermana**, por todos los años que hemos compartido y sobre todo por soportarme.

Y muy especialmente a mis padres: **Vicente** y **Beatriz**, por el amor, comprensión y apoyo incondicional que siempre me han brindado, y sobre todo por el esfuerzo que realizaron para la culminación de este proyecto.



ÍNDICE

Índice de figuras	7
Índice de tablas	13
Introducción	15
I. Reseña histórica	15
II. Evolución tecnológica	22
III. Uso del espacio subterráneo	26
Capítulo 1. El Macizo Rocoso	31
1.1. Definición de roca y su clasificación	31
1.2. Propiedades de las rocas	34
1.3. Discontinuidades en el macizo rocoso	39
1.4. El agua en el macizo rocoso	43
1.5. Clasificación del macizo rocoso	44
Capítulo 2. Investigación del sitio	55
2.1. Objetivo de los estudios	55
2.2. Etapas de los estudios	56
2.3. Métodos de investigación	59
Capítulo 3. Excavación de estructuras subterráneas	71
3.1. Excavación vía perforación y voladura	71
3.2. Excavación con tuneladoras	99
3.3. Excavación con rozadoras	109
3.4. Otros sistemas de excavación	115
Capítulo 4. Soporte de estructuras subterráneas	119
4.1. Consideraciones en el diseño del soporte	119
4.2. Anclaje	123
4.3. Concreto lanzado	128
4.4. Marcos metálicos	135
Capítulo 5. Revestimiento definitivo	141
5.1. Introducción	141
5.2. Revestimiento con concreto lanzado	143
5.3. Revestimiento con concreto colado en sitio	147
5.4. Revestimiento con dovelas	153
Capítulo 6. Caso de estudio: Caverna de la Casa de Máquinas de la C.H. La Yesca	159
6.1. Descripción general de la Central Hidroeléctrica	159
6.2. Aspectos geológicos y geotécnicos	164

6.3. Procedimiento constructivo de la Casa de Máquinas	171
Capítulo 7. Conclusiones	183
Bibliografía	187
Apéndice A	193
Apéndice B	199

ÍNDICE DE FIGURAS

Introducción

Figura I. Antigua ciudad de Petra, Jordania.	16
Figura II. Túnel en la isla Samos, Grecia.	16
Figura III. Túnel de Furlo en Marche, Italia.	17
Figura IV. Ciudad subterránea de Derinkuyu en Capadocia, Turquía.	18
Figura V. Construcción del Metro de Londres.	19
Figura VI. Túnel para el drenaje profundo de la Ciudad de México.	21
Figura VII. Túnel ferroviario ubicado entre los poblados de Santa Isabel y San Andrés en el estado de Chihuahua, México.	21
Figura VIII. Primeras perforadoras utilizadas para la excavación.	23
Figura IX. Primera perforadora de vapor que funciona con percusión.	24
Figura X. Escudo de Marc Brunel utilizado para excavar bajo el Támesis.	25
Figura XI. Rozadora MK2A marca Dosco, utilizada en Inglaterra.	26
Figura XII. Túnel de Laerdals en Noruega.	27
Figura XIII. Cavernas de Roca Jurong, Singapur.	27
Figura XIV. Montaje de una turbina en la caverna de Casa de Maquinas del Proyecto Hidroeléctrico El Cajón, México.	28
Figura XV. Grutas de Cacahuamilpa, México.	28
Figura XVI. Caverna Olímpica de Gjøvik, Noruega.	29

Capítulo 1

Figura 1.1 Ciclo de las rocas o ciclo petrológico.	33
Figura 1.2 Influencia de las discontinuidades sobre la estabilidad.	39
Figura 1.3 Tipos de fallas.	40
Figura 1.4 Falla normal en el camino Cadereyta – Zimapan.	40
Figura 1.5 Diaclasas asociadas a un plegamiento.	41
Figura 1.6 Superficies de estratificación horizontales en un macizo rocoso calizo.	41
Figura 1.7 Discordancia litológica. Rocas piroclásticas del Terciario sobre calizas del Cretácico. Querétaro, México.	41
Figura 1.8 Orientación de las discontinuidades.	42
Figura 1.9 Procedimiento para la medición y el cálculo del RQD.	47
Figura 1.10 Índice de Resistencia Geológica (GSI)	53

Capítulo 2

Figura 2.1 Método eléctrico de resistividad.	60
Figura 2.2 Método sísmico, ondas reflejadas y refractadas.	61
Figura 2.3 Socavón exploratorio por el eje de la Casa de Máquinas en la construcción de la C.H. La Yesca.	64

Figura 2.4 Perforación a rotación, equipo ligero sobre patines.	65
Figura 2.5 Barriles muestreadores convencionales.	66
Figura 2.6 Sistema Wire Line.	67
Figura 2.7 Colocación de las muestras obtenidas, en cajas de madera identificadas para su transporte y almacenamiento.	67
Figura 2.8 Equipo para la prospección geofísica en pozos.	68

Capítulo 3

Figura 3.1 Perforación en sección de túnel con ayuda de una plantilla.	72
Figura 3.2 Colocación de explosivos en los barrenos perforados.	72
Figura 3.3 Amacice del terreno, después de realizada la voladura.	72
Figura 3.4 Retiro de rezaga en el interior de un túnel con la ayuda de un cargador frontal y camión articulado.	72
Figura 3.5 Actividades básicas del ciclo de excavación con explosivos.	73
Figura 3.6 Etapas de excavación en estructuras con grandes secciones.	74
Figura 3.7 Excavación por etapas de grandes cavernas.	74
Figura 3.8 Acciones básicas en la perforación rotopercutiva.	75
Figura 3.9 Sección de un martillo hidráulico.	76
Figura 3.10 Deslizadera hidráulica telescópica.	76
Figura 3.11 Martillo neumático sobre una deslizadera de tornillo.	76
Figura 3.12 Perforadora neumática manual con pierna.	77
Figura 3.13 JUMBO DT1130 electro-hidráulico de tres brazos.	77
Figura 3.14 Perforadora hidráulica sobre orugas TAMROCK RANGER.	78
Figura 3.15 Accesorios para perforación en roca	79
Figura 3.16 Tipos de barras.	79
Figura 3.17 Tipos de coples.	80
Figura 3.18 A. Broca retráctil de botones; B. Broca de botones.	80
Figura 3.19 A. Broca escariadora de botones con barra piloto; B. Broca escariadora integral de botones.	80
Figura 3.20 Algunas combinaciones de sartas de perforación.	81
Figura 3.21 Zonas de distribución de los barrenos en un frente de excavación.	81
Figura 3.22 Efecto del tiempo de retardo de los barrenos de la cuña sobre el rendimiento de la voladura en un túnel.	82
Figura 3.23 Algunos diagramas típicos de cuñas quemadas utilizadas en túneles.	82
Figura 3.24 Barrenos para voladura con cuña en V.	83
Figura 3.25 Valores recomendados del espaciamiento en función del diámetro de perforación para poscorte y precorte.	84
Figura 3.26 Voladura para iniciar banqueo con perforación vertical utilizando una cuña en V.	85
Figura 3.27 Plantillas comunes para voladuras de banco, con patrón de perforación cuadrado.	85
Figura 3.28 Plantillas de cuña quemada para túneles.	86
Figura 3.29 Dinamita gelatina.	88
Figura 3.30 Alto explosivo tipo hidrogel.	88
Figura 3.31 Agente explosivo granulado ANFO.	89
Figura 3.32 Instalación necesaria para una voladura utilizando el sistema cordón encendedor - mecha.	90

Figura 3.33 Instalación necesaria para una voladura utilizando el sistema cordón detonante – nonel.	90
Figura 3.34 Accesorios para voladura.	91
Figura 3.35 Fulminante ordinario.	92
Figura 3.36 Accesorios para voladura.	92
Figura 3.37 Diferentes tipos de detonadores.	93
Figura 3.38 Engargoladora manual para mecha y fulminante.	94
Figura 3.39 Sistema de iniciación con nonel.	95
Figura 3.40 Cebado recomendado en aplicaciones subterráneas.	96
Figura 3.41 Tipos de conexiones utilizando nonel.	97
Figura 3.42 Ventilación aspirante y soplante dentro de una excavación subterránea.	98
Figura 3.43 Ventilación mixta dentro de una excavación subterránea.	99
Figura 3.44 Topo de 8.83 m de diámetro, fabricado para la construcción del túnel de San Gotardo en Suiza.	100
Figura 3.45 Esquema de una tuneladora tipo TOPO.	101
Figura 3.46 Frente del túnel donde se aprecian los círculos formados en la roca por los cortadores de disco en la cabeza del topo.	102
Figura 3.47 Esquema de rotura por indentación.	102
Figura 3.48 Sistemas de reconocimiento y tratamiento del terreno.	103
Figura 3.49 Robot para colocación de concreto lanzado como parte del equipo de apoyo	104
Figura 3.50 Tuneladora tipo topo de doble gripper.	104
Figura 3.51 Esquema de una tuneladora tipo ESCUDO SIMPLE para roca.	106
Figura 3.52 Colocación de dovela con la ayuda del erector en una tuneladora tipo Escudo.	107
Figura 3.53 Tuneladora tipo escudo doble de 12.34 m de diámetro.	107
Figura 3.54 Esquema de una tuneladora tipo ESCUDO DOBLE.	108
Figura 3.55 Rozadora con cabeza de corte de eje horizontal.	109
Figura 3.56 Elementos constituyentes de una rozadora.	110
Figura 3.57 Sistemas de trabajo con cabeza axial en la parte superior y transversal en la inferior.	111
Figura 3.58 Dispositivos de acopio y carga de rezaga.	112
Figura 3.59 Rozadora de brazo con cabeza de corte axial.	112
Figura 3.60 Rozadora de tambor.	112
Figura 3.61 Rozadora con cabeza de corte transversal, provista de una perforadora hidráulica para anclaje.	113
Figura 3.62 Excavación por etapas con rozadora.	113
Figura 3.63 Sistema de control de dirección.	114
Figura 3.64 Vista esquemática de un martillo hidráulico.	115
Figura 3.65 Excavadora portando un martillo hidráulico	116
Figura 3.66 Excavadora portando una cabeza rozadora de eje transversal.	117

Capítulo 4

Figura 4.1 Categorías de soporte, basado en el índice Q.	122
Figura 4.2 Anclas de fibra de vidrio.	123
Figura 4.3 Ancla autoperforante.	124
Figura 4.4 Algunos tipos de anclaje utilizados para soporte de estructuras subterráneas.	125

Figura 4.5 Proceso de colocación de ancla tipo Split-Set.	126
Figura 4.6 Anclas de acero con la manguera de plástico sujeta en ellas.	127
Figura 4.7 Ancla tipo Swellex.	127
Figura 4.8 Equipo utilizado para tensado del anclaje.	128
Figura 4.9 Tensado de ancla en el muro de un túnel con un gato hidráulico.	128
Figura 4.10 Tensado de ancla en el muro de un túnel con la llave de torsión.	128
Figura 4.11 Colocación manual de concreto lanzado dentro de un túnel.	129
Figura 4.12 Principales fibras de acero utilizadas para el concreto lanzado.	131
Figura 4.13 Boquillas para la colocación de concreto lanzado.	132
Figura 4.14 Movimiento de la boquilla en la colocación del concreto lanzado.	133
Figura 4.15 Esquemas de los tipos de equipo utilizados para la colocación de concreto lanzado por la vía seca.	134
Figura 4.16 Equipo de rotor para colocación de concreto lanzado por vía seca.	135
Figura 4.17 Equipo robotizado para la colocación de concreto lanzado.	135
Figura 4.18 Colocación de marcos metálicos para soporte en la construcción del túnel El Sinaloense, México.	136
Figura 4.19 Perfiles metálicos en México, utilizados para la fabricación de marcos.	137
Figura 4.20 Marco reticular de 3 barras.	137
Figura 4.21 Marcos metálicos deslizantes.	137
Figura 4.22 Riostras colocadas entre marcos de acero de sección H, retacados con concreto hidráulico.	138
Figura 4.23 Colocación de marcos metálicos en dos etapas	139
Figura 4.24 Sistema Bernold.	139
Figura 4.25 Colocación de marcos reticulados de tres barras.	140
Figura 4.26 Marcos deslizantes con chapa metálica como cimbra.	140

Capítulo 5

Figura 5.1 Colocación de acero de refuerzo para revestimiento con concreto armado colado en sitio.	142
Figura 5.2 Revestimiento definitivo de concreto lanzado en el túnel Viret, Suiza.	143
Figura 5.3 Colocación de segunda capa de concreto lanzado para revestimiento definitivo en uno de los túneles de desvío, en la construcción de la C. H. La Yesca.	144
Figura 5.4 Barras de acero de refuerzo y un escantillón de acero como guía para colocar el recubrimiento adecuado de concreto lanzado.	144
Figura 5.5 Las cinco técnicas de recubrimiento con concreto lanzado.	145
Figura 5.6 Tiras de geotextil cubiertas con la membrana impermeable en túnel La Pólvora, Chile.	146
Figura 5.7 Esquema del sistema de impermeabilización utilizando una membrana impermeable líquida.	146
Figura 5.8 Revestimiento definitivo de concreto armado, colado in situ, en el túnel carretero El Sinaloense, México.	147
Figura 5.9 Revestimiento de sección circular en una zona del Túnel de desvío No. 2, en la construcción de la C. H. La Yesca.	147
Figura 5.10 Revestimiento de sección portal, en una de las galerías para tratamiento del macizo rocoso, en la construcción de la C. H. La Yesca.	148
Figura 5.11 Actividades de excavación y colocación de revestimiento simultaneas.	148
Figura 5.12 Revestimiento definitivo en la bóveda de una caverna de gran tamaño.	149

Figura 5.13 Cimbra metálica telescópica, utilizada en el revestimiento del túnel carretero El Sinaloense, México.	149
Figura 5.14 Cimbra deslizante, utilizada para el revestimiento de los muros en la caverna de Galería de Oscilación, en la construcción de la C. H. La Yesca.	150
Figura 5.15 Preparativos para la colocación del revestimiento con cimbra metálica telescópica, en una zona del túnel de desvío No. 1, en la construcción de la C. H. La Yesca.	151
Figura 5.16 Colocación de geotextil en todo el contorno de la bóveda de la excavación	152
Figura 5.17 Membrana de impermeabilización colocada en el contorno de la excavación.	152
Figura 5.18 Revestimiento definitivo con dovelas en el túnel ferroviario de Guadarrama, España.	153
Figura 5.19 Esquema de las partes fundamentales de un anillo de dovelas.	154
Figura 5.20 Revestimiento en túnel con anillos de dovelas.	155
Figura 5.21 Tornillos de fijación entre dovelas del mismo anillo.	155
Figura 5.22 Colocación de una dovela con ayuda del brazo erector de la tuneladora.	156
Figura 5.23 Dovelas de concreto, donde se aprecia la banda perimetral de sellado.	157

Capítulo 6

Figura 6.1 Localización del la C. H. La Yesca sobre el río Santiago.	159
Figura 6.2 Arreglo general de las estructuras que componen la C. H. La Yesca.	160
Figura 6.3 Portales de entrada de los túneles 1 y 2 de desvío, durante la construcción de la C. H. La Yesca.	161
Figura 6.4 Cortina de la C. H. La Yesca durante su construcción.	161
Figura 6.5 Canales de descarga de la C. H. La Yesca durante su construcción.	162
Figura 6.6 Obra de toma de la C. H. La Yesca	163
Figura 6.7 Interior de la tubería a presión, rama horizontal, en la construcción de la C. H. La Yesca.	163
Figura 6.8 Lumbrera de buses, durante los trabajos de revestimiento, en la construcción de la C. H. La Yesca.	163
Figura 6.9 Columna estratigráfica en la zona de la C. H. La Yesca	165
Figura 6.10 Vista de la falla Crucero-Pitayo en el 0+048 del socavón piloto.	168
Figura 6.11 Ubicación original y definitiva de la Casa de Máquinas.	169
Figura 6.12 Inicio de la excavación de los túneles de acceso a la Casa de Máquinas.	171
Figura 6.13 Vista en planta de los tres túneles de acceso a la Casa de Máquinas.	172
Figura 6.14 Túnel de acceso a la bóveda de la Casa de Máquinas	172
Figura 6.15 Excavación de la bóveda de la Casa de Máquinas.	173
Figura 6.16 Plantillas de perforación utilizadas en la bóveda de la Casa de Máquinas	173
Figura 6.17 Colocación de la malla electrosoldada en la bóveda de la Casa de Máquinas.	174
Figura 6.18 Colocación de concreto lanzado para revestimiento definitivo en la bóveda de la Casa de Máquinas.	174
Figura 6.19 Inicio de la excavación del primer banco.	175
Figura 6.20 Excavación del primer banco de la caverna de la Casa de Máquinas.	175
Figura 6.21 Esquema del segundo banqueo de la caverna de la Casa de Máquinas.	176
Figura 6.22 Esquema de los sistemas de soporte instalados, y el revestimiento definitivo en las paredes de la Casa de Máquinas, elev. 413.5 – 392.95.	176
Figura 6.23 Tercer banqueo de la caverna de la Casa de Máquinas.	177

Figura 6.24 Esquema del cuarto banqueo de la caverna de la Casa de Máquinas.	177
Figura 6.25 Esquema de los sistemas de soporte instalados en las paredes de la Casa de Máquinas, elev. 392.95 – 363.60.	178
Figura 6.26 Sexto banqueo de la Casa de Máquinas.	179
Figura 6.27 Excavación de los fosos de turbinas.	179
Figura 6.28 Excavación de los fosos de turbinas.	179
Figura 6.29 Vista de la Casa de Máquinas en el piso superior, elev. 393.20.	180
Figura 6.30 Sección transversal de la Casa de Máquinas de la C. H. La Yesca	181

ÍNDICE DE TABLAS

Capítulo 1

Tabla 1.1 Clasificación de las rocas por su origen.	32
Tabla 1.2 Clasificación geológica general de las rocas	32
Tabla 1.3 Clasificación de las rocas a partir de su resistencia a compresión simple	34
Tabla 1.4 Clasificación según el grado de meteorización.	34
Tabla 1.5 Propiedades de las rocas y métodos de determinación.	35
Tabla 1.6 Valores de porosidad, peso específico y permeabilidad de algunas rocas	37
Tabla 1.7 Clasificación de durabilidad de Gamble.	37
Tabla 1.8 Valores de resistencia de algunas rocas	38
Tabla 1.9 Valores de velocidad de propagación de las ondas longitudinales en algunas rocas	38
Tabla 1.10 Clasificación de la calidad del macizo según el valor numérico RQD	46
Tabla 1.11 Clasificación geomecánica RMR.	48
Tabla 1.12 Clasificación de los parámetros individuales utilizados en el índice Q.	50

Capítulo 2

Tabla 2.1 Actividades en la etapa de estudios de detalle.	57
Tabla 2.2 Excavabilidad de rocas para diferentes condiciones y velocidad de propagación de ondas elásticas.	62
Tabla 2.3 Métodos de prospección geofísica en el interior de pozos.	69

Capítulo 3

Tabla 3.1 Propiedades de algunos explosivos.	88
Tabla 3.2 Tiempos de retardo disponibles.	97
Tabla 3.3 Dimensiones de tuneladoras utilizadas en diversos proyectos.	105
Tabla 3.4 Equipo de apoyo utilizado en túnel para la Compañía Minera Autlán.	105

Capítulo 4

Tabla 4.1 Sostenimiento a partir del índice RMR.	121
Tabla 4.2 Valores de ESR para la clasificación basada en el índice Q.	122
Tabla 4.3 Diseños de mezcla típicos para concreto y mortero lanzado.	131
Tabla 4.4 Diseños de mezcla de mortero y concreto lanzado utilizados en la construcción de la C. H. La Yesca.	131

Capítulo 6

Tabla 6.1 Características de las principales fallas identificadas en la margen izquierda.	165
---	-----

Tabla 6.2 Características de las principales fallas identificadas en la margen derecha.	166
Tabla 6.3 Características de los principales sistemas estructurales en la caverna de Casa de Máquinas.	167
Tabla 6.4 Descripción de las fallas que afectan la pared aguas abajo de la caverna de la Casa de Máquinas.	170
Tabla 6.5 Descripción de las fallas que afectan la pared aguas arriba de la caverna de la Casa de Máquinas.	171
Tabla 6.6 Anclaje colocado en las paredes de la caverna de la Casa de Máquinas, elevación 399.0 – 405.5	175
Tabla 6.7 Anclaje colocado en las paredes de la caverna de la Casa de Máquinas, elevación 392.95 - 399.0	176
Tabla 6.8 Anclaje colocado en las paredes de la caverna de la Casa de Máquinas, elevación 387.50 - 392.95	177
Tabla 6.9 Anclaje colocado en las paredes de la caverna de la Casa de Máquinas, elevación 381.70 - 387.50	178
Tabla 6.10 Anclaje colocado en las paredes de la caverna de la Casa de Máquinas, elevación 377.00 - 382.00	178

INTRODUCCIÓN

Se proporciona una reseña histórica de las obras subterráneas y las diferentes tecnologías utilizadas para su construcción. También se muestran los diferentes usos que se le ha dado al espacio subterráneo.

I. RESEÑA HISTÓRICA

Durante miles de años, el dominio natural del ser humano ha sido un espacio primordialmente de dos dimensiones: la superficie terrestre. Impulsados por la necesidad, curiosidad e incluso por el miedo, se ha tratado de escapar de las limitaciones de este espacio, ya sea mediante la creación de nuevas tierras en el agua, o mediante la búsqueda de utilizar una tercera dimensión, hacia arriba o hacia abajo [81].

Las obras subterráneas, sin duda se presentan como las más difíciles, sin embargo esto no impidió su uso en una fase muy temprana, como lo demuestra el descubrimiento de las excavaciones subterráneas que se encuentran entre los primeros registros de la actividad humana. Por supuesto, en la naturaleza, y no en la humanidad, está en el origen de las primeras estructuras subterráneas. Grutas y cuevas son el resultado de la acción de la lluvia, los ríos y el mar, y la necesidad, sin duda impulsó a los primeros seres humanos a establecerse en estas cavidades naturales para encontrar la protección de la intemperie y de los ataques de animales o de otros seres humanos, de hecho, es tentador pensar que tal vez la humanidad debe su supervivencia en gran medida a estos hábitats subterráneos naturales.

a. Las estructuras subterráneas en la Antigüedad¹

En todas las épocas, las estructuras subterráneas se han utilizado considerablemente, inicialmente aprovechando las cavernas formadas por la naturaleza y posteriormente las realizadas por el mismo hombre. En Egipto, en el valle del Nilo se han encontrado diversos templos y espacios

¹ [58] Legget (1986) y [56] Juncá (2011).

destinados al uso humano, excavados en roca sólida. El más conocido es el templo de Abu Simbel, localizado a 280 km aguas arriba de la presa de Asuán. Los templos fueron excavados durante el reinado del faraón Ramsés II en el siglo XIII a. C., como un monumento dedicado a dicho faraón y a su esposa Nefertari. La sala principal del templo tiene 18.0 metros de largo y 16.7 metros de ancho, y está sostenida por ocho grandes pilares que representan a Ramsés. Este templo es uno de los seis excavados en la región de Nubia y su propósito fue impresionar a los vecinos del sur y reforzar la influencia de la religión egipcia en la zona.

En la antigua Babilonia se construyó el túnel más antiguo del que se tenga noticia, fue concebido en el siglo XXII a.C., por debajo del río Éufrates, y servía para comunicar el Palacio Monárquico con el Templo de Belos. Esta obra, en realidad se trataba de un falso túnel, pues no se perforó en galería sino mediante zanja a cielo abierto, posteriormente recubierta con ladrillo cocido y pegado con asfalto. De este túnel, que se encuentra entre la realidad y el mito, no hay evidencia arqueológica y solo se conoce de su existencia por los relatos del historiador Diodoro de Sicilia, quien vivió en Grecia en el siglo I a. C.

La antigua ciudad de Petra, localizada en Jordania y a 480 km al este de la ciudad de El Cairo (figura I), fue durante mucho tiempo una ciudad subterránea, con templos y salones excavados en la arenisca roja local. La ciudad estuvo habitada desde el siglo VI a. C. y se desarrolló como un importante núcleo comercial, permaneciendo así hasta la conquista de Mahoma en el año 629. Durante más de mil años esta ciudad subterránea sirvió para los diversos propósitos de los residentes del desierto, llegando a ser un importante centro religioso al comienzo de la era Cristiana.



Figura I. Antigua ciudad de Petra, Jordania.

En la antigua Jonia, costa occidental de Anatolia, ahora Turquía, se construyó la primera estructura subterránea de la cual se conoce el nombre del ingeniero encargado del proyecto. Esta obra, considerada una de las maravillas del mundo Heleno, fue construida en la isla de Samos (actualmente perteneciente a Grecia), por el ingeniero Eupalinos de Megara, bajo las órdenes del tirano Polícrates. Es un túnel construido en el siglo IV a. C., con el propósito de abastecer de agua a la capital de la isla (figura II). Estuvo en funcionamiento durante un milenio.



Figura II. Túnel en la isla de Samos, Grecia.

b. Roma y su infraestructura subterránea

Durante el Imperio Romano, hubo un auge de las obras de ingeniería civil y las estructuras subterráneas se empezaron a construir de forma intensiva en aquellos tiempos. Se construyeron gran número de túneles para minas, suministro de agua, alcantarillado, desagüe, carreteras y túneles militares, no solo bajo Roma sino en muchas otras ciudades de la cuenca mediterránea.

Una de las obras más significativa del imperio Romano fue la del Túnel de Fucino de 5.0 km de longitud y sección transversal de 3 x 1.8 m, construido hacia el año 41 a. C. para suministro de agua, el cual fue considerado en su momento como la obra pública más importante de todos los tiempos [77].

Algunas de estas estructuras subterráneas de la antigua Roma han conseguido llegar sin muchas modificaciones hasta nuestros días. El túnel de Furlo, construido del 220 a. C. hasta el 76, como parte de la antigua Vía Flaminia², se ubica 300 m aguas arriba de la presa Furlo en el río Metauro, región de Marche, Italia. Tiene 38 m de largo y sección portal de 5.5 x 6.0 m, y hoy en día es parte de la Vía de Santa Anna del Furlo (figura III).



Figura III. Túnel de Furlo en Marche, Italia. Fue parte de la vía Flaminia en la antigua Roma.

c. Capadocia en la Edad Media^[56]

En la Edad Media las obras subterráneas se debilitan, y derivan en galerías y pasadizos en castillos y fortalezas, obras menores. Aunque las técnicas de excavación se siguen desarrollando y esto se debe en gran parte a la minería, pues esta es una época donde dicha actividad se robustece y consolida, principalmente en la parte central de Europa.

Sin embargo en Capadocia, una región histórica de Anatolia central en Turquía, se vivía una continua lucha fronteriza, guerras de religión sangrientas hace que los habitantes opten por protegerse bajo la tierra, formando verdaderas ciudades subterráneas por toda el territorio.

Derinkuyu es conocida por ser la más grande de las 37 ciudades subterráneas de las que se tienen vestigios en la región, y se cree que el lugar fue ocupado desde el siglo VII. La facilidad de excavar el suelo volcánico de la zona, llevó a los moradores de Derinkuyu a crear una ciudad de varios niveles subterráneos (figura IV), que fue utilizada como refugio de las frecuentes invasiones a Capadocia, en las diversas épocas de su ocupación. Las excavaciones arqueológicas modernas

² La antigua Vía Flaminia era una calzada romana que llevaba de Roma a Ariminum (ahora Rimini), en la costa del mar Adriático, Italia. Y debido a la aspereza de las montañas era la principal opción de los romanos para viajar entre Etruria, Lacio y Campania.



Figura IV. Ciudad subterránea de Derinkuyu en Capadocia, Turquía.

comenzaron en 1963, y han llegado a los cuarenta metros de profundidad, revelando la existencia de entre 18 a 20 niveles subterráneos, aunque solamente es posible visitar los ocho niveles superiores, se calcula que estas instalaciones eran suficientes para dar refugio a diez mil personas.

El laberinto de corredores cuenta además con tres puntos estratégicamente seleccionados, cuyo acceso podía ser bloqueado, desplazando las rocas

adyacentes, impidiendo así la entrada de visitantes indeseados. Además, la ciudad tiene un túnel de casi 8 km de largo, que se cree la conectaba con la vecina ciudad subterránea de Kaymaklı.

d. La era de los canales

La necesidad de expandir la actividad de navegación condujo a la construcción de estructuras subterráneas en Europa, y con ello los túneles empiezan a adquirir una gran importancia. El siglo XVIII fue testigo de un profuso desarrollo en la construcción de canales navegables; el túnel de Malpas en Langedoc, al sur de Francia, fue construido para dar continuidad al Canal de Midi y permitir la navegación entre el océano Atlántico y el Mar Mediterráneo. Este túnel con una longitud de 155 m y sección 6.5 x 8.0 m, fue proyectado y perforado por el ingeniero francés Pierre Paul Riquet, empleando la pólvora por primera vez [56]. Con esta obra inicia la era de los túneles para canal, y tras él se construirían numerosos túneles en las siguientes décadas.

Para el siglo XIX en Francia ya se contabilizaban 35 túneles de navegación, destacándose el de Decond con 16m de ancho, mientras en Inglaterra su cantidad era de 50 con una longitud total de 80 km. Una de las últimas obras de este género es el denominado túnel de Rove, el cual con 7.3 km de longitud y sección de 22 x 15 m, comunicó por vía fluvial a Marsella y el Ródano a partir de 1928, cuando se terminó de construir [63].

e. La era de los ferrocarriles

La construcción moderna de estructuras subterráneas se inició en Los Alpes, surgiendo como una necesidad para mejorar las comunicaciones europeas, las cuales tuvieron un poderoso impulso con la aparición del ferrocarril de tracción animal con rieles de madera en 1805 en Francia, y más tarde, en 1825 con la puesta en marcha en Inglaterra de la primera locomotora de vapor.

El primer túnel para ferrocarril se construyó en Terre Noir, Francia para la línea que comunicaba a Roanne y Andrezieux en 1826, el cual con una longitud de 1.48 km, daba paso al tren traccionado inicialmente por caballos y luego por locomotora de vapor.

Después de éste, la construcción de túneles para ferrocarril se aceleró durante gran parte del siglo XIX. Entre 1830 y 1900 se terminaron más de 50 túneles por toda Europa, algunos de los más trascendentales fueron los tres que se excavaron a través de los Alpes, el de Mont Cenis de 12.6 km, San Gotardo de 15.2 km y Simplon de 19.7 km de longitud [56].

El siglo XIX también fue testigo de la excavación del primer túnel por debajo de un curso de agua. En 1842, el ingeniero Marc Brunel terminó el primer túnel bajo el río Támesis, inicialmente concebido como paso para carretas con caballo, finalmente formaría parte de la red ferroviaria de Europa. Este túnel, excavado en tierra blanda en presencia de agua, significó la primera aplicación de la técnica del escudo [63].

Mientras tanto, en el continente americano los túneles ferroviarios experimentaron también un gran desarrollo. En 1869 y 1871, se abrieron dos túneles ferroviarios bajo el río de la ciudad de Chicago, en Estados Unidos.

La nitroglicerina se utiliza por primera vez en la excavación del túnel de Hoosac, y el túnel de Saint-Clair, construido a finales del siglo XIX, se perforó utilizando la técnica del escudo por debajo del río Saint Clair, que une a los Estados Unidos con Canadá.

f. El urbanismo subterráneo

En la segunda mitad y postrimerías del siglo XIX, hubo otro gran salto en la ingeniería subterránea. El aumento de la población en las ciudades y una mayor demanda de servicios hicieron del espacio subterráneo una solución a las limitantes de la superficie terrestre en las urbes.

La construcción del ferrocarril metropolitano de Londres en 1863 fue el punto de partida para la rápida instauración de este sistema como nuevo medio de transporte colectivo en el subsuelo de las ciudades. Con esto la construcción de largos túneles para vías y grandes cavernas para alojar las estaciones se intensificó, inicialmente en Londres y después en Budapest, París, Berlín, Nueva

York, Moscú, etc. Actualmente existen sistemas de transporte masivos de este tipo (metro³) en más de cien ciudades en el planeta [33].



Figura V. Construcción del Metro de Londres. [104] *The History Press*.

A inicios del siglo XX, ya con la invención del automóvil de motor de combustión interna, las carreteras empiezan a tomar mayor demanda. El gran auge que tuvo la industria automotriz en los Estados Unidos, dio a este país posibilidades de ser el pionero en la solución de uno de los problemas más importantes en los túneles de carreteras. Es

³ Denominación que se ha adoptado para el ferrocarril metropolitano en muchas ciudades del mundo.

así como en 1927 fue abierto al tráfico el Túnel de Holland en Nueva York, bajo el río Hudson. Con 2.6 km de longitud, se diseñó para el moderno tráfico de automóviles, que se caracteriza por la emisión de monóxido de carbono. En este túnel se estableció por primera vez el sistema de ventilación para la etapa de operación, el cual con algunos retoques funciona satisfactoriamente hasta el presente. El éxito de esta estructura hizo que la construcción de túneles carreteros se extendiera rápidamente por varias ciudades de Estados Unidos y Europa [63].

Esta gran demanda de estructuras subterráneas en las ciudades hace que la planificación de este espacio se vuelva muy importante, pues no todas son estructuras para transporte, como las que se han mencionado; además existen estructuras como túneles para abastecimiento de agua potable, para saneamiento y evacuación de aguas negras, las cuales se han construido en las ciudades desde la antigüedad.

g. Desarrollo de las obras subterráneas en México

En México la utilización del espacio subterráneo se remonta hacia el 9000 a. C. [94], siendo los primeros usos para protección y habitación, y posteriormente para la extracción de materias primas. La primera estructura subterránea de la que se tiene evidencia es la caverna de Loltún, al sur del estado de Yucatán. Ésta caverna fue ocupada inicialmente para resguardo ocasional por los primeros hombres que pisaron la zona, grupos nómadas que se dedicaban a la cacería y a la recolección de tubérculos, y posteriormente en el periodo preclásico inferior por la cultura Maya, para la explotación del material pétreo con el fin de elaborar cerámica.

Más adelante con nutridos pueblos prehispánicos en el país, como las culturas Olmeca, Maya, Teotihuacana, Tolteca, Zapoteca, Azteca, solo por mencionar algunas, el espacio subterráneo adquiriría números usos y significados, como refugio, inframundo, morada de los dioses del agua y la muerte, recinto funerario, observatorio astronómico, etc. [62].

Para la época colonial, y ya con la llegada de los españoles, uno de los principales problemas eran las inundaciones en el valle de México, en época de lluvias los números lagos en el centro quedaban unidos y bajo ellos la antigua ciudad de Tenochtitlán. Es entonces en 1607 cuando el gobierno virreinal autoriza la construcción de un túnel, conocido como socavón de Nochistongo. Este túnel de 6.6 km de longitud encausaba las aguas del río Cuautitlán hacia fuera del valle de México, sin embargo pocos meses después colapsaría. En 1637 se decide la excavación de un tajo, para sustituir al túnel, 152 años después quedaría terminado tras varios problemas políticos y económicos [76].

En 1866 se inicia la construcción del túnel viejo de Tequixquiac como parte de los trabajos para el desagüe del Valle de México, este túnel de 10 km de longitud fue inaugurado hasta 1900 debido a los cambios políticos y épocas críticas que existieron en el país en esa época. Para 1938 se inicia la construcción del nuevo túnel de Tequixquiac, con 11.3 km de longitud se terminó en 1954, y se aseguraba junto con el tajo de Nochistongo el desagüe de la ciudad de México.

Para 1966, tras varios años de planeación se inician los trabajos de construcción el drenaje profundo de la Ciudad de México. Iniciando con la excavación de las lumbreras y posteriormente en los frentes del túnel. Con una longitud de 68 km y revestido con concreto armado, el drenaje profundo se finalizó en 1975, entrando en operación en ese mismo año [31].



Figura VI. Túnel para el drenaje profundo de la Ciudad de México. [31] Departamento del Distrito Federal Vol. 3.

Con la llegada del ferrocarril a México, se inicia el trazado y construcción de vías para este nuevo sistema de transporte. La primera vía que se construye es la de México-Veracruz, se inician los trabajos de construcción en 1837 y para 1865 se empieza con la construcción de los primeros túneles ferroviarios en Cumbres de Maltrata, Veracruz. La ruta completa fue inaugurada hasta 1873.

Con el gobierno de Porfirio Díaz se le da gran auge a los ferrocarriles, y se construyen nuevas vías como las de México-Guadalajara, México-Monterrey, Ojinaga-Chihuahua y Chihuahua-Creel. Con ellas también la construcción de túneles se vuelve necesaria para dar paso a través de las montañas. Esta inercia de construcción de túneles ferroviarios continuó por varios años, mientras el ferrocarril estuvo vigente, y es entre 1980 y 1990 que este sistema pierde fuerza y la construcción de ferrocarriles se detuvo [4].

Sin embargo, inicia una era de nuevas carreteras en México, ligada a la construcción de autopistas de cuota, que requieren nuevas especificaciones de trazo y pendiente, y con ello la construcción de túneles carreteros. El primer túnel carretero del que se tiene registro lo construyó la Comisión Federal de Electricidad en los años 70 para dar acceso a la Presa Chicoasén en el estado de Chiapas, con 800 m de longitud y sección portal de 8 x 8 m.

Los siguientes túneles carreteros importantes que se construyeron fueron en la autopista México-Toluca, túneles gemelos de 500 m de longitud. En estas estructuras se aplicaron ya técnicas modernas de construcción y soporte [76]. Después de esto, se construyeron túneles carreteros por varias autopistas del país, la Cuernavaca-Acapulco, México-Tulancingo, México-Tuxpan, Durango-Mazatlán. El túnel carretero más largo que hay en México es el Maxitúnel Interurbano Acapulco, terminado en 1994, con 2.95 km de longitud comunica a la ciudad de Acapulco con la Autopista del Sol.

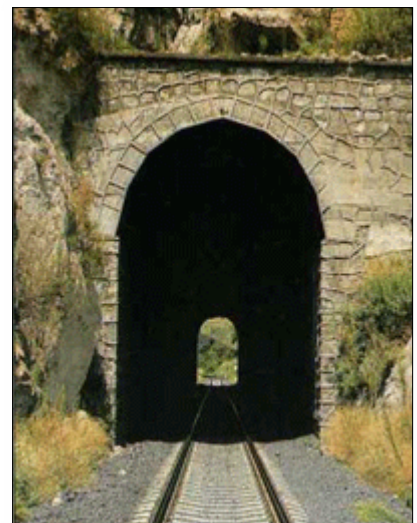


Figura VII. Túnel ferroviario ubicado entre los poblados de Santa Isabel y San Andrés en el estado de Chihuahua, México.

Bajo la ciudad de México otras estructuras subterráneas que se empiezan a construir en el siglo XX son las del metro. En 1967 se inicia la construcción de las líneas 1,2 y 3, y en los siguientes años hasta el 2000 se construyen 8 rutas más. Nuevamente en el 2006 se inicia la construcción de una nueva ruta, la línea 12, finalizando los trabajos en el 2012. Gran parte de la infraestructura del metro es subterránea, la mayoría se excavó con el sistema “cut and cover” y otra parte fue excavada en toda su sección. Por ejemplo en la línea 12 se excavó un túnel con el sistema de escudo para un tramo de 8 estaciones, Mexicaltzingo-Mixcoac.

Otras ciudades como las de Guadalajara y Monterrey también cuentan con un sistema de transporte como el metro, no tan desarrollado y con menos rutas, pero al igual que en la Ciudad de México, parte de su infraestructura es subterránea.

El aprovechamiento del agua ha sido uno de los principales motores de la industria de la construcción en México. Ya sea para consumo humano, para riego o generación de electricidad, las presas han tenido una gran importancia en este ámbito. Con ellas el desarrollo en la construcción de estructuras subterráneas ha sido muy significativo.

El sistema Miguel Alemán, concebido para la generación de electricidad, consistía en 8 presas ubicadas en los estados de México y Michoacán que aprovechaban el agua de los ríos San José, Malcatepec, Valle de Bravo, Tilóstoc, Temascaltepec, Ixtapan del Oro, Tuxpan y Zitácuaro. Se construyeron también 6 plantas generadoras con una potencia total instalada de 386 MW, 52.5 km de túneles de conducción y 550 m de túneles para accesos [4]. De estas plantas generadoras, es de especial interés la de Tingambato (en el apéndice A se muestran dos planos de esta central hidroeléctrica, tomados de la referencia [75] Revista Mexicana de Electricidad), pues con una longitud de 63.10 m, 12.00 m de ancho y 33.39 m de altura, fue la segunda planta hidroeléctrica subterránea en el país, entrando en operación en 1957 [75]. Hoy en día esta infraestructura forma parte del sistema Cutzamala, que abastece de agua a la Ciudad de México.

En general las presas utilizadas para generación eléctrica son las que presentan una mayor importancia en cuanto a la construcción de estructuras subterráneas, pues por el equipo eléctrico y mecánico que requieren, la construcción de túneles, lumbreras y cavernas se vuelve sustancial. En este ámbito, la primera caverna de casa de máquinas subterránea construida en el país fue para la Central Hidroeléctrica El Cóbano, en el estado de Michoacán, con 12.5 m de ancho, 24.3 m de largo y 13.40 m de altura, termino de construirse en 1953 [6].

II. EVOLUCIÓN TECNOLÓGICA

a. Inicios en la excavación subterránea

Resulta extraordinaria la perseverancia que mostró el hombre desde los orígenes de la historia en sus intentos de perforar la tierra, partiendo inicialmente solo de las propias manos y, poco a poco, confeccionando herramientas, rudimentarios martillos, picos y cinceles.

Si a esta precariedad de utensilios de trabajo se le adiciona la ausencia de sistemas de ventilación, comprobamos que la excavación subterránea en la antigüedad implicaba una formidable y sacrificada labor. No ha de ignorarse también que la utilización masiva de esclavos, sometidos a condiciones inhumanas y cuya supervivencia no importaba, fue una de las claves en los logros obtenidos.

b. La técnica del fuego

Esta técnica fue utilizada inicialmente por los antiguos egipcios, y consistía en calentar la roca provocando incendios con leña en el frente de ataque y enfriando súbitamente la roca con agua fría; este cambio brusco de temperatura daba lugar a la fracturación y resquebrajamiento de la roca, procediendo después a retirar con palancas y martillos los fragmentos que no se hubieran proyectado por si solos. Este sistema de excavación fue copiado por las antiguas Grecia y Roma, difundiéndose por toda Europa y permaneciendo vigente hasta la introducción de la pólvora [56].

c. Excavación con explosivos

Hacia el siglo XVII se empezó a utilizar la pólvora en minería superficial y subterránea. En la construcción la pólvora se empleó por primera vez en 1679 para excavar el túnel de Malpas, al sur de Francia.

La pólvora dio paso a la nitroglicerina, con una mayor potencia pero sumamente difícil de manipular, pues es un líquido muy sensible a los golpes, que hace difícil su manejo y además provocaba muy a menudo graves accidentes.

En 1867 Alfred Nobel consiguió un método para manipular con seguridad la nitroglicerina, mezclándola con un material absorbente (diatomita⁴), y así obtuvo un polvo que podía ser percutido e incluso quemado al aire libre sin que explotara, sólo explotaba cuando se utilizaban detonadores eléctricos o químicos [77]. Así nació la dinamita, un explosivo más estable y manejable, el cual permitió la excavación en formaciones rocosas de mayor dureza así como unos ritmos de avance mayores.

En cuanto a herramientas, la preocupación de los primeros constructores se encaminó hacia la necesidad de perforar huecos para alojar los explosivos (figura VIII). En esta búsqueda, los primeros instrumentos aparecidos correspondieron a perforadoras de rotación, conociéndose como una de las primeras la de Kranner, quien la utilizó manualmente hacia 1845 en Praga. Casi al

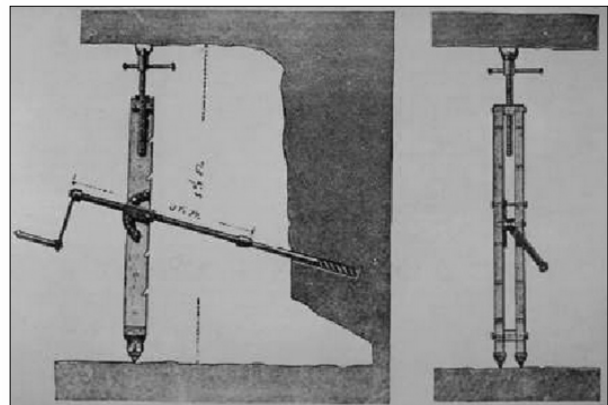


Figura VIII. Primeras perforadoras utilizadas para la excavación. [80] Stack (1982).

⁴ La *diatomita* es una roca sedimentaria silícea formada por fósiles microscópicos de diatomeas, que son algas marinas unicelulares que secretan un esqueleto silíceo llamado frústula.

mismo tiempo, hacia 1844 en Estados Unidos, Brunton empleó el aire a presión para los martillos y en 1847 el francés Germain Sommeiller ideó la perforadora de rotopercusión, con la que se dio a la ingeniería de obras subterráneas la posibilidad de acelerar enormemente los procesos de excavación [80].

Lo anterior deja en evidencia que hacia mediados del siglo XIX los constructores ya disponían de elementos fundamentales para la excavación, tales como los explosivos y las perforadoras, los cuales hoy en día se siguen utilizando; claro está que con sus respectivas mejoras tecnológicas, tanto las máquinas de perforación, como en los explosivos.

d. La era de las máquinas⁵

El siglo XIX fue un periodo decisivo en la historia de la construcción subterránea. Aunque el transporte ferroviario ya se utilizaba desde el siglo XVII, el verdadero avance fue la generalización de las líneas con vías de acero y la invención en 1825 de la máquina de vapor, que se convertiría en la nueva fuerza motriz de las locomotoras.

Estos inventos dieron un importante empujón a la ingeniería ferroviaria, ya que causaron una gran proliferación de la construcción de líneas de ferrocarril entre los principales centros urbanos de toda Europa, y trajeron consigo la necesidad de excavar túneles cuando había que atravesar accidentes topográficos.

Las máquinas perforadoras de aire a presión, fueron inventadas en los continentes europeo y americano casi al mismo tiempo, siendo en ambos casos la solución al problema de un sistema de perforación manual muy lento. Estas primeras máquinas resultaban muy pesadas para que un hombre las pudiera sujetar y accionar, por lo que se diseñó un chasis o elemento soportante, montado sobre carriles, que a su vez, cumplía la función de mantener la posición de las perforadoras perpendicularmente al frente del avance.

Esta tecnología fue utilizada principalmente para estructuras subterráneas construidas en roca dura, pues el principal problema a resolver por el ingeniero era la excavación del macizo, ya que a menudo la caverna no precisaba ningún tipo de sostenimiento. En aquellas zonas en las que se consideraba la roca más débil o fracturada, se instalaba un revestimiento de mampostería o ladrillo.

No obstante no todas las estructuras se excavaban en roca dura, también se encontraban con terreno blando, más fácil de excavar que la roca, pero ahora con la dificultad de evitar que el

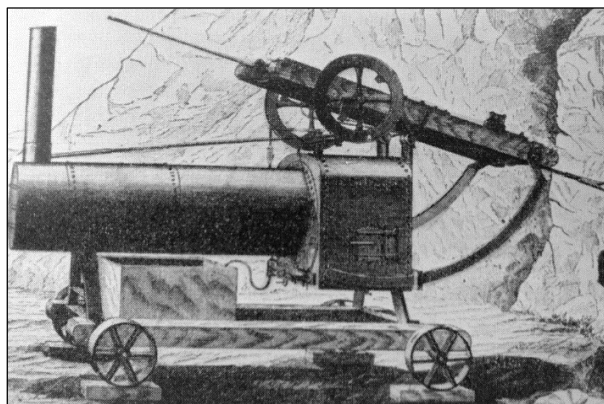


Figura IX. Primera perforadora de vapor que funcionó con percusión, fue inventada en 1849 en Estados Unidos. [77] Sandstrom (1963).

⁵ [56] Juncá (2011), [80] Stack (1982) y [77] Sandstrom (1963).

terreno se desmoronara en el interior del túnel. La perforación tradicional para la excavación en este terreno era con pico y pala, seguida de una entibación elaborada para sostener la bóveda, e incluso el frente.

Sin embargo en 1807 en Londres se encontraron con la encomienda de construir un túnel bajo el río Támesis entre Rotherhithe y Wapping, de 366 m de longitud. El sistema anteriormente descrito para terreno blando no resultaba viable, pues se encontraban bajo el nivel freático. Este proyecto tuvo varias etapas primero con los ingenieros Vazie y Trevithick, quienes luego de adelantar una parte mediante una galería para después ampliarla, se vieron obligados a abandonar su empresa en la primera etapa, por no poder luchar más contra el terreno blando saturado que irrumpía en el frente en forma de continuas avalanchas.

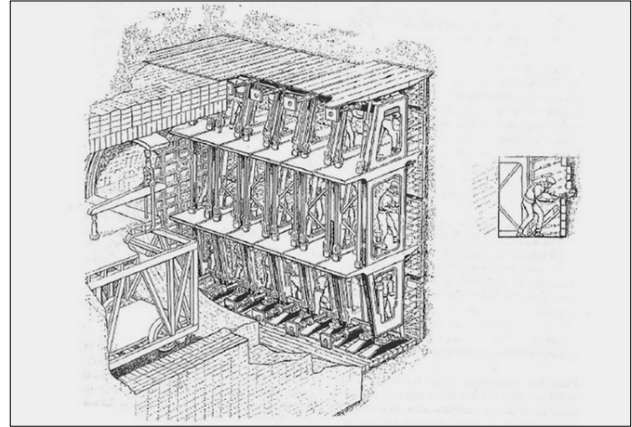


Figura X. Escudo de Marc Brunel utilizado para excavar bajo el Támesis. [56] Juncá (2011).

A fines de 1825, el ingeniero francés Marc Brunel reinicia la construcción del túnel, esta vez en toda la sección transversal, empleando para ello un escudo circular. Debido a graves inconvenientes generados por las inundaciones y avalanchas, en 1828 el constructor se vio obligado a suspender los trabajos, acosado por los problemas técnicos y las enormes pérdidas económicas. Sin embargo, Brunel reemprendió en 1835 los trabajos con un escudo rectangular más perfeccionado (figura X) terminando la construcción en 1842. Este túnel, excavado en terreno blando en presencia de agua, significó la primera aplicación de la técnica del escudo.

En 1879 se introduce el concepto del aire a presión en el túnel de Kattedink en Amberes, Bélgica. Este túnel tenía como fin servir de drenaje y se perforó 6 m bajo el nivel freático, decidiéndose trabajar con sobrepresión ambiental para garantizar la seguridad de los trabajos, con una única esclusa instalada en el extremo de una lumbrera.

Posteriormente se empezarían a utilizar estos dos métodos juntos, el escudo y aire a presión en el frente para la construcción de túneles. El mayor inconveniente de este sistema era cuando se perforaba en terreno muy permeable y el aire encontraba vías de escape, lo cual provocaba pérdida de presión seguida de una invasión de agua en el frente.

Durante los siguientes años la construcción subterránea progresó de forma espectacular, el desarrollo de máquinas que realizaran el trabajo de excavación fue mayor. En la antigua Unión Soviética se desarrollaron máquinas para excavación provenientes de la aplicación en la minería como son las rozadoras (figura XI), estas máquinas se desarrollaron a finales de los años 40 y a partir de 1950 llegan al occidente de Europa. La primera aplicación en la ingeniería civil que tuvo esta máquina fue en Estados Unidos, en 1953, para la excavación de un túnel de aguas negras de

1.2 km en la ciudad de Euclid, Ohio.

Utilizadas a inicios del siglo XX pero con poco éxito las tuneladoras (TBM⁶) empiezan a desarrollarse a partir de su exitosa utilización en la presa de Oahe, Estados Unidos en 1954. Posteriormente se desarrollarían nuevas técnicas y mejoras para estas máquinas, haciendo más versátil su uso en los diferentes tipos de terreno. En Inglaterra se desarrolló un sistema que emplea lodo bentonítico en el frente de avance para terrenos sueltos. En algunos escudos se incorporaron los chorros de agua a alta presión, los controles se perfeccionaron y redujeron la mano de obra necesaria para la operación de la TBM.

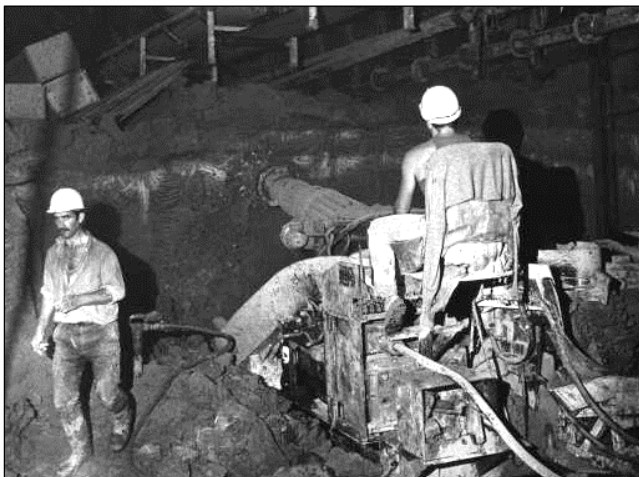


Figura XI. Rozadora MK2A marca Dosco, utilizada en Inglaterra en los primeros intentos para excavar el túnel del Canal de la Mancha. [104] *The History Press*.

Actualmente las máquinas para la construcción de estructuras subterráneas se han vuelto más complejas, se han desarrollado sistemas para todos los tipos de terreno que han hecho posible la construcción subterránea en lugares donde años atrás parecía imposible.

III. USO DEL ESPACIO SUBTERRÁNEO⁷

Como se ha visto en las páginas anteriores el espacio subterráneo ha tenido a lo largo de la historia un uso muy diverso, para su exposición lo dividiremos en las siguientes categorías:

- Transporte
- Almacenamiento
- Instalaciones industriales
- Recreativo y ocio
- Protección de personas

a. Transporte

La razón de estas estructuras subterráneas es hacer factible el paso por debajo o a través de obstáculos que pueden ser montañas, ríos, mares, calles, edificios o alguna otra estructura. Con la construcción de estas se puede presentar un ahorro considerable de tiempo y energía.

Dentro de esta categoría podemos nombrar a las estructuras para el transporte de personas y

⁶ TBM son las iniciales de la denominación inglesa *Tunnel Boring Machine*.

⁷ [9] Aznar (2011) y [58] Legget (1986).

mercancías, como túneles para:

- Pasos peatonales
- Ferrocarriles y trenes
- Carreteras
- El metro

También están las estructuras para transporte de fluidos, principalmente el agua:

- Abastecimiento urbano
- Irrigación
- Desagüe
- Canales
- Generación de electricidad
- Sistemas de enfriamiento



Figura XII. Túnel de Laerdals en Noruega. Es el túnel carretero más largo del mundo con 24.5 km, su construcción se terminó en el 2000. Incluye tres grandes cuevas distribuidas por su recorrido, con un tamaño e iluminación que permiten descansar la vista y romper la monotonía en los usuarios.

b. Almacenamiento

El almacenamiento subterráneo es una práctica muy antigua, inicialmente se utilizaron en Europa los espacios subterráneos naturales o realizados por el hombre en épocas anteriores, como canteras o minas abandonadas, el principal uso que se le dio fue para el almacenamiento y maduración de vinos.

En esta categoría tenemos a las estructuras subterráneas en caverna para almacenamiento de:

- Alimentos
- Petróleo y otros hidrocarburos
- Agua
- Residuos industriales
- Polvorines
- Documentos importantes y colecciones de arte
- Estacionamientos para automóviles

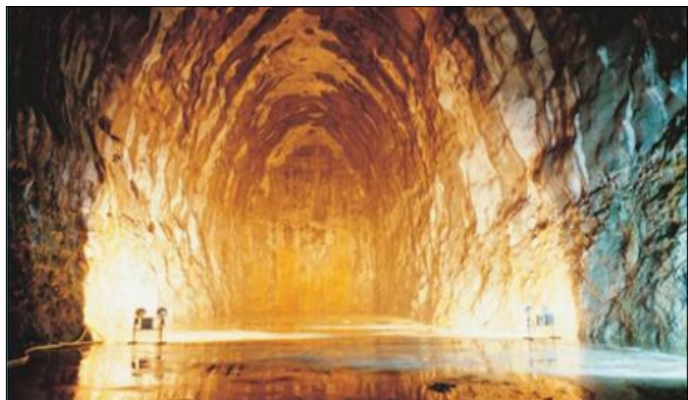


Figura XIII. Cavernas de Roca Jurong, Singapur. Es una estructura subterránea a 130 m de profundidad, que constara de 5 cavernas en su primera etapa, para almacenar 1 470 000 m³ de petróleo en el 2014 que finalice su construcción. Dependiendo del éxito de almacenamiento, se contempla una segunda etapa que adicionaría 1 320 000 m³. [103] *Singapore Builder*.

c. Instalaciones industriales

Las instalaciones industriales subterráneas comenzaron en el siglo XX, una de las primeras funciones fue el alojar el equipo mecánico y eléctrico de centrales hidroeléctricas. Para mediados de siglo, en la segunda guerra mundial, la Alemania Nazi aloja sus fábricas bajo tierra para protegerlas contra el ataque de los Aliados. Es así, como el uso del espacio subterráneo para instalaciones industriales se inicia y extiende por todo el planeta.

En este grupo tenemos los siguientes usos:

- Centrales hidroeléctricas
- Plantas nucleares
- Plantas de tratamiento de agua
- Laboratorios
- Fábricas



Figura XIV. Montaje de una turbina en la caverna de Casa de Máquinas del Proyecto Hidroeléctrico El Cajón, México. Ésta estructura subterránea de 23 m de ancho, 50 m de alto y 104 m de largo se excavó en un tiempo de 11 meses.

d. Uso recreativo y ocio

Una categoría que ha crecido mucho en los últimos años, gran parte de esta infraestructura subterránea está formada por cavernas naturales que han sido aprovechadas debido a su clima, calidad acústica y atractivas formas.

Dentro de esta categoría podemos mencionar a las estructuras en caverna que tienen los siguientes usos:

- Instalaciones deportivas
- Salas de conciertos
- Salas de cine
- Teatros
- Restaurantes



Figura XV. Grutas de Cacahuamilpa, México. Estas cavernas naturales que van desde los 20 m hasta 81 m de altura, fueron formadas por la acción del agua. En ellas se efectúan diversas actividades culturales y artísticas. Se realiza espeleología, recorridos guiados, se han celebrado conciertos y proyectado filmes. [29]Comisión Nacional de Áreas Protegidas (2006).

e. Protección de personas

Dedicar el espacio subterráneo para la protección de las personas, es una práctica surgida de los tiempos de guerra y postguerra en diferentes países. Algunas naciones han construido recintos subterráneos también para prevención en caso de desastres naturales.

Proteger el valor estratégico de instalaciones militares ha hecho del espacio subterráneo un lugar muy atractivo, especialmente porque con ello se mantienen ocultas dichas bases. Aunque existen muchos ejemplos de instalaciones de este tipo, normalmente no se sabe de su existencia sino hasta que han dejado de funcionar.

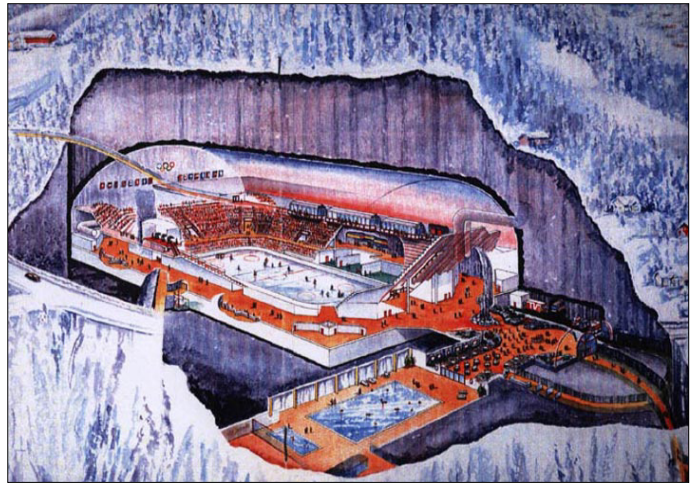


Figura XVI. Caverna Olímpica de Gjøvik, Noruega. Es un recinto subterráneo, construido para albergar la competición de hockey sobre hielo de los Juegos Olímpicos Invernales de 1994. La caverna principal con 61 m de ancho, 25 m de altura y 91 m de longitud, cuenta con capacidad para 5500 espectadores y en esta se realizan además actividades artísticas y culturales. Otra importante característica es que también fue proyectado como un refugio para 2000 personas. [55] Juncá (1994).

En este grupo podemos mencionar los siguientes usos:

- Instalaciones militares
- Refugios civiles

CAPÍTULO 1 EL MACIZO ROCOSO

En este capítulo se muestran las propiedades más importantes de la roca a considerar en la caracterización de un macizo rocoso, y se enfatiza en la importancia que tienen el agua y las discontinuidades en las propiedades del macizo y su clasificación para fines de ingeniería.

1.1. DEFINICIÓN DE ROCA Y SU CLASIFICACIÓN

El ingeniero civil tiene un interés natural en el estudio de las rocas porque se utilizan no solo como materiales de construcción, sino también como apoyo y recinto de múltiples estructuras.

La roca se puede definir como un material compuesto de uno o más minerales, consolidado o no, que presenta las mismas características de conjunto en un área de cierta extensión de la corteza terrestre.

Para el geólogo todo el material de la corteza es roca, igual da que sea consolidado o no, sin embargo para el ingeniero es diferente, pues hace una distinción entre roca (material consolidado) y suelo (material no consolidado).

Por lo tanto en ingeniería se puede definir a una roca como: “un material de la corteza terrestre, compuesto de uno o más minerales fuertemente unidos entre sí, poco alterados por la meteorización, pero con la mayoría de sus minerales formadores presentes” [52] Hunt, 2007, p.3.

1.1.1. Clasificación por su origen

De acuerdo a su origen o génesis existen dos formas de clasificar a las rocas [18], la primera forma se muestra en la tabla 1.1, la cual divide a las rocas en dos grupos:

- **Rocas exógenas:** Aquellas que se forman por procesos externos y se acumulan sobre la superficie terrestre, aunque los materiales de algunas provengan de la evolución de un magma. Se incluyen areniscas, conglomerados, lutitas, lateritas y tobas; se disponen en

capas superpuestas o estratos y en ocasiones presentan fósiles atrapados durante su formación.

Tabla 1.1 Clasificación de las rocas por su origen. [18] Chávez 2006

ROCAS EXÓGENAS	Epiclásticas: Piroclásticas:	Conglomerados, lutitas, areniscas. Tobas.
ROCAS ENDÓGENAS	Magmáticas: Químicas y bioquímicas:	Basaltos, andesitas, granitos. Calizas, Evaporitas, Carbones.

- **Rocas endógenas:** Se pueden separar en dos grupos: aquellas en las que suceden reacciones químicas y cristalización de los elementos en condiciones de altas temperaturas, tanto en la superficie terrestre como bajo ella, como basalto, andesita, granito y diorita, y aquellas en donde la cristalización se efectúa esencialmente sobre la corteza terrestre, con bajas temperaturas, como caliza, evaporita y carbón.

La segunda divide a las rocas en tres grupos, de acuerdo con su presentación textural y su composición, que también sugieren un modo de origen:

- **Rocas ígneas:** Aquellas formadas por la consolidación de una masa fundida, mezcla de materiales pétreos y de gases disueltos, denominada *magma*. Cuando la roca se ha enfriado en la superficie terrestre se le clasifica como roca ígnea *extrusiva* o *volcánica*. Cuando lo hace debajo de la superficie terrestre se le clasifica como roca ígnea *intrusiva* o *plutónica*.
- **Rocas Sedimentarias:** Unas están constituidas por los materiales precedentes de la destrucción física y química de rocas preexistentes, cuyos productos sólidos y en solución son transportados, depositados y litificados, dando lugar a las rocas sedimentarias *detríticas*. La otra parte se origina por precipitación química de sustancias disueltas, constituyendo las rocas sedimentarias químicas o *no detríticas*.
- **Rocas Metamórficas:** Son las originadas por importantes transformaciones de los componentes mineralógicos de otras rocas preexistentes, ya sean ígneas, sedimentarias, o mismas metamórficas. Estos grandes cambios se producen por la necesidad de sus minerales a estabilizarse en nuevas condiciones de presión, temperatura y quimismo.

Tabla 1.2 Clasificación geológica general de las rocas. [18] Chávez 2006 y [13] Blyth 1998

ROCAS ÍGNEAS	Plutónicas: Volcánicas:	Granito, gabro, diorita. Basalto, andesita, riolita.
ROCAS SEDIMENTARIAS	Detríticas: No detríticas:	Arenisca, lutita, limolita, conglomerado. Caliza, evaporita, carbón.
ROCAS METAMÓRFICAS	Masivas: Foliadas:	Mármol, cuarcita. Pizarra, filita, esquisto

Cualquiera de estas unidades litológicas puede cambiar a otra, con lo que se define el ciclo de las rocas, el cual no necesariamente es secuencial y puede ser interrumpido en alguna de las etapas que se señalan en la figura 1.1.

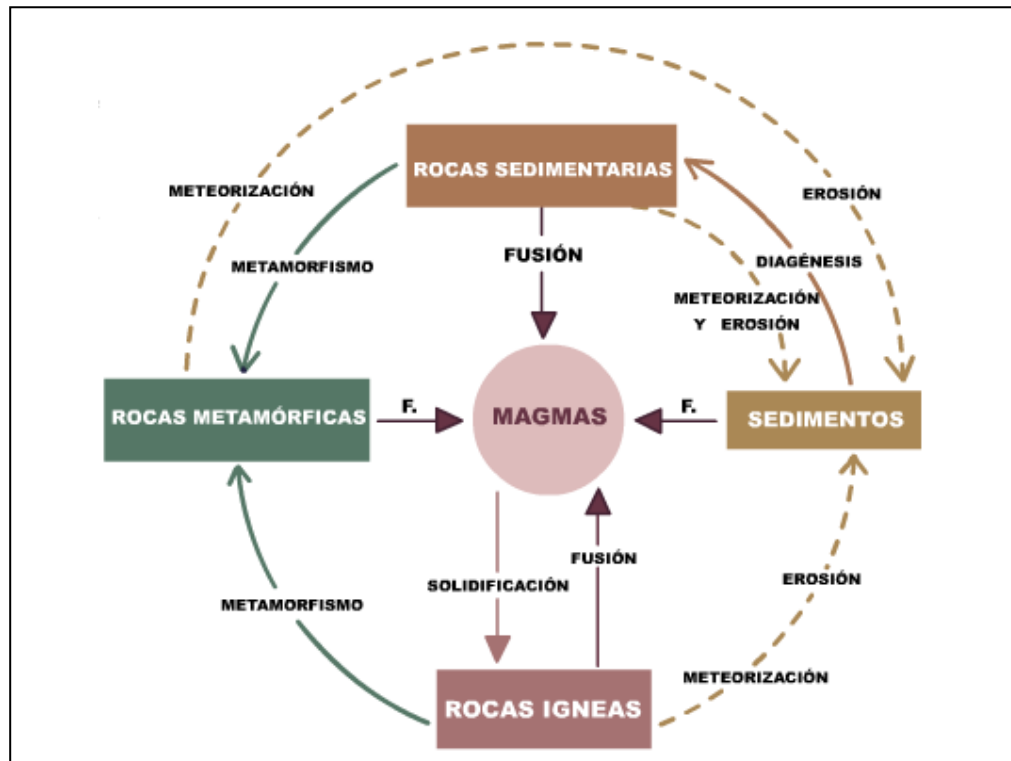


Figura 1.1 Ciclo de las rocas o ciclo petrológico.

1.1.2. Clasificación para fines de ingeniería

Para el ingeniero el contar con una clasificación que dé orientación aplicada a las necesidades de su ramo sería muy deseable, y aunque varias clasificaciones de este tipo se han propuesto, ninguna ha llegado a imponerse y tener aceptación [61]. Algo muy diferente a lo ocurrido con la clasificación de los macizos rocosos que se verá más adelante.

La clasificación de las rocas para usos ingenieriles es una tarea compleja, pues deben cuantificarse sus propiedades con el fin de emplearlas en los cálculos de diseño. Así los términos de roca dura o resistente, blanda o débil deben acotarse mediante determinados valores de resistencia.

La resistencia a la compresión simple es la propiedad más frecuente medida en las rocas y con base en su valor se han establecido diferentes clasificaciones mecánicas. Algunas de estas clasificaciones se muestran en la tabla 1.3.

El grado de meteorización es otro parámetro que permite clasificar a las rocas cuantitativamente, y aporta una idea sobre sus características mecánicas, pues la meteorización aumenta la porosidad, permeabilidad y deformabilidad de la roca, y disminuye su resistencia. En la tabla 1.4 se muestra una clasificación basada en la meteorización de la roca.

Tabla 1.3 Clasificación de las rocas a partir de su resistencia a la compresión simple. [43] González de Vallejo 2004

Resistencia (MPa)	ISRM (1981)	Geological Society of London (1970)	Bieniawski (1973)	Ejemplos de rocas
1 – 5	Muy blanda	Blanda	Muy baja	Lutita, limolita, marga, toba, carbón.
5 – 12.5	Blanda	Moderadamente blanda		
12.5 – 25		Moderadamente dura		
25 – 50	Moderadamente dura	Moderadamente dura	Baja	Esquisto, pizarra
50 – 100	Dura	Dura	Media	Mármol, granito, arenisca.
100 – 200	Muy dura	Muy dura	Alta	Caliza, dolomía.
200 – 250		Extremadamente dura	Muy alta	Cuarcita, gabro, basalto.
> 250	Extremadamente dura			

Tabla 1.4 Clasificación según el grado de meteorización. [19] CFE 1979 y [43] González de Vallejo 2004

Fresca	Ausencia visible de meteorización.
Decolorada	Se observan cambios en el color original. Es posible que el cambio de coloración este restringida solo a algunos de los minerales que conforman la roca.
Desintegrada	La roca se ha alterado al estado de un suelo, manteniéndose la fábrica original.
Descompuesta	La roca se ha alterado al estado de un suelo, algunos o todos los minerales están descompuestos.

1.2. PROPIEDADES DE LAS ROCAS

Las propiedades de las rocas influyen en el comportamiento del macizo rocoso debido a que en éste se reúnen casi siempre dos o más tipos de ellas, que en su conjunto dan a la masa características que complican su análisis.

Existen una serie de parámetros que se emplean para la identificación y descripción cuantitativa de las propiedades básicas de las rocas. Estas propiedades denominadas *propiedades índice*, serán las que determinen en primera instancia junto con la composición mineralógica y la fábrica, las propiedades y el comportamiento mecánico de la roca. En la tabla 1.5 se incluye una lista de todas ellas y los métodos para su evaluación.

Las propiedades índice de las rocas se determinan en laboratorio; las más importantes a nivel de influencia en el comportamiento mecánico son las siguientes [43]:

- Porosidad
- Peso específico
- Permeabilidad
- Durabilidad
- Resistencia
- Velocidad de propagación de las ondas sísmicas

Tabla 1.5 Propiedades de las rocas y métodos de determinación. [43] González de Vallejo 2004

	Propiedades	Métodos de determinación
Identificación y clasificación	Composición mineralógica. Fábrica y textura. Tamaño de grano. Color.	Descripción visual Microscopia óptica y electrónica Difracción de rayos x.
	Porosidad (n).	Técnicas de laboratorio
	Peso específico (γ).	
	Contenido de humedad.	
	Permeabilidad (k).	Ensayo de permeabilidad
	Durabilidad. Alterabilidad.	Ensayo de alterabilidad
Mecánicas	Resistencia a la compresión simple (σ_c).	Ensayo de compresión uniaxial. Ensayo de carga puntual. Martillo Schmidt.
	Resistencia a la tensión (σ_t).	Ensayo de tensión directa. Ensayo de tensión indirecta.
	Velocidad de ondas sísmicas (V_p, V_s).	Medida de velocidad de ondas elásticas en laboratorio.
	Resistencia (parámetros c y ϕ).	Ensayo de compresión triaxial.
	Deformabilidad (módulos de deformación elástica estáticos o dinámicos: E, ν)	Ensayo de compresión uniaxial. Ensayo de velocidad sísmica.

1.2.1. Porosidad

La porosidad de una roca es la relación entre el volumen de los huecos o poros en la roca (V_v) y el volumen de la muestra (V_m), la cual se expresa en porcentaje [22].

$$n(\%) = \frac{V_v}{V_m} \times 100$$

Es la propiedad que más afecta las características resistentes y mecánicas, siendo inversamente proporcional a la resistencia y al peso específico, y directamente proporcional a la deformabilidad, pues la existencia de huecos puede dar lugar a zonas de debilidad. La porosidad en general decrece con la edad y profundidad de la roca.

El valor de n normalmente se encuentra entre 10 % y 30 %. En la tabla 1.6 se muestran valores de porosidad de algunas rocas.

1.2.2. Peso específico

Esta propiedad depende de los componentes de la roca y se define como el peso por unidad de volumen.

$$\gamma = \frac{\text{Peso de la muestra}}{\text{Volumen de la muestra}}$$

En la tabla 1.6 se muestran valores de peso específico de algunas rocas.

1.2.3. Permeabilidad

Es la propiedad de las rocas para permitir el paso de fluidos a través de ellas sin modificar su estructura interna. Una roca se considera permeable cuando permite el paso de una cantidad medible de fluido en un espacio de tiempo finito. Hay varios factores que influyen en la permeabilidad, por ejemplo: la temperatura, estructura, estratificación, existencia de cavidades [74].

La permeabilidad de una roca se mide por el coeficiente de permeabilidad o conductividad hidráulica (k), definido para medios porosos por la ley de Darcy:

$$k = K \frac{\gamma_w}{\mu}$$

Donde K es la permeabilidad intrínseca (dependiente únicamente de las características del medio físico), γ_w es el peso específico del agua y μ es la viscosidad del agua.

1.2.4. Durabilidad

La durabilidad es la resistencia que la roca presenta ante los procesos de alteración y desintegración, propiedad a la que también se alude como *alterabilidad*, definiéndose en este caso como la tendencia a la rotura de los componentes.

Cambios en las propiedades de las rocas son producidos por la exfoliación, hidratación, disolución, oxidación, abrasión y otros procesos. En algunas pizarras y rocas volcánicas, la exposición al aire o la presencia de agua degradan de una forma muy importante las propiedades resistentes, de tal forma que estas pueden ser sobrevaloradas para usos ingenieriles si no se considera su comportamiento a mediano plazo [45].

La durabilidad se evalúa mediante ensayos en laboratorio que simulan los procesos de meteorización para debilitar, fracturar y disgregar la roca. Una prueba muy común es el ensayo de humedad-sequedad-desmoronamiento, o *slake durability test* (SDT), que consiste en someter al material, previamente fragmentado, a ciclos de humedad-sequedad-desmoronamiento de 10 minutos de duración. Los fragmentos de roca deben ser pesados después de secarlos en el horno, e introducidos en un tambor con una malla exterior de 2 mm que se llena con agua hasta un nivel por debajo del tambor. Se rota entonces el tambor un número determinado de veces, y las muestras que permanecen en el tambor se extraen, se secan al horno y se pesan. Y se vuelve a repetir el ciclo.

$$I_D(\%) = \frac{\text{Peso seco después de uno o dos ciclos}}{\text{Peso inicial de la muestra}} \times 100$$

La clasificación estándar se establece en base al valor de I_{D2} . Pero en caso de rocas muy débiles en las que se obtienen valores menores de 10%, se recomienda emplear el índice correspondiente al primer ciclo, I_{D1} , ver tabla 1.7.

Tabla 1.6 Valores de porosidad, peso específico y permeabilidad de algunas rocas.
[45] Goodman 1980 y [40] Flores Berrones 2001

Roca	Peso específico (g/cm ³)	Porosidad (%)	k (m/s)
Andesita	2.2 - 2.35	10 - 15	$10^{-7} - 10^{-12}$
Arenisca	2.3 - 2.6	5 - 25	$10^{-5} - 10^{-10}$
Basalto	2.7 - 2.9	0.1 - 2	$10^{-7} - 10^{-12}$
Caliza	2.3 - 2.6	5 - 20	$10^{-7} - 10^{-15}$
Cuarcita	2.6 - 2.7	0.1 - 0.5	$10^{-9} - 10^{-12}$
Dolomía	2.5 - 2.6	0.5 - 10	$10^{-7} - 10^{-12}$
Esquisto	2.5 - 2.8	3	$10^{-7} - 10^{-8}$
Granito	2.6 - 2.7	0.5 - 1.5	$10^{-9} - 10^{-13}$
Lutita	2.2 - 2.6	2 - 15	$10^{-9} - 10^{-13}$
Mármol	2.6 - 2.8	0.3 - 2	$10^{-9} - 10^{-12}$
Pizarra	2.5 - 2.7	0.1 - 1	$10^{-11} - 10^{-13}$
Riolita	2.4 - 2.6	4 - 6	$10^{-7} - 10^{-12}$

Tabla 1.7 Clasificación de durabilidad de Gamble. [45] Goodman 1980

Durabilidad	% retenido después de 1 ciclo	% retenido después de 2 ciclos
Muy alta	> 99	> 98
Alta	98 - 99	95 - 98
Media-alta	95 - 98	85 - 95
Media	85 - 95	60 - 85
Baja	60 - 85	30 - 60
Muy baja	< 60	< 30

1.2.5. Resistencia

La resistencia a la compresión simple, es el máximo esfuerzo que soporta la roca sometida a compresión uniaxial, determinada sobre una probeta cilíndrica en el laboratorio.

$$\sigma_c = \frac{F_c}{A}$$

También es posible determinarla de forma aproximada a partir de ensayos de campo, como el ensayo de carga puntual, PLT, o el martillo Schmidt.

La resistencia a la tensión es el máximo esfuerzo que soporta la roca ante la rotura por tensión. Se obtiene aplicando fuerzas traccionales o distensivas a una probeta cilíndrica de roca en el laboratorio.

$$\sigma_t = \frac{F_t}{A}$$

1.2.6. Velocidad de propagación de las ondas sínicas

El ensayo consiste en transmitir ondas longitudinales (ondas "P") mediante compresión ultrasónica y medir el tiempo que tardan dichas ondas en atravesar la probeta del material.

La velocidad depende de la densidad o peso específico y de las propiedades elásticas del material. Este valor, V_p , se utiliza como índice de clasificación, y su valor es indicativo de la calidad de la roca, correlacionándose con la resistencia a la compresión simple.

En la práctica, una red de fisuras en el espécimen supone un efecto dominante. Siendo este el caso, la velocidad sónica puede servir para conocer el grado de fisuración dentro de muestras de roca.

La velocidad de las ondas longitudinales varía entre 1000 y 7000 m/s, siendo el valor mayor el de una roca sana y el menor el de una roca meteorizada.

Tabla 1.8 Valores de resistencia de algunas rocas. [22] CFE 1979 y [43] González de Vallejo 2004

Roca	Compresión simple (kg/cm ²)	Tensión (kg/cm ²)
Andesita	1000 - 5000	70
Anhidrita	800 - 1300	60 - 120
Arenisca	300 - 2350	50 - 200
Basalto	600 - 3500	50 - 250
Caliza	500 - 2000	40 - 300
Cuarcita	1000 - 5000	100 - 300
Diabasa	1300 - 3650	550
Dolomía	500 - 3500	50 - 250
Esquisto	200 - 1600	20 - 55
Gabro	1800 - 3000	140 - 300
Granito	500 - 3000	70 - 250
Lutita	100 - 900	15 - 100
Mármol	600 - 2500	65 - 200
Pizarra	300 - 2000	70 - 200
Toba	100 - 460	10 - 40

Tabla 1.9 Valores de velocidad de propagación de las ondas longitudinales en algunas rocas. [45] Goodman 1980 y [43] González de Vallejo 2004

Roca	V_p (m/s)
Arenisca	1400 - 4200
Basalto	4500 - 6500
Caliza	2500 - 6000
Cuarcita	5000 - 6500
Diabasa	5500 - 7000
Dolomía	5000 - 6000
Gabro	4500 - 6500
Granito sano	4500 - 6000
Lutita	1400 - 3000
Mármol	3500 - 6000
Pizarra	3500 - 5000

1.3. DISCONTINUIDADES EN EL MACIZO ROCOSO

1.3.1. Geología estructural

En Geología la palabra *estructura* se aplica para definir las formas de emplazamiento de las rocas ígneas, los pliegues en las sedimentarias, la foliación en las metamórficas, y las fallas y fracturas en todas. Estas últimas dos son conocidas como *discontinuidades* [18].

La deformación de la roca se produce donde las placas tectónicas chocan o rozan unas con otras, donde se emplazaron intrusiones plutónicas, donde se produce el hundimiento o levantamiento regional, y en otros puntos de tensión en la tierra. Los mecanismos de deformación incluyen flexión y pandeo de los estratos, grietas y la rotura por esfuerzo cortante [46].

Para describir la posición de los rasgos estructurales, se miden dos de sus características: *rumbo* y *echado o buzamiento*, que se pueden calcular más fácilmente en las discontinuidades y en las rocas estratificadas. Cuando el límite o superficie de una roca no está horizontal, al valor de su pendiente se le llama *echado* y corresponde al ángulo agudo que forma la capa con relación al horizonte. Se mide en dirección de la mayor pendiente. El *rumbo* es el rumbo astronómico de la traza o intersección del plano de la capa inclinada con un plano horizontal, e invariablemente esta línea es perpendicular a la del echado.

1.3.2. Influencia en el comportamiento del macizo rocoso

El termino discontinuidad hace referencia a cualquier plano de separación en el macizo rocoso, pudiendo tener origen sedimentario o geotécnico. Las discontinuidades en los macizos rocosos condicionan de una forma definitiva sus propiedades y comportamiento resistente, deformacional e hidráulico. Estas imprimen un carácter discontinuo y anisótropo¹ a los macizos, haciéndolos más deformables.

Las discontinuidades representan planos preferentes de alteración, meteorización y fractura, y permiten el flujo de agua. Su reconocimiento, descripción y caracterización es fundamental para el estudio del comportamiento mecánico e hidrológico del macizo rocoso.

La orientación relativa de las discontinuidades con respecto a una estructura subterránea puede suponer

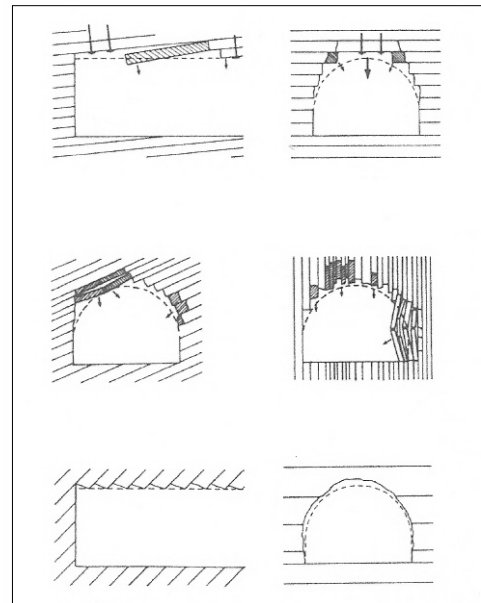


Figura 1.2 Influencia de las discontinuidades sobre la estabilidad. [32] Díez López (2011).

¹ Anisotropía: Variación de una propiedad de un material con la dirección en la que se mide, que puede ocurrir en todas las escalas.

que el terreno sea o no estable, las discontinuidades con dirección paralela a su eje y con buzamientos elevados son desfavorables. La importancia de la orientación aumenta si se dan otras características, como un número importante de juntas, espaciados pequeños, bajos ángulos de fricción, etc. [43].

La presencia de diversas familias de discontinuidades con diferente orientación define el grado de fracturación del macizo rocoso, la forma y el tamaño de los bloques de roca.

1.3.3. Tipos de discontinuidades

Fallas: Cuando las rocas se pliegan por compresión o cuando se estiran por tensión pueden soportar una cierta distorsión, pero finalmente se rompen y se forman las fallas. El plano que limita a las dos masas de roca se llama *plano de falla*, el cual a veces tiene estrías que indican la dirección del movimiento. La aparición de fallas es uno de los mayores riesgos que hay que considerar en la construcción de estructuras subterráneas.

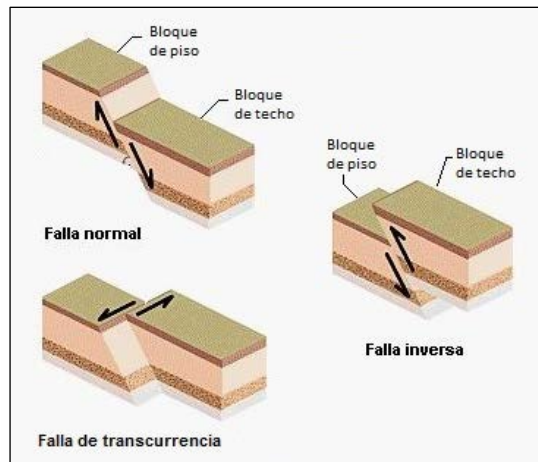


Figura 1.3 Tipos de fallas.

Existen varias clasificaciones, siendo la más general la que divide a las fallas en:

- Falla normal: En ellas el bloque hundido reposa sobre el plano de falla. En este tipo de fallas se suelen producir esfuerzos de tensión, por lo que también se conocen como fallas de tensión o gravedad.
- Falla inversa: El bloque de techo se levanta y reposa sobre el bloque de piso. En estas fallas se producen acortamientos entre los bloques debido a esfuerzos de compresión.
- Falla de transcurrancia: El movimiento no tiene componente vertical, desplazándose los bloques horizontalmente. También se debe a esfuerzos de compresión [18].

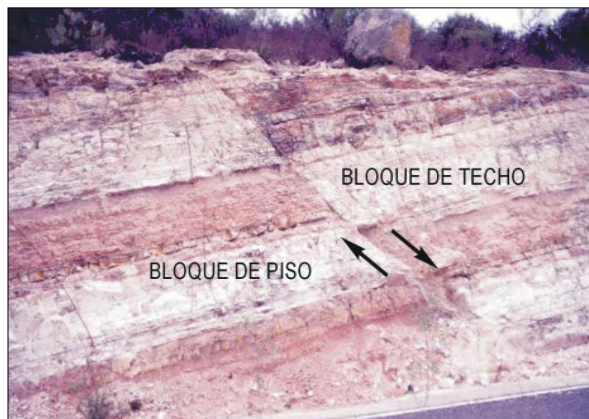


Figura 1.4 Falla normal en el camino Cadereyta – Zimapan. [18] Chávez (2006).

Las fallas suele favorecer el flujo de agua, pero también pueden actuar como barreras impermeables debido a la existencia de materiales más impermeables en uno de los flancos. En un plano de falla lo más normal es que haya una zona de roca triturada que se llama *brecha de falla* si la trituración es gruesa, y *milonita* si es muy fina [40]. Esta masa rocosa se altera con facilidad, conteniendo muchos poros que suelen rellenarse con el agua de la lluvia o agua subterránea, o con materiales arrastrados por

ella. El agua de estas zonas de fallas puede fluir con mucha rapidez debido a la alta permeabilidad de la roca triturada, reaccionando químicamente y aportando una menor competencia a los materiales contiguos.

Juntas o diaclasas: Son fracturas que no han sufrido movimiento apreciable paralelo a ellas. En las rocas ígneas muchas de estas estructuras se originaron por la contracción durante el enfriamiento, sin conexión con los movimientos de la corteza. Las juntas no suelen presentarse aisladas, sino agrupadas con direcciones y buzamientos similares formando familias o sistemas. Suelen ir ligadas a otro tipo de deformaciones como las fallas y los pliegues [18].

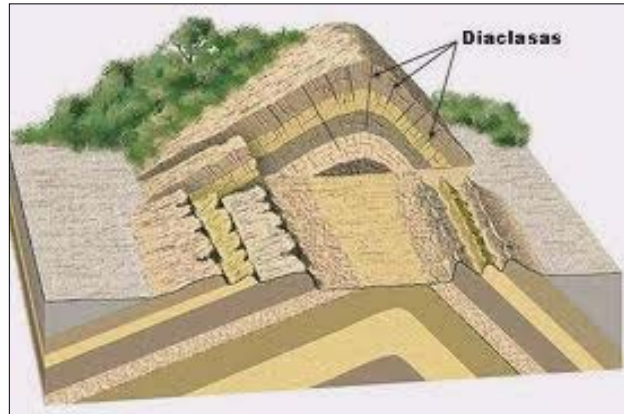


Figura 1.5 Diaclasas asociadas a un plegamiento.

Un sistema de fracturas representa una zona de debilidad en el macizo rocoso, tanto en su resistencia como en su permeabilidad. Las zonas con densa rotura son puntos débiles que obligan a una excavación cuidadosa y a posteriores revestimientos en algunos casos.

Estratificación: Es la disposición de las capas o estratos de un terreno, representada por un *plano* o *superficie* de discontinuidad. Este plano de discontinuidad puede ser abierto o solo ser definido por un cambio de coloración de la roca depositada. La abertura podría ir desde unos pocos centímetros hasta varios metros [74].



Figura 1.6 Superficies de estratificación horizontales en un macizo rocoso calizo. [43] González de Vallejo (2004).

Superficies de contacto litológico: Son planos singulares de separación entre diferentes litologías de un macizo rocoso. Generalmente se pueden establecer tres tipos diferentes de contactos entre materiales: contactos *concordantes*, *discordantes* y *mecanizados*. Los dos



Figura 1.7 Discordancia litológica. Rocas piroclásticas del Terciario sobre calizas del Cretácico. Querétaro, México. [18] Chávez (2006).

primeros términos hacen referencia a las relaciones geométricas que existen entre los planos de estratificación de dos materiales, es decir si son paralelos o no lo son. Los contactos mecanizados son todos aquellos que ponen en contacto dos materiales por medio de una falla o fractura, como es el caso de los *diques*, que se forman a partir de una corriente de roca fundida que tras penetrar en una fractura, se enfría y solidifica.

1.3.4. Características de las discontinuidades²

La resistencia al corte de las discontinuidades es el aspecto más importante en la determinación de la resistencia de los macizos rocosos fracturados, y para su estimación es necesario definir las características y propiedades de los planos de discontinuidad.

- **Orientación:** La orientación de una discontinuidad queda definida por su rumbo (dirección de buzamiento) y por su echado (buzamiento), conceptos que ya fueron definidos en el punto 1.3.1.
- **Espaciado:** Se define como la distancia entre dos planos de discontinuidad de una misma familia, medida en la dirección perpendicular a dichos planos. Normalmente este valor se refiere al espaciado medio de los valores medidos para las discontinuidades de una misma familia. El espaciado entre los planos de discontinuidad condiciona el tamaño de los bloques de roca y, por tanto define el papel que esta tendrá en el comportamiento mecánico del macizo rocoso.
- **Continuidad:** La continuidad o persistencia de un plano de discontinuidad es su extensión superficial, medida por la longitud según la dirección del plano y según su buzamiento. Es un parámetro de difícil cuantificación a partir de la observación de afloramientos, en los que normalmente se ven las trazas de los planos de discontinuidad según su buzamiento aparente.
- **Rugosidad:** La rugosidad de una discontinuidad se refiere a las características morfológicas que presenta la superficie del plano principal, los cuales contribuyen a aumentar o disminuir su resistencia al esfuerzo cortante. Si se conoce la dirección del deslizamiento potencial, la rugosidad del plano debe obtenerse de perfiles paralelos a esa dirección.
- **Abertura:** Es la distancia perpendicular que separa las paredes de la discontinuidad cuando no existe relleno. Este parámetro puede ser muy variable en diferentes zonas de un mismo macizo rocoso: mientras que en superficie la abertura puede ser alta, esta se reduce con la profundidad, pudiendo llegar a cerrarse. La influencia de la abertura en la

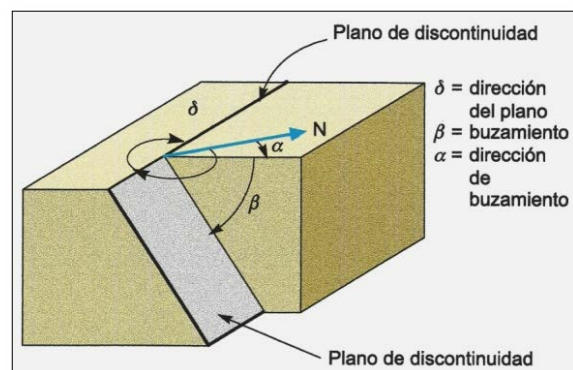


Figura 1.8 Orientación de las discontinuidades.

² [40] Flores Berrones (2006) y [43] González de Vallejo (2004).

resistencia al corte de la discontinuidad es importante, al modificar las tensiones efectivas que actúan sobre las paredes.

- **Relleno:** Las discontinuidades pueden aparecer rellenas de un material distinto a la roca de las paredes. Debe tenerse en cuenta que si se trata de materiales blandos o alterados, éstos pueden sufrir variaciones importantes en sus propiedades resistentes a corto plazo si cambia su contenido en humedad o si tiene lugar algún movimiento a lo largo de las juntas. Las características principales del relleno son: su naturaleza, espesor, resistencia al corte y permeabilidad.

1.4. EL AGUA EN EL MACIZO ROCOSO

En el macizo hay que considerar la presencia del agua, pues incide de forma negativa cuando altera las características mecánicas de los materiales o entorpece los trabajos.

El agua se encuentra en el terreno de varias formas:

- Agua retenida por fuerzas no capilares: Retenida por atracción eléctrica a la superficie de los granos o cristales.
- Agua retenida por capilaridad: Ocupa una zona irregular por encima de la zona saturada y rellena los huecos por capilaridad.
- Agua de gravitación: Agua que ocupa los poros y fisuras en el macizo, y puede circular.

Únicamente la última es la que se presenta en volumen importante, y es la que puede influir en los trabajos de ingeniería que se realizan en el macizo.

1.4.1. Influencia del agua en el terreno

Con la presencia de agua algunas rocas sufren alteraciones, algunas de ellas con repercusiones importantes en las obras de ingeniería. Las zonas alteradas y meteorizadas superficiales, y las discontinuidades importantes son los caminos preferentes para el flujo del agua.

El agua subterránea en rocas blandas y arcillosas reducirá considerablemente su resistencia al causar una erosión interna, arrastrando los materiales finos y creando huecos en la estructura de los macizos. En materiales solubles, se producen procesos de disolución que dan lugar a la apertura de las discontinuidades y a la creación de cavidades.

En algunas zonas las bajas temperaturas predominantes o los cambios diurnos-nocturnos hacen que el agua existente en poros y grietas del macizo se convierta en hielo. Esto produce un aumento de volumen y en consecuencia de presiones, más notable si el hielo no tiene posibilidad de expandirse. Rocas densas pueden ser fragmentadas por esta acción [61].

La presencia del agua en una excavación obliga por lo general a su eliminación. En ocasiones puede ser fácilmente extraída por gravedad, pero en la mayoría de los casos es preciso bombearla,

y el costo de este bombeo podría ser muy elevado.

Otro problema inherente a un caudal abundante, es que puede arrastrar material, llenando de sólidos la excavación, más difíciles de eliminar que el agua.

1.4.2. Flujo de agua en el macizo³

En función de que la roca tenga o no la capacidad para transmitir agua, se denomina permeable o impermeable, dependiendo de la porosidad y la interconexión entre los poros. En la matriz rocosa (roca intacta sin discontinuidades) el agua se transmite a través de los poros y microfisuras interconectados, recibiendo el nombre de *permeabilidad primaria*. En los macizos rocosos el agua fluye a través de las superficies de discontinuidad y se define como *permeabilidad secundaria*. Por lo general, la permeabilidad de la matriz rocosa es despreciable con respecto a la del macizo rocoso fracturado.

Prácticamente, un macizo rocoso se caracteriza desde el punto de vista hidráulico, por el conjunto de sus fisuras elementales, por tanto, la primera etapa de estudio consiste en el análisis de las leyes del escurrimiento de agua en una fisura elemental. El flujo de agua en una discontinuidad puede ser laminar o turbulento, paralelo o no paralelo, de acuerdo con la magnitud del número de Reynolds del escurrimiento, y este valor es dependiente de la abertura y de la rugosidad de las paredes de la discontinuidad.

Suponiendo que las discontinuidades del macizo rocoso han sido caracterizadas física y geométricamente, se puede determinar el potencial hidráulico en el macizo sometido a un flujo permanente de agua. De acuerdo con la configuración geométrica de las discontinuidades el análisis del flujo de agua podría ser bidimensional o tridimensional.

1.5. CLASIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO

Durante la factibilidad y la fase preliminar en el diseño de un proyecto, y cuando muy poca información detallada está disponible sobre el macizo rocoso, el uso de un método de clasificación puede ser de gran beneficio. En su forma más simple, esto puede implicar el uso del sistema de clasificación como una lista de control, para asegurarse de que toda la información relevante ha sido considerada. En el otro extremo, uno o más sistemas de clasificación se pueden utilizar para construir una imagen de la composición y características del macizo, proporcionar estimaciones iniciales de las necesidades de apoyo, y de las propiedades de resistencia y deformación.

Es importante entender las limitaciones de los métodos de clasificación, y que su uso no reemplaza algunos de los procedimientos de diseño más elaborados. Sin embargo, el uso de estos procedimientos de diseño requiere acceso a información relativamente detallada sobre esfuerzos in situ, propiedades del macizo rocoso y la secuencia de excavación planeada, ninguno de los

³ [1] Alberro, Jesús (1983).

cuales pueden estar disponibles en una etapa temprana del proyecto. Cuando esta información esté disponible, el uso de los sistemas de clasificación debe ser actualizado y se utilizará en conjunto con los análisis específicos del sitio [50].

Entre los distintos métodos de clasificación del macizo rocoso propuestos hasta el presente, se destacan los siguientes: Terzaghi (1946), Lauffer (1958), Deere (1967), Wickham (1972), Bieniawsky (1973 - 1989), Barton en (1974) y Hoek & Brown (1994).

Las clasificaciones de Lauffer y Wickham tienen una especial importancia debido a que cada uno introduce un nuevo concepto para el análisis del macizo rocoso, el cual sería utilizado años después en nuevas clasificaciones para modernos sistemas de construcción y sostenimiento. En el caso de Lauffer, la importancia de su trabajo consiste en la introducción del concepto de *tiempo de sostén del claro activo*, el cual se refiere al lapso durante el cual una excavación será capaz de mantenerse abierta sin soporte. Por otro lado Wickham es el primero en evaluar diferentes parámetros del macizo rocoso, como lo es la geología, geometría y la presencia de agua, asignándole un valor a cada parámetro, dependiente del tipo de roca, presencia de discontinuidades y su orientación. Al sumar los valores de cada parámetro obtenía un valor el cual representaba la calidad del macizo rocoso [50].

En lo siguiente, se hablara de la clasificación de Terzaghi por su importancia histórica, y las clasificaciones de Deere, Bieniawsky, Barton y Hoek & Brown, pues son las más utilizadas.

1.5.1. Clasificación de Terzaghi⁴

En 1946 Terzaghi propuso un sistema sencillo de clasificación, para calcular las cargas que debían soportar los marcos de acero en túneles.

Es interesante examinar las descripciones del macizo rocoso incluidas en su documento original, ya que llama la atención sobre las características que dominan el comportamiento del macizo rocoso, particularmente en situaciones donde la gravedad constituye la fuerza impulsora dominante.

Las definiciones claras y concisas, y los comentarios prácticos incluidos en estas descripciones son buenos ejemplos del tipo de información que es más útil para el diseño de ingeniería [50]. La clasificación es la siguiente:

- **Roca inalterada**, no tiene fisuras, por lo tanto, cuando se rompe lo hace a través de la roca sana. Debido al daño que se hace a la roca con el uso de explosivos, pueden caer del techo desgajes varias horas después de la voladura. Esta condición se llama desprendido. La roca dura, inalterada, también puede verse afectada por esfuerzos residuales que provocan chasquidos, lo que implica la separación espontánea y violenta de láminas de roca de las paredes o del techo.

⁴ [49] Hoek, Evert (1985).

- **Roca estratificada**, está constituida por capas unitarias con poca o ninguna resistencia a la separación a lo largo del plano limítrofe entre estratos. La capa puede haberse debilitado o no debido a fracturas transversales. Los desprendidos son comunes en este tipo de rocas.
- **Roca medianamente fisurada**, tiene fisuras, pero los bloques entre las juntas están soldados o tan íntimamente embonados que las paredes verticales no necesitan refuerzo. En rocas de este tipo se puede encontrar a la vez el desprendido y el chasquido o estallido.
- **Roca agrietada en bloques**, es una roca químicamente inalterada o casi inalterada, cuyos fragmentos se encuentran totalmente separados unos de otros y no embonan. Esta clase de roca puede necesitar ademes laterales en las paredes.
- **Roca triturada pero químicamente sana**, tiene la apariencia de un producto de trituradora. Si los fragmentos, en su mayoría o todos, son del tamaño de la arena y no ha habido recementación, la roca triturada que está abajo del nivel de las aguas freáticas tiene las propiedades de una arena saturada.
- **Roca comprimida**, avanza lentamente en el túnel sin aumento perceptible de volumen. Un requisito es un elevado porcentaje de partículas microscópicas o submicroscópicas de micas o de minerales arcillosos de poca expansibilidad.
- **Roca expansiva**, avanza en el túnel básicamente debido a su propia expansión. La capacidad de esponjamiento parece estar limitada a las rocas que contienen minerales arcillosos como la montmorillonita, con una alta capacidad de expansión.

1.5.2. Índice de la calidad de roca (RQD) de Deere

La clasificación según el índice de la calidad de roca, RQD (Rock Quality Designation) fue propuesta por Deere en 1967, para obtener una estimación cuantitativa de la calidad del macizo rocoso. Se basa en la recuperación de núcleos de roca en perforación y considerar solo testigos mayores a 10 cm de longitud. Para que el RQD sea representativo debe obtenerse en testigos con diámetro de al menos 54 mm, despreciando las fracturas provocadas por la perforación. El resultado se expresa en porcentaje, considerando el total de la longitud perforada [50]. El procedimiento para la medición de la longitud de piezas de núcleo y el cálculo de RQD se muestra en la figura 1.9.

La importancia de esta idea ha hecho que se utilice como parte de otras clasificaciones, como las de Bieniawski y Barton.

Deere propuso la siguiente relación entre el valor numérico RQD y la calidad de la roca.

Tabla 1.10 Clasificación de la calidad del macizo según el valor numérico RQD. [43]González de Vallejo 2004	
RQD (%)	Calidad de roca
< 25	Muy mala
25 - 50	Mala
50 - 75	Regular
75 - 90	Buena
> 90	Excelente

El RQD es un parámetro dependiente direccionalmente y su valor puede cambiar de manera significativa, dependiendo de la orientación del sondeo.

Cuando no se dispone de sondeos pero los rastros de discontinuidades están visibles en la superficie o en socavones de exploración, el RQD puede ser estimado a partir del número de discontinuidades por unidad de volumen. La relación propuesta es la siguiente [66]:

$$RQD = 110 - 2.5 \cdot J_v$$

Donde J_v es la suma del número de discontinuidades por unidad de volumen.

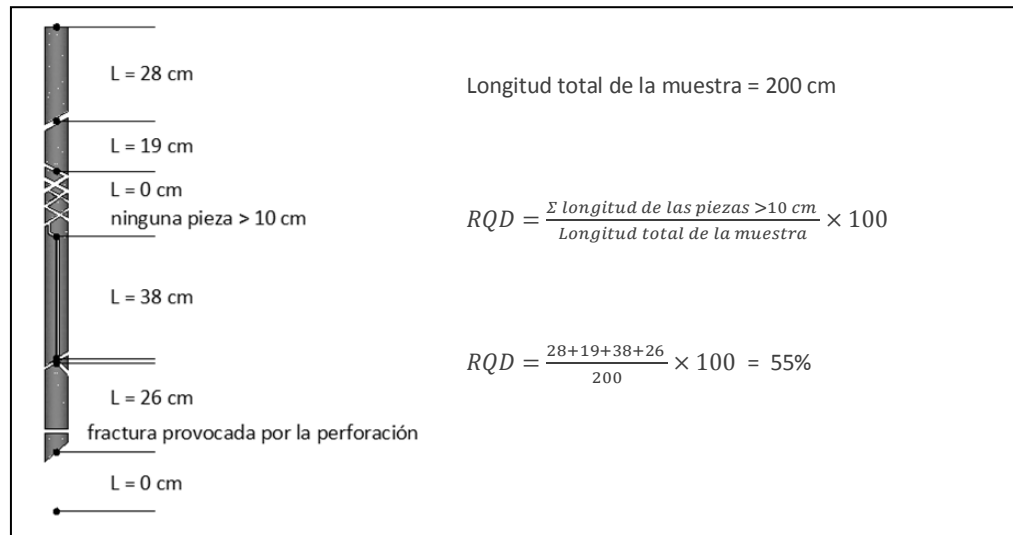


Figura 1.9 Procedimiento para la medición y el cálculo del RQD. [50] Hoek (2007).

1.5.3. Clasificación geomecánica basada en el índice (RMR) de Bieniawski

Esta clasificación fue publicada por primera vez en 1973, siendo modificada posteriormente en 1979 por el mismo autor, y nuevamente en 1989 se modificaron las calificaciones asignadas a los diferentes parámetros [50].

El índice se determina en función de seis parámetros, que son:

- Resistencia a compresión simple:
- RQD
- Espaciamiento de las discontinuidades
- Características de las discontinuidades
- Condiciones hidrogeológicas
- Orientación de las discontinuidades respecto de la estructura

El índice RMR (Rock Mass Rating) es la suma de los primeros cinco parámetros, cuya valoración se muestra en la tabla 1.11A. El resultado obtenido debe corregirse en función de la orientación de las discontinuidades, con respecto de la estructura, ver tabla 1.11B.

En la parte C de la tabla 1.11, se muestra la clasificación y descripción del macizo rocoso según las diferentes calificaciones totales. En la parte D de la tabla 1.11 se da una interpretación de estas calificaciones en términos de tiempo de sostén para las excavaciones subterráneas y los parámetros de la resistencia del macizo rocoso.

Tabla 1.11 Clasificación geomecánica RMR. [12] Bieniawski 1989

A. Parámetros de clasificación y sus calificaciones.									
Parámetro			Escala de valores						
1	Resistencia de la roca inalterada (MPa)	Índice de carga puntual	> 10	4 - 10	2 - 4	1 - 2	En escalas tan bajas se prefiere la prueba de resistencia a compresión uniaxial.		
		Resistencia a compresión uniaxial	> 250	100 - 250	50 - 100	25 - 50	5-25	1-5	< 1
	Calificación		15	12	7	4	2	1	0
2	Índice de calidad RQD (%)		90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25		
	Calificación		20	17	13	8	3		
3	Espaciamiento de las discontinuidades (m)		> 2	0.6 - 2	0.2 - 0.6	0.06 - 0.2	< 0.06		
	Calificación		20	15	10	8	5		
4	Características de las discontinuidades (Ver parte E)		Superficies muy rugosas, sin continuidad, sin separación. Paredes de roca sin meteorización.	Superficies algo rugosas, separación < 1 mm. Paredes de roca ligeramente meteorizadas.	Superficies algo rugosas, separación < 1 mm. Paredes altamente meteorizadas.	Superficies lisas o rellenas < 5 mm, separación de 1-5 mm. Con continuidad	Relleno blando > 5 mm, separación > 5 mm. Con continuidad.		
	Calificación		30	25	20	10	0		
5	Agua subterránea	Gasto por cada 10 m de túnel (l/min)	0	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		Presión de agua/esfuerzo principal	0	< 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		Condición general	Completamente seco	Húmedo	Mojado	Goteando	Flujo de agua		
	Calificación		15	10	7	4	0		
B. Ajuste en la calificación debido a la orientación de las discontinuidades en estructuras subterráneas, (ver parte F).									
Orientación de la discontinuidad			Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable		
Calificación			0	-2	-5	-10	-12		
C. Clasificación del macizo rocoso a partir de su calificación total									
Calificación			100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 21		
Clasificación No.			I	II	III	IV	V		
Descripción			Roca muy competente	Roca competente	Roca regular	Roca pobre	Roca muy pobre		
D. Significado de las clases de macizos									
Clasificación No.			I	II	III	IV	V		
Tiempo medio de sostén			20 años para un claro de 15 m	1 año para un claro de 10 m	1 semana para un claro de 5 m	10 horas para un claro de 2.5 m	30 minutos para un claro de 1 m		
Cohesión del macizo rocoso (kPa)			> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100		
Angulo de fricción del macizo rocoso (°)			> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15		
E. Lineamientos para la clasificación de las discontinuidades									
Longitud de discontinuidad, persistencia (m)			< 1	1 - 3	3 - 10	10 - 20	> 20		
Calificación			6	4	2	1	0		

Abertura (mm)	0	< 0.1	0.1 - 1	1 - 5	> 5
Calificación	6	5	4	1	0
Rugosidad	Muy rugosa	rugosa	Poco rugosa	Liso	Reliz de falla
Calificación	6	5	3	1	0
Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5mm
Calificación	6	4	2	2	0
Meteorización	Sin meteorización	Poco meteorizada	Moderadamen- te meteorizada	Altamente meteorizada	Descompuesta
Calificación	6	5	3	1	0
F. Efecto de la orientación de las discontinuidades					
Rumbo perpendicular al eje			Rumbo paralelo al eje		
Buzamiento a favor 45° - 90°	Buzamiento a favor 20° - 45°		Buzamiento 45° - 90°		Buzamiento 20° - 45°
Muy favorable	Favorable		Muy desfavorable		Regular
Buzamiento en contra 45° - 90°	Buzamiento en contra 20° - 45°		Buzamiento 0° - 20°, independiente del rumbo		
Regular	Desfavorable		Regular		

1.5.4. Clasificación basada en el índice Q ⁵

Basados en una gran cantidad de casos tipo de estabilidad en excavaciones subterráneas, Barton, Lien y Lunde del Instituto de Geotecnia de Noruega, propusieron en 1974 un índice para determinar la calidad del macizo en túneles.

El valor numérico de este índice Q se define como:

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

Donde:

- RQD : Índice de calidad de la roca definido por Deere.
- J_n : Numero de sistemas de discontinuidades.
- J_r : Numero de la rugosidad de las discontinuidades.
- J_a : Numero de alteración de las discontinuidades.
- J_w : Factor de reducción por la presencia de agua en las discontinuidades.
- SRF : Factor de reducción por esfuerzos.

Los factores de la expresión representan:

- $\frac{RQD}{J_n}$: Tamaño de los bloques.
- $\frac{J_r}{J_a}$: Resistencia al corte entre los bloques.
- $\frac{J_w}{SRF}$: Influencia del estado tensional.

Los valores de estos parámetros se obtienen de la siguiente tabla:

⁵ [50] Hoek, Robert (2007) y [43] González de Vallejo (2004)

Tabla 1.12 Clasificación de los parámetros individuales utilizados en el índice Q. [50]Hoek 2007 y [43]González 2004

1. Índice de la calidad de roca (RQD)		RQD (%)	
A	Muy mala	< 25	
B	Mala	25 - 50	
C	Regular	50 - 75	
D	Buena	75 - 90	
E	Excelente	> 90	
Notas:			
i. Cuando el RQD ≤ 10%, se tomara un valor de 10 para calcular el índice Q.			
ii. Intervalos de 5 para RQD, es decir 100, 95,90, etc., son suficientemente precisos.			
2. Número de sistemas de discontinuidades		J _n	
A	Masivo, sin o con pocas discontinuidades.	0.5 - 1	
B	Un sistema de discontinuidades.	2	
C	Un sistema y algunas discontinuidades aleatorias.	3	
D	Dos sistemas de discontinuidades.	4	
E	Dos sistemas y algunas discontinuidades aleatorias.	6	
F	Tres sistemas de discontinuidades.	9	
G	Tres sistemas y algunas discontinuidades aleatorias.	12	
H	Cuatro o más sistemas, roca muy fracturada.	15	
J	Roca triturada, terrones.	20	
Notas:			
i. Para intersecciones en túneles utilizar: 3J _n			
ii. Para portales utilizar: 2J _n			
3. Numero de rugosidad de las discontinuidades		J _r	
a. Contacto entre las paredes			
b. Contacto entre las paredes antes de un desplazamiento cortante de 10 cm.			
A	Fisura sin continuidad.	4	
B	Corrugadas, rugosas o irregulares.	3	
C	Corrugación suave.	2	
D	Reliz de falla o superficie de fricción. Corrugada.	1.5	
E	Rugosas o irregulares pero planas.	1.5	
F	Lisas y planas	1	
G	Reliz de falla o superficie de fricción. Plana.	0.5	
c. No existe contacto entre las paredes después de un desplazamiento cortante.			
H	Zona que contiene minerales arcillosos de espesor suficiente para impedir el contacto entre las paredes.	1	
I	Zona arenosa, de grava o roca triturada de espesor suficiente para impedir el contacto de las paredes.	1	
Notas:			
i. Añadir 1 si el espaciamiento medio del sistema de juntas es mayor a 3 m.			
4. Numero de alteración de las discontinuidades		J _a	φ _r (°)
a. Contacto entre las paredes			
A	Relleno soldado, duro, sin reblandecimiento, impermeable.	0.75	-
B	Paredes inalteradas, superficies ligeramente manchadas.	1	25 - 35
C	Paredes ligeramente alteradas, con presencia de minerales no reblandecibles, partículas arenosas, roca triturada libre de arcilla.	2	25 - 30
D	Recubrimientos limosos o areno-arcillosos, pequeñas partículas de arcilla (no blanda).	3	20 - 25
E	Recubrimientos de arcillas blandas o de baja fricción, caolinita o mica. También clorita, talco, yeso y grafito, etc., y pequeñas cantidades de arcillas expansivas.	4	8 - 16
b. Contacto entre las paredes antes de un desplazamiento cortante de 10 cm.			
F	Partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla.	4	25 - 30
G	Rellenos de minerales arcillosos muy consolidados no reblandecibles (continuos < 5 mm de espesor).	6	16 - 24
H	Rellenos de minerales arcillosos de consolidación media o baja (continuos < 5 mm de espesor).	8	12 - 16

J	Rellenos de arcillas expansivas, es decir montmorillonita (continuos < 5 mm de espesor). El valor de J_o depende del porcentaje de partículas expansivas.	8 - 12	6 - 12	
c.	No existe contacto entre las paredes después de un desplazamiento cortante.			
K L M	Zonas o capas de roca y arcilla desintegrada o triturada (ver G, H y J para la descripción de las condiciones de las arcillas).	6 8 8 - 12	6 - 24	
N	Zonas o capas de arcilla limosa o arenosa, pequeñas fracciones de arcilla no reblandecibles.	5	-	
O P y R	Zonas o capas continuas de arcilla, de gran espesor (ver G, H y J para la descripción de las condiciones de las arcillas).	10 - 13 13 - 20	6 - 24	
Notas:				
i.	Los valores de ϕ_r , (ángulo de fricción residual) se indican como guía aproximada de las propiedades mineralógicas de los productos de alteración, si es que están presentes.			
5. Factor de reducción por la presencia de agua		J_w	Presión de agua (kg/cm ²)	
A	Excavación seca o poca infiltración, inferiores a 5 l/min localmente.	1	< 1	
B	Infiltración o presión mediana con lavado ocasional de los rellenos.	0.66	1 - 2.5	
C	Gran infiltración o presión alta en roca competente con juntas sin relleno.	0.5	2.5 - 10	
D	Gran infiltración o presión alta con lavado importante de los rellenos.	0.33	2.5 - 10	
E	Infiltración o presión excepcionalmente alta con las voladuras, decreciendo con el tiempo.	0.2 - 0.1	> 10	
F	Infiltración o presión excepcionalmente alta en todo momento	0.1 - 0.05	> 10	
Notas:				
i.	Los factores de C a F son estimaciones aproximadas. Aumenta J_w si se instalan drenes.			
ii.	Los problemas especiales causados por la presencia de hielo no se consideraron.			
6. Factor de reducción por esfuerzos		SRF		
a.	Zonas débiles que intersectan a la excavación, pudiendo producir desprendimientos de roca a medida que la excavación avanza.			
A	Múltiples zonas de debilidad que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada, roca circundante muy suelta. A cualquier profundidad.	10		
B	Zonas de debilidad aisladas que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada. Profundidad de excavación menor de 50 m.	5		
C	Zonas de debilidad aisladas que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada. Profundidad de excavación mayor de 50 m.	2.5		
D	Múltiples zonas de fractura en roca competente (libres de arcilla), roca circundante suelta. A cualquier profundidad.	7.5		
E	Zona de fracturas aisladas en roca competente (libres de arcilla). Profundidad de excavación menor de 50 m.	5		
F	Zona de fracturas aisladas en roca competente (libres de arcilla). Profundidad de excavación mayor de 50 m.	2.5		
G	Fisuras (discontinuidades) abiertas sueltas, fisuración intensa. A cualquier profundidad.	5		
b.	Roca competente, problemas de esfuerzos.	σ_c/σ_1	σ_1/σ_1	SRF
H	Esfuerzo bajo, cerca de la superficie.	> 200	> 13	2.5
J	Esfuerzo mediano.	200 - 10	13 - 0.6	1
K	Esfuerzo grande, estructura muy cerrada. Normalmente favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para la estabilidad de las paredes.	10 - 5	0.66 - 0.33	0.5 - 2
L	Desprendimiento moderado de la roca. Roca masiva.	5 - 2.5	0.33 - 0.16	5 - 10
M	Desprendimiento intenso de la roca. Roca masiva.	< 2.5	< 0.16	10 - 20
c.	Roca compresiva, flujo plástico de roca incompetente bajo la influencia de altas presiones litostáticas.			
N	Presiones compresivas moderadas.	5 – 10		
O	Presiones compresivas altas.	10 - 20		
d.	Roca expansiva, actividad expansiva química dependiendo de la presencia de agua.			
P	Presiones expansivas moderadas.	5 - 10		

R	Presiones expansivas altas.	10 - 20
Notas:		
i.	Redúzcanse los valores de SRF entre 25 - 50% si las zonas de fractura solo ejercen cierta influencia pero no intersectan la excavación.	
ii.	Para un campo virgen de esfuerzos fuertemente anisotrópicos, cuando $5 \leq \sigma_1 / \sigma_3 \leq 10$, redúzcase σ_c a $0.8\sigma_c$ y σ_t a $0.8\sigma_t$. Cuando $\sigma_1 / \sigma_3 > 10$, redúzcase σ_c a $0.6\sigma_c$ y σ_t a $0.6\sigma_t$. Dónde: σ_c es la fuerza compresiva no confinada, σ_t es la fuerza de tensión (carga de punta), y σ_1 y σ_3 son las fuerzas mayores y menores principales.	
iii.	En los casos en que la profundidad de la clave sea menor que el ancho del claro, se sugiere que el SRF sea aumentado de 2.5 a 5, (ver clase H).	

El índice Q obtenido a partir de los parámetros anteriores varía entre 0.001 y 1000, con la siguiente clasificación del macizo rocoso:

- 0.001 - 0.01: Roca excepcionalmente mala
- 0.01 - 0.1: Roca extremadamente mala
- 0.1 - 1: Roca muy mala
- 1 - 4: Roca mala
- 4 - 10: Roca media
- 10 - 40: Roca buena
- 40 - 100: Roca muy buena
- 100 - 400: Roca extremadamente buena
- 400 - 1000: Roca excepcionalmente buena

1.5.5. Clasificación basada en el índice GSI⁶

En 1980 Hoek y Brown publicaron el llamado Criterio de Rotura para macizos rocosos, en donde determinan los esfuerzos de un macizo rocoso in situ por medio de observaciones geológicas y de los resultados de las pruebas individuales realizadas a las muestras de roca. Hoek en 1983 también propone utilizar la clasificación de Bieniawski para la estimación de ciertas constantes utilizadas en el criterio de rotura.

Esta clasificación demostró ser adecuada para macizos rocosos de buena calidad, sin embargo pronto se hizo evidente la necesidad de una clasificación que permitiera evaluar macizos rocosos de menor calidad.

En 1994 fue publicado el *Índice de Resistencia Geológica* (Geological Strength Index, GSI), y su objetivo fue estimar propiedades del macizo rocoso, más que proporcionar criterios de sostenimiento del terreno. En el 2000 fue ampliado con el fin de mejorarlo en su uso para macizos rocosos fracturados y de mala calidad.

Este índice evalúa al macizo en función del grado y características de fracturamiento, estructura geológica, tamaño de los bloques y alteración de las discontinuidades. El valor del índice es utilizado como un dato de entrada directo con el fin de seleccionar parámetros relevantes para la predicción de la resistencia y deformabilidad del macizo rocoso.

⁶ [50] Hoek (2007) y [7] Arvizu Lara (2013).

En la figura 1.10 se puede obtener el valor del índice GSI en base a la descripción geológica del macizo rocoso.

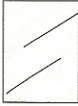
Índice de resistencia geológica Roca fracturada (Hoek y Marinos, 2000) De la litología, estructura y condiciones de la superficie de las discontinuidades, se estima un valor promedio del GSI. No trates de ser tan preciso. Calcular con un rango de GSI entre 33 a 37 es mas realista que comenzar con $GSI = 35$. <u>Nótese que la tabla no aplica para fallas controladas estructuralmente.</u> Cuando existen planos estructurales débiles en una orientación desfavorable con respecto a la cara de la excavación, éstos dominarán el comportamiento de la masa rocosa. El esfuerzo cortante de las superficies en la roca que son propensas al deterioro como resultado de los cambios en el contenido de humedad se redirirá si el agua está presente. Cuando se trabaja con rocas de categoría aceptable a muy pobre se puede hacer un movimiento hacia la derecha en la tabla, debido a las condiciones de humedad.		Condiciones de superficie				
Estructura		Decremento de la calidad de la superficie →				
 INTACTA O MASIVA. Especímenes de roca intacta o masiva in situ con pocas o espaciadas discontinuidades.  EN BLOQUE. Roca maciza no alterada con una buena trabazón entre bloques cúbicos formados por familias de discontinuidades.  FORMAN MUCHOS BLOQUES. Con trabazón parcialmente alterada con bloques angulares de varias caras formadas cuatro o más familias de discontinuidades.  EN BLOQUE / ALTERADA. Foliada con bloques regulares formados por varias intersecciones de familias de discontinuidades con esquistocidades.  DESINTEGRADA. Con una pobre trabazón, un macizo rocoso altamente quebrado con mezclas de ángulos y piezas de rocas redondeadas.  LAMINADAS / CORTADAS. No forman bloques dada la cercanía del espaciamiento o débil esquistocidad o planos de corte.		Muy buena Muy rugosa, superficies frescas	Buena Rugosa, ligeramente intemperizada	Aceptable Suave, superficies alteradas y moderadamente intemperizadas	Pobre Superficies brillantes con superficies intemperizadas	Muy pobre Superficies altamente intemperizadas con rellenos de arcillas suaves
		90			N/A	N/A
		80				
		70				
		60				
		50				
		40				
		30				
		20				
		10				
		N/A	N/A			

Figura 1.10 Índice de Resistencia Geológica (GSI) en función de las condiciones geológicas del macizo rocoso.
[7] Arvizu Lara (2013)

CAPÍTULO 2 INVESTIGACIÓN DEL SITIO

En este capítulo se describen las diferentes etapas de estudio y la importancia de su realización, así como algunos de los diferentes métodos disponibles en la investigación para proyectos subterráneos en macizos rocosos.

2.1. OBJETIVO DE LOS ESTUDIOS¹

El objetivo general de la investigación que se realiza en un sitio es determinar las condiciones geotécnicas del terreno que intervengan en el diseño y vida útil del proyecto ingenieril.

En función de la dimensión y naturaleza del proyecto, los estudios geológicos-geotécnicos, deberían alcanzar los siguientes objetivos:

- Establecer la viabilidad del lugar en función de las condiciones geológicas, geotécnicas y ambientales.
- Seleccionar el trazado más favorable bajo las citadas condiciones.
- Identificar los problemas de posible inestabilidad del terreno y los riesgos geológicos.
- Determinar las propiedades geotécnicas necesarias para el diseño y construcción de las estructuras.

Los resultados de la investigación constituyen un punto crítico para la estimación del costo del proyecto. Una parte sustancial en los incrementos del costo de una obra se debe a la insuficiencia de las investigaciones en los estudios geológico-geotécnicos. Muchas veces existe la predisposición a considerar poco rentable la inversión en investigaciones, dedicándose en general presupuestos insuficientes.

En general no hay una regla para estimar cual debe ser el presupuesto adecuado para las investigaciones, ya que cada proyecto tiene sus particularidades, dependiendo no solo del tipo y

¹ [43] González de Vallejo (2004), [61] López Marinas (2006) y [40] Flores Berrones (2001).

magnitud, sino de la complejidad de las condiciones geológicas en las que se desarrolla y su incidencia en la construcción.

2.2. ETAPAS DE LOS ESTUDIOS

En la investigación es necesario realizar algunas etapas básicas, sin embargo, aquí influyen diversos aspectos que tienen que ver con el tipo e importancia de la obra, las condiciones geológicas y los aspectos financieros. Por esto es posible que en el caso una estructura pequeña en condiciones geológicas sencillas no sea necesario o justificable realizar algunas de las etapas a continuación mostradas [74].

- Primera etapa: estudios preliminares.
- Segunda etapa: estudios de detalle.
- Tercera etapa: estudios durante y después de la construcción.

2.2.1. Estudios preliminares

Antes de iniciar los trabajos de campo se debe proceder a revisar cuánta información significativa está disponible en relación al proyecto y la zona donde se pretende construir. Esta tarea consiste esencialmente en un análisis de la información bibliográfica y cartográfica existente.

Es necesario obtener la mayor cantidad de información, derivada de estudios desarrollados en el área o cercanos a ella, recurriendo a las instituciones, dependencias o empresas que dispongan de ésta. La información debe ser analizada y sintetizada para obtener datos generales relacionados con topografía, hidrología, litología, estratigrafía, fenómenos de geodinámica, problemas geotécnicos característicos de la región, entre otros.

También se debe realizar una interpretación de las fotografías aéreas e imágenes satelitales existentes, pues con ellas se pueden obtener los siguientes datos:

- Selección y comparación de potenciales zonas de emplazamientos para el proyecto.
- Posibles vías de acceso y planificación para investigaciones en campo.
- Identificación de diferentes tipos litológicos y sus contactos, características estructurales y geomorfológicas.

Posteriormente se realizarán visitas de reconocimiento al sitio, con el fin de contar con las observaciones y datos que permitan definir los lugares más adecuados para la construcción de la obra. Los reconocimientos a realizar en campo son los siguientes [43]:

Accesos y situación:

- Localización de caminos y vías de acceso para situar las investigaciones.
- Disponibilidad de servicios, como agua y energía eléctrica.
- Selección de posibles emplazamientos para sondeos, estudios geofísicos, etc.

Datos geológicos:

- Tipos de materiales y composición.
- Estructuras geológicas y contactos tectónicos.
- Morfología y condiciones geomorfológicas.

Datos geohidrológicos e hidrológicos

- Inspección de pozos y manantiales.
- Localización de acuíferos, materiales permeables e impermeables.
- Localización de zonas de recarga y drenaje.

Inestabilidades del terreno

- Indicios o señales de deslizamientos y desprendimientos.
- Áreas de erosión intensa.
- Zonas afectadas por hundimientos y cavidades.

La investigación realizada en esta etapa nos debe permitir realizar informes geológico-geotécnicos, que proporcionen conocimiento sobre los posibles problemas y condicionantes de la zona, así como una propuesta para los estudios de la siguiente etapa de investigación.

2.2.2. Estudios de detalle

La finalidad de esta etapa es lograr una comprensión a fondo de la geología del sitio y sus alrededores, y de sus características geotécnicas [74]. Durante las fases de diseño de ingeniería, las exploraciones deben llevarse a cabo para adquirir datos no sólo para el diseño de las estructuras subterráneas, sino también por su construcción. Por esta razón, los programas de investigación y auscultación deben ser planificados por ingenieros geólogos o ingenieros geotécnicos, en estrecha colaboración con los diseñadores e ingenieros constructores [84].

Las actividades que se realizan durante un estudio detallado se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 2.1 Actividades en la etapa de estudios de detalle. [20] CFE 1979

Estudio	Desarrollo	
Topografía	Fotogrametría Levantamientos topográficos	
Geología y Geotecnia	Levantamientos geológicos y geotécnicos	Litología, estratigrafía y estructuras
		Reconocimiento de discontinuidades
		Fenómenos de geodinámica externa e interna.
	Geofísica	Localización de roca sana
		Localización del nivel freático
		Estratigrafía
		Calidad de los materiales
	Perforaciones	Recuperación de núcleos de roca y muestreo integral
	Excavaciones	Inspección de las paredes de los pozos
		Muestras cúbicas de rocas
		Estratigrafía

		Características estructurales de los macizos
		Observación de fallas y fracturas
	Pruebas de campo	Resistencia y deformabilidad
		Permeabilidad
		Estados de esfuerzos tectónicos
	Pruebas de laboratorio	Propiedades índice
		Propiedades mecánicas
		Mineralogía y petrografía

Toda la información obtenida durante esta etapa debe ser procesada e interpretada adecuadamente para que sea de máxima utilidad en el diseño de la estructura subterránea.

Para obtener toda la información anteriormente descrita se cuenta con una gran variedad de ensayos y técnicas; no obstante, la selección y programación apropiada de ellas servirá para evitar costos excesivos, y obtener la información adecuada.

2.2.3. Estudios durante y después de la construcción

Esta es la tercera etapa, en la cual se llevan a cabo levantamientos geológicos adicionales, así como estudios de mecánica de rocas si éstos son necesarios.

En muchas ocasiones estos estudios provocan modificaciones en el diseño o proceso de construcción de la estructura, pues aportan nueva información. Las actividades a realizar en esta etapa son las siguientes [74]:

- Levantamientos geológicos y geotécnicos conforme se avance en la obra.
- Mapeo geotécnico superficial y del subsuelo; elaborando planos y secciones geotécnicas con información completa de:
 - Litología
 - Propiedades de las rocas
 - Datos estructurales y características de las discontinuidades
 - Geohidrología
 - Factores geodinámicos
 - Riesgos geológicos
- Muestreo para realizar pruebas de laboratorio, así como pruebas in situ en zonas de interés.
- Instrumentación y control
 - Piezometría
 - Instrumentación de fallas y taludes
 - Pruebas de inyección

Los estudios que se realizan en esta etapa deben enriquecer en aspectos muy específicos el conocimiento que se tenga de la zona y deben contribuir a la solución de los problemas que se presenten durante la construcción.

Los informes que se generan de todos los estudios realizados durante estas etapas de investigación son de gran importancia para obras futuras en sitios cercanos o condiciones geológicas y geotécnicas similares, además de que proporcionan información básica para un adecuado mantenimiento de la estructura.

2.3. MÉTODOS DE INVESTIGACIÓN

2.3.1. Métodos indirectos

Son aquellos con los que se puede obtener información del sitio en estudio sin necesidad de extraer muestras.

- **Fotointerpretación²**

Constituye una herramienta fundamental en la etapa de estudios preliminares y tiene como base la interpretación de fotografías aéreas. Esta técnica permite reconocer superficies de terreno muy extensas, pudiendo analizar fácilmente las características de la zona del proyecto y sus áreas limítrofes.

Las características principales, susceptibles de ser reconocidas en este estudio son:

- Litológicas: Tipo de roca, permeabilidad, grado de meteorización.
- Estructurales: Existencia, rumbo y echado de estructuras geológicas, lineamientos regionales, deslizamientos, discontinuidades.
- Estratigráficas: Columna estratigráfica.
- Geohidrológicas: Sistemas de drenaje, zonas de posible infiltración, determinación de cuencas de captación.
- Geomorfológicas: Morfología y fisiografía de la región.
- Geotécnicas: Delimitación y ubicación de bancos de materiales.

Las fotografías aéreas más utilizadas son las siguientes:

- Fotografías a color: Representan la visión más real de la superficie de terreno. Útiles para la identificación de materiales y rasgos estructurales.
- Fotografías en blanco y negro: Al tener mayor poder de penetración, resaltan los diferentes tipos de vegetación, definiendo claramente las zonas con agua. Útiles para identificación de características estructurales, análisis de drenaje y datos geomorfológicos.
- Fotografías infrarrojas: Útiles para la identificación de deslizamientos y red de drenaje.

En relación con otros métodos de investigación, la fotointerpretación es la técnica más rápida y económica. La escala de las fotografías que se emplean varía para trabajos de detalle de 1:2000 a

² [43] *González de Vallejo (2004)* y [74] *Ruiz Vázquez (2013)*.

1:5000 y para reconocimiento de 1:25000 a 1:50000.

▪ Prospección Geofísica

La prospección geofísica es un complemento del mapeo geológico superficial y de la interpretación geológica del subsuelo; sus técnicas ayudan a describir aproximadamente las formas geométricas y las propiedades mecánicas de las rocas a profundidad.

La gran cantidad de información que proporciona justifica su utilización desde los estudios preliminares hasta la construcción del proyecto. Entre los métodos geofísicos más comunes se encuentran los siguientes:

Métodos eléctricos. Se basan en las diferencias de conductividad eléctrica que presentan los materiales en el subsuelo. En condiciones naturales, las rocas se hallan más o menos húmedas. La conductividad eléctrica de una roca depende de su contenido de agua intersticial³, particularmente de la naturaleza y cantidad de sales solubles disueltas en dicha agua, más que de las características mineralógicas de la propia roca [18].

Los métodos geofísicos de prospección eléctrica tienen dos variantes: resistividad y caída de potencial. El método de *resistividad*, se basa en el principio de que cualquier cambio en la resistencia específica de la roca cambiara el flujo de la corriente a través del material y por ello, incrementará o reducirá el potencial eléctrico entre dos electrodos de medición [40], ver figura 2.1.

El arreglo mostrado en la figura 2.1, permite determinar la resistividad aparente, la cual corresponde a la resistividad del conjunto de materiales afectados por el paso de corriente. La resistividad es el recíproco de la conductividad, y es inversamente proporcional a la porosidad del material, por lo que tener una mayor resistividad implica la presencia de un material poco poroso, o que contiene una muy baja o nula porción de minerales del tipo metálico, causantes de la conductividad del material [28].

El método de *caída de potencial*, consiste en determinar la relación de caídas de potencial entre tres electrodos de potencial colocados a distancias iguales y colocados en línea con los otros dos electrodos de corriente que generan un

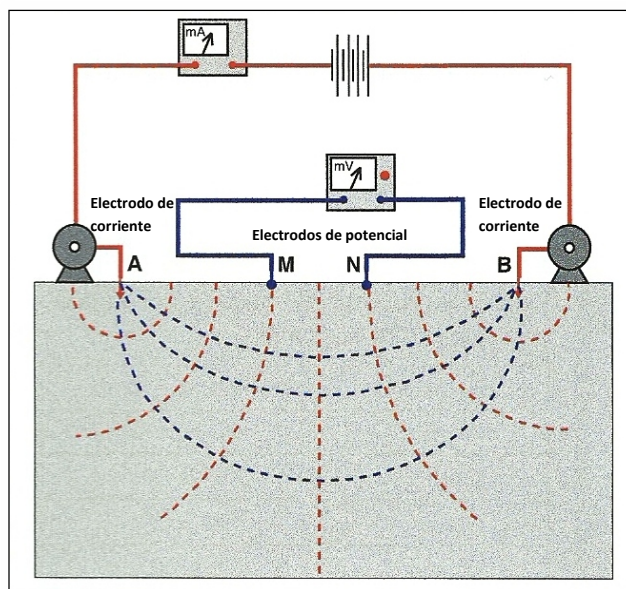


Figura 2.1 Método eléctrico de resistividad. [43] González de Vallejo (2004).

³ Intersticio: Es el espacio hueco entre los granos de una roca.

campo eléctrico en el terreno y que permite en ciertos casos obtener mayor detalle que con el método de resistividad, además de que su aplicación es más simple pues no requiere mediciones de la intensidad de corriente [74].

Las principales aplicaciones de los métodos eléctricos son:

- Existencia y profundidad de agua subterránea.
- Salinidad de las aguas.
- Localización de posibles cavernas.
- Estudio de la secuencia de estratos, y estimación de espesor y profundidad.
- Localización de fallas y diques.

Métodos sísmicos. Los métodos sísmicos utilizan dos características importantes de las formaciones rocosas, una de ellas es que según la naturaleza de las rocas, varía la velocidad de propagación de las ondas elásticas y la otra es que, particularmente los bloques o prismas sedimentarios, están separados por superficies de contacto definidas que reflejan parte de la energía generada por las ondas elásticas [18].

En este método se mide la velocidad de propagación de las ondas elásticas, provocando artificialmente perturbaciones dinámicas en algún punto del terreno; dando origen a ondas longitudinales y transversales. Para registrar estas vibraciones provocadas en el terreno se emplea un instrumento llamado geófono.

Dentro de los métodos sísmicos el más empleado es el de *refracción sísmica*, que consiste en la realización de perfiles longitudinales instrumentados con geófonos, espaciados entre sí una distancia conocida; estos se conectan al sismógrafo para registrar las señales generadas por la fuente sísmica.

La medida de los tiempos de llegada de las ondas elásticas a los geófonos proporciona el valor de la velocidad de propagación y espesor de los distintos materiales atravesados. Este método aprovecha las trayectorias de las ondas refractadas en las superficies de contactos entre las capas.

Otro método utilizado es el de *reflexión sísmica*, que consiste en medir los tiempos de llegada de las ondas sísmicas, tras ser reflejadas en las superficies de contacto de las distintas unidades litológicas.

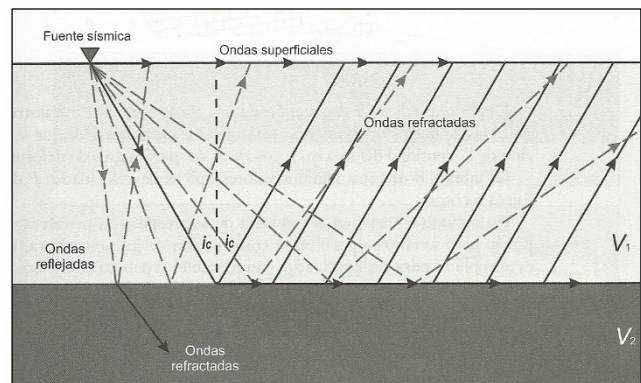


Figura 2.2 Método sísmico, ondas reflejadas y refractadas. [7] Arvizu Lara (2013).

Mediante las velocidades registradas es posible obtener propiedades de interés, como la porosidad, constantes elásticas de los materiales y grado de saturación. En la tabla 2.2 se

muestran los métodos comunes de excavación para diferentes materiales en función de la velocidad de propagación de ondas elásticas.

Las principales aplicaciones de los métodos sísmicos son:

- Determinación de espesores y estratigrafía en el subsuelo.
- Auxiliar en la identificación de estructuras.

Magnetometría. Este método estudia las perturbaciones del campo magnético terrestre causadas por fuentes anómalas, que se encuentran bajo la superficie terrestre. En la exploración geotécnica es utilizado en la localización de estructuras y contactos geológicos asociados a diques intrusivos y otras rocas ígneas, así como a cuerpos mineralizados, la determinación del basamento rocoso, y la detección de objetos metálicos enterrados. Aunque puede ser muy útil, requiere un cuidadoso trabajo de procesamiento e interpretación de los datos, por el manejo de la bipolaridad de los resultados [18].

Gravimetría. Este método está basado en el estudio de las diferencias entre los valores medidos del campo de gravedad terrestre en un lugar y el valor que teóricamente debería tener en ese lugar (anomalía gravimétrica). Estas anomalías son generadas por heterogeneidad en la densidad del subsuelo, y pueden ser positivas o negativas dependiendo de la densidad del material existente en el lugar.

La gravimetría es útil para localizar cualquier fenómeno en el que la variación de la densidad sea su característica fundamental, por ejemplo para la detección de cavernas y su cubicación, localización de galerías, zonas de importantes pérdidas de finos con la consiguiente disminución de densidad, etc. [43].

Tabla 2.2 Excavabilidad de rocas para diferentes condiciones y velocidad de propagación de ondas elásticas. [18] Chávez 2006			
Material	Condición	Velocidad (m/s)	Excavabilidad
Arenisca		600 – 2500	Con máquina hasta 800 m/s
Basalto	Sano	5000 – 6000	Con explosivos
	Fracturado	700 – 5000	Con explosivos
	Alterado	500 – 700	Con maquinaria
Conglomerado		1000 – 3000	Con explosivos
Granito	Sano	4500 – 6000	Con explosivos
	Fracturado	700 – 4500	Con explosivos
	Alterado	400 – 1000	Con maquinaria y explosivo
Lutita	Dura	1200 – 4000	Con explosivos
	Blanda	600 - 1200	Con maquinaria
Riolita y andesita	Poco fracturada	3800 – 5000	Con explosivos
	Muy Fracturada	1500 – 3800	Con explosivos
	Alterada	900 - 1500	Con maquinaria
Toba	Sana	1400 – 1800	Con maquinaria y explosivo
	Fracturada	400 – 1600	Con maquinaria
	Alterada	300 - 700	Con maquinaria
Arcillas	Duras	600 – 1000	Con maquinaria
	Blandas	200 – 300	Excavación manual
Limos y arenas	Compactos	400 – 700	Con maquinaria
	Sueltos	200 – 400	Excavación manual

2.3.2. Métodos directos

Los métodos directos permiten conocer las condiciones del sitio en estudio, mediante la observación de las características *in situ*, complementadas con la extracción de muestras.

- **Levantamientos geológicos⁴**

Con los levantamientos geológicos se obtiene la información necesaria para definir las condiciones geológicas presentes en el lugar de estudio. Se tienen dos tipos de levantamientos geológicos: los superficiales y los subterráneos.

El *levantamiento geológico superficial* permite reconocer características estructurales como: rumbo, echado, pliegues, fallas, fracturamiento, contactos, etc. Dependiendo de la etapa de estudio en la que se realicen y la exactitud que se requiera, se dividen en levantamientos regionales y locales.

Los estudios regionales se realizan con base en mapas fotogeológicos previamente elaborados, localizando en ellos puntos de verificación. En estos puntos se realizan observaciones relacionadas con las características de la roca. Los estudios de carácter local se llevan a cabo en áreas de extensión reducida. Estos permiten conocer las condiciones geológicas particulares de lugar, como: características de discontinuidades trascendentales para el proyecto, características de la rocas (mineralogía, textura, etc.), localización y ubicación de materiales de construcción, etc.

Todas las observaciones realizadas se pueden complementar con la obtención de fotografías, pues enriquecerá las descripciones realizadas en campo.

El *levantamiento geológico subterráneo* consiste en el estudio minucioso del techo y paredes en un socavón, galería o túnel, para obtener datos relacionados con las unidades geológicas que estas excavaciones atraviesan, como: tipos de roca, grado de alteración, estratificación, fallas, fracturamiento, diques, orientación de las discontinuidades, filtración de agua, etc.

- **Tajos y pozos a cielo abierto**

Son excavaciones realizadas con equipo manual que se efectúan desde la superficie del terreno, su profundidad es variable y podría llegar hasta los diez metros. Los pozos regularmente son cuadrados de dos metros por lado, en el caso de los tajos estos son mucho más largos que anchos y con menor profundidad que los pozos.

Se emplean principalmente para conocer el espesor y naturaleza de un material de relleno, las características de la roca subyacente y su grado de alteración, fracturas, fallas y contactos. Es recomendable realizarlos si es necesario obtener una mayor cantidad de datos en el levantamiento geológico.

Para integrar la información en el plano geológico y la elaboración de perfiles, estas excavaciones

⁴ [74] Ruiz Vázquez (2013).

deben ser levantadas con brújula y cinta a lo largo de todo su desarrollo en las paredes y piso. El levantamiento debe permitir obtener el perfil geológico exacto y los accidentes estructurales existentes.

Una de las ventajas de este método es que de requerirse es posible obtener muestras para ser estudiadas en el laboratorio.

▪ Túneles y socavones⁵

Son excavaciones lo suficientemente amplias para que pueda trabajar una persona dentro de ellas. Las dimensiones comúnmente empleadas son de 2.0 a 3.6 m de altura por 1.6 a 3.4 m de ancho [7]. Estos son comúnmente utilizados para explorar las condiciones en los lugares donde se realizarán obras civiles de gran importancia, debido a su elevado costo. Sin embargo en el caso de una construcción subterránea bien



Figura 2.3 Socavón exploratorio por el eje de la Casa de Máquinas en la construcción de la C.H. La Yesca.

planificada, situando estratégicamente el socavón o el túnel de exploración, este puede ser de gran utilidad en el momento de construir la estructura principal, ya que puede servir como acceso de personal y equipo, así como para la eliminación del material excavado, y si éste queda posicionado en la parte superior es posible realizar inyecciones de consolidación o algún otro tipo de tratamiento en puntos clave de la estructura, evidentemente, de ser estos necesarios.

Al término de la construcción, estas excavaciones de exploración podrán haber quedado dentro de la excavación de la estructura principal, y en otro caso podrían incorporarse al funcionamiento conjunto como galerías de filtración y drenaje o como galerías de inspección y mantenimiento. Finalmente una buena planeación para estas estructuras de auscultación podría significar un gasto realmente moderado en este método de investigación.

La excavación de estas estructuras se realiza normalmente con la ayuda de máquinas de perforación y el empleo de explosivos, y en ocasiones es necesario algún tipo de sostenimiento, principalmente en la entrada.

Los propósitos para realizar este tipo de exploración, son los siguientes [20]:

- Observación del sistema de juntas y de contacto entre diversos tipos de roca.
- Seguir la traza de fallas o fracturas importantes.
- Obtener información en zonas particulares del macizo rocoso.

⁵ Túnel: Es una excavación lineal subterránea en posición horizontal o inclinada, que permite la comunicación entre dos puntos, por lo que tiene entrada y salida; Socavón: Es una excavación lineal subterránea en posición horizontal o inclinada, pero con un sólo punto de acceso y salida.

- Observar la profundidad y grado de alteración de los materiales.
- Observación de estratos permeables.
- Permitir la realización de pruebas *in situ*.
- Obtención de muestras para su ensayo en el laboratorio.
- Instalación de instrumentos de medición, mediciones del gradiente térmico de la roca, obtención de muestras de aire para conocer emanaciones de gases nocivos.
- Detección y muestreo de aguas subterráneas.

De acuerdo con las características particulares de la obra, en algunos casos podrá determinarse una o más zonas en las que se provean condiciones críticas. En este caso debe enfocarse la atención en esas zonas y frecuentemente bastará con ello para decidir la ubicación de los túneles y socavones para exploración.

▪ Perforaciones



Figura 2.4 Perforación a rotación, equipo ligero sobre patines utilizado en la construcción de la C. H. La Yesca.

Las perforaciones proporcionan información acerca de la composición, espesor y extensión de cada una de las formaciones en el área, la profundidad a la que se encuentra la roca sana, profundidad del agua subterránea, permite la realización de pruebas de permeabilidad y los registros geofísicos de pozo; y por supuestos la obtención de muestras para su ensayo en laboratorio [74].

Las muestras obtenidas mediante perforación deben ser inalteradas, verdaderamente representativas del material con un alto porcentaje de recuperación y capaces de identificar las características de la roca y de su fracturamiento. Con esta información se podrán elaborar perfiles geológicos, se podrá detallar la columna estratigráfica del lugar, y ayudar en la elaboración de planos geológicos y geotécnicos, así como obtener los porcentajes de recuperación y el RQD, que servirán para

realizar la descripción y clasificación de los macizos rocosos.

Para realizar perforaciones con fines geotécnicos se cuenta con tres métodos principales, percusión, presión y rotación. El utilizado para perforación en roca es el método de rotación, se realiza la perforación y el muestreo al mismo tiempo mediante barriles muestreadores, equipados con diamantes o trozos de carburo de tungsteno en la corona de la broca.

Los barriles muestreadores son tubos que llevan en su extremo inferior una broca, que por rotación cortan anularmente la muestra de roca; esta queda alojada en el tubo que soporta la broca o bien en otro tubo interior protector.

Los barriles usados para la exploración geotécnica se dividen en “convencionales y no convencionales” [20].

Dentro de los barriles *convencionales* se encuentran los siguientes:

- **Barril sencillo.** Es útil en los trabajos de inyección o anclaje, cuando solo importa el barreno producido. Tiene el inconveniente de que el fluido de perforación está en contacto directo con el núcleo (muestra), originando erosión y desprendimiento del material que la forma.
- **Barril doble.** Con este tipo se elimina la acción erosiva del fluido de perforación y se obtiene un mayor porcentaje de recuperación de muestra. Consiste esencialmente en un tubo exterior y otro interior donde se recupera el núcleo, y los hay de dos tipos:
 - Tubo rígido. El tubo interior está unido a la cabeza del muestreador, de tal forma que gira junto con el tubo exterior. Tiene la desventaja de que el núcleo queda sujeto a la fricción de las paredes interiores del tubo y por ello es recomendable solo en formaciones rocosas muy duras.
 - Tubo giratorio. El mecanismo de este tipo de barril, permite al tubo interior permanecer estático eliminando así los esfuerzos de torsión presentados en los anteriores, por lo que es muy recomendable.

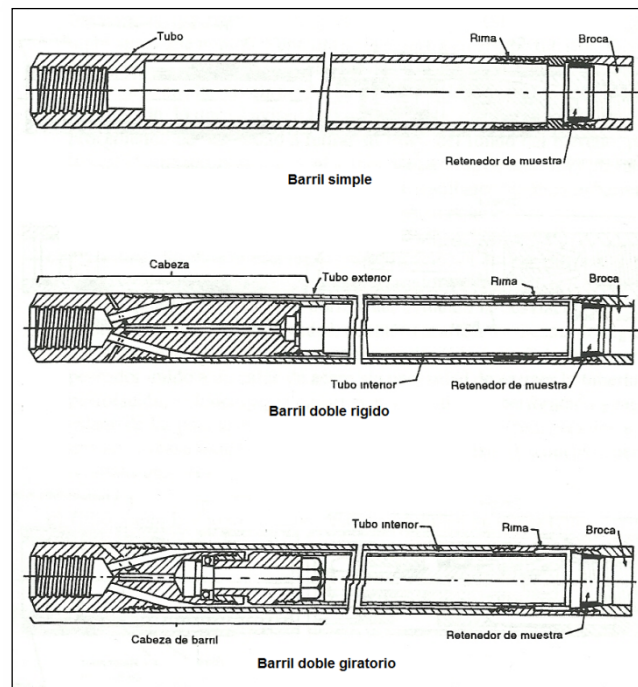


Figura 2.5 Barriles muestreadores convencionales. [20] CFE (1979).

Los barriles *no convencionales* son los siguientes:

- **Serie M.** Difieren de los anteriores en que tienen una extensión del tubo interior que llega casi hasta la broca, con lo que se logra que el fluido de perforación entre en contacto solo con una pequeña parte de la muestra antes de que esta penetre al tubo interior. Este tipo es muy útil para la extracción de núcleos en roca fácilmente erosionable.

- **Tipo XL.** Este diseño introduce arriba del sistema de baleros axiales una válvula de hule, lo suficientemente blanda para expandirse al recibir un bloqueo en el tubo interior. En las formaciones fracturadas, al deslizarse un fragmento de roca con el tubo contiguo origina un bloqueo que impide la entrada de la muestra en tubo interior; esto es suficiente para que empuje el tubo interior hacia la cabeza del barril, originando que la válvula produzca el cierre de la circulación del fluido de perforación, lo que es avisado al operar en el manómetro de la bomba, procediendo de inmediato a retirar su barril del fondo del barreno, para liberar el bloqueo, eliminando al máximo la pérdida de muestra y elevando la eficiencia en la perforación. Su uso es recomendado en perforaciones verticales de formaciones suaves o muy fracturadas.
- **Tipo Wire Line.** Su diseño utiliza las modificaciones de los barriles M y L, además de la utilización de un anillo centrador que permite la perforación en cualquier ángulo hasta la horizontal evitando la desviación del tubo interior por efecto de la gravedad, y un sistema de seguros que permite la extracción del muestreador desde la superficie mediante un pescador unido a un cable de acero sin necesidad de extraer la tubería de perforación, redundando en una mayor velocidad de perforación y mejor estado de las paredes del pozo, así como mejoras en la recuperación de la muestra. Es recomendable para perforaciones mayores a 50 m.



Figura 2.6 Sistema Wire Line.



Figura 2.7 Colocación de las muestras obtenidas, en cajas de madera identificadas para su transporte y almacenamiento.

Un aspecto importante durante la perforación lo constituye el estudio detallado del fluido de retorno y el estado de los niveles freáticos, así como la pérdida del fluido debida a las condiciones de permeabilidad.

Conviene que el geólogo realice un estudio preliminar de los núcleos a la brevedad posible después de su recuperación, definiendo el tipo de roca de que se trate y las características del fracturamiento del material. Los núcleos obtenidos deberán ser manejados cuidadosamente, pues estos podrían perder su valor si son mal clasificados y manejados descuidadamente antes de los estudios y ensayos de laboratorio, es por

eso que su almacenamiento, transporte y clasificación deberán realizarse con mucho cuidado. Algunas recomendaciones son las siguientes:

- Guardar en cajas seguras y fuertes.
- Identificar las cajas con el nombre del sitio, el número de sondeo, el número de caja, y la profundidad de las partes inferior y superior del núcleo.
- Almacenar en sitios adecuados donde su deterioro se minimice, evitando la humedad excesiva.

2.3.3. Métodos de prospección geofísica locales⁶

Con los pozos producto de las perforaciones realizadas, también es posible realizar prospecciones geofísicas, las cuales constituyen una herramienta de gran utilidad para la medición de determinadas propiedades físicas en las formaciones geológicas atravesadas por las perforaciones, complementando la información obtenida en la testificación de los sondeos y los resultados de la geofísica superficial.

Este tipo de técnicas permite investigar únicamente las zonas circundantes de los sondeos, por lo que los resultados no pueden extrapolarse a otros ámbitos, aunque tienen la ventaja de poder realizarse hasta varios cientos de metros de profundidad.

La realización de registros en varios sondeos permite la correlación entre los mismos. En función del parámetro físico medido, los registros pueden clasificarse en:

- Sísmicos: consisten en la generación de impulsos sísmicos mediante medios mecánicos desde el interior del pozo o en la superficie del terreno, para registrar los tiempos de llegada de las ondas P y S.
- Eléctricos: miden la resistividad eléctrica, potencial espontáneo y conductividad eléctrica del terreno.
- Radioactivos: pueden ser pasivos o activos. En el primer caso, miden la emisión natural de radioactividad en el terreno que circunda la sonda; los

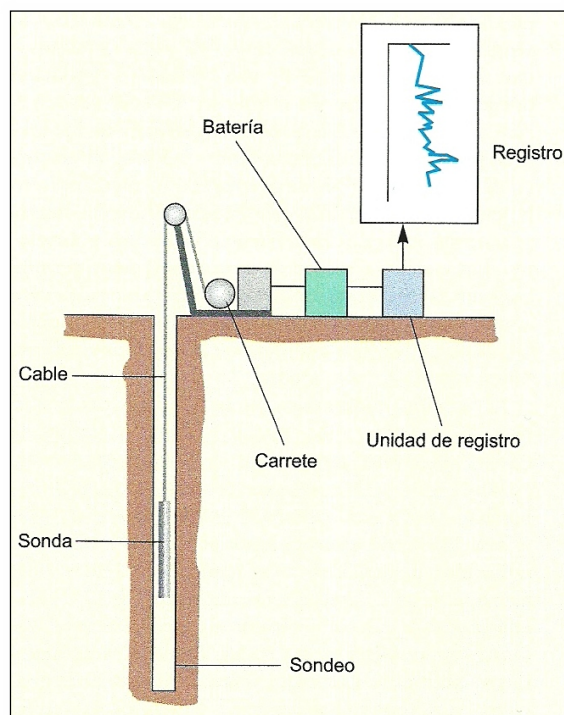


Figura 2.8 Equipo para la prospección geofísica en pozos. [43] González del Vallejo (2004).

⁶ [43] González de Vallejo (2004).

segundos registran la respuesta del terreno al ser bombardeado por rayos gamma o por un chorro de neutrones.

- Acústicos: Miden la velocidad de propagación y las características de atenuación de las ondas elásticas a través de la formación atravesada por el pozo.
- Fluidos: Sirven para determinar características del agua subterránea en el macizo rocoso.
- Geométricos: estos miden y registran características físicas del pozo, como diámetro, rugosidad e irregularidades en las paredes, magnitud y dirección de la desviación del pozo, así como rumbo y echado de las discontinuidades atravesadas por el pozo.

Algunos de los métodos de prospección geofísica se describen en la tabla siguiente.

Tabla 2.3 Métodos de prospección geofísica en el interior de pozos. [85] <i>U.S. Army Corps of Engineers 2001</i>		
Método	Funcionamiento	Aplicación
Down-hole y Up-hole (sísmico)	La sonda se coloca dentro del pozo, y la perturbación es provocada en la superficie o en el fondo del pozo. Mide el tiempo de desplazamiento vertical de las ondas.	Es una técnica útil para definir los estratos de baja velocidad de propagación de las ondas, y su interpretación es sencilla. Es posible determinar propiedades como la porosidad y constantes elásticas de los materiales.
Cross-hole (sísmico)	Se realiza entre dos o tres pozos próximos. La perturbación se provoca dentro de uno de los pozos y se mide en los otros dos. Mide el tiempo de desplazamiento horizontal de las ondas.	
Resistividad eléctrica	La sonda mide la resistividad del terreno al paso de corriente entre un electrodo situado en el interior del pozo y otro en el exterior. El pozo debe estar lleno de líquido.	Proporciona información cualitativa sobre la secuencia litológica.
Potencial espontáneo	Es una medida pasiva entre el potencial eléctrico de las diferentes formaciones. Se mide el potencial natural del terreno, con un electrodo en el interior y otro en el exterior.	Localización de los recursos hídricos, evalúa la permeabilidad, y determina la salinidad del agua subterránea.
Gamma-natural (radioactivo)	Mide la emisión natural de radioactividad en el terreno que circunda el pozo.	Se puede usar para inferir la permeabilidad. Determina la presencia de material arcilloso y minerales radioactivos.
Gamma-gamma (radioactivo)	Se emplea una fuente artificial que emite rayos gamma, registrándose los rayos gamma que permanecen; este valor es inversamente proporcional a la densidad de la formación atravesada.	Determina la densidad de la roca.
Acústico	Mide la velocidad de propagación y características de atenuación de las ondas elásticas.	Las magnitudes obtenidas se pueden correlacionar con propiedades mecánicas de la roca.
Temperatura	Mide la temperatura de los fluidos y las paredes laterales del pozo.	Detecta zonas de flujo de entrada o la pérdida de líquidos.
Resistividad del fluido	Mide la resistencia eléctrica del fluido.	Determina la calidad del agua subterránea y es auxiliar para determinar la resistividad del material rocoso.
Sonda de calibre	Proporciona un registro gráfico continuo del diámetro del pozo.	Proporciona información como rugosidad o irregularidades en las paredes asociadas a cambios litológicos, huecos, zonas fracturadas, etc.
Dipmetro	Son dispositivos eléctricos que registran diametralmente las discontinuidades en las paredes.	Determina el rumbo y echado de las discontinuidades atravesadas por el pozo. También permite determinar la magnitud y dirección de la desviación de la perforación.

CAPÍTULO 3

EXCAVACIÓN DE ESTRUCTURAS SUBTERRÁNEAS

En este capítulo se describen los diferentes sistemas que existen para la excavación de túneles y cavernas, asimismo las diversas tareas a realizar para su correcta y segura ejecución.

3.1. EXCAVACIÓN VÍA PERFORACIÓN Y VOLADURA

El sistema de perforación y voladura para la excavación de túneles, galerías y cavernas, es una técnica convencional que aun hoy se utiliza con profusión debido a varias ventajas que presenta frente a la excavación mecánica con tuneladoras o rozadoras. Entre esas ventajas podemos mencionar las siguientes [60]:

- Versatilidad en cuanto al tipo de roca. Este sistema de excavación es posible utilizarlo desde rocas blandas hasta rocas muy duras, donde por pérdida de rendimiento e incluso por el desgaste de sus partes la excavación mecánica es claramente antieconómica. Además de ser más flexible frente a los cambios litológicos o tectónicos del terreno atravesado.
- Sección de las excavaciones. Estas pueden ser de diversos tamaños y formas, desde pequeñas galerías hasta grandes cavernas. Se pueden excavar a sección completa o por etapas, con galerías de avance, ampliaciones laterales y banqueos en el piso.
- Reducida inversión inicial. La inversión en equipos de perforación para una misma sección de excavación es inferior, por lo que en obras de reducida longitud es el sistema más aconsejable.

Los principales inconvenientes que presenta este sistema, frente a los mecánicos, es que los perfiles de excavación son más irregulares, principalmente si no se realizan las voladuras con las técnicas adecuadas. Este aspecto incide en los costos de sostenimiento y sobre todo en los trabajos de revestimiento. Adicionalmente en proyectos dentro de zonas urbanas las vibraciones generadas por las voladuras pueden ser un factor limitante, pues se tendrá que salvaguardar la

integridad de otras estructuras subterráneas, edificaciones y sobretodo de las personas.

3.1.1. Ciclo de excavación¹

El ciclo básico de este sistema se compone de las siguientes actividades:

1. **Plantilla de perforación.** Marcada sobre la roca con pintura por una cuadrilla de topografía, señala donde se deberán perforar los barrenos. Esta tarea es de suma importancia pues indica la dirección correcta por la que se debe excavar la estructura, así como la posición de los barrenos donde se alojara el explosivo. En las máquinas más modernas la plantilla de perforación se puede introducir en la computadora que incorporan.
2. **Perforación de barrenos.** Se realiza por medio de equipos de perforación manuales o mecanizados en los puntos señalados por el personal de topografía.
3. **Carga de explosivos y conexión.** Colocación del explosivo y los accesorios iniciadores en los barrenos perforados, así como la conexión de los mismos.
4. **Disparo de la voladura.** El disparo de la voladura debera realizarlo una persona calificada, e iniciarse una vez que el personal se haya trasladado a un lugar seguro.
5. **Ventilación.** La ventilación es un aspecto muy importante, pues su función es la de renovar el aire, así como diluir los gases contaminantes y el polvo generados en los trabajos de excavación.
6. **Amacice del terreno.** Consiste en retirar el material suelto de las paredes y bóveda, material rocoso que fue aflojado con la voladura pero que no se desprendió por completo. Esta actividad se realiza para garantizar la seguridad del personal y del equipo de trabajo en las actividades posteriores. Se puede realizar manualmente o con algún tipo de maquinaria (esta maquinaria se describe en el punto 3.4 de este capítulo).
7. **Retiro de rezaga.** Consiste en retirar el material



Figura 3.1 Perforación en sección de túnel con ayuda de una plantilla. [60] López Jimeno (2011).



Figura 3.2 Colocación de explosivos en los barrenos perforados.



Figura 3.3 Amacice del terreno, después de realizada la voladura.



Figura 3.4 Retiro de rezaga en el interior de un túnel con la ayuda de un cargador frontal y camión articulado.

¹ [60] López Jimeno (2011) y [84] U. S. Army Corps of Engineers (1997).

excavado del frente de trabajo para continuar con las actividades de excavación. Este material puede ser retirado unos cuantos metros únicamente para despejar el frente de trabajo y posteriormente transportarlo a su depósito definitivo, o desde el inicio llevarlo a su depósito final. Lo más importante es tener el frente de avance libre de todo obstáculo lo antes posible, para que las siguientes actividades puedan proseguir.

8. Replanteo de la nueva voladura.

Adicionalmente a las actividades mencionadas, en muchos casos es necesario realizar algunas otras tareas, como son la colocación de algún tipo de soporte antes de continuar con el avance, perforación de barrenos para drenes en caso de tener grandes filtraciones de agua y bombeo del agua en el frente de ataque si se tiene una pendiente negativa.

Estas tareas se realizan cuando es necesario debido a las condiciones de la roca, y pueden requerir un tiempo considerablemente grande en relación con el tiempo requerido para el ciclo de excavación. “El tiempo destinado al soporte de la sección de avance puede, en los casos más desfavorables llegar a superar el 50% de duración del ciclo” [60] López Jimeno, 2011, p.673.

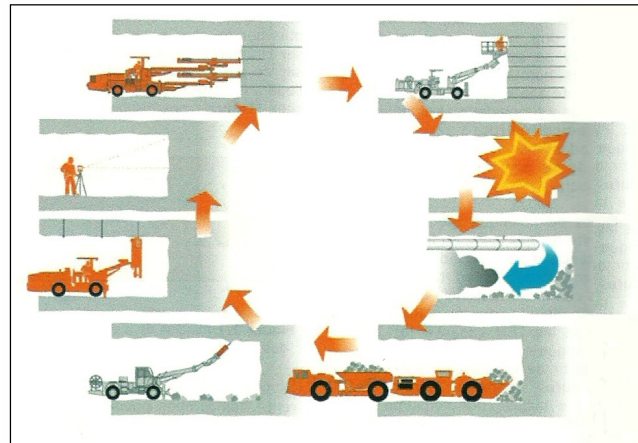


Figura 3.5 Actividades básicas del ciclo de excavación con explosivos. [60] López Jimeno (2011).

3.1.2. Excavación por etapas

Existen varias formas de excavar la sección de una estructura subterránea, y esto depende principalmente de la calidad de la roca y del tamaño de la sección. En el Manual de diseño de Obras Civiles B.3.7 CFE (1982) se menciona un valor de 80.0 m² de área como límite normalmente utilizado para decidir entre excavar a sección completa o por etapas. Desde luego ésta es solo una recomendación y la decisión final deberá ser tomada por el personal de construcción en conjunto con el personal de geología y geotecnia para el proyecto en específico.

La excavación por etapas se utiliza para la apertura de grandes estructuras, donde la sección resulta demasiado grande para ser cubierta por el equipo de perforación, o cuando las características geomecánicas de la roca no permiten la excavación de la sección completa. El método más frecuentemente utilizado consiste en dividir a la estructura en dos partes, una superior o bóveda y otra inferior en banco [84]. En estructuras con claros grandes o en roca de mala calidad se sigue el procedimiento de excavar primero una galería central y posteriormente ampliaciones laterales, ver figura 3.6. Esto permite conocer las condiciones del macizo sin excavar el claro completo y colocar algún tipo de soporte como anclaje y/o concreto lanzado antes de continuar con las ampliaciones laterales.

El número de banqueos dependerá de la altura de la estructura y de las condiciones de estabilidad de las paredes. Es conveniente que al requerirse algún tipo de tratamiento en los muros, éste se coloque conforme se realizan los banqueos, para evitar desprendimientos de las zonas relajadas de esfuerzos y por la accesibilidad que se tiene en ese momento para realizar los trabajos.

La perforación de los bancos se podrá realizar de forma vertical u horizontal dependiendo del equipo con el que se disponga; y al igual que la bóveda, al ser el claro muy amplio la excavación se puede realizar en dos o más partes.

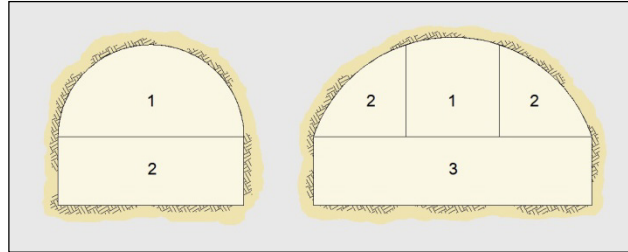


Figura 3.6 Etapas de excavación en estructuras con grandes secciones.

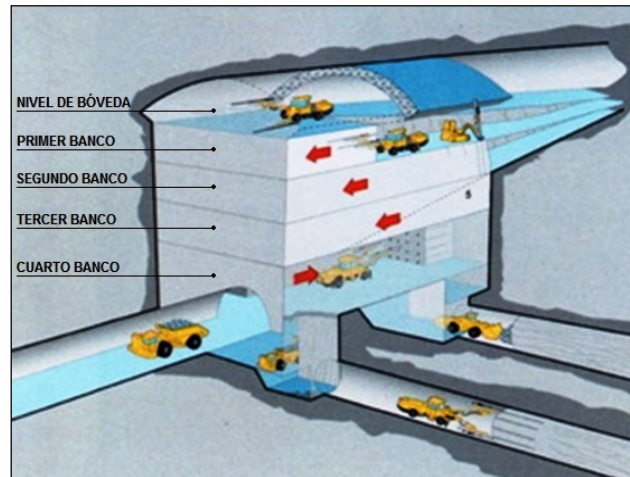


Figura 3.7 Excavación por etapas de grandes cavernas. [9] Aznar Salinero (2011).

3.1.3. Perforación de barrenos

La perforación es una de las actividades principales en el proceso de excavación con voladuras. Su propósito es el de abrir en la roca huecos cilíndricos denominados *barrenos*, destinados a alojar el explosivo y sus accesorios iniciadores.

▪ Equipo de perforación²

Dentro de la amplia variedad de excavación con explosivos se ha desarrollado un gran número de máquinas destinadas para diferentes propósitos, como lo son la perforación horizontal en el frente de ataque y la perforación vertical o inclinada para banqueo. Máquinas de pequeño tamaño que pueden ser alzadas y transportadas por una persona, hasta enormes máquinas autopropulsadas que pueden realizar más de un barreno al mismo tiempo.

Para la perforación de barrenos existe una gran variedad de técnicas y métodos, pero los utilizados en la construcción son los métodos mecánicos de rotación y rotopercusión. Entre estos dos, el utilizado en la perforación subterránea es el de *rotopercusión*.

El principio de perforación de estos equipos se basa en la combinación de las siguientes acciones:

- *Percusión*. La energía cinética de un pistón se transmite desde el martillo hasta la broca a través de las barras o directamente sobre ella, en forma de onda de choque.

² [59] López Jimeno (2003).

Cuando la onda de choque alcanza la broca de perforación, una parte de la energía se transforma en trabajo haciendo penetrar los dientes o botones de la broca en la roca.

- **Rotación.** Con este movimiento se hace girar la broca para que los impactos se produzcan sobre la roca en distintas posiciones.
- **Empuje.** La energía generada por el mecanismo de impactos del martillo debe transmitirse a la roca, por lo que es necesario que la broca se encuentre en contacto permanente con el fondo del barreno.
- **Barrido:** Para que la perforación resulte eficaz, es necesario que el fondo de los barrenos se mantenga constantemente limpio evacuando el detrito³ justo después de su formación. El barrido de los barrenos se realiza con un fluido (agua o aire) inyectado a presión hacia el fondo a través de un orificio central en las barras o varillas y una abertura en la broca.

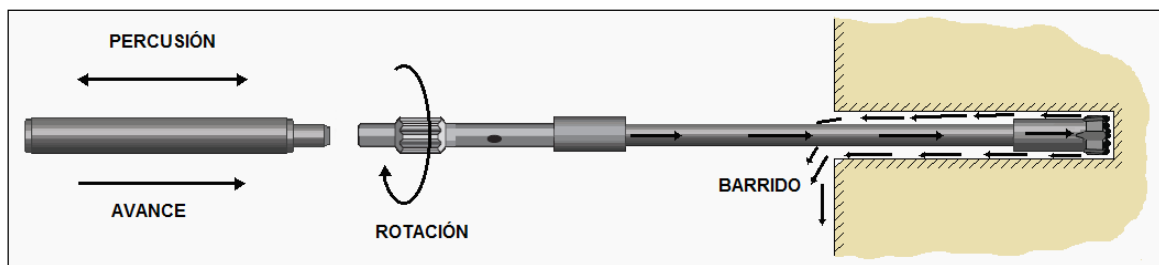


Figura 3.8 Acciones básicas en la perforación rotopercutiva.

Para realizar estas acciones, las perforadoras cuentan con dos piezas importantes, el martillo y el sistema de avance.

Martillo. Hasta 1970 el accionamiento *neumático* era el único utilizado en las perforadoras en los trabajos subterráneos. Pero a partir de 1974, las perforadoras hidráulicas las fueron reemplazando en casi todos los trabajos de perforación. Un martillo accionado por aire comprimido consta básicamente de los siguientes componentes:

- **Cilindro.** Cerrado con una tapa delantera que dispone de una abertura axial donde va colocado el elemento portabarreras, así como un dispositivo retenedor de las barras de perforación.
- **Pistón.** Con su movimiento golpea el vástago o culata, a través de la cual se transmite la onda de choque a la barra.
- **Válvula.** Regula el paso de aire comprimido en volumen fijado y de forma alternativa a la parte anterior y posterior del pistón.
- **Mecanismo de rotación.** Consta de un sistema de engranes cilíndricos que transmiten el movimiento de rotación a la barra desde un motor exterior al martillo.
- **Sistema de barrido.** Consiste en un tubo que permite el paso del aire hacia el interior de las barras.

³ Detrito: cada una de las partículas que resultan de la descomposición de una roca.

Estos elementos son comunes a todos los tipos de martillos existentes en el mercado, variando únicamente algunas características de diseño: diámetro de cilindro, longitud de la carrera del pistón, válvulas de distribución, etc.

Un *martillo hidráulico* consta básicamente de los mismos elementos que el neumático, la diferencia más importante entre ambos sistemas estriba en que en lugar de utilizar aire comprimido para el gobierno del motor de rotación y producir el movimiento del pistón, un motor actúa sobre un grupo de bombas que suministran un caudal de aceite que acciona estos componentes.

Sistema de avance. Para obtener un rendimiento elevado de las perforadoras, las brocas deben estar en contacto con la roca en el momento en que el pistón transmite su energía mediante el mecanismo de impacto. Para conseguir esto, se debe ejercer un empuje sobre la broca.

Los principales sistemas de avance son las *deslizaderas*, y las más utilizadas son las de cadenas, de tornillo y las hidráulicas. Las *deslizaderas de cadenas*

están formadas por una cadena que se desplaza por dos canales y que es arrastrada por un motor hidráulico. La cadena actúa sobre el carro del martillo que se desplaza sobre el lado superior de la deslizadera. Las ventajas de este sistema son su bajo precio y la facilidad de reparación.

En las *deslizaderas de tornillo* el avance se produce al girar el tornillo accionado por un motor. Este tornillo es de diámetro pequeño en relación con su longitud y está sujeto a esfuerzos de pandeo y vibraciones durante la perforación, por lo que en estas deslizaderas no son usuales longitudes mayores a 1.8 m. Las *deslizaderas hidráulicas* constan de un gato hidráulico que desplaza a la perforadora a lo largo de la viga de soporte. La ventaja de estas son la simplicidad y robustez, facilidad de control y precisión, adaptabilidad a gran variedad de máquinas y longitudes de barrenos.

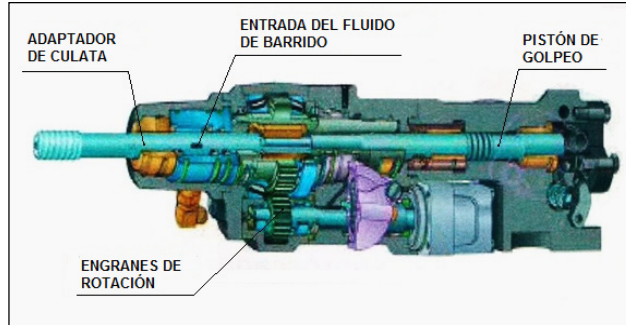


Figura 3.9 Sección de un martillo hidráulico. [60] López Jimeno (2011).

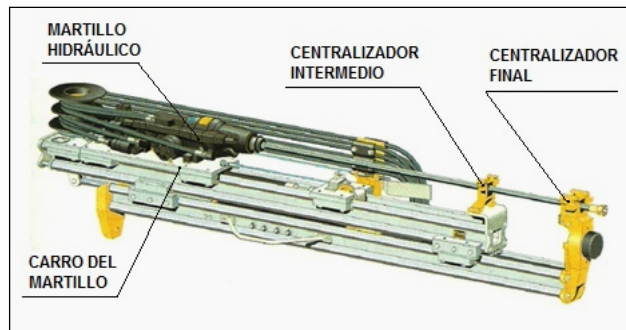


Figura 3.10 Deslizadera hidráulica telescópica. [60] López Jimeno (2011).

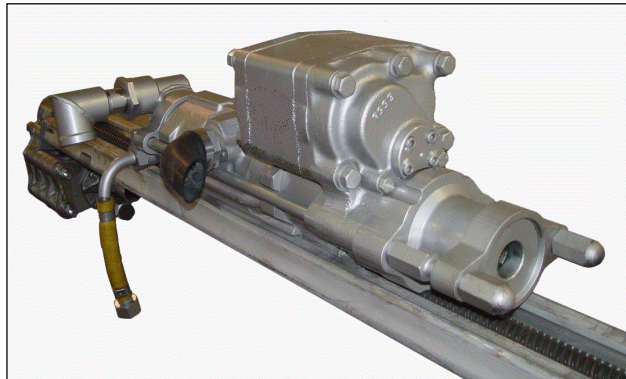


Figura 3.11 Martillo neumático sobre una deslizadera de tornillo.

Los equipos de perforación más utilizados en las obras subterráneas son los siguientes:

Perforadora manual. Las perforadoras manuales, con el fin de adaptarlas al barrenado horizontal, tienen la empuñadura cerrada para el uso con una sola mano. El accionamiento es totalmente neumático, mientras el barrido puede realizarse con agua y/o aire. Estas son utilizadas principalmente para perforación secundaria, o en túneles y galería de pequeña sección y longitud, donde no se justifica la inversión de equipos mecanizados. El diámetro de perforación con esta máquina parte desde 22 mm hasta 45 mm y longitudes de 0.4 m hasta 6.0 m, ver figura 3.12.

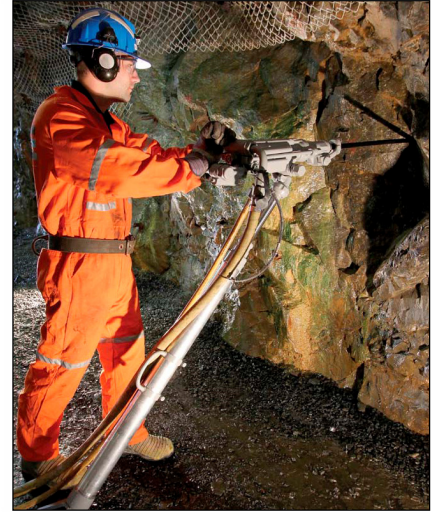


Figura 3.12 Perforadora neumática manual con pierna. [15] Boart Longyear (2012).

Jumbo. Los jumbos son unidades de perforación equipadas con uno o varios martillos y cuyas principales aplicaciones en labores subterráneas se encuentran en: avance de túneles y galerías, perforación para anclaje, y banqueo con perforación horizontal.

Estas máquinas son autopropulsadas, disponiendo de un tren de rodaje sobre neumáticos, orugas o carriles. De estos tipos el primero es el más utilizado por la gran movilidad que posee. El chasis en los equipos más grandes es articulado, posibilitando los trabajos de excavación en curvas.

La fuente de energía suelen ser de tipo diesel o eléctrica. Los motores diesel que sirven para el accionamiento del tren de rodadura, por transmisión hidráulica o mecánica, pueden utilizarse también para accionar todos los elementos de perforación. Más habitual es emplear el motor diesel para desplazamiento del equipo y el motor eléctrico para el accionamiento de los elementos de perforación.

Cuentan también con un compresor de aire, usado para lubricación de los martillos y para el doble barrido, es decir, el cambio de barrido de agua a barrido con aire para limpiar y secar los barrenos una vez perforados.



Figura 3.13 JUMBO DT1130 electro-hidráulico de tres brazos, para túneles con secciones de hasta 180 m². [101] Sandvik.

Los brazos son accionados hidráulicamente, existiendo una gran variedad de diseños. Del número y movimiento del brazo depende la cobertura y posibilidades de trabajo del jumbo. La selección del tamaño de esta máquina está en función del avance requerido y sección de la estructura subterránea. “Es aconsejable jumbos de un brazo para secciones de hasta 20 m², de dos brazos hasta 100 m² y de tres hasta 180 m²” [60] *López Jimeno, 2011, p.681*.

Los jumbos más modernos cuentan con sistemas que les permiten trabajar automáticamente, guiados por la plantilla de perforación previamente introducida en la computadora, estos pueden posicionar cada brazo frente al punto del barreno e iniciar la perforación. Una vez concluido el barreno se retira el martillo y automáticamente se mueve el brazo para iniciar el barreno siguiente. El operador en este caso solamente supervisa la correcta ejecución de la perforación.

Perforadora hidráulica sobre orugas (Hydraulic Track drill). Utilizadas preferentemente para la perforación vertical o inclinada en excavación de banco. Estas máquinas cuentan con un chasis ligero montado sobre orugas, estas son independientes y llevan un gato hidráulico, interconectados para amortiguar el movimiento oscilante, evitar los choques durante los desplazamientos en terreno accidentado y permitir la perforación desde posiciones difíciles. Los brazos de estos equipos pueden ser fijos, extensibles y articulados, y van anclados a un punto del chasis.

Algunas de las características más importantes de estas máquinas son [59]:

- La fuente de energía suele ser de motor diesel, aunque existen unidades eléctricas que accionan el sistema hidráulico.
- El fluido utilizado para el barrido es aire.
- Las máquinas más modernas cuentan con algunos elementos opcionales, como: captador de polvo, cabina para el operador y cambiadores automáticos de barras.
- Incorporan un sistema antiatranque, muy útil para terreno fracturado.

Los captadores de polvo son muy útiles en estas máquinas, sobre todo al utilizarlas en la excavación subterránea, pues elimina el polvo producto de la perforación, mejorando las condiciones de trabajo. Estas máquinas son capaces de perforar barrenos desde 22mm hasta 89 mm de diámetro.

▪ Accesorios de perforación⁴

Para realizar un trabajo de perforación específico pueden elegirse diversas



Figura 3.14 Perforadora hidráulica sobre orugas TAMROCK RANGER. [101] Sandvik.

⁴ [59] *López Jimeno (2003)* y [60] *López Jimeno (2011)*.

combinaciones de accesorios. La sarta de perforación en general está constituida por los siguientes elementos: *adaptadores de culata, coples, varillas o barras de extensión y brocas*.

El acero utilizado en la fabricación de estas herramientas debe ser resistente a la fatiga, a la flexión, a los impactos y al desgaste en las roscas y culatas. En cuanto al metal de los botones e insertos de las brocas, se fabrica a partir de carburo de tungsteno y cobalto. Este material se caracteriza por su alta resistencia al desgaste y tenacidad.



Figura 3.15 Accesorios para perforación en roca. [64] Mitsubishi (2012).

Adaptadores de culatas. Son aquellos elementos que se fijan a las perforadoras para transmitir la energía de impacto, la de rotación de la varilla y el empuje.

Barras. Los elementos de prolongación de la sarta son las barras. Dentro de las barras de extensión se encuentran principalmente las que cuentan con rosca macho en ambos extremos y son unidas a otras barras o adaptadores de culata por medio de coples. Existen barras disponibles para túneles y galerías de sección hexagonal o circular, con un extremo para el adaptador más grande, para que coincida con las dimensiones del pistón y un extremo para la broca con una rosca más fina que permita perforar los barrenos más pequeños posibles.

Cuando las condiciones de perforación son tales que la vida de la barra depende solo del desgaste de la rosca, es común utilizar barras con rosca doble, así cuando se gasta la primera rosca ésta se corta y se puede seguir utilizando la barra con la segunda rosca. Otras barras muy utilizadas son las de acoplamiento integrado, es decir cuentan en un extremo con conexión macho en el otro, conexión hembra, lo cual permite una manipulación más sencilla eliminando los coples y permitiendo barrenos más rectos.

Existen también barras que cuentan con la culata integrada, estas en el otro extremo pueden ser cónicas o contar con cuerda, y también las hay con la broca integrada, tipo cincel o de botones insertados.

Coples. Los coples sirven para unir las barras unas a otras hasta conseguir la longitud deseada, con ajuste suficiente para asegurar que los extremos estén en contacto y la



Figura 3.16 Tipos de barras. [59] López Jimeno (2003).

transmisión de energía sea efectiva. Los tipos de coples disponibles son: simple, con semipuente, con puente, con estrías y con aletas.

Los coples de puente y semipuente evitan el deslizamiento del mismo sobre la barra, son utilizados para todas las roscas y en los adaptadores de culatas. Los coples de estrías se usan cuando son utilizadas brocas retráctiles en barrenos con tendencia a atascamientos y los coples de aletas se emplean para barrenos largos de gran diámetro, y sirven para centralizar y estabilizar las barras.

Brocas. Las brocas que se emplean en la perforación rotopercutiva son de dos tipos: de pastillas y de botones. Algunas características de diseño comunes a ambos tipos son los siguientes:

- Las barras se atornillan hasta el fondo de la rosca de la broca con el fin de que la transmisión de energía de impacto sea lo más directa posible sobre la roca.
- Las brocas disponen de una serie de orificios centrales y laterales por los que se inyecta el fluido de barrido y poseen unas hendiduras por las que pasan y haciende el detrito producido.
- Las brocas se diseñan con una pequeña conicidad, siendo la parte ancha la que está en contacto con la roca y así evitar un ajuste excesivo con las paredes del barreno.

Las brocas de pastillas disponen de dos configuraciones de diseño: brocas en cruz, y brocas en x. Las primeras están construidas con cuatro placas de carburo de tungsteno dispuestas en ángulo recto y las segundas forman ángulos de 75 y 105° unas con otras.

Las brocas de botones disponen de unos insertos cilíndricos (botones) de carburo de tungsteno distribuidos sobre la superficie de la misma. Estos botones pueden tener forma esférica o de proyectil.

Existen también brocas con diseños especiales, las principales son: las brocas retráctiles y brocas escariadoras.

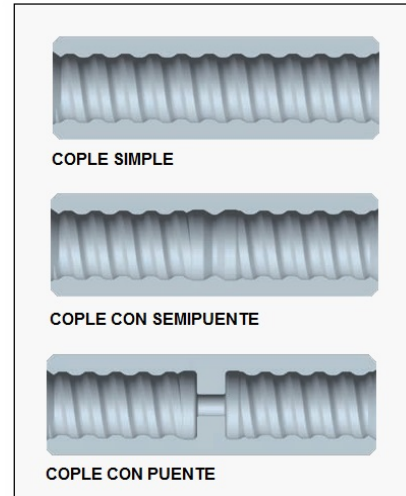


Figura 3.17 Tipos de coples. [14] Boart Longyear (2009).

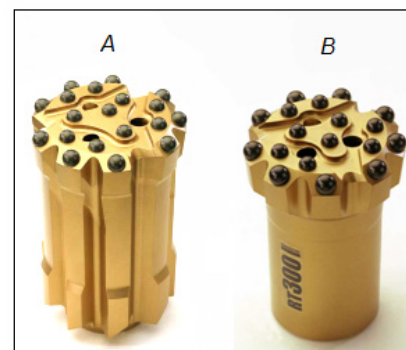


Figura 3.18 A. Broca retráctil de botones; B. Broca de botones. [78] Sandvik (2013).

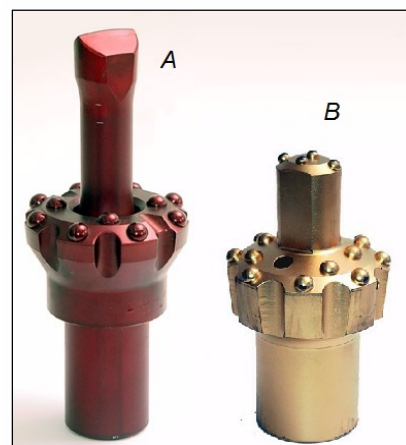


Figura 3.19 A. Broca escariadora de botones con barra piloto; B. Broca escariadora integral de botones. [30] Crowder Supply (2013).

Las brocas retráctiles se utilizan en aquellas formaciones rocosas donde las paredes de los barrenos tienden a desmoronarse y por lo tanto es preciso evitar atranques y pérdida de barras. Éstas disponen de estrías y dientes por detrás del frente que permiten realizar la perforación en retroceso.

Las brocas escariadoras de pastillas o botones se utilizan para abrir los barrenos centrales de mayor diámetro en las cuñas de barrenos paralelos. Cuando se utilizan con barras piloto, poseen un orificio central troncocónico que permite que se sitúen por detrás de la barra piloto de menor diámetro.

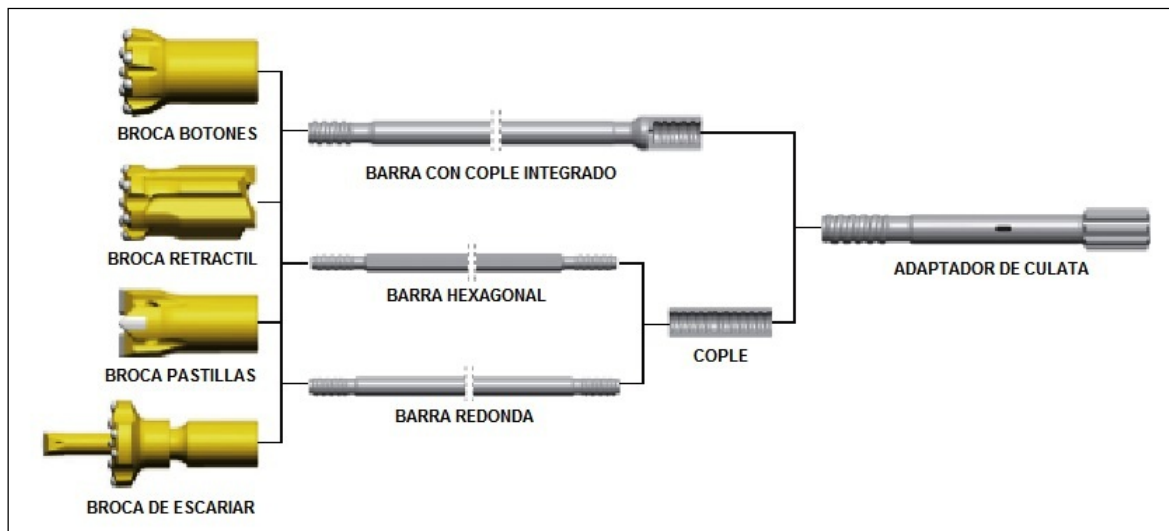


Figura 3.20 Algunas combinaciones de sartas de perforación. [64] Mitsubishi (2012).

▪ Tipos de barrenos⁵

Las voladuras en túneles y galerías se caracterizan por no disponer inicialmente de ninguna superficie libre de salida, salvo el propio frente de ataque. Este inconveniente hace que los barrenos perforados en el frente desempeñen diferentes tareas, con el fin de obtener la máxima eficiencia del explosivo, y el menor daño a la roca del perímetro de la sección.

Barrenos de cuña. Con el fin de darle mayor eficiencia a la voladura se produce una abertura a todo lo largo del avance previsto, creando así un espacio vacío que permite la expansión y fragmentación de la roca. Este espacio

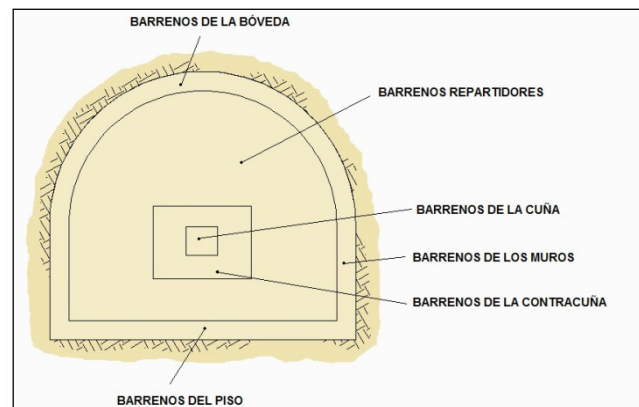


Figura 3.21 Zonas de distribución de los barrenos en un frente de excavación. [24] CFE (1982).

⁵ De [24] CFE (1982), [8] Atlas de México (1988), [63] Megaw (1988) y [59] López Jimeno (2003).

que se produce inicialmente se le denomina *cuña*, y es conveniente cambiar la posición de la cuña en la cara expuesta conforme avanza la excavación, pues es muy común que como resultado de las voladuras el terreno quede fracturado, dificultando la perforación y carga del explosivo para la siguiente voladura. Así pues las cuñas pueden clasificarse en los siguientes dos tipos:

- **Cuña quemada.** La cuña quemada o de barrenos paralelos, consiste de uno o más barrenos vacíos (barrenos de expansión) y uno o más barrenos cargados con explosivo, paralelos unos a otros, y son perforados en el centro del frente con la profundidad del tramo de avance requerido. Los barrenos que rodean la cuña están dispuestos de tal forma que se detonan después de abierta la cuña. Es por eso que en este tipo de voladuras sea necesario la utilización de tiempos de retardo, los cuales permitan expulsar primero la zona de cuña y continuar con el resto de la sección. El diseño de la cuña quemada depende de las características de la roca, del tipo de explosivo empleado y del diámetro de los barrenos. Es común en algunas ocasiones (cuando se cuenta con el equipo necesario), perforar barrenos de mayor diámetro en el centro de la cuña, los cuales permiten tramos de avance más largos y menor riesgo de una expulsión deficiente de la cuña. Los barrenos denominados de contracuña, situados fuera de ésta, son adaptados al área de la sección transversal del túnel, y generalmente su carga de explosivo es muy elevada debido a su gran confinamiento.

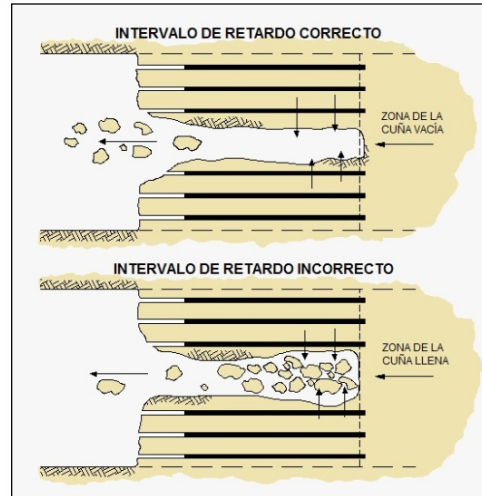


Figura 3.22 Efecto del tiempo de retardo de los barrenos de la cuña sobre el rendimiento de la voladura en un túnel. [60] López Jimeno (2011).

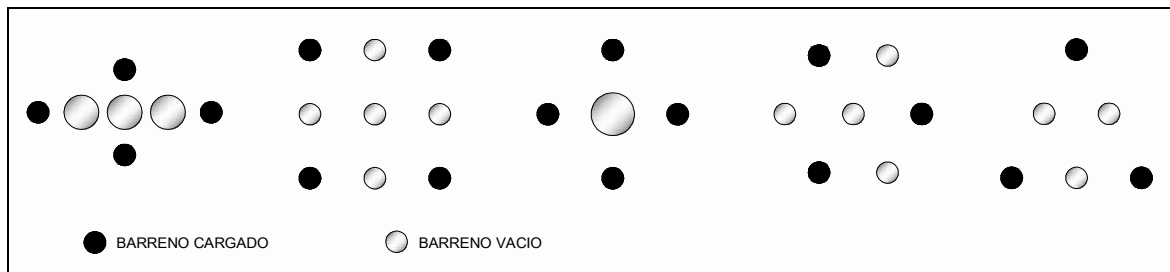


Figura 3.23 Algunos diagramas típicos de cuñas quemadas utilizadas en túneles. [24] CFE (1982) y [8] Atlas de México (1988).

- **Cuña en V.** Esta es una cuña simétrica y no exige una perforación tan perfecta como la cuña quemada para lograr un avance razonable. Utilizada para secciones grandes, pues su perforación a un ángulo adecuado depende de que haya suficiente espacio como para que el tramo excavado sea costearable. Esta cuña puede estar formada por uno o más barrenos en V perforados en planos paralelos, los cuales se definen en

función de la estructura o estratificación de la roca. El ángulo mínimo recomendable formado por los barrenos es de 60° . Cuando el avance por voladura es muy grande o en roca muy resistente cada V de barrenos se integra con uno o dos pares de barrenos de menor longitud.

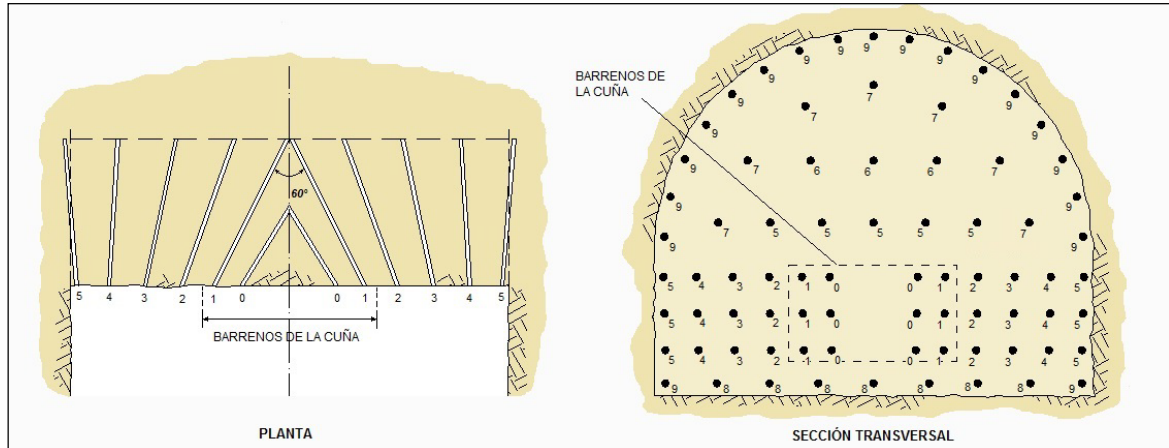


Figura 3.24 Barrenos para voladura con cuña en V. La numeración en los barrenos muestra cómo sería la secuencia de detonación. [59] López Jimeno (2003)

Barrenos perimetrales. Contemplan a los barrenos perforados en la bóveda y muros; delimitan el perfil requerido del túnel; se perforan por lo común con un pequeño ángulo hacia afuera para reducir la incidencia de los puntos ajustados. La detonación de estos barrenos perimetrales se puede realizar de las siguientes dos maneras:

- *Poscorte perimetral.* También llamado *recorte*, tiene por objeto proteger la superficie de roca alrededor de la voladura. Consiste en perforar una mayor cantidad de barrenos en el perímetro de la sección, colocando cargas reducidas para así producir un agrietamiento menor de la roca. Estos barrenos se detonan después de detonar los barrenos interiores para asegurar que la roca fragmentada ya ha sido desplazada, ofreciendo un espacio de alivio suficiente. En la figura 3.25 se muestran valores prácticos recomendados para el poscorte en función del diámetro de los barrenos.
- *Precorte perimetral.* Los barrenos del contorno se detonan antes de realizar la detonación de los barrenos interiores, esto produce una grieta entre los barrenos perimetrales y con ello se evita que las ondas de choque de la voladura principal se transmitan en toda su intensidad hacia la pared terminada. Los barrenos se perforan muy próximos entre sí, las grietas se forman siguiendo las líneas de barrenos y los mismos barrenos constituyen el inicio del agrietamiento. Esto significa que la inclusión de barrenos vacíos entre los cargados, puede mejorar los resultados. El precorte es comúnmente utilizado para perfilar en excavaciones de banco. En la figura 3.25 se muestran los valores de espaciamiento en función del diámetro de los barrenos.

Estas dos técnicas tienen el objetivo de disminuir y distribuir mejor las cargas explosivas para reducir al mínimo la fractura de la roca más allá de la línea de excavación. Con ambas técnicas se

han obtenido resultados satisfactorios en excavaciones subterráneas, sin embargo la técnica mayormente utilizada para las voladuras en túneles es la de postcorte, pues tiene la ventaja de su mayor espaciamiento entre barrenos, lo que implica una reducción en los costos de perforación.

En cuanto a la excavación subterránea de banco la técnica de precorte es la más utilizada, y esto obedece, a que con el postcorte es necesario realizar dos voladuras, la primera para la voladura principal, y la segunda para la voladura de contorno una vez que el material producto de la primera voladura se ha retirado de la pared de la roca, permitiendo el espacio suficiente para el alivio de la segunda voladura. Este método como se describe, a menudo resulta difícil en la práctica, sin embargo, si se desea obtener el resultado adecuado es preciso efectuar el postcorte de este modo [48].

Por esta razón la técnica más utilizada para la excavación de banco, es la de precorte, pues con una sola voladura acompañada con tiempos de retardo se obtienen resultados satisfactorios.

Barrenos repartidores del corte. Ocupan un lugar intermedio entre los barrenos de cuña y los barrenos perimetrales.

Barrenos de piso. Ocupan una o dos hileras inmediatamente sobre el nivel de piso, generalmente con un pequeño ángulo hacia abajo.

Barrenos sin carga. Son barrenos adicionales para influir en la ruptura entre los barrenos cargados y se utilizan para limitar la sobre-excavación.

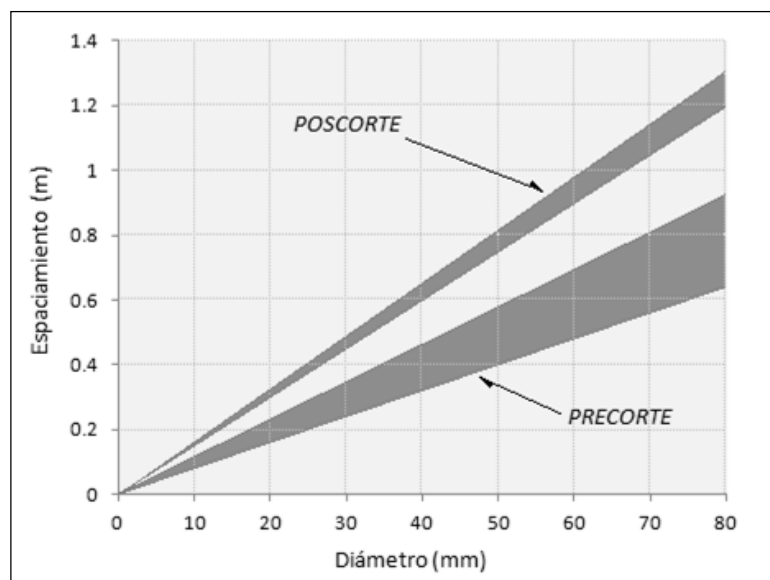


Figura 3.25 Valores recomendados del espaciamiento en función del diámetro de perforación para postcorte y precorte. [59] López Jimeno (2003).

En el caso de la perforación para banqueo, se cuenta con más de una cara libre solo después de haber abierto el tiro, por lo que la primera voladura de banqueo presenta la misma característica que las voladuras de túneles, al solo poseer como superficie de salida el mismo frente de ataque, que en este caso sería el piso.

Para estos tiros es necesario utilizar una *cuña de apertura* utilizada principalmente la cuña en V, como se muestra en la figura 3.26, algo muy similar a la utilizada en un túnel. “Ordinariamente cuando se utiliza este tipo de cuña, se perfora y dispara al mismo tiempo toda la sección, pero en los tiros muy grandes es algunas veces ventajoso disparar la cuña en un extremo y extraer primero la rezaga de esta cuña, para después perforar y disparar los demás barrenos” [34] *Du Pont, 1987, p.112*.

Otro método utilizado es utilizar una cuña de barrenos paralelos con una perforación central de gran diámetro para ser utilizado como un espacio libre hacia el cual irrumpirán los barrenos auxiliares primarios o de contracuña.

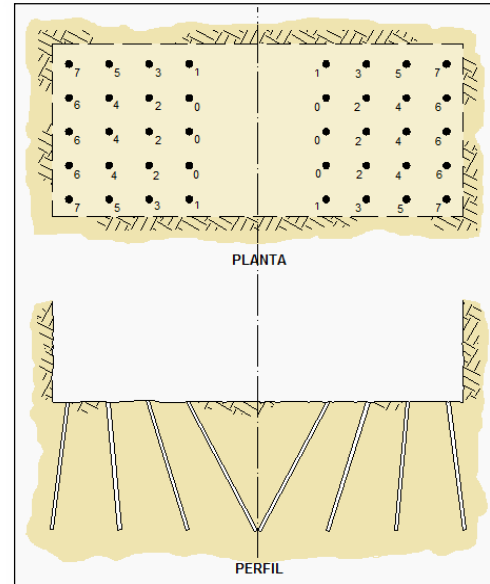


Figura 3.26 Voladura para iniciar banqueo con perforación vertical utilizando una cuña en V. [34] *Du Pont (1987)*

Cuando ya se ha realizado esta primera voladura y se dispone de más de una cara libre para las siguientes, estas se realizarán como voladuras a cielo abierto, algunas de las plantillas típicas de voladuras se muestran en la figura 3.27.

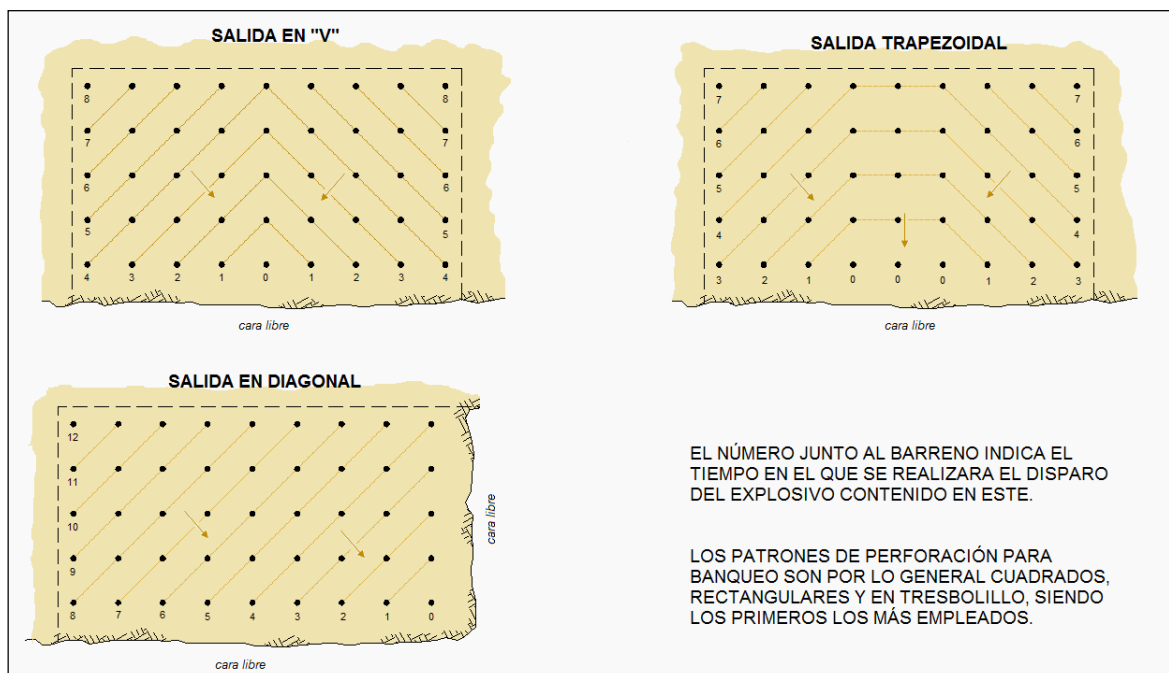


Figura 3.27 Plantillas comunes para voladuras de banco, con patrón de perforación cuadrado. [36] *EXSA (2000)*.

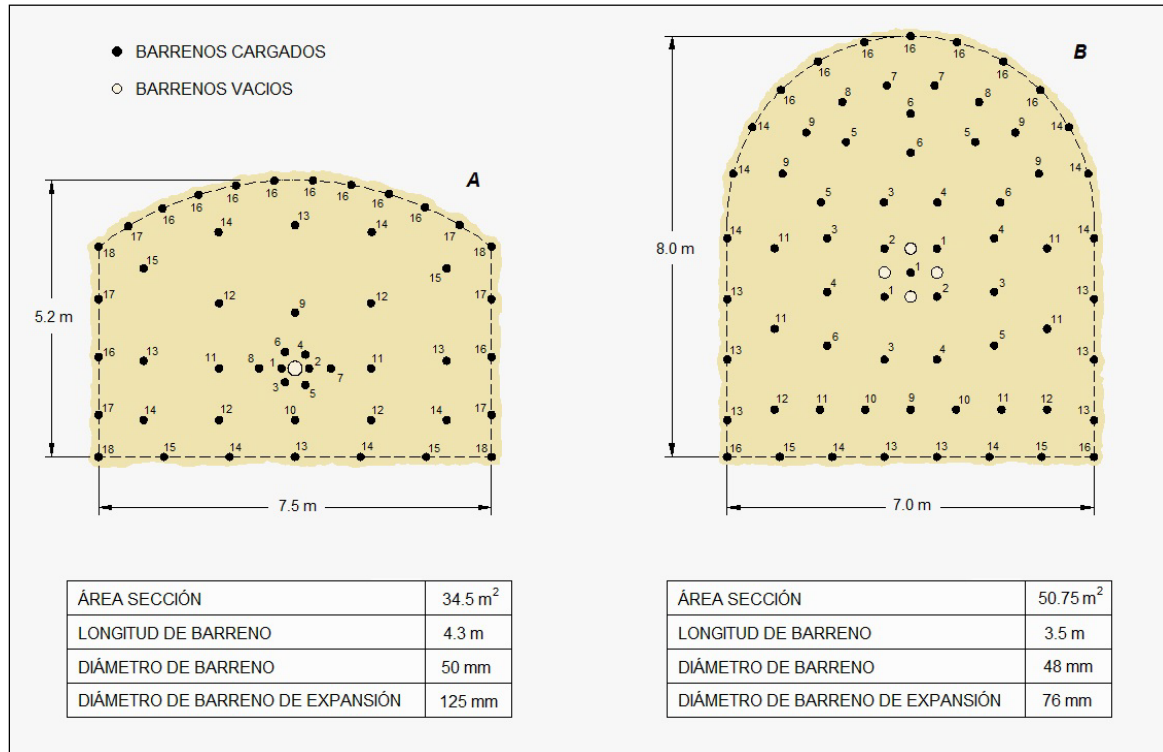


Figura 3.28 Plantillas de cuña quemada para túneles, con perforación en la bóveda para poscorte. A. Obtenida de [49] Hoek (1985); B. Plantilla utilizada en las excavaciones subterráneas de las Obras de Generación en la C. H. La Yesca.

3.1.4. Uso de explosivos y accesorios para voladura

Actualmente se fabrica una amplia gama de explosivos y accesorios para voladura, que permiten al constructor elegir los más adecuados para cada proyecto. Esta selección se basa en la determinación de una serie de parámetros del macizo rocoso a volar, en la definición previa de la geometría de la voladura, en el conocimiento de un conjunto de propiedades que caracterizan cada tipo de explosivo y en las condiciones de la obra. Las figuras 3.32 y 3.33 muestran la instalación necesaria para dos sistemas de iniciación de voladuras.

■ Propiedades de los explosivos⁶

Densidad y peso volumétrico. Es el peso por unidad de volumen, expresado usualmente en gramos por centímetro cúbico. Esta característica permite determinar la cantidad de explosivo y su distribución por barreno. Los explosivos con mayor densidad producen presiones y velocidades de detonación más altas y son recomendados cuando se requiere una fragmentación fina o cuando la roca es masiva y resistente. Los explosivos de baja densidad son utilizados cuando se requiere una fragmentación gruesa o cuando el terreno se encuentra muy fracturado.

⁶ [41] Fundación ICA (1997), [24] CFE (1982) y [60] López Jimeno (2011).

Velocidad de detonación. Es una medida de la rapidez con que viaja la onda de detonación a través de una columna de explosivos. Esta velocidad depende de la densidad, los ingredientes, el diámetro de la carga y el grado de confinamiento. Las velocidades de detonación con confinamiento son generalmente entre 20 y 30% mayores que sin confinamiento.

Presión de detonación. Es la presión en la zona de choque delante de la zona de reacción. La presión que se crea repentinamente fragmentará por su condición al material en vez de solo desplazarlo. La presión de detonación de un explosivo aumentará dependiendo del grado de confinamiento en que se encuentre, por lo que será necesario evitar espacios vacíos dentro del barreno.

Presión del explosivo. Es la presión que ejercen los gases como producto de la explosión inicial y se contempla como un 45% de la presión de detonación.

Potencia. Se refiere al contenido de energía de un explosivo, que a su vez, es la medida de la fuerza que puede desarrollar y su habilidad para hacer un trabajo. La potencia ha sido clasificada por varios fabricantes sobre la base de un peso o volumen igual, y comúnmente se le llama potencia en peso y potencia en volumen. En general se puede decir que, la clasificación de potencia, es solo una herramienta para identificar los resultados finales y asociarlos con un producto específico.

Sensibilidad. Es la propiedad de la onda explosiva de propagarse de cartucho en cartucho o de continuar a través de una columna.

Sensitividad. Es la propiedad que poseen los explosivos para ser detonados por iniciadores convencionales.

Gases. Son aquellos materiales desprendidos después de la detonación de los explosivos y deberán pertenecer al grado de los inocuos⁷; cuando un explosivo produce gases tóxicos limita su uso a cielo abierto.

Estabilidad. Es la propiedad del explosivo para mantenerse en condiciones de uso durante un periodo determinado de tiempo, conservando sus características inalterables.

Resistencia al agua. Es la propiedad más determinante por la versatilidad del uso o limitación del explosivo, ya que deberá conservar todas sus características, aun en contacto directo con el agua, durante un lapso determinado.

Inflamabilidad. Es la propiedad que tienen los explosivos a la facilidad de incendiarse por temperatura, fricción, contacto directo con flama o cualquier otro medio que le resta seguridad en el manejo.

Compresión. Es la capacidad de un explosivo a ser comprimido, manteniendo o mejorando sus características.

⁷ Gases que no son dañinos para la salud en cantidades adecuadas.

Tabla 3.1 Propiedades de algunos explosivos. [57] Konya 2009

Tipo de explosivo	Densidad (g/cm ³)	Presión detonación (Kbar)	Velocidad de detonación (m/s)	
			32mm	76mm
Dinamita gelatina	1.0 - 1.7	70 – 140	3600 – 7600	
Emulsión encartuchada	1.1 – 1.3	20 – 100	4000 - 4600	4300 – 4900
ANFO vaciado	0.8 – 0.9	7 – 45	1800 - 2100	3000 – 3400
ANFO encartuchado	1.1 – 1.2	20 -60		3000 - 3700

■ Tipos de explosivos

Dinamita. Este es el nombre que se le da a los explosivos sensibilizados con nitroglicerina. Hoy en día el uso de la dinamita como originalmente fue concebida, con tierra diatomácea y nitroglicerina ya no es utilizada, debido a su alto costo, su sensibilidad a la fricción y a los golpes, a su alta inflamabilidad, y por sus emanaciones de detonación tóxicas no era apropiada para trabajos subterráneos o espacios poco ventilados.

Sin embargo se han desarrollado nuevos explosivos en gel, llamados *gelatinas o dinamita gelatina*. En la fabricación de estos primero la nitroglicerina se gelatiniza con nitrocelulosa y a continuación se adiciona a esta mezcla una cierta proporción de nitrato de amonio, obteniéndose los explosivos gelatinosos.

En general estos explosivos tienen una consistencia plástica que permite un buen encartuchado y una buena resistencia al agua. Estas propiedades junto con su elevada potencia explosiva, densidad y velocidad de detonación, hacen que estos explosivos sean adecuados para la voladura de las rocas más duras. En la excavación subterránea son utilizados gracias a su alto poder rompedor y presentar humos de características poco tóxicas [60].



Figura 3.29 Dinamita gelatina. [90] Austin Powder.

Hidrogeles. Los hidrogeles son composiciones formuladas a base de un oxidante, generalmente nitratos inorgánicos, y de un reductor con suficiente defecto de oxígeno, junto con gelatinizantes y estabilizadores, que le dan una buena consistencia e impiden la difusión en su interior de posible agua exterior [60].

La gran importancia que tiene la correcta ejecución de las voladuras de contorno,



Figura 3.30 Alto explosivo tipo hidrogel. [90] Austin Powder.

precorte y poscorte, ha llevado al desarrollo de explosivos de hidrogel especiales para este fin. Estos explosivos se presentan encartuchados en vainas rígidas de 18 mm o salchichas flexibles de 18 y 22 mm de diámetro, las cuales llevan en su interior un cordón detonante, que asegura la propagación a lo largo de toda la columna explosiva.

Estos geles explosivos son muy seguros ante estímulos externos, sus humos son muy poco tóxicos y tienen un potencia elevada, por lo que su uso en la construcción subterránea cada vez es más frecuente, lo que ha provocado un enorme desarrollo en estos productos.

Actualmente existen nuevos hidrogeles que no llevan en su formula ningún producto que sea de por si explosivo; únicamente estos productos reaccionan de forma explosiva en el momento en que se inician con el detonador o cualquier iniciador. Este nuevo explosivo se comercializa en México con el nombre de *emulgel* [41].

Emulsiones⁸. Las emulsiones explosivas al igual que los hidrogeles están formadas por productos que intrínsecamente no son sustancias explosivas, pero que mezclados adecuadamente y con una iniciación correcta, reaccionan como explosivos de considerable confiabilidad.

Las formulaciones que se pueden fabricar son diversas, desde emulsiones encartuchadas de diámetro pequeño y sensitivas, hasta emulsiones no sensitivas, ya sea encartuchadas o bombeables.

Dadas las características de potencia y la sencillez de su fabricación, podrían compararse con un agente explosivo⁹ emulsificado resistente al agua y de mayor velocidad de detonación.

ANFO (Ammonium nitrate-fuel oil)¹⁰. Este es un agente explosivo constituido fundamentalmente por nitrato de amonio y un producto combustible líquido, si bien, de acuerdo con las aplicaciones a que se les destine, pueden llevar incorporado un combustible sólido u otro aditivo que les confiera propiedades especiales. Su principal característica es su baja sensibilidad a sacudidas, golpes y fricción que hace de ellos productos de manejo y transporte bastante seguro. Debido a esa insensitividad es necesario emplear un iniciador de alta potencia para su detonación.

El ANFO es un material granulado, por lo que una de las ventajas más importantes de estos productos es la posibilidad de realizar la carga a granel del mismo. Dentro de los inconvenientes se encuentra la nula resistencia al agua, y por la generación de

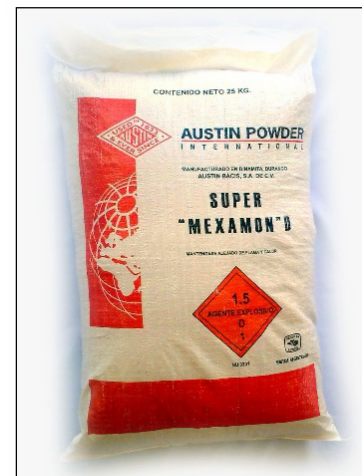


Figura 3.31 Agente explosivo granulado ANFO. [90] Austin Powder.

⁸ [60] López Jimeno (2011).

⁹ Un agente explosivo es un material producto de la mezcla de un combustible y un oxidante, que no se puede clasificar como explosivo y ninguno de sus ingredientes tampoco. Tiene una baja sensibilidad, por lo que debe ser iniciado con un alto explosivo [24].

¹⁰ [24] CFE (1982) y [41] Fundación ICA (1997).

gases es necesario contar con la ventilación adecuada para el caso de su uso subterráneo.

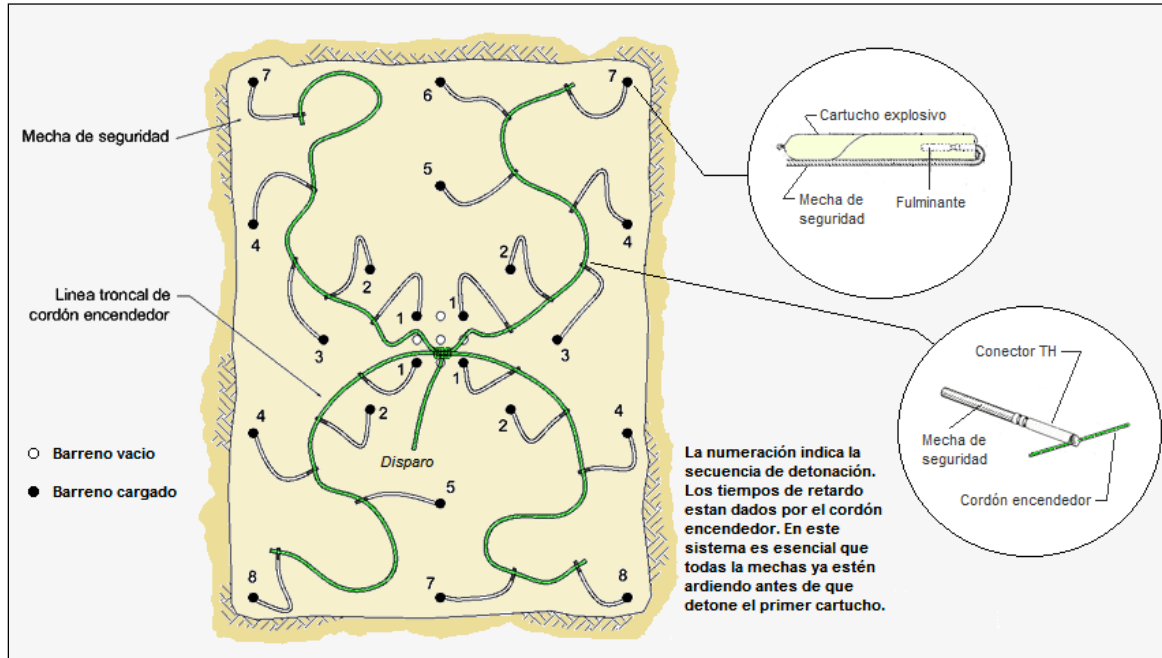


Figura 3.32 Instalación necesaria para una voladura utilizando el sistema cordón encendedor – mecha. En este sistema, el cordón inicia la mecha, la mecha al fulminante, y éste último el cartucho explosivo. [8] *Atlas de México*.

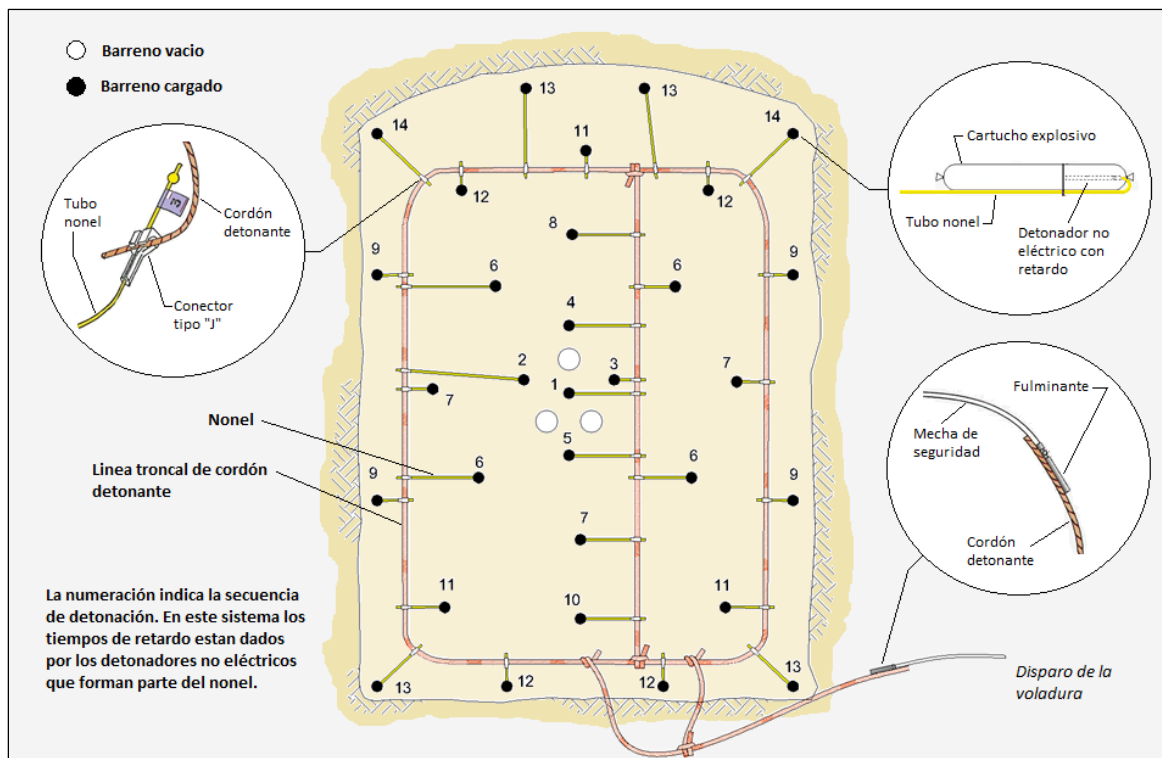


Figura 3.33 Instalación necesaria para una voladura utilizando el sistema cordón detonante – nonel. En este sistema, la mecha inicia al fulminante, el fulminante al cordón detonante, el cordón al nonel, y el nonel al cartucho explosivo. [8] *Atlas de México*.

▪ Accesorios de voladura¹¹

Cordón detonante. Es un cordón flexible e impermeable que contiene PETN (Tetranitrato de pentaeritrilo), un alto explosivo¹² con una elevada velocidad de detonación (7000 m/s). El núcleo de PETN de cantidad variable, según el tipo de cordón, va envuelto de fibras textiles y con un recubrimiento exterior de cloruro de polivinilo, que le confiere impermeabilidad así como buena resistencia mecánica. No puede ser iniciado por flamazo de mecha o cerillo, por lo general es iniciado con un fulminante y mecha.

Mecha de seguridad. Esta constituida principalmente por un núcleo de bajo explosivo¹³ (pólvora negra), recubierto por varias capas textiles y un acabado en cera, que le dan protección y aislamiento impermeable. Su función es la de transmitir fuego a una velocidad constante, de 0.0074 m/s, a un fulminante, para iniciar la voladura.

Cordón encendedor. Es un mecanismo de ignición y de retardo. Está constituido por alambre flexible recubierto con un compuesto inflamable que arde a una velocidad uniforme, produciendo una flama vigorosa y con intensidad más que suficiente para encender las mechas que estén conectadas a éste. El utilizado en México es el tipo A (verde), y arde a una velocidad aproximada de 0.04 m/s.

Fulminante. Consiste en un casquillo de aluminio con tres cargas: ignición, iniciación y base de alto explosivo, y la forma como funciona es: la primera carga capta el flamazo de la mecha, convirtiéndola de combustión a detonación que a su vez inicia a la carga base. Deben ser manejados con extremo cuidado, pues se pueden iniciar con calor excesivo, golpes o chispas.

Conector TH. Se utilizan para conexiones con cordón encendedor, es un casquillo que contiene en su base una mezcla de ignición, con una ranura cercana a su base que la asegura y coloca en contacto con la mezcla.

Nonel. Consiste en un tubo plástico laminado pequeño diámetro con un sello ultrasónico en la punta, su interior está revestido de una capa muy delgada de material reactivo, que transmite una señal de baja energía (onda de choque), que se propaga a una velocidad uniforme (2000 m/s) e inicial al detonador de retardo, posee en su extremo

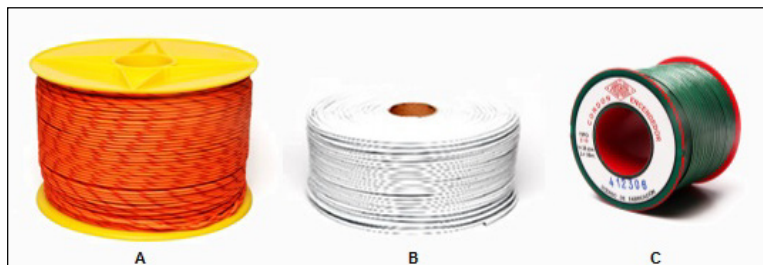


Figura 3.34 Accesorios para voladura. A. Cordón detonante; B. Mecha de seguridad; C. Cordón encendedor. [90] Austin Powder.

¹¹ [24] CFE (1982), [8] Atlas de México (1988), [41] Fundación ICA (1997) y [60] López Jimeno (2011).

¹² El término alto explosivo se refiere a cualquier producto que sea sensitivo al fulminante y reaccione a una velocidad mayor a la velocidad del sonido.

¹³ Se le llama bajo explosivo a aquel que tiene intervalos de descomposición menores a la velocidad del sonido, por lo que no se detona, sino se deflagra, es decir, arde con llama y sin explosión [24].

un conector tipo “J”. Este no puede ser iniciado por transmisiones de radio de alta frecuencia, energía estática, flama o impacto, por lo que para su iniciación se requiere una mezcla de calor e impacto que puede ser proporcionado por cualquier detonador comercial disponible.

Conector MS. Trabaja bajo el mismo principio que el nonel, con un tubo transmisor, excepto que es bidireccional, tiene dos fulminantes en los extremos del tubo, recubiertos por un tubo plástico de color y etiqueta de acuerdo al periodo del retardador. Se utiliza para proporcionar tiempos de retardo entre barrenos conectados con cordón detonante.



Figura 3.35 Fulminante ordinario. [90] Autin Powder.

Detonador eléctrico. Los detonadores eléctricos están constituidos por una capsula metálica, de cobre o aluminio, cerrada por un extremo, en cuyo interior lleva: un iniciador, un explosivo iniciador y un explosivo base. Cuando el detonador es de tiempo, lleva incorporado entre el inflamador y el explosivo primario un elemento retardador, constituido por un casquillo metálico en cuyo interior se ha colocado una pasta retardadora de precisión. Al finalizar la combustión de la pasta, se inicia la carga explosiva y está hace detonar la carga base.

El inflamador está formado por dos electrodos separados por una pieza de plástico, cuyos extremos están unidos entre sí por un filamento metálico calibrado. Los terminales de los electrodos del lado opuesto quedan conectados a los hilos de alimentación del detonador.

Detonador no eléctrico. La iniciación del detonador se consigue por medio de una onda de choque que se transmite a unos 2000 m/s por el interior de un nonel acoplado a él. Las principales ventajas de estos detonadores son las siguientes:

- Son insensibles a corrientes estáticas o corrientes inducidas y emisiones de radio frecuencia.
- Ayudan a mejorar la fragmentación al disponer de un gran número de tiempos de retardo.
- Las conexiones son sencillas y simples, no precisándose herramientas.

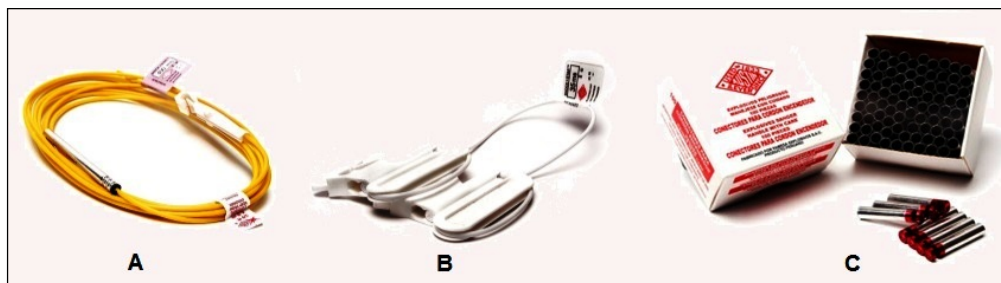


Figura 3.36 Accesorios para voladura. A. Nonel; B. Conector MS; C. Conector TH. [90] Austin Powder.

Para preparar el cartucho cebo con un detonador no eléctrico, primero se debe taladrar el cartucho con un punzón, en una longitud suficiente para introducir completamente el casquillo del detonador en el mismo.

Detonador electrónico. La diferencia principal entre los detonadores electrónicos y el resto es que el tiempo de retardo se obtiene mediante la programación de un microchip, por lo que estos detonadores poseen una alta precisión y el tiempo de retardo cada uno puede ser de hasta 25 segundos,

con intervalos de un milisegundo. Por ello, se puede elegir la secuencia adecuada en cada voladura sin tener que ceñirse a las series estándar de fabricación de los otros detonadores.

Este tipo de detonadores se programa y dispara mediante señales eléctricas codificadas, así se consigue un gran seguridad frente a corrientes estáticas o inducidas. Todos los detonadores son iguales, es decir, no tienen tiempo preprogramado. Justo antes de cada voladura se asignan los tiempos de los detonadores que van a ser utilizados.

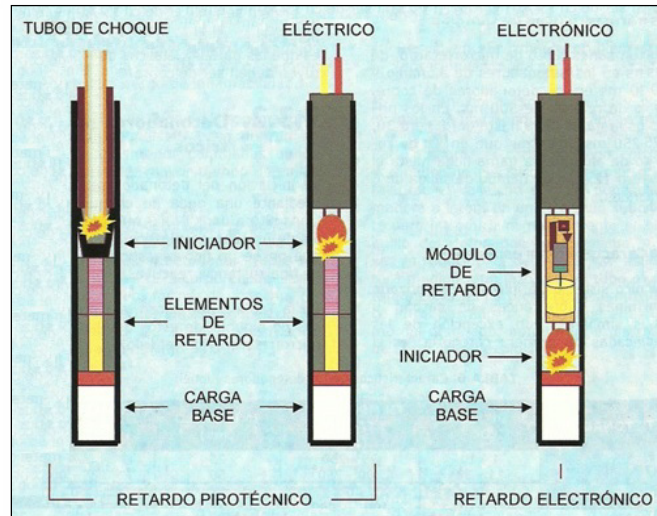


Figura 3.37 Diferentes tipos de detonadores. [60] López Jimeno (2011).

▪ Sistema de iniciación no eléctrico¹⁴

Un sistema de iniciación es una combinación de dispositivos explosivos y accesorios diseñados para transmitir una señal e iniciar una carga explosiva, desde una distancia segura y cuando es deseado. Estos sistemas son requeridos para hacer explotar varias cargas, en numerosos barrenos separados en una secuencia predeterminada de tiempos de retardo, la cual se diseña para proveer óptima fragmentación y un mínimo de vibración del terreno.

Esta señal de iniciación puede ser eléctrica, no eléctrica o electrónica, dependiendo del sistema de detonación utilizado. Actualmente por la simplicidad que tiene y la seguridad que ofrece, el sistema mayormente utilizado es el de iniciación no eléctrico, por lo que en las siguientes paginas se describirá únicamente éste sistema.

El sistema de iniciación no eléctrico consiste en tres partes básicas:

1. Una fuente de energía inicial.
2. Una red de distribución de energía hacia cada uno de los barrenos.
3. Un componente dentro del barreno que usa la energía distribuida por la red para iniciar un explosivo sensible al fulminante.

¹⁴ [24] CFE (1982), [8] Atlas de México (1988), [41] Fundación ICA (1997) y [57] Konya (2009).

Este sistema utiliza varios tipos de reacciones químicas, variando de la deflagración (mecha) a la detonación (cordón detonante), con detonación de baja energía (tubo de choque), como un medio para llevar el impulso a los detonadores, que son el componente dentro del barreno.

Mecha y fulminante. La mecha de seguridad es un medio para transmitir el fuego a un fulminante, a una baja velocidad y de manera uniforme. El tiempo estándar de combustión de un metro de mecha es de 135 s, pero existen diversos factores que pueden afectar

la velocidad de combustión después de que sale de fábrica, como lo son: la edad, las condiciones de almacenamiento, la elevación con respecto al nivel del mar, etc., por lo que es recomendable verificar el tiempo de combustión.

Al introducir la mecha al fulminante es absolutamente necesario que la pólvora del núcleo quede en contacto con la carga del fulminante, por lo que es necesario que la mecha sea cortada perpendicularmente e insertada inmediatamente después. Con la finalidad de fijar el fulminante a la mecha e impermeabilizar su extremo se le hará una muesca, ver figura 3.38.

Cuando arde la mecha, el fuego queda encerrado dentro de la estructura de la misma, y solo emerge por cada extremo con pequeños chorros de flama, por lo que el flamazo inicial comprobara al usuario que el núcleo de pólvora ha sido encendido y que la mecha está ardiendo. Es importante que esta actividad la realice una persona con el entrenamiento necesario para encender la mecha y capacidad de identificar el flamazo inicial.

El cordón detonante. El cordón detonante tiene en toda su extensión la energía iniciadora de un fulminante ordinario, por lo que se puede utilizar para iniciación directa de explosivos sensibles al fulminante, y también en la propagación de la onda de detonación a otro cordón detonante, a un nonel o a un detonador no eléctrico.

Los tipos de cordón detonante utilizados en México son los siguientes:

- Primacord reforzado. Este cordón cuenta con 10.6 g de PETN por cada metro, es posible utilizarlo como línea troncal en severas condiciones de aplicación. Puede iniciar directamente a cualquier explosivo sensible al fulminante con el que esté en contacto adecuado.
- Primacord E-cord. Contiene 5.3 g de PETN por metro, puede iniciarse como línea troncal para iniciar nonel u otros cordones. También tiene la capacidad de iniciar directamente explosivos, pero en condiciones críticas como barrenos con agua, podría verse afectado el contacto adecuado entre el material del cebo y el cordón.

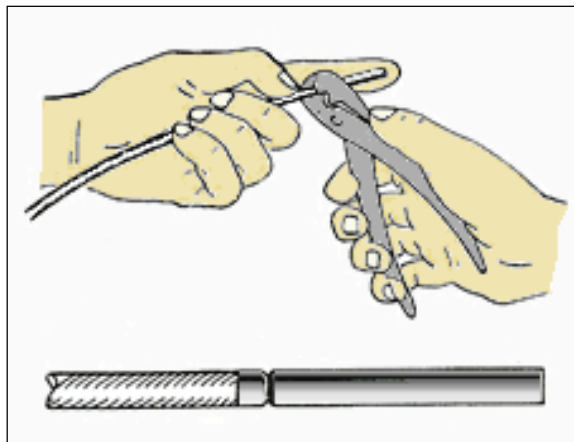


Figura 3.38 Engargoladora manual para mecha y fulminante. [8] *Atlas de México* (1988).

- Primacord Detacord. Contiene solo 3.8 g de PETN por metro, por lo que tiene menor poder de iniciación y produce menos ruido que los anteriores. No es recomendable para iniciar directamente explosivos.

El cordón detonante ha sido diseñado para ser iniciado con un detonador de retardo, un doble ensamble de mecha y fulminantes ordinarios. El método más sencillo es colocar el detonador a un lado del cordón y sujetarlo firmemente con cinta.

Uso de nonel. El nonel transmite de manera silenciosa y confiable la señal de iniciación a través de un delgado tubo, sin afectar al explosivo con el que esté en contacto en el barreno, hasta el *detonador no eléctrico* con un preciso retardo pirotécnico integrado.

El tubo de plástico tiene un diámetro exterior de 3.0 mm, y su longitud es variable, desde 3.5 hasta 30 m, dependiendo del tipo de nonel. La ventaja de éste, es que la detonación se lleva a cabo en el interior y la parte exterior se mantiene intacta, por lo que no deflagrará ni detonará ningún tipo de explosivo con el que esté en contacto. Los tipos de nonel utilizados en México son los *MS*, *LP*, y los *EZDet*.

Los retardos tipo *MS* y *LP* constan de cuatro componentes principales, que son:

- Etiqueta de color codificada que indica el número del periodo de retardo, así como su tiempo nominal de detonación.
- Gancho "J" de plástico para la conexión del tubo conductor con la línea troncal de cordón detonante.
- Tubo conductor.
- Detonador no eléctrico de retardo.

Los tipos *MS* utilizan retardos en milisegundos, y generalmente son utilizados en donde existen dos caras libres, como banqueos. Los tipos *LP* utilizan retardos en fracciones de segundo y son utilizados generalmente en donde solo existe una cara libre como frente. En la tabla 3.2 se muestran los retardos disponibles.

El tipo *EZDet* es una unidad con retardo de fondo y superficie en milisegundos, cuentan con los mismos componentes de los anteriores tipos, pero además cuentan con un retardo de superficie alojado en un conector de plástico. Son adecuados para emplearse en lugares donde se requiere disminuir los niveles de vibración y ruido ya que no se

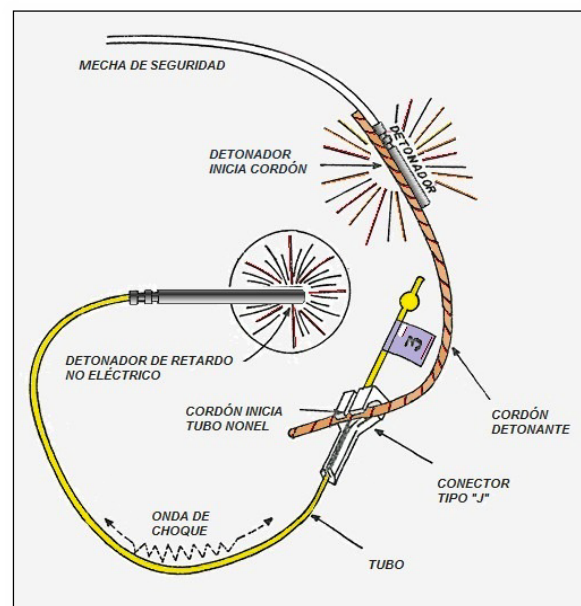


Figura 3.39 Sistema de iniciación con nonel. [41] Fundación ICA (1997).

requiere utilizar cordón detonante.

Cartucho de cebado. La preparación correcta de los cebos es de importancia primordial para el funcionamiento eficaz de una voladura. Sea cual fuere el explosivo que se emplee, es conveniente que el cordón llegue al fondo del barreno. El detonador debe ser insertado en el interior del cartucho, este deberá estar centrado dentro del cartucho y completamente rodeado de la masa explosiva, es necesario asegurarlo debidamente mediante varias vueltas a lo largo del cartucho.

Carga de los barrenos. Después de colocar el cebo en su posición, se colocará el siguiente explosivo. En los barrenos horizontales es común utilizar bastones de madera para empujar los cartuchos o salchichas hasta el fondo. En el caso de utilizar ANFO, este puede ser cargado de forma mecanizada introduciendo una manguera hasta el fondo del barreno y comenzado su bombeo o soplado al mismo tiempo que se extrae la manguera del barreno posibilitando el llenado completo. En el caso de barrenos verticales de banco, el explosivo se colocara por gravedad.

Es necesario que la mecha o tubo detonante del nonel se mantenga tirante, procurando no doblarla o cortarla al momento de colocar el explosivo.

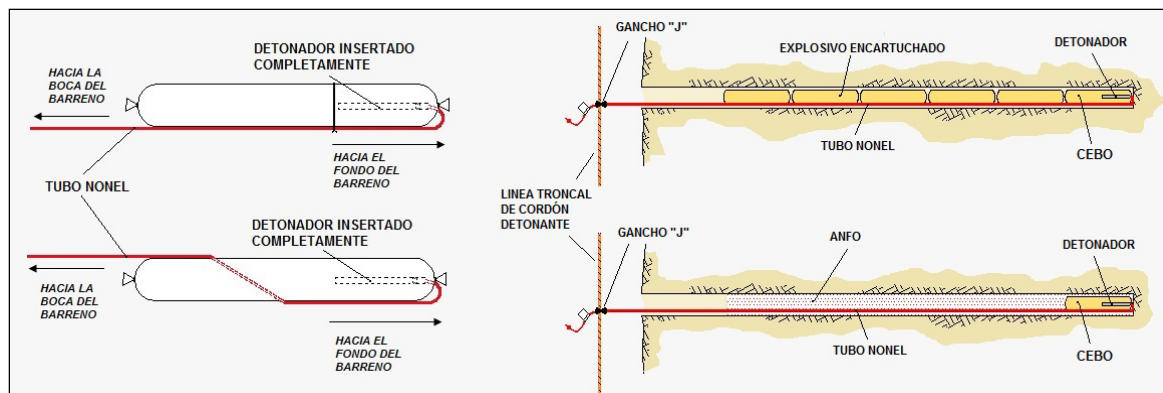


Figura 3.40 Cebado recomendado en aplicaciones subterráneas. [41] Fundación ICA (1997).

Después de que el explosivo se encuentra en su lugar, es necesario sellar el barreno con un taco, de arcilla o de cartón para barrenos horizontales, y gravilla o arena (material producto de la misma perforación) en barrenos verticales (*retaque*). El uso del taco es indiscutiblemente recomendable, pues la carga debe encontrarse confinada dentro del barreno para que funcione adecuadamente y libere el máximo de energía [57].

Conexión de la voladura. Después de que los barrenos hayan sido cargados y atacados, deberá desalojarse el área de trabajo de todo el equipo, cajas vacías y todo material sobrante antes de empezar a conectar el sistema.

La conexión más sencilla es colocar líneas de cordón detonante horizontales y/o verticales a las que se unen los tubos nonel que salen de los barrenos con la ayuda del conector "J". Las mismas deben ser perpendiculares a todas las líneas de tubo y de cordón, debiendo estar muy tirantes para evitar contactos no deseado entre el cordón detonante y los tubos. Si la longitud sobrante de

los tubos los permite, se pueden hacer manojos de tubos con un máximo de 20 tubos cada uno. En cada uno de esos manojos se colocara cinta adhesiva en dos puntos separados unos 30 cm, de forma que todos los tubos queden bien estirados. En la parte media de estas dos cintas se coloca el cordón detonante rodeando el manajo con 4 a 6 vueltas de cordón. Se tira hacia atrás del cordón para mantenerlo tirante y los extremos sobrantes del cordón en el nudo se cortan. Se hacen tantos manojos como sea necesario para conectar todos los tubos nonel y finalmente se unen entre sí los cordones detonantes.

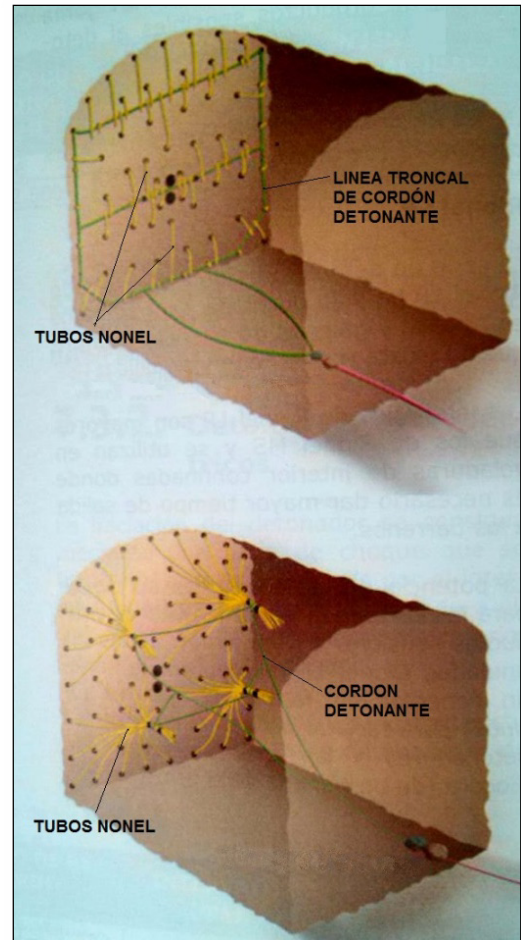


Figura 3.41 Tipos de conexiones utilizando nonel. [60] López Jimeno (2011).

Tabla 3.2 Tiempos de retardo disponibles.

Periodo	Serie MS	Serie LP
No.	Retardo (ms)	Retardo (s)
1	25	0.2
2	50	0.4
3	75	0.6
4	100	1.0
5	125	1.4
6	150	1.8
7	175	2.4
8	200	3.0
9	250	3.8
10	300	4.6
11	350	5.5
12	400	6.4
13	450	7.4
14	500	8.5
15	600	9.6

3.1.5. Ventilación¹⁵

La ventilación constituye una operación fundamental cuya función es la de renovar el aire, diluir los gases contaminantes y polvo, y controlar los humos en caso de incendio. Esta operación asegura unas condiciones ambientales no peligrosas para la circulación (respiración y visibilidad) y en caso de incendio garantiza las condiciones de evacuación y de intervención de los equipos de emergencia. En base al volumen de los gases nocivos emitidos, se adecua el volumen de aire limpio y fresco necesarios.

La mayor cantidad de contaminantes se generan en el frente de avance, estando además allí la mayoría de los trabajadores durante toda la jornada de trabajo. En la mayoría de los casos en las obras subterráneas se cuenta con una sola entrada, por lo que la ventilación debe conseguirse asegurando la circulación desde la entrada hasta el frente de avance. Básicamente se pueden adoptar tres tipos de ventilación:

- **Ventilación aspirante**

En ella se emplea la conducción del aire como aspirante (tubería rígida) extrayendo el polvo y los gases a su través. El aire entra por la boca de la estructura subterránea y atraviesa toda su sección hasta llegar al frente de avance, mezclándose así con los distintos contaminantes que puedan existir. Un ventilador acoplado a la tubería hace que el aire del frente entre en esta y sea expulsado por su otro extremo al exterior de la excavación.

- **Ventilación soplante**

Se alimenta el frente de ataque con aire a través de la tubería de impulsión, saliendo el aire sucio a través de la galería que se está perforando. El tapón de humos, gases y polvo que ocupa el fondo de la excavación es removido por el aire fresco soplado por la tubería, siendo así diluido y empujado a lo largo del túnel hasta su emboquille, por donde es expulsado hacia el exterior.

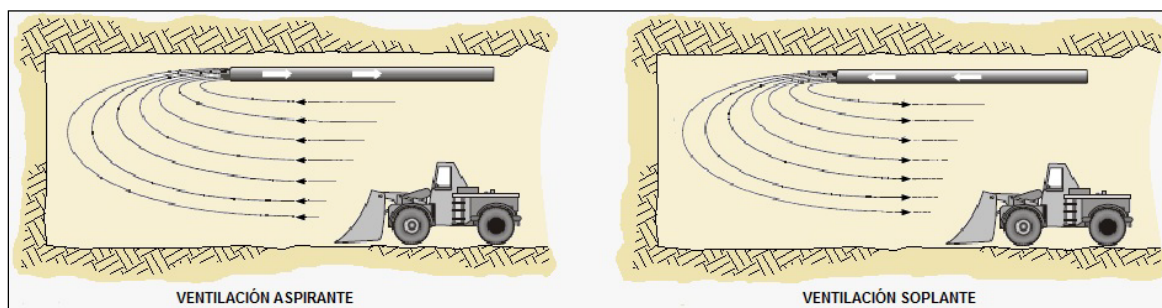


Figura 3.42 Ventilación aspirante y soplante dentro de una excavación subterránea.

- **Ventilación mixta**

Es una combinación de las anteriores; cuando se produce la voladura se adopta la disposición aspirante y una vez extraída la mayor parte de los gases sucios, se cambia a soplante.

¹⁵ [2] Albuérne Pérez (2011), [44] González, F. (2012) y [63] Megaw (1988).

Cuando la obra subterránea presenta una gran longitud, es práctica frecuente la utilización de dos o más ventiladores instalados en serie. Con esta disposición se racionaliza la utilización, añadiendo ventiladores a medida que avanza el frente hasta la instalación final para el último tramo de obra.

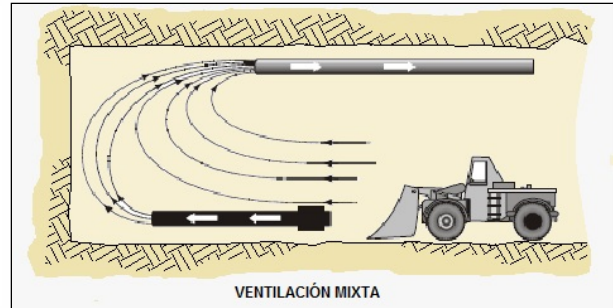


Figura 3.43 Ventilación mixta dentro de una excavación subterránea.

3.2. EXCAVACIÓN CON TUNELADORAS

Las tuneladoras¹⁶ son máquinas capaces de excavar túneles a sección completa, a su vez que realizan tareas como colocación de un sostenimiento temporal o en la puesta en obra del revestimiento definitivo.

Las principales ventajas de utilizar una tuneladora son las siguientes [84]:

- Mayores tasas de avance.
- Operación continua.
- Menor daño a la roca.
- Menor necesidad de apoyo y soporte.
- Mayor seguridad para los trabajadores.
- Potencial para la operación remota y automatizada.

Por otro lado las desventajas son:

- La geometría circular fija.
- Mayor tiempo de movilización.
- Alto costo de la máquina.
- La poca flexibilidad en respuesta a condiciones geológicas desfavorables.

Existen diferentes tipos de tuneladoras, y dependiendo de las condiciones del terreno a excavar, estas presentan diferentes características y formas de avance. A continuación se presentan los criterios básicos de diseño que han dado lugar a una clasificación general de estas máquinas en dos grandes grupos [39]:

- **Topos.** Tuneladoras para rocas de dureza media a alta. Es en principio una máquina desnuda (no protegida totalmente) cuyo avance progresa al excavar la roca del frente por medio de sus herramientas de corte mecánico, con las que se aplican los esfuerzos combinados del giro de su cabeza y del empuje longitudinal conseguido por reacción

¹⁶ Palabra adoptada en español para la denominación inglesa "Tunnel Boring Machine", simplificada en sus siglas "TBM".

contra la roca de unas zapatas extensibles (*grippers*), con las que se fija la parte estática de la máquina. A estas máquinas se les denomina también en inglés: “*moles*”.

- **Escudos.** Tuneladoras para roca blanda y suelo. Su avance es similar al topo, es una máquina que incorpora siempre un sistema integral de protección, y en la que el empuje longitudinal se logra por reacción contra el revestimiento, al no ser la roca suficientemente competente para poder aplicar *grippers* contra ella. Esta máquina se aloja dentro de una estructura de acero laminar (coraza o *escudo*), cuya misión es el sostenimiento del terreno en la zona ya excavada y todavía ocupada por la máquina. Dispone de un sistema de colocación de anillos de revestimiento, de concreto o metálicos, que permite completar el ciclo de avance.

Actualmente con el desarrollo tecnológico y la necesidad de máquinas más versátiles para los diferentes tipos de terreno se han desarrollado tuneladoras que presentan una gran diversidad de características y, además, los que hasta hace algunos años eran elementos básicos de un grupo hoy en día pueden aparecer también en el otro grupo. Es así como actualmente existen tuneladoras equipadas con cortadores para roca dura y competente, que a su vez se encuentran dentro de una coraza tipo escudo que les brinda la flexibilidad para actuar ante condiciones geológicas diversas.

Por ello entonces las tuneladoras se pueden dividir en los siguientes grupos:

- Tuneladoras convencionales para rocas duras (topos).
- Tuneladoras del tipo escudo para roca.
- Tuneladoras tipo escudo para suelos y rocas blandas.

En las siguientes páginas se describirán los dos primeros grupos, pues es el tema que compete a este trabajo.

3.2.1. Tuneladoras para roca dura (topos)¹⁷

Son máquinas exclusivamente con herramientas para roca dura. El empuje y el par de giro se equilibran por las fuerzas de fricción entre la roca y los *grippers*. No disponen de sistemas de colocación de revestimiento prefabricado, sino de mecanismos para aplicar sostenimiento como: pernos de anclaje, concreto lanzado, y malla y arcos de acero. Con ellas se logran los promedios más altos de avance en macizos rocosos muy



Figura 3.44 Topo de 8.83 m de diámetro, fabricado para la construcción del túnel de San Gotardo en Suiza. [93] Herrenknecht AG.

¹⁷ [39] Fernández Martínez (2011), [84] U. S. Army Corps of Engineers (1997) y [5] AMITOS (1988).

competentes, es decir, con un mínimo de accidentes geológicos de relevancia.

▪ Descripción de la máquina

En la figura 3.45 se muestra una tuneladora tipo *topo*, sus partes fundamentales son las siguientes [93]:

- A. *Cabeza de corte*. Equipada con cortadores de disco, rompe en pequeños pedazos la roca de la cara del túnel mediante la rotación y alta presión de contacto.
- B. *Cangilones*. Recogen el material excavado y lo elevan para descargarlo en un anillo de rezaga.
- C. *Anillo de rezaga*. El material excavado tomado por los cangilones cae a través del anillo en forma de embudo a la banda transportadora.
- D. *Coraza de protección*. Soporta la roca y protege al personal e instalaciones de la máquina de posibles desprendimientos de roca.
- E. *Erector de anillos*. Instala anillos de acero para asegurar el diámetro del túnel excavado.
- F. *Unidad de perforación*. Perfora barrenos para la colocación de pernos de anclaje y así asegurar la roca justo detrás de la coraza de protección.
- G. *Banda transportadora*. Transporta el material excavado desde el centro de la cabeza de corte hasta los sistemas de transporte de apoyo posteriores a la tuneladora.
- H. *Unidad de sondeo*. Realiza perforaciones para el sondeo del terreno por delante de la cabeza de corte.
- I. *Gatos de empuje*. Se apoyan contra las zapatas de agarre y empuja la cabeza de corte giratoria contra el frente del túnel.
- J. *Zapatas de agarre (grippers)*. Estas aseguran la máquina contra la roca de las paredes del túnel.
- K. *Soporte trasero*. Sirven como soporte temporal para la sección posterior de la máquina, mientras los grippers son reposicionados.

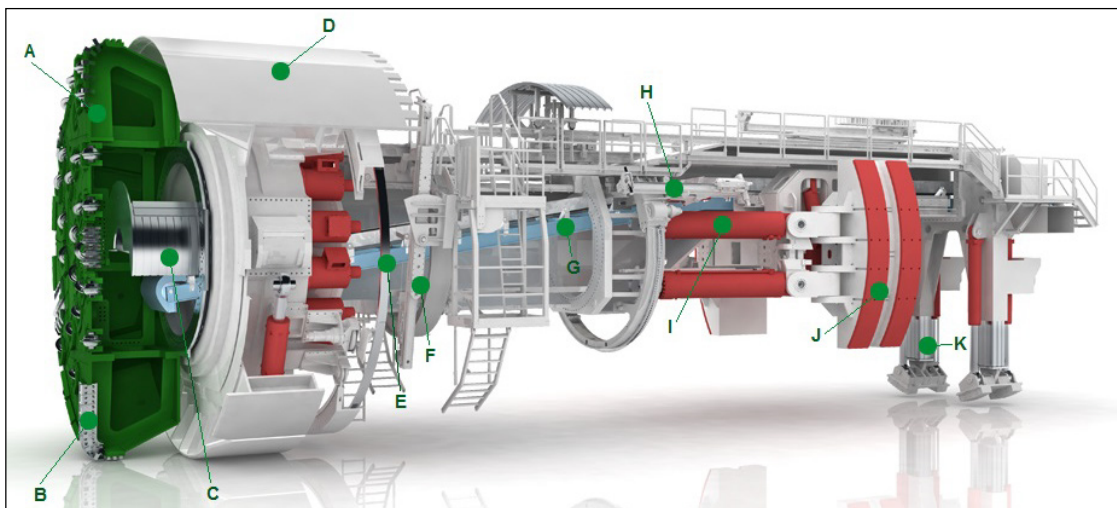


Figura 3.45 Esquema de una tuneladora tipo TOPO. [93] Herrenknecht AG.

▪ Proceso de excavación

La parte móvil que realiza la excavación de la roca es la cabeza de corte, el giro se efectúa por medio de motores eléctricos o hidráulicos.

La cabeza está dotada con cortadores de disco de metal duro que giran libremente sobre su eje, y cuya carcasa se fija a la cabeza. Estos cortadores son de mayor diámetro cuanto mayor sea la dureza de la roca. Actualmente la tendencia generalizada es la utilizar discos de 43 cm de diámetro, aunque los hay desde 25.4 cm hasta 53.3 cm.

Los cortadores se disponen en la cabeza de la máquina en forma de espiral, para que al girar la misma puedan describir círculos equidistantes, y únicamente hay una concentración de cortadores en el centro de la cabeza para forzar la rotura de la roca a modo de cuña.



Figura 3.46 Frente del túnel donde se aprecian los círculos formados en la roca por los cortadores de disco en la cabeza del topo. [99] Robbins Europa.

El corte mecánico se produce inicialmente mediante un proceso de rotura frontal originado por la presión que el cortador ejerce sobre el terreno, y posteriormente en el resto de la sección, la rotura entre los círculos concéntricos se produce por indentación¹⁸, con la formación de lascas, ver figura 3.47.

El material excavado en el frente es recogido por los cangilones en la cabeza cortadora y colocado en la banda transportadora, la cual los lleva a la parte trasera de la máquina donde un sistema de apoyo para transporte de rezaga lo traslada fuera del túnel.

Cuando los gatos de empuje han agotado su carrera, se aflojan los grippers y entonces estos gatos, cambiando el sentido del flujo, jalan los grippers para reposicionarlos. La parte trasera de la máquina es reubicada hacia adelante con ayuda de gatos adicionales.

La máquina se nivela y alinea mediante un rayo laser que pasa por un punto de una placa transparente colocada en la parte posterior y debe incidir en el punto de otra placa colocada en la parte delantera de la máquina. Nivelada y alineada la máquina, se atraca mediante los grippers y se inicia un nuevo ciclo.

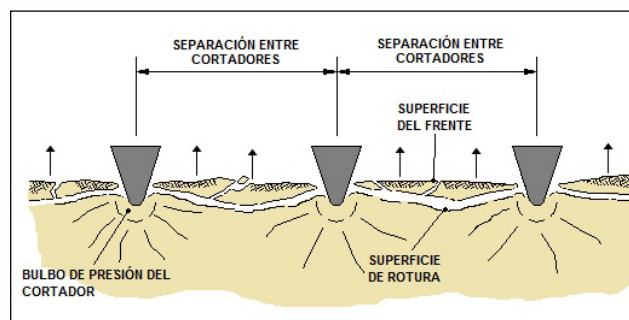


Figura 3.47 Esquema de rotura por indentación.

¹⁸ Cuando el cortador de disco penetra la roca, genera diminutas fisuras que se extienden por la masa rocosa que rodea la trayectoria del cortador y, al unirse las fisuras de cortadores contiguos provocan el desprendimiento de los fragmentos de roca, a este proceso se le denomina *indentación*.

▪ Elementos para sostenimiento y tratamiento del terreno

La evolución básica de las tuneladoras modernas ha consistido en la incorporación al diseño de la máquina de elementos auxiliares de sostenimiento, reconocimiento y tratamiento previo del terreno más eficaces, entre estos elementos se encuentran los siguientes:

- *Unidades de perforación para anclaje.* Las tuneladoras cuentan con dos perforadoras hidráulicas montadas en una carcasa anular deslizante la cual facilita el movimiento de éstas alrededor y a lo largo del eje, permitiendo perforar durante el avance de la máquina. Estas perforadoras se encuentran después de la coraza de protección.
- *Colocadores de malla y arcos metálicos.* Es un dispositivo que realiza los procesos de descarga, transporte y montaje de las piezas metálicas.
- *Robot para colocación de concreto lanzado.* En la parte posterior a la tuneladora se encuentra un equipo mecanizado para la colocación del concreto lanzado. Este equipo está montado en una estructura anular que hace posible el giro del dispositivo de aplicación en más de la semisección superior del túnel.
- *Unidades de perforación para sondeo y tratamientos.* Algunas tuneladoras pueden ir dotadas con perforadoras para sondeo y tratamiento del macizo rocoso. Cuando el proyecto dispone de un túnel auxiliar o de servicio, éste se excava en primer lugar, porque constituye el mejor reconocimiento posible del túnel principal. La tuneladora que realice este túnel auxiliar puede ir dotada de estas unidades y realizar los sondeos y tratamientos con inyección en la zona donde se excavará el túnel principal en caso de requerirse, ver figura 3.48A. Cuando no se cuenta con túneles auxiliares entonces la tuneladora puede contar con perforadoras que realicen barrenos con un pequeño ángulo α con respecto de la superficie del túnel que lleguen varios metros por delante de la cabeza de la tuneladora, ver figura 3.48B. También es posible realizar los barrenos en la cara frontal del túnel a través de la cabeza, para lo que la máquina ha de estar parada, ver figura 3.48C.

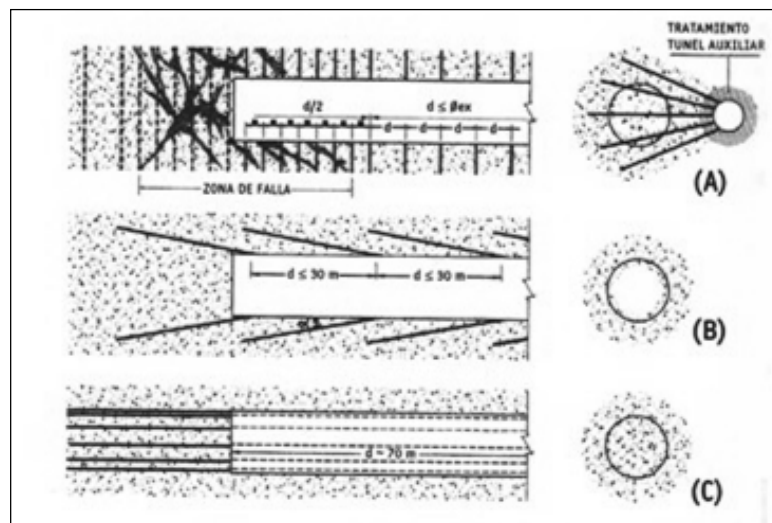


Figura 3.48 Sistemas de reconocimiento y tratamiento del terreno. [39] Fernández Martínez (2011).

▪ Equipo de apoyo (back up)

Se denomina así al conjunto de plataformas posteriores que arrastra la máquina en su avance y que normalmente incorporan los siguientes equipos:

- Generadores de emergencia, transformadores y carretes de cable de energía.
- Captadores de polvo (vía seca o húmeda) con ventiladores y silenciadores.
- Ventiladores impulsores de aire limpio y tubería de ventilación flexible.
- Compresores y sistema de distribución de aire comprimido
- Sistema de recirculación del agua de refrigeración.
- Equipo para colocación de concreto lanzado.
- Sistema para el desalojo de rezaga.



Figura 3.49 Robot para colocación de concreto lanzado como parte del equipo de apoyo. [105] *Tunnel*.

El sistema para desalojo de la rezaga es de vital importancia, pues es necesario retirar con rapidez grandes cantidades de material. Algunos de los sistemas más comunes son los siguientes:

Tren de tolvas. Consiste en una serie de tolvas que sirven como regulación y acopio del material de rezaga, estas se cargan mediante bandas transportadoras y posteriormente el material es vertido a vagones que llevan el material fuera del túnel con la ayuda de una pequeña locomotora.

Doble vía. Consiste en un conjunto de vías paralelas, una para vagones vacíos y otra para los vagones cargados. Los vagones se mueven mediante cadenas de arrastre.

Bandas transportadoras. Acarrean rezaga desde la máquina hasta el exterior del túnel mediante bandas transportadoras, este sistema elimina el uso de transporte sobre vías y cada vez es mayormente utilizado por su trabajo continuo, eliminando tiempos muertos.



Figura 3.50 Tuneladora tipo topo de doble gripper utilizada en la construcción de un túnel para la planta hidroeléctrica Linthal en Suiza. En la foto se aprecia parte del equipo de apoyo. [100] *Rowa Tunelling Logistics*.

En la tabla 3.3 se muestran algunos datos de diversos proyectos de túneles alrededor del planeta, donde se utilizaron tuneladoras para su construcción. Estos datos corresponden a diferentes tipos de tuneladoras, y nos dan una idea de las dimensiones de la estructura para los equipos de apoyo en comparación con el diámetro de la tuneladora.

Tabla 3.3 Dimensiones de tuneladoras utilizadas en diversos proyectos alrededor del mundo.

Tipo de tuneladora	Diámetro (m)	Longitud (m) (Tuneladora con equipo de apoyo)	Proyecto	Fabricante
Topo	4.6	120	Túnel en el Río Blanco, Chile ¹⁹	Aker Wirth
Topo	8	160	Túnel para la planta hidroeléctrica Linthal, Suiza ¹⁹ .	Aker Wirth
Topo	9.7	150	Túnel en el Monte Ceneri, Suiza ¹⁹ (actualmente en construcción).	Robbins
Doble escudo	10	200	Túnel de Sorbas en Almería, España ²⁰ .	Herrenknecht
Simple escudo	9.5	150	Túnel para el metro de Atenas, Grecia ²¹ .	Neyrpic Framatome Mecanique
Escudo de presión de tierra (EPB ²²)	10	102	Túnel para línea 12 del metro de la Ciudad de México, México ²³ .	Robbins

En la tabla 3.4 se muestran los datos del equipo de apoyo utilizado en la construcción de un túnel por medio de una tuneladora tipo TOPO en el estado de Hidalgo, México, para la Compañía Minera Autlán. El túnel de 3.8 m de diámetro y 2.0 km de longitud inicio su excavación el 30 de agosto de 1985 y se finalizó el 31 de octubre del mismo año [5].

Tabla 3.4 Equipo de apoyo utilizado en túnel para la Compañía Minera Autlán.

1	Grúa de 60 toneladas.
1	Motogrúa hidráulica de 25 toneladas.
6	Ventiladores reversibles de 75 HP.
4	Extractores de polvos.
3	Locomotoras de 15 toneladas.
17	Vagones de mina con capacidad de 0.75 m ³
2400	Metros de tubería galvanizada de 66.0 cm de diámetro para la ventilación.
4	Transformadores de voltaje de 100 kV x 4160 – 480 V
2	Transformadores de voltaje de 1000 kV x 410 – 480 V
3600	Durmientes para tendido de vía
4800	Metros de riel de 27 kg.
4400	Metros de tubería de 5.1 cm de diámetro para agua y aire.

Los datos contenidos en la tabla anterior son una muestra de la gran cantidad de equipo necesario para los trabajos de excavación, soporte, y en algunos casos revestimiento, para la construcción de un túnel por medio de una tuneladora, motivo por el cual la estructura de plataformas que incorporan los equipos de apoyo es tan extensa.

¹⁹ [100] Rowa Tunnelling Logistics.

²⁰ [93] Herrenknecht AG.

²¹ [88] ATTIKO METPO A.E.

²² Siglas de la expresión inglesa "Earth Pressure Balance". Tuneladora para suelos.

²³ [73] Reyes Albarran (2010).

3.2.2. Tunneladoras para roca tipo escudo²⁴

■ Escudo simple

Partiendo de un esquema básico de roca dura, se añadieron elementos parciales o incluso elementos completos de los escudos, para trabajar de forma alternativa según lo demandara el macizo rocoso. A una tunneladora tipo Topo se le añadieron elementos imprescindibles de un Escudo como un erector y otros elementos que ayudan a la colocación de dovelas manteniendo el esquema de máquina desnuda.

Pronto se vio que el camino era equivocado y se modificó la tendencia a base de diseñar escudos abiertos con entradas de material menores que las de las máquinas para suelos o rocas blandas. Desde entonces y con los avances tecnológicos se han estado mejorando a fin de obtener grandes promedios de avance y evitar el atascamiento de la máquina en terrenos poco competentes.

Las partes principales de ésta máquina son las siguientes:

1. Cabeza de corte.
2. Cangilones para el material de rezaga.
3. Banda transportadora de material de rezaga.
4. Escudo de protección y sostenimiento.
5. Gatos de empuje.
6. Erector de dovelas.

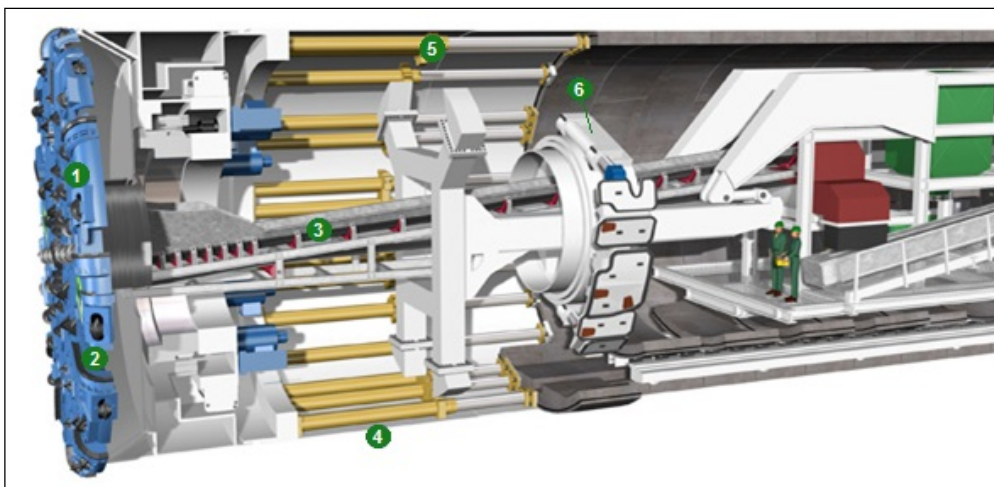


Figura 3.51 Esquema de una tunneladora tipo ESCUDO SIMPLE para roca. [93] Herrenknecht AG.

Algunos aspectos a destacar de estas máquinas son:

- a) *Diseño de la cabeza.* Es igual que la de una máquina convencional de roca dura, solamente cabe señalar un ligero aumento de las entradas directas de material (además

²⁴ [39] Fernández Martínez (2011) e [54] ITA WG Mechanized Tunnelling (2000).

del aporte de los cangilones perimetrales) para facilitar el trabajo en terrenos menos competentes.

- b) *Sistema principal de empuje.* Lo forma, como en un Escudo para suelos, un conjunto de gatos montados en la parte trasera del escudo, dotados de zapatas que apoyan, para realizar el ciclo de avance, en el anillo de dovelas que se ha montado previamente.
- c) *Avance en terreno competente.*

No es posible prescindir de las dovelas porque son parte indispensable de la propulsión de la máquina. Lo que se hace en la práctica es tramificar previamente el túnel de acuerdo con la calidad de la roca esperable y fabricar entre 2 y 4 tipos de dovelas de igual geometría, pero de capacidad resistente a la tramificación.

- d) *Montaje del anillo de dovelas.* Terminada la carrera de los gatos y con la máquina parada, una grúa circular (erector), va tomando sucesivamente las dovelas y conformando el anillo en la parte trasera del escudo. Este es el sistema de soporte y revestimiento que esta máquina coloca en el túnel una vez que la coraza o escudo ha pasado.
- e) *Reconocimiento y tratamiento del terreno.* Pese a que el Escudo simple ofrece posibilidades para trabajar en terrenos inestables, es común equiparlo con equipos de reconocimiento e inyección similares a los utilizados en los Topos.



Figura 3.52 Colocación de dovela con la ayuda del erector en una tuneladora tipo Escudo. [105] Tunnel.

■ Escudo doble

En esta máquina el escudo principal se construye en dos secciones telescópicas a las que se llama escudo delantero y escudo trasero o de grippers, siendo el delantero el que contiene el rodamiento principal y el sistema de accionamiento de la cabeza, y el trasero el que lleva incorporado los grippers. La parte que los une se denomina escudo telescópico y en este se sitúan los gatos de empuje del sistema denominado principal.

Esto permite que la máquina, cuando trabaja como Topo, utilice los grippers



Figura 3.53 Tuneladora tipo escudo doble de 12.34 m de diámetro, utilizada en la construcción del túnel Legacy Way en Australia. [93] Herrenknecht AG.

como método de reacción para la propulsión y podría avanzar incluso en terreno que no necesite revestimiento. Por el contrario si el terreno es desfavorable y no soporta el empuje de los grippers, la máquina ha de pasar a trabajar en modo Escudo simple, y la propulsión se logra empujando los gatos del sistema llamado auxiliar contra el anillo de dovelas.

Una ventaja adicional del doble escudo cuando se excava en terreno competente, es que permite avanzar y colocar revestimiento simultáneamente.

Las partes fundamentales de esta máquina son:

1. Cabeza cortadora.
2. Escudo delantero.
3. Escudo telescópico.
4. Gatos de empuje.
5. Escudo de grippers.
6. Zapatas de agarre (grippers).
7. Erector de dovelas.
8. Gatos de empuje auxiliares.
9. Banda transportadora de material de rezaga.

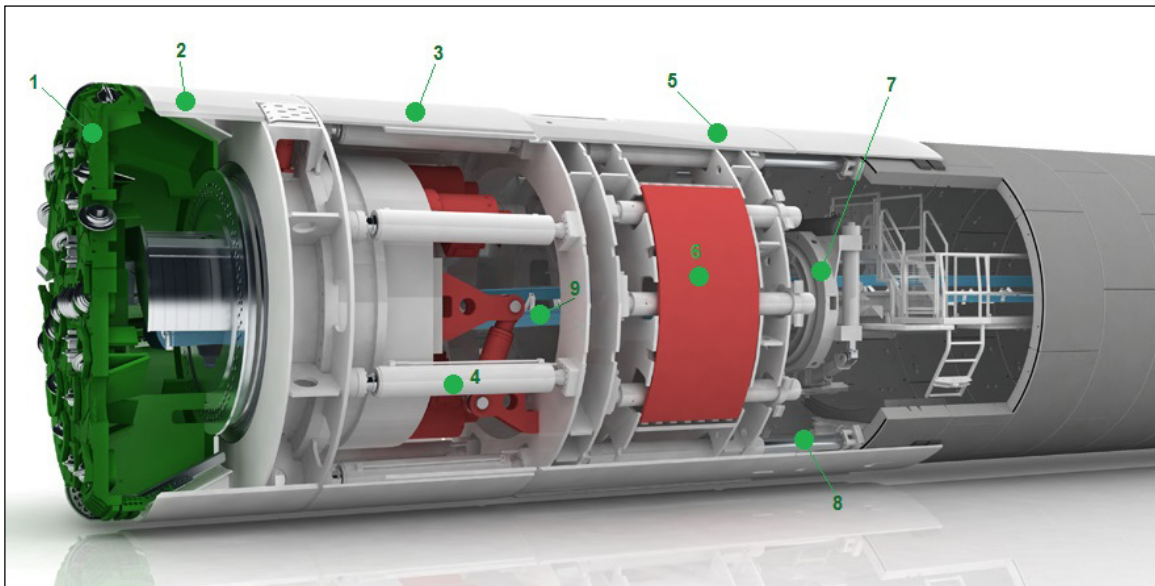


Figura 3.54 Esquema de una tuneladora tipo ESCUDO DOBLE. [93] Herrenknecht AG.

Los sistemas de apoyo de las tuneladoras tipo Escudo están constituidos al igual que en los Topos por una serie de plataformas, que deslizándose sobre el propio revestimiento de concreto, se mueven arrastradas por la máquina simultáneamente a su avance. Cuenta con los mismos sistemas y un sistema adicional para el transporte de las dovelas hacia el lugar de instalación.

Una gran mayoría de los problemas que plantean las formaciones rocosas mixtas, es decir de roca regular a roca muy competente (formaciones de las clases I a III con presencia de clase IV en la

clasificación de Bieniawski), pueden resolverse satisfactoriamente con estos dos tipos de máquinas que son, en definitiva, tuneladoras no presurizadas, con cabezas de corte para roca, pero que al disponer de escudo de protección, permiten sostener el terreno en el tramo ocupado por la máquina, así como colocar cuanto antes el revestimiento final que, a la vez, es el sistema de sostenimiento que ofrecen estas dos máquinas.

Es recomendable utilizar el Escudo doble cuando se tienen formaciones rocosas entre las clases I y III de la clasificación de Bieniawski, pues ofrece rendimientos muy altos, similares a los de un Topo en terreno competente.

En el resto de los casos, en general, cuando la calidad del terreno es menor, con roca de dureza entre media y baja, o porque simplemente esté muy fracturado (clases III y IV), la ventaja es a favor del Escudo simple, el cual puede fabricarse con una longitud menor que la del Escudo doble y ofrecer por ello menor superficie de contacto con el terreno evitando el atascamiento de la tuneladora, o facilitando la salida de tal situación con los medios propios de la máquina.

3.3. EXCAVACIÓN CON ROZADORAS²⁵

Dentro de las de máquinas para excavación en roca que se utilizan en el avance de túneles, galerías e incluso cavernas se encuentran las *rozadoras*, que son conocidos también por el nombre de *minadores*.

La primera aplicación de estas máquinas tuvo lugar a finales de los años 40 en la preparación y explotación de minas de carbón. Aquellas eran máquinas de poco peso y potencia y, por consiguiente, de uso limitado.

La necesidad de encontrar respuesta a diferentes requerimientos como: alcanzar rendimientos elevados, arrancar económicamente roca dura, realizar distintos tipos de secciones, etc., llevó a nuevas concepciones, tanto en lo referente al principio de corte de las rocas como al diseño de la propia rozadora.

3.3.1. Descripción de la máquina

Básicamente, las rozadoras son máquinas excavadoras que realizan su trabajo mediante una cabeza giratoria, provista de herramientas de corte que inciden sobre la roca, y que va



Figura 3.55 Rozadora con cabeza de corte de eje horizontal. [101] Sandvik.

²⁵ [42] García Bermúdez (2011) y [84] U. S. Army Corps of Engineers (1997)

montada sobre un brazo monobloque o articulado; y un sistema de acopio y transporte del material que lo evacua desde el frente de ataque hacia la parte trasera de la máquina.

Estas máquinas vienen en muchos tamaños y formas, y equipadas para una gran variedad de propósitos. Pueden excavar la estructura subterránea a sección completa o en etapas cuando es una sección muy grande.

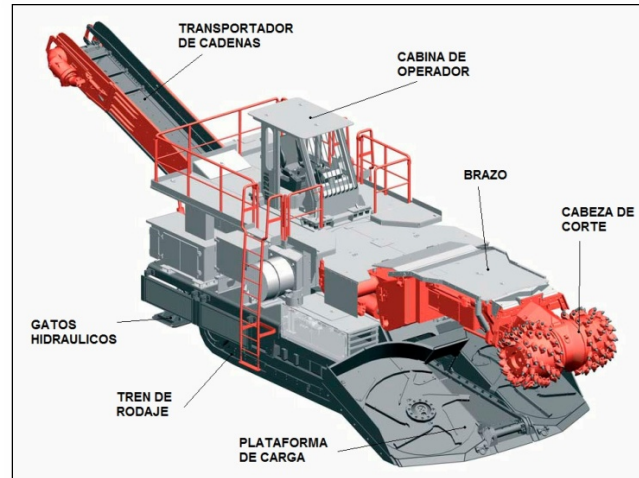


Figura 3.56 Elementos constituyentes de una rozadora. [101] Sandvik.

Básicamente todas las rozadoras tienen un diseño modular, como consecuencia de que en muchos casos es preciso su montaje o reparación en espacios cerrados de dimensiones reducidas. Los componentes principales de esta máquina son:

- **Chasis y tren de rodaje**

El chasis sirve de soporte y elemento de ensamblaje de las distintas piezas de la máquina. Esta montado sobre trenes de orugas que garantizan la estabilidad y permiten el desplazamiento.

Las partes del bastidor son de construcción robusta. Las cadenas de oruga suelen ir accionadas aisladamente a través de unos reductores de retención automática para motores eléctricos. Muchas rozadoras montan en el extremo del bastidor un dispositivo de apoyo hidráulico. Este es capaz de levantar el peso total de la máquina, y es muy útil en terrenos irregulares.

- **Brazo y dispositivo de giro**

El brazo está compuesto, además de por el propio elemento estructura, por el motor y la cabeza de corte. Existen brazos de diseño monobloque y también articulados.

El dispositivo de giro efectúa los movimientos del brazo y a la vez representa la unión con el bastidor. El movimiento horizontal se efectúa generalmente por dos gatos hidráulicos de movimientos opuestos y el movimiento vertical por dos gatos hidráulicos que actúan sobre el soporte del brazo.

- **Cabeza de corte**

La cabeza de corte lleva montadas unas picas, que son las encargadas de efectuar la rotura o desgarramiento de la roca, al aplicar en un punto de esta la energía desarrollada por la máquina. Son dos las configuraciones que existen para este elemento:

Cabeza de eje longitudinal o axial. En este diseño el eje de giro es perpendicular a la excavación, estando las picas montadas y dispuestas como una hélice. Mirando la cabeza desde la parte

trasera, esta gira en sentido antihorario en los diseños usuales.

Cabeza de eje transversal. Las cabezas giran alrededor de un eje paralelo al frente. Mirando la cabeza desde la parte trasera, esta gira hacia adelante, alejándose del observador.

Debido a la forma diferente del corte, cada tipo de cabeza presenta una serie de ventajas e inconvenientes. Desde el punto de vista de la estabilidad, en las cabezas transversales no existe casi empuje lateral, la reacción precisa para el corte, que tiende a limitar al equipo, se equilibra mediante el peso de esta. Con la cabeza axial, las fuerzas laterales de corte exigen una reacción del equipo en dicha dirección. Si no es suficiente la proporcionada por la propia fricción del tren de rodaje con las orugas, será necesario disponer de gatos hidráulicos estabilizadores, que anclen la máquina a las paredes.

Si no se cuenta con estos gatos, los equipos de cabeza axial requerirán de un 20% más de peso que los de cabeza transversal para la misma potencia de corte. El perfilado de las excavaciones con las cabezas axiales es mucho mejor que con las transversales, ya que estas producen un contorno menos regular por su propia geometría.

Con el fin de reducir el polvo generado durante la excavación, las cabezas de corte van provistas de sistemas de aspersión de agua, además de que aumentan la duración de las picas gracias a su refrigeración y aumentan los rendimientos de arranque de la roca en ciertas circunstancias.

▪ Sistema de acopio y carga de rezaga

Estos sistemas son distintos en las diferentes rozadoras, dependiendo del material a excavar, pero básicamente se dispone de los siguientes cuatro tipos:

- *Brazos recolectores.* El material arrancado cae sobre la plataforma y es dirigido mediante unos brazos hacia el transportador de cadenas o racletas que lo evacua.
- *Ruedas recolectoras.* Es un dispositivo de ruedas giratorias con varios brazos en posición radial, que al girar entre sí en sentido contrario dirigen el material rozado hacia el transportador.
- *Discos giratorios.* Consisten en dos discos con nervaduras que al girar en sentido contrario envían el material suelto hacia el transportador.
- *Cargador de racletas.* El material suelto, si es poco abrasivo y presenta pocos bloques, puede ser cargado con uno o dos carruseles continuos de racletas unidas por cadenas.

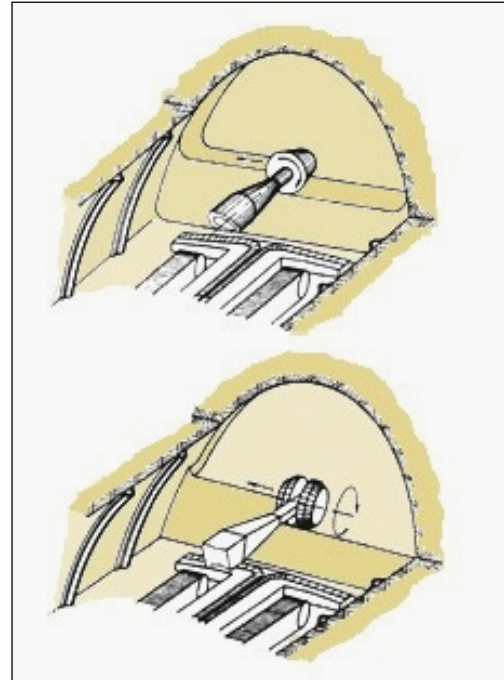


Figura 3.57 Sistemas de trabajo con cabeza axial en la parte superior y transversal en la inferior. [42] *García Bermúdez (2011).*

Estos sistemas de carga van montados sobre una plataforma o rampa de carga, que puede elevarse y descender hidráulicamente, e incluso en algunos modelos también extenderse hacia delante.

Los transportadores de cadenas, uno o dos, suelen ir montados en el centro o los laterales de las máquinas. El diseño del sistema de transporte de rezaga hacia el exterior de la excavación subterránea dependerá de las características del proyecto, pudiéndose evacuar directamente de la rozadora a camiones de carga o utilizar sistemas similares como en las tuneladoras.

3.3.2. Tipos de rozadoras

▪ Rozadoras de brazo

Estas están dotadas de un brazo rozador móvil, en cuyo extremo está montada la cabeza de corte. El otro extremo va acoplado a un dispositivo o torreta giratoria que permite el movimiento lateral del brazo, mientras que con unos gatos hidráulicos se realiza la elevación y descenso del mismo. La combinación de ambos movimientos permite a la cabeza de corte barrer todo el frente.

▪ Rozadoras de tambor

En estos equipos la pieza de corte es un cilindro horizontal (tambor de corte), que gira alrededor de un eje paralelo al frente, y sobre el que va acoplado una hélice portadora de picas.

La fuerza necesaria para la penetración, se efectúa en el techo, es conseguida mediante el tren de rodaje con orugas, que empujan a toda la máquina contra el macizo rocoso. Una vez conseguida la penetración, se arranca en descenso, tirando el tambor hacia abajo con los gatos hidráulicos principales. Su principal uso es en la minería aunque se han llegado a utilizar en la construcción para algunos trabajos auxiliares.

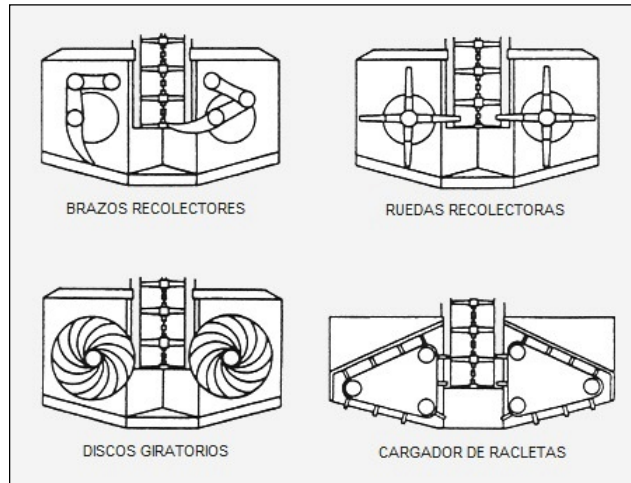


Figura 3.58 Dispositivos de acopio y carga de rezaga. [42] *García Bermúdez (2011).*



Figura 3.59 Rozadora de brazo con cabeza de corte axial. [101] *Sandvik.*



Figura 3.60 Rozadora de tambor. [101] *Sandvik.*

3.3.3. Métodos de excavación

▪ Excavación del frente de avance

Las rozadoras con cabeza de corte tipo transversal al cortar el frente dejan un núcleo central entre las dos mitades de la cabeza cortadora. Por consiguiente la máquina se mueve hacia adelante por pasos, desplazando transversalmente el brazo al mismo tiempo.

Para las cabeza axiales la máquina se desplaza hacia adelante con el cabezal en la posición central del brazo, la fuerza disponible se aplica sobre un número menor de picas, y pequeños movimientos circulares pueden servir de ayuda en condiciones difíciles. Debido a la posición central del brazo, las máquinas axiales son más estables durante la excavación.

En rocas duras, el arranque es más difícil para la cabeza transversal, ya que la cabeza de corte ha de penetrar en una superficie más grande y es difícil conseguir una penetración adecuada para dos cabezales al mismo tiempo.

▪ Excavación a sección completa

Con secciones relativamente pequeñas y una estabilidad suficiente del terreno, la excavación a sección completa se presenta como el método más eficiente. Dependiendo del tamaño y del alcance de la máquina, es posible excavar secciones entre 6 y 60 m², desde una misma posición.

Este método funciona mejor trabajando de forma longitudinal, es decir, de manera que la mayor parte de las operaciones del proceso de excavación puedan ser ejecutadas sin mover el equipo del frente. El acoplamiento de plataformas de trabajo y brazos perforadores para la colocación de anclaje constituye una mejora evidente de las prestaciones del equipo. Gracias a estos implementos, las labores de sostenimiento pueden realizarse desde la misma máquina, suprimiendo la introducción y cruce de maquinaria dentro de la obra.

▪ Excavación por etapas

Este es el método utilizado en el caso de grandes secciones, y dependiendo de la anchura, la sección puede dividirse en dos o más fases consecutivas. Con un desfase adecuado, puede realizarse la



Figura 3.61 Rozadora con cabeza de corte transversal, provista de una perforadora hidráulica para anclaje. [86] Aker Wirth.

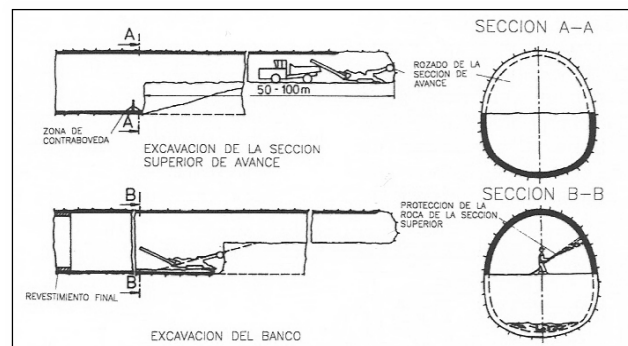


Figura 3.62 Excavación por etapas con rozadora. [42] García Bermúdez (2011).

excavación en un sector mientras se coloca el soporte en el otro.

La excavación inferior o de banco, se puede realizar mientras se colocan los sistemas de soporte en la parte superior o bóveda. Para tener acceso a ambas zonas es necesario realizar una rampa que permita el paso de la máquina. Para estructuras de corta longitud o en caso de roca competente con necesidad de poco soporte, una buena solución consiste en excavar inicialmente toda la bóveda y posteriormente, excavar la parte inferior.

3.3.4. Sistema de control de dirección y perfil

Las máquinas modernas cuentan con un sistema de guiado que facilita la adaptación no solo al trazado del túnel sino incluso al perfil de excavación.

Para determinar la posición y orientación del equipo se deben conocer, al menos las coordenadas tridimensionales en dos puntos definidos. Se debe determinar una vez la posición exacta de estos puntos respecto al eje de la rozadora y respecto a un sistema coordinado solidario al equipo.

Como la máquina puede girar e inclinarse, su sistema coordinado no será, en la mayoría de las ocasiones, paralelo al sistema de coordenadas global. Es por esto que la inclinación y el giro de la máquina deben ser medidos cuidadosamente. Para ello se cuenta con dos inclinómetros electrónicos montados en el interior de la rozadora.

Los prismas del equipo se localizan automáticamente mediante una estación total de orientación y posición previamente definida. Con todo esto se pueden conocer las coordenadas globales de los dos prismas del equipo midiendo desde la estación total la distancia real y los ángulos horizontales y verticales. Conociendo por tanto el giro y la orientación de la máquina en cada momento, se puede localizar en el sistema coordinado global la posición del centro de giro del brazo cortador del equipo.

Con estos datos, el sistema informático correlaciona la posición del equipo, la orientación de la herramienta de corte, el perfil y el eje central del diseño de la excavación, y con esto proporciona al operador de la máquina datos en tiempo real sobre la posición de la cabeza cortadora para el seguimiento del perfil de diseño.

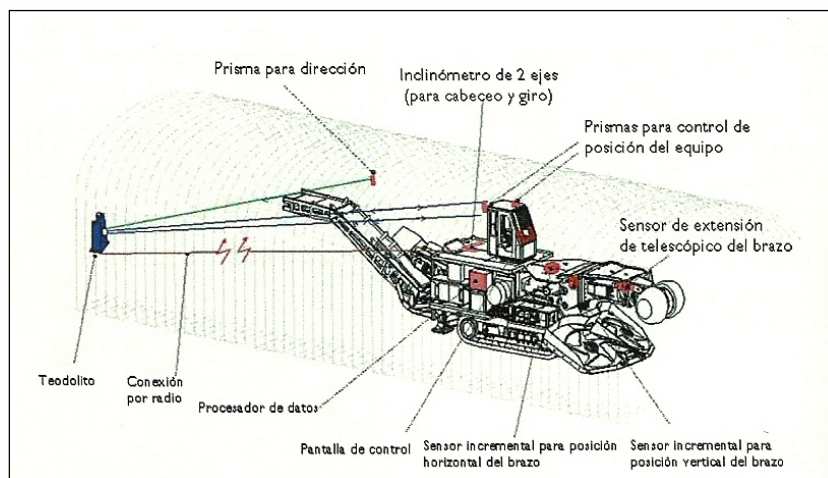


Figura 3.63 Sistema de control de dirección. [101] Sandvik.

3.4. OTROS SISTEMAS DE EXCAVACIÓN²⁶

Dentro de los métodos mecanizados para la excavación subterránea en obras de ingeniería civil, se ha mencionado hasta este momento a las tuneladoras y rozadoras, sin embargo existen otras máquinas las cuales son utilizadas también para este propósito, aunque muchas veces como métodos auxiliares.

3.4.1. Martillo hidráulico

Los primeros martillos utilizados fueron neumáticos, y su uso data de la primera década del siglo XX. Se trataba de martillos manuales de muy baja potencia, pero suponían una mejora sustancial en productividad frente al empleo del pico como herramienta de fragmentación.

Durante 50 años estos martillos neumáticos experimentaron algunas mejoras en el rendimiento así como en la vida útil de sus componentes, pero fue hasta mediados de los años 60 cuando el mecanismo de percusión hidráulico revolucionó este campo. En 1966 salieron al mercado los primeros martillos producidos en serie a nivel mundial.

▪ Características básicas de trabajo

El principio de estos martillos es muy sencillo. Un pistón se desplaza a lo largo de la camisa accionado por el caudal de aceite suministrado e impactando en la base de la pica. A fin de generar fuertes impulsos de energía, los martillos disponen de un acumulador capaz de aportar un gran volumen de aceite en el mínimo tiempo posible. Estos acumuladores de nitrógeno se recargan mediante una bomba hidráulica.

La energía de este impacto es quien determina la capacidad de fragmentación del martillo y consiguientemente su productividad.

Es muy conveniente que los martillos empleados en la excavación subterránea dispongan de una válvula de control que asegure una relación óptima entre energía y frecuencia de impacto, en función de la resistencia del terreno, lo que permite optimizar las operaciones de fragmentación. Así mismo esta válvula impide los golpes en vacío, muy perjudiciales para la vida útil del conjunto.

La energía específica del martillo indica cual es su

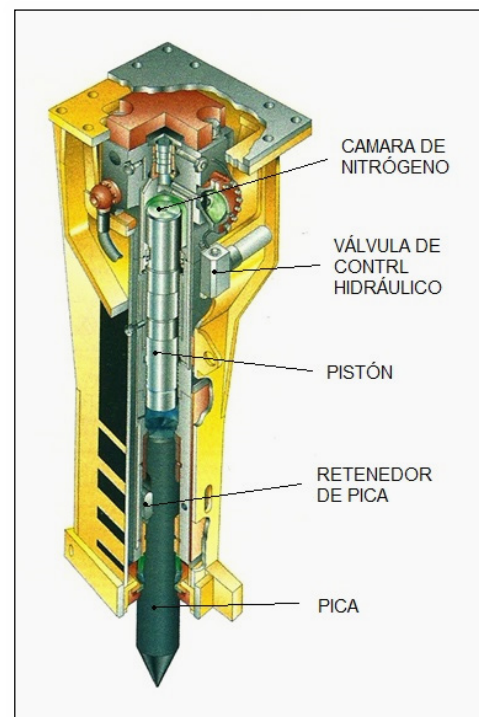


Figura 3.64 Vista esquemática de un martillo hidráulico. [89] Atlas Copco.

²⁶ [38] Fernández González (2011) y [83] Tuncdemir (2007).

capacidad de fragmentación. Diversos ensayos e investigaciones demostraron que la energía específica, definida como la energía necesaria para romper un volumen unitario de roca es inversamente proporcional a la energía de impacto. Por ello los esfuerzos de los fabricantes se han concentrado en incrementar el peso y velocidad de desplazamiento del pistón a fin de obtener mayores valores de energía de impacto.

El gran inconveniente que presentan los martillos hidráulicos para su empleo en túneles urbanos o zonas especialmente protegidas es el ruido. No solamente por la intensidad del mismo, sino también por la continuidad en el tiempo del mismo. Por lo que algunos fabricantes incorporan en sus martillos sistemas de amortiguación de ruidos, que además reducen las vibraciones en el vehículo portador.

▪ Equipos portadores

Los martillos hidráulicos empleados en la excavación se montan habitualmente en excavadoras, sobre neumáticos o cadenas, sin embargo existe una amplia gama de vehículos que pueden ser portadores de estos equipos (retroexcavadoras, cargadores, etc.) dependiendo del uso para el que se requiera el martillo.

Estos martillos están asociados a un vehículo portador, retroexcavadora, de un tonelaje adecuado. Para mantener en contacto la pica contra la roca, el martillo debe mantenerse presionado contra la misma. Por lo tanto si el equipo portador es muy pequeño no podrá ejercer la fuerza correspondiente y el martillo oscilará reduciendo sensiblemente su eficiencia.

Otro factor a tener en cuenta al seleccionar el vehículo portador es la longitud del brazo del mismo. Una mayor longitud de brazo requiere de un equipo portador más pesado para la instalación del martillo.

▪ Perfilado y amacice

La excavación con martillo hidráulico resulta ser un sistema mucho más económico que los mencionados anteriormente, debido a que el accesorio principal para la excavación es únicamente el martillo, y éste puede ser portado por alguna máquina con la que se cuenta en la obra, como es el caso de una retroexcavadora. Sin embargo la productividad que tiene en comparación a los otros sistemas es mucho menor, sobre todo cuando se trata de excavaciones de gran envergadura.

Es por eso que en la mayoría de los casos éste se usa como un sistema auxiliar. Puede ser utilizado para el perfilado de



Figura 3.65 Excavadora portando un martillo hidráulico.
[101] Sandvik.

bóvedas y paredes en condiciones donde el terreno no presente una abundante fracturación, para evitar una sobre-excavación. Así como también es muy habitual utilizar una excavadora con martillo como sistema auxiliar para la etapa de *amacice* en el sistema de excavación con perforación y voladura.

3.4.2. Cabeza rozadora

Las cabezas rozadoras, al igual que los martillos hidráulicos pueden ser portadas por vehículos como la excavadora, ver figura 3.66. Se trata de auténticas cabezas de corte de eje transversal o axial, provistas de picas y accionadas por el mismo sistema hidráulico ubicado en el vehículo portador.

Gracias a un sistema de acoplamiento rápido, el operador puede sustituir en el vehículo portador su herramienta habitual (cucharón, ripper, etc.) por un martillo o la cabeza rozadora en una simple operación de acople/desacople, seguida por la conexión de las dos mangueras del sistema de alimentación hidráulica, también provistas de sistemas de conexión rápida.

Estos equipos son utilizados principalmente para perfilado y ensanchamiento de secciones en las excavaciones subterráneas, ya que cuentan con una excelente movilidad y alcance en el brazo.

A diferencia de las máquinas rozadoras tratadas en el punto 3.3, su uso es limitado a las tareas mencionadas, pues no cuentan con la estabilidad y potencia suficiente para realizar labores más complejas.



Figura 3.66 Excavadora portando una cabeza rozadora de eje transversal. [101] Sandvik.

CAPÍTULO 4 **SOPORTE DE ESTRUCTURAS SUBTERRÁNEAS**

En este capítulo se refieren los sistemas de soporte más comunes, utilizados para la construcción de estructuras subterráneas en roca. Se hace mención de los aspectos importantes a tomar en cuenta para su aplicación.

4.1. CONSIDERACIONES EN EL DISEÑO DEL SOPORTE

Cuando un macizo rocoso es excavado, el estado de esfuerzos que existía en su interior es alterado, y en algunos casos, esta alteración introduce esfuerzos lo suficientemente grandes para exceder la resistencia de la roca. El debilitamiento de la roca adyacente a los límites de la excavación puede llevar a la inestabilidad de esta; lo que se manifestará por el cerramiento gradual de la excavación, derrumbes en el techo y desplazamiento en las paredes. Es por ello que los sistemas de soporte tienen la finalidad de mantener estables las condiciones, sobre y alrededor de la excavación [51].

Cabe señalar que además de los sistemas de soporte que se describirán en este capítulo, existen otros tratamientos adicionales y algunas veces necesarios para los macizos rocosos, como lo son: inyecciones de lechada (a base de cemento y/o mezclada con otro material como bentonita, resinas, etc.), utilizadas para reducir la permeabilidad y/o aumentar la resistencia del macizo; colocación de drenaje (perforación de barrenos en el macizo utilizados para drenar), con el objetivo de abatir las cargas hidrostáticas que actúan sobre la roca; y otros menos comunes como la electro-ósmosis y el congelamiento [23].

El diseño del soporte para una obra subterránea depende directamente de factores como: esfuerzos esperados, características del macizo rocoso, las dimensiones de la excavación, así como la finalidad de la estructura.

Existen diversos métodos para realizar el cálculo del soporte, dentro de estos se pueden mencionar los siguientes [43]:

4.1.1. Métodos analíticos

Parten de la hipótesis de la elasticidad y suponen que el comportamiento del túnel es elástico hasta que se alcanza una cierta presión interna crítica, para la cual se produce la plastificación. Se acepta que existe una correspondencia entre la presión interna y la deformación radial de la excavación según una *curva característica*.

El soporte elegido debe ser capaz de resistir esta presión interna. Como la relación de presión/deformación del soporte es conocida, el punto de encuentro entre ambas curvas determina la situación de equilibrio.

4.1.2. Métodos numéricos

Parten de la discretización del macizo mediante los métodos de elementos finitos, elementos discretos o de diferencias finitas. Permiten la modelización detallada de los procesos de deformación que afectan al terreno como consecuencia de la excavación, y el análisis de la influencia de los diferentes factores y parámetros que intervienen en los procesos constructivos, pudiéndose establecer los criterios de diseño adecuados para la excavación o la toma de decisiones ante un problema de inestabilidad o de otra índole.

4.1.3. Métodos empíricos

Proporcionan una aproximación al soporte, y no se consideran un método de cálculo; sin embargo, pueden ser muy útiles en macizos rocosos fracturados, y como medio para establecer las propiedades del macizo y el soporte requerido.

Existe actualmente una gran cantidad de teorías y formulas empíricas para el diseño de soporte en las estructuras subterráneas, desarrolladas a partir de las diversas experiencias obtenidas de la construcción de estructuras subterráneas alrededor del mundo. Algunas de las más importantes y a partir de las cuales se han desarrollado las demás, debido a su carácter cuantitativo y funcional, son las desplegadas por Bieniawski y Barton junto con sus sistemas de clasificación de macizos rocosos.

- **Sistema de soporte basado en el índice RMR**

Bieniawski en 1989 publicó una serie de recomendaciones para la selección de soporte de túneles en roca, para los que se ha determinado el valor de RMR y con ello la clase de macizo rocoso. Estas se muestran en la tabla 4.1.

Hay que tener en cuenta que estas recomendaciones corresponden a un túnel de 10 metros de claro en forma de herradura, excavado por el método de perforación y voladura, y no pueden tomarse tal cual para otros casos.

Tabla 4.1 Sostenimiento a partir del índice RMR. [12] Bieniawski 1989

Clase de macizo	Excavación	Sistema de soporte		
		Anclas	Concreto lanzado	Marcos de acero
I	Sección completa. Avances de 3 m.	Generalmente no se requiere.	No.	No.
II	Sección completa. Avances de 1 - 1.5 m. Completar el soporte a 20 m del frente.	Anclas en la bóveda de 3 m de longitud, con separación de 2.5 m y ocasionalmente malla metálica.	5 cm en la bóveda.	No.
III	Excavación de la bóveda y banqueo. Avances de 1.5 - 3 m. Comenzar el soporte después de cada voladura. Completar el soporte a 10 m del frente.	Anclas en paredes y bóveda de 4 m de longitud, con separación de 1.5 - 2 m y malla metálica en la bóveda.	5 - 10 cm en la bóveda y 3 cm en las paredes.	No.
IV	Excavación de la bóveda y banqueo. Avances de 1 - 1.5 m. Instalar el soporte simultáneamente con la excavación.	Anclas en paredes y bóveda de 4 - 5 m de longitud, con separación de 1 - 1.5 m y malla metálica en la bóveda y paredes.	10 - 15 cm en la bóveda y 10 cm en las paredes.	Marcos ligeros, con separación de 1.5 m cuando se requiera.
V	Múltiples galerías de 0.5 - 1.5 m de avance en la bóveda. Instalar el soporte simultáneamente con la excavación. Concreto lanzado inmediatamente después de la voladura.	Anclas en paredes y bóveda de 5 - 5 m de longitud, con separación de 1 - 1.5 m y malla metálica en la bóveda y paredes.	15 - 20 cm en la bóveda y 15 cm en las paredes y 5 cm en el frente.	Marcos medianos a grandes, con separación de 0.75 m.

Nota: Anclas de 20 mm de diámetro, totalmente inyectadas.

▪ Sistema de soporte basado en el índice Q

Para poder relacionar el índice de calidad Q con el comportamiento de una excavación subterránea y con las necesidades de sostenimiento, Barton propuso un elemento cuantitativo adicional llamado “la dimensión equivalente D_e ” de la excavación. Esta dimensión se obtiene al dividir el ancho, diámetro o altura de la excavación por una cantidad llamada “relación de soporte de la excavación” (ESR: Excavation Support Ratio).

Luego:

$$D_e = \frac{\text{Ancho de la excavación, diámetro o altura}^1 (m)}{\text{relacion de soporte de la excavación ESR}}$$

La relación de soporte de la excavación ESR tiene que ver con el uso que se pretende dar a la excavación y hasta donde se le puede permitir cierto grado de inestabilidad. Los valores supuestos para ESR que propuso Barton se muestran en la tabla 4.2.

La relación entre el índice de calidad Q y la dimensión equivalente D_e de una excavación se ilustra en la figura 4.1, donde el eje de las abscisas corresponde a los valores del índice Q y el de las

¹ Ancho o diámetro cuando se analiza la estabilidad del techo y altura cuando es de las paredes [21].

ordenadas a los valores de la dimensión equivalente D_e . Teniendo estos dos valores se define su punto de intersección en la figura, y se estima el soporte de acuerdo a una de las nueve categorías descritas en la misma figura.

Tabla 4.2 Valores de ESR para la clasificación basada en el índice Q. [10] Barton 2000

Tipo de excavación	ESR
A. Excavaciones provisionales	3 - 5
B. Excavaciones permanentes, túneles de conducción de agua para obras hidroeléctricas (con excepción de cámaras de alta presión), túneles piloto, excavaciones parciales para cavernas subterráneas grandes.	1.6
C. Cavernas de almacenamiento, plantas subterráneas para tratamiento de agua, túneles carreteros y ferrocarriles pequeños, cámaras de alta presión, túneles auxiliares.	1.3
D. Casas de máquinas, túneles carreteros y ferrocarriles mayores, refugios de defensa civil, portales y cruces de túnel.	1.0
E. Estaciones nucleoelectricas subterráneas, estaciones de ferrocarril, instalaciones para deportes y reuniones, fabricas.	0.8

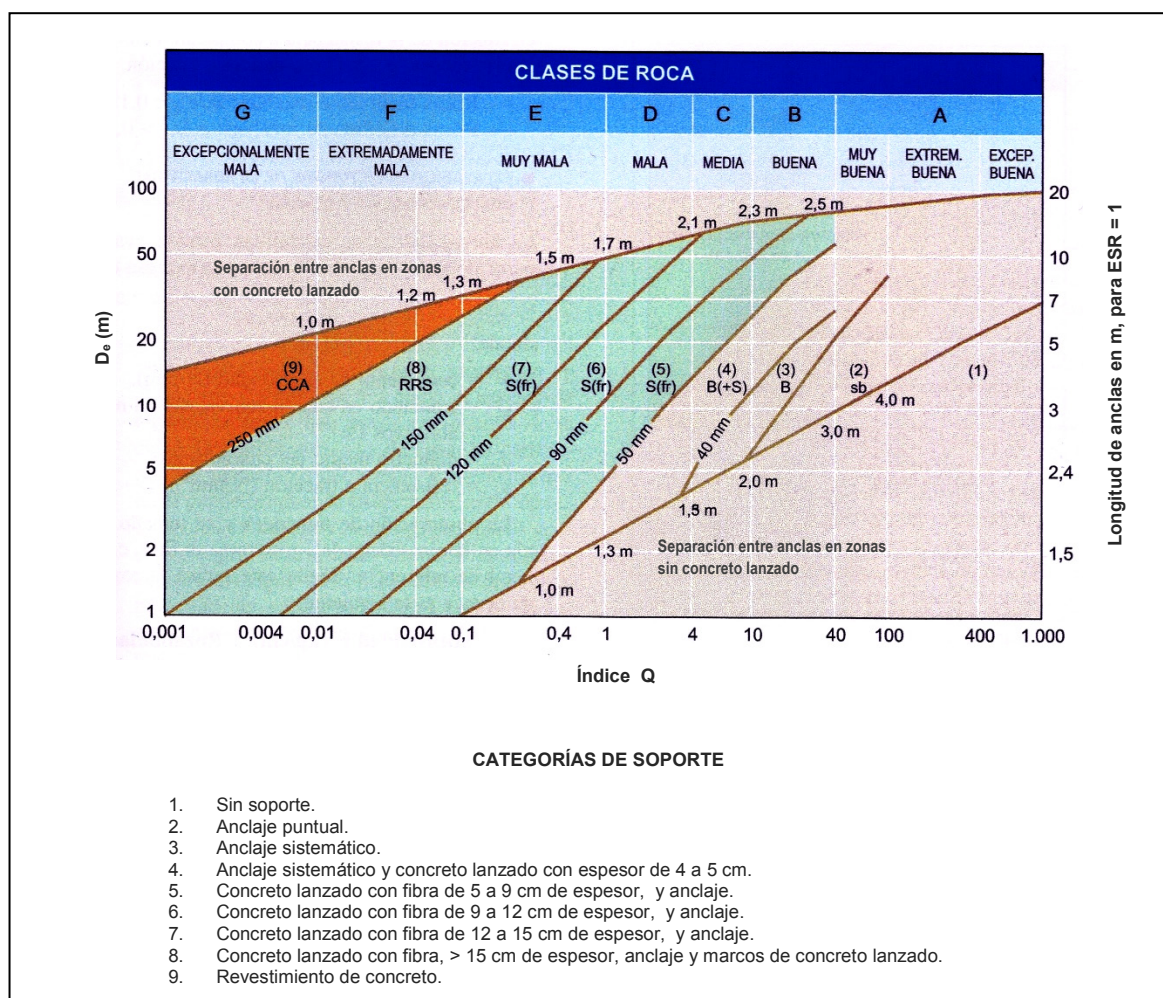


Figura 4.1 Categorías de soporte, basado en el índice Q. [10] Barton (2000).

4.2. ANCLAJE

El anclaje es un proceso constructivo para introducir en los macizos rocosos fuerzas de compresión que mejoren sus características mecánicas. Estos elementos aseguran la estabilidad de la excavación y generalmente permiten utilizar menor cantidad de material para el revestimiento de la estructura.

4.2.1. Tecnología del anclaje

Los elementos básicos del anclaje son: las barras de anclaje, encargadas de reforzar el terreno, las placas de reparto, que sirven para transmitir a la superficie del terreno la reacción de las anclas, y el sistema de fijación del ancla, que depende del tipo de anclaje a utilizar por las condiciones del macizo rocoso y particularidad del proyecto.

▪ Barras de anclaje y placas de reparto²

El material utilizado hoy en día para la fabricación de barras de anclaje es el acero, aunque existen de otros materiales como la fibra de vidrio utilizadas para trabajos especiales.

Estas son de sección circular, desde 19 mm hasta 38 mm, generalmente corrugadas, y de longitud variable, desde unos pocos metros hasta decenas de metros. El extremo del ancla que queda fuera del macizo rocoso se encuentra roscado; con objeto de que pueda colocarse, en este tramo, una tuerca que permita fijar la placa de reparto al terreno.

Cuando las anclas deben colocarse en una superficie que posteriormente va a ser excavada, las barras de anclaje se fabrican con resina poliéster, armada con fibra de vidrio; material que logra una tracción similar a la del acero, pero con una resistencia al corte mucho menor. Estas pueden ser fácilmente cortadas durante el proceso de excavación sin dañar el equipo utilizado para dicha excavación.

Otro tipo de barras son las autoperforantes; que están constituidas por una barra de acero, hueca, que dispone de una broca de perforación en uno de sus extremos. La utilidad de estas anclas estriba en que con ellas la perforación del barreno en que se alojará la barra y la introducción de la misma se hace en una sola operación.

Esto es muy práctico cuando se desea colocar anclaje en terrenos de mala calidad, en donde los barrenos que se desea perforar no son autosoportantes y tienden a cerrarse después de su



Figura 4.2 Anclas de fibra de vidrio.

² [17] Celada Tamames (2011) y [84] U. S. Army Corps of Engineers (1997)

perforación. Esto hace imposible la introducción del ancla en el barreno, y una solución al problema es utilizar estas barras de anclaje autopercutoras.

Otro elemento que forma parte del anclaje, es la placa de reparto, la cual proporciona la reacción sobre la roca en las anclas de tensión. También son utilizadas para mantener en su lugar a la malla de acero colocada sobre la roca, lo cual proporcionara una gran protección contra desprendimientos en la bóveda y paredes de la excavación; junto con el concreto lanzado proporcionan todo un sistema integral de refuerzo en el macizo rocoso. Estas placas pueden ser cuadradas, redondas o triangulares.



Figura 4.3 Ancla autopercutora. [91] Dywidag Systems International.

▪ Tipos de anclaje³

Los diferentes métodos para apoyar el ancla al terreno lo podemos dividir en los siguientes tipos:

Anclaje de tensión. El anclaje de tensión ayuda a incrementar el esfuerzo normal en las discontinuidades del macizo rocoso, aumentando, en consecuencia su resistencia al corte. Por medio de anclas a tensión es posible convertir masas rocosas incompetentes e inestables, en medios autosoportables.

Cuando el esfuerzo normal proporcionado por las anclas tensadas es pequeño, su función principal será la de absorber esfuerzos de tensión. Son útiles en macizos en los que se generan esfuerzos de tensión y existe tendencia a la separación de bloques.

Existen dos tipos de anclas de tensión; el primer tipo es donde el extremo interior queda ahogado en un cementante que se introduce antes que el ancla, en forma de cartuchos o salchichas, o se inyecta posteriormente mediante una manguera en el interior del barreno; el segundo tipo es cuando el ancla queda fija por medio de un casquillo expansivo en el fondo del barreno.

Cuando el ancla ya está fija debido al casquillo o algún cementante, esta se tensa mediante un gato hidráulico desde su extremo exterior y es fijada con una placa y una tuerca.

Anclaje de fricción. La función de las anclas de fricción es constituir un elemento de soporte de los esfuerzos de tensión que la roca es incapaz de resistir.

Existen dos tipos de anclaje de fricción; en el primer tipo, el ancla es introducida al barreno y se fija inyectando alguna mezcla cementante en toda su longitud; el segundo tipo son anclas en forma de tubo, donde el diámetro del tubo es mayor al del barreno, para poder introducir el tubo, este cuenta con una hendidura longitudinal. Esta ancla queda fija por el contacto entre el tubo y las paredes del barreno.

³ [23] CFE (1980) y [84] U. S. Army Corps of Engineers (1997).

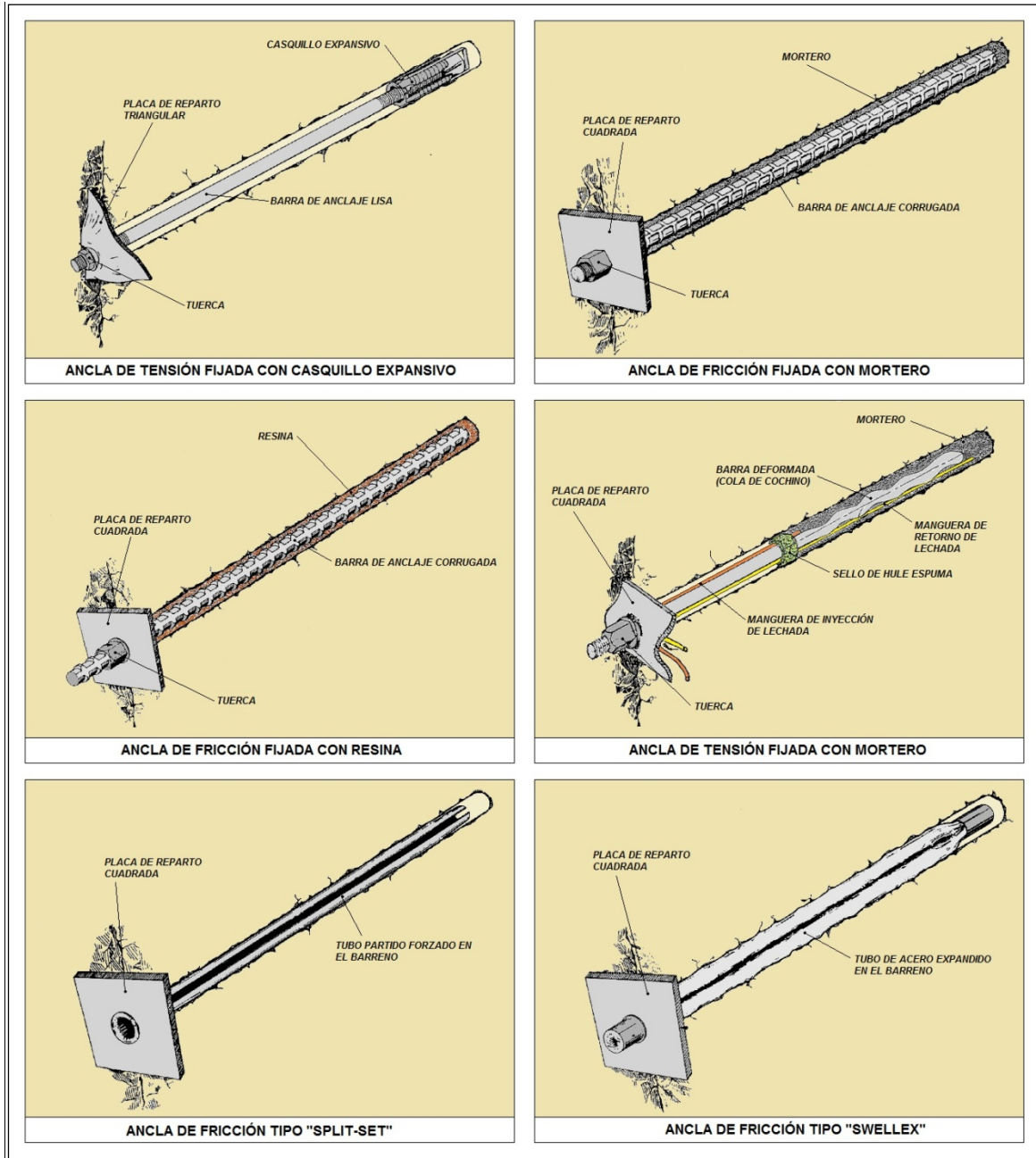


Figura 4.4 Algunos tipos de anclaje utilizados para soporte de estructuras subterráneas. [49] Hoek (1985) y [84] U. S. Army Corps of Engineers (1997).

4.2.2. Proceso constructivo para la colocación de anclaje

Para colocar una barra de anclaje en el interior del macizo rocoso, la primera actividad a realizar es la de perforar el barreno que alojará al ancla. Este trabajo de perforación se realiza con la misma maquinaria descrita en el punto 3.1 del capítulo anterior.

Las otras actividades son: introducción de la barra de anclaje en el barreno, sujeción de la barra por medio de un expansor o un cementante, tensado de la barra (en caso de ser anclaje de

tensión) y colocación de la placa de reparto.

▪ Instalación del ancla⁴

Algunos de los problemas para la instalación del ancla en el barreno se relacionan generalmente con los problemas de acceso. Cuando se establece un programa de anclaje siempre se deba tener presente este problema de acceso. El largo de las anclas es igual de importante que su localización y, desde el punto de vista del instalador del ancla, la introducción de una barra muy larga puede ser una operación difícil y peligrosa, sobre todo cuando se instalan en la bóveda o techo de la excavación. Si se necesitan anclas largas, será mucho más conveniente colocar barras de anclaje acopladas.

Antes de introducir el ancla en el barreno, y si ésta será fijada con mortero o resina; es necesario lavar el barreno para retirar el detrito y polvo restantes, asegurando con ello un mejor agarre entre la roca y el cementante.

También es necesario que las barras de anclaje sean dotadas de separadores en su longitud, para asegurar un espacio entre barra y roca, que permita al cementante cubrir todo el contorno de la barra.

En el caso de anclaje tipo “Split-Set”, este es introducido al barreno a percusión con la ayuda del mismo martillo de la perforadora que realizó el barreno.

▪ Sujeción del ancla

Existen diferentes procesos para fijar el ancla al terreno, dependiendo del sistema utilizado. A continuación estos se describen para los diferentes sistemas de sujeción.

Anclaje con casquillo expansivo. Después de introducir el ancla al barreno, una cuña que se fija al perno en el fondo, es jalada dentro del casquillo cónico y al expandirse se presiona contra las paredes del barreno. Existen muchos tipos de casquillos en el mercado, pero todas funcionan de la misma manera, por lo que la elección de este elemento dependerá principalmente de su disponibilidad.

En un macizo rocoso de buena calidad, estas anclas son muy eficaces y su instalación es rápida y recomendable [49].

Anclaje con resina. Para el anclaje que es sujeto con resina, antes de introducir el ancla se coloca en el barreno la resina encartuchada. La resina y un catalizador se encuentran en compartimentos separados dentro del mismo cartucho y se mezclan cuando el ancla se inserta. Para que los

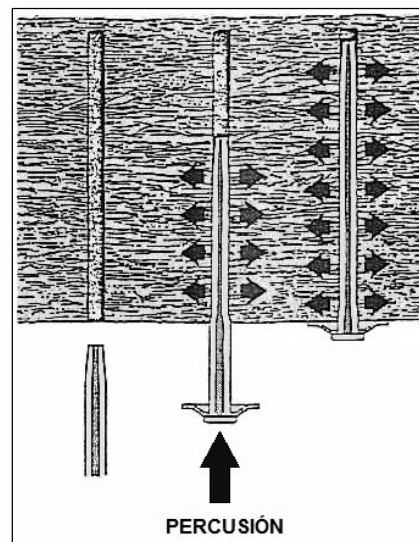


Figura 4.5 Proceso de colocación de ancla tipo Split-Set. [17] Celada Tamames (2011).

⁴ [49] Hoek (1985) y [17] Celada Tamames (2011).

cartuchos se rompan y los componentes se mezclen, es necesario rotar la barra al introducirla al barreno, por lo que generalmente se introducen con la ayuda de una perforadora [84].

Como las barras deben ser tensadas, existen cartuchos de fraguado rápido y fraguado lento; los primeros se introducen en el fondo del barreno y posteriormente los de lento fraguado, permitiendo con ello el tensado del ancla una vez que la resina del fondo haya fraguado.

Anclaje con mortero. Este sistema se utiliza para anclaje de tensión y de fricción. El ancla se coloca en el interior del barreno y posteriormente se introducen dos mangueras de plástico; una llegara hasta el fondo y la otra al inicio del barreno. Cuando sea posible, estas mangueras también pueden ser sujetadas al ancla, y posteriormente introducir al barreno todo el conjunto. Se deberá tener especial cuidado en no dañar las mangueras al realizar las actividades de colocación e introducción, pues una de ellas servirá para inyectar el mortero, y la otra como testigo de que el barreno ha quedado completamente relleno.

Una vez que el ancla y las mangueras se encuentren dentro del barreno se procederá a sellar este con un anillo de hule o con una mezcla de cemento-yeso. Posteriormente se inyectará el mortero por la manguera corta, y se interrumpirá hasta que se presente un flujo importante por la manguera de retorno (testigo). En el caso de una inyección hacia abajo, el mortero se inyectará hasta el fondo del barreno y la manguera de retorno será la manguera corta.

Anclaje de tubo de acero. Los anclajes de tubo de acero más comunes son los tipos Split-Set y Swellex. En el caso de los Split-Set, el diámetro del tubo es superior al del barreno, por lo que este tiene una hendidura longitudinal que permite su colocación, ver figura 4.5. Este se introduce al barreno por percusión y queda sujeto a la roca por la fricción entre las paredes del tubo y la roca.

Las anclas tipo Swellex están constituidas por un tubo fabricado con chapa de acero; pero en este caso la chapa se encuentra doblada formando una cámara cerrada en sus extremos por dos casquillos de acero. Su colocación consiste en introducir el ancla al barreno y posteriormente expandir el tubo inyectando agua a presión dentro de él. Con esto las paredes del tubo quedan totalmente pegadas



Figura 4.6 Anclas de acero con la manguera de plástico sujeta en ellas. Utilizadas en la construcción de la C. H. La Yesca.

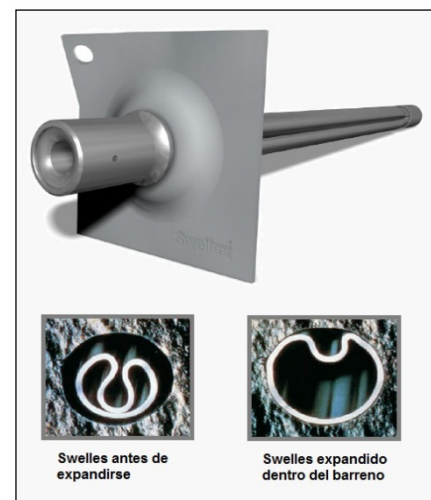


Figura 4.7 Ancla tipo Swellex. [89] Atlas Copco.

al barreno, fijando el ancla en el macizo rocoso [17].

▪ Tensado del ancla⁵

Las barras de anclaje pueden tensarse al aplicarse un calibrador de torsión a la tuerca o por tensión directa sobre el perno.

Cuando la tensión necesitada es de 10 toneladas o menos, la llave de torsión es el instrumento más recomendado, ver figura 4.10. Para cargas más altas, la incertidumbre que existe sobre la relación entre la torsión aplicada a la tuerca y la que se aplica al ancla puede tener grandes variaciones, por lo que el tensado hidráulico directamente sobre el perno es la mejor opción. El equipo utilizado para el tensado se muestra en la figura 4.8.

En las anclas fijadas a la roca mediante un casquillo expansivo, el tensado se podrá hacer inmediatamente esté instalada el ancla en el barreno; con las anclas fijadas por medio de mortero o resina, se deberá dejar fraguar la mezcla antes de iniciar el tensado.

4.3. CONCRETO LANZADO

El concreto lanzado es definido por el ACI⁶ como: “un concreto o mortero proyectado neumáticamente a gran velocidad contra una superficie”. Según el tamaño máximo del agregado en la mezcla, hablamos de mortero lanzado hasta 8 mm y de concreto lanzado hasta 19 mm.

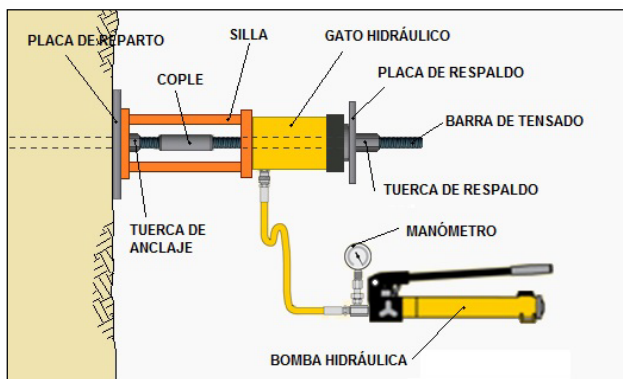


Figura 4.8 Equipo utilizado para tensado del anclaje.



Figura 4.9 Tensado de ancla en el muro de un túnel con gato hidráulico.

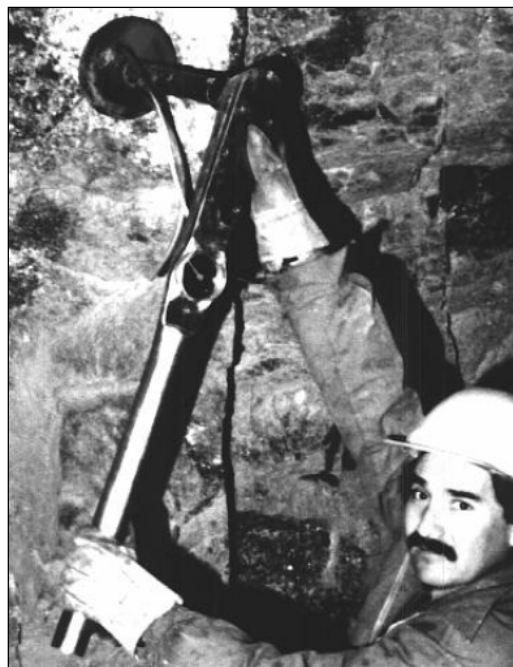


Figura 4.10 Tensado de ancla en el muro de un túnel con la llave de torsión. [51] Hoek (2000).

⁵ [49] Hoek (1985).

⁶ ACI son las siglas del American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto), institución internacional con sede en Michigan USA, dedicada al diseño, construcción y mantenimiento del concreto.

Las funciones del concreto lanzado son las siguientes [21]:

- Sellar la superficie rocosa, deteniendo el flujo de agua y evitando así el arrastre de partículas y tubificación del relleno de las discontinuidades; servir de unión entre los bloques al penetrar en juntas y fisuras; e impedir los desprendimientos que aparecen al resecarse la superficie expuesta.
- Mantener la propia resistencia de la roca evitando movimientos superficiales y locales de los bloques pequeños, propiciando así una distribución de esfuerzos y arqueo a través de los mismos bloques detenidos por una capa delgada de concreto lanzado.
- Soportar bloques sueltos importantes proporcionando la fuerza resistente suficiente en la unión o traza superficial en las paredes de la obra de los planos que limitan el bloque que tiende a caer.
- Soportar las fuerzas de interacción terreno-soporte estabilizando los movimientos hacia el interior de la excavación funcionando como arco o anillo resistente.

4.3.1. Tecnología del concreto lanzado

■ Propiedades físicas⁷

Al igual que el concreto tradicional, las propiedades físicas del concreto lanzado varían mucho dependiendo de la relación agua/cemento, tamaño y tipo de agregados, aditivos utilizados y las prácticas de construcción.

Un concreto lanzado con un diseño de mezcla adecuado y aplicado correctamente, es por lo general un material sólido, durable y con excelentes propiedades de adherencia a diversos materiales como: concreto, mampostería, roca, acero, entre otros. Tiene alta resistencia a la compresión, a los cambios climáticos y diversos ataques de sustancia químicas, así como baja absorción y buena resistencia a la abrasión y al fuego. En las tablas 4.3 y 4.4 se muestran algunas dosificaciones recomendadas y utilizadas para el concreto lanzado.

El aspecto natural del concreto lanzado, es áspero y rugoso, depende directamente del tamaño máximo de agregado empleado y de la técnica de proyección. Debido a la mayor proporción de cemento que contiene, este es susceptible a sufrir agrietamientos de contracción por secado, por lo que requiere un mejor control en la colocación, un curado



Figura 4.11 Colocación manual de concreto lanzado dentro de un túnel.

⁷ [16] Bracamontes Jiménez (2005).

adecuado, y en ocasiones la adición de fibras de refuerzo.

▪ **Materiales para el concreto lanzado⁸**

Los mismos materiales utilizados en la fabricación de un concreto normal como: agregados, agua, cemento, aditivos, se utilizan para la fabricación del concreto lanzado; la diferencia son las proporciones de esos materiales, el tipo de aditivos, y algunos materiales adicionales que le proporcionarían una mejor adherencia.

Agregados (grava y arena). Los agregados ocupan por lo menos tres cuartas partes del volumen de concreto; por ello es de suma importancia su calidad. Las funciones principales son:

- Proporcionar un relleno relativamente económico para el material cementante.
- Proveer una masa de partículas aptas para resistir la acción de cargas aplicadas, abrasión e intemperismo.
- Reducir los cambios de volumen resultante de los procesos de fraguado.

Generalmente el tamaño máximo de agregado (TMA) para el concreto lanzado es de 19 mm.

Agua. El agua de mezclado está formada por la que es directamente añadida a la mezcla y por la humedad que contienen los agregados.

Cemento. Para la elaboración de concretos y morteros lanzados se pueden emplear todos los cementos Portland existentes en el país que cumplan con la norma ASTM C 150.

Aditivos. Son sustancias orgánicas e inorgánicas, en estado líquido o en polvo. Reaccionan con la hidratación del cemento, y se agregan antes, durante o después del mezclado, con el fin de modificar una o más de las propiedades del concreto en estado fresco o ya endurecido. Dentro de estos aditivos se encuentran los reductores de agua, retardantes de fraguado, inhibidores de hidratación⁹, acelerantes e inclusores de aire.

Materiales adicionales: Dentro de los materiales adicionales que puede contener el concreto lanzado se encuentran los siguientes:

- Microsilice. La microsilice es un subproducto industrial de la producción del silicio o ferrosilicio. Este material mejora la adherencia y cohesión del concreto en estado plástico, facilita el bombeo, reduce el rebote del agregado e incrementa la permeabilidad del concreto. Es un material muy utilizado en la fabricación del concreto lanzado.
- Fibras metálicas y sintéticas. Las fibras se utilizan en el concreto para mejorar su ductilidad, reducir la propagación de grietas y aumentar su resistencia al impacto. El

⁸ [16] Bracamontes Jiménez (2005) y [49] Hoek (1985).

⁹ Los inhibidores de hidratación del cemento son utilizados para mantener la trabajabilidad del concreto y extender el tiempo de transportación y aplicación. Para reactivar la hidratación del cemento en el concreto y permitir el fraguado, se añade el aditivo acelerante en la boquilla durante el lanzado.

desempeño del concreto lanzado con la adición de este material mejora notablemente, y puede sustituir al refuerzo tradicional con malla.

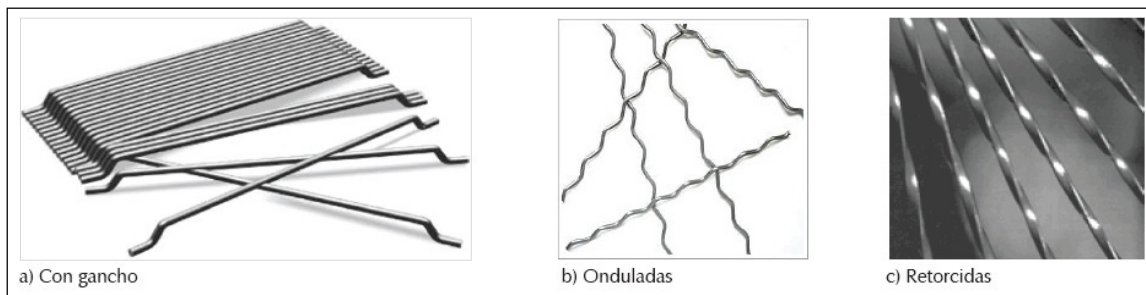


Figura 4.12 Principales fibras de acero utilizadas para el concreto lanzado. [3] Alcocer (2012).

Tabla 4.3 Diseños de mezcla típicos para concreto y mortero lanzado. [16] Bracamontes 2005

Materiales	Concreto	Mortero
Cemento Portland	415 kg/m ³	415 kg/m ³
Agua	190 l/m ³	190 l/m ³
Arena	1200 kg/m ³	1500 kg/m ³
Grava	450 kg/m ³	-
Microsílice	40 kg/m ³	40 kg/m ³
Total	2295 kg/m ³	2145 kg/m ³

Tabla 4.4 Diseños de mezcla de mortero y concreto lanzado utilizados en la construcción de la C.H. La Yesca, para $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$.

Materiales	Concreto	Mortero	Concreto con fibra	Mortero con fibra
Cemento Portland	430 kg/m ³	430 kg/m ³	450 kg/m ³	450 kg/m ³
Agua	205 l/m ³	220 l/m ³	205 l/m ³	215 l/m ³
Arena	1010 kg/m ³	1565 kg/m ³	1025 kg/m ³	1585 kg/m ³
Grava 19 mm	565 kg/m ³	-	565 kg/m ³	-
Microsílice	15 kg/m ³	15 kg/m ³	15 kg/m ³	15 kg/m ³
Fibra metálica	-	-	40 kg/m ³	40 kg/m ³
Aditivo reductor de agua	3.44 l/m ³	5.60 l/m ³	4.50 l/m ³	6.75 l/m ³
Aditivo inhibidor de hidratación	2.15 l/m ³	2.58 l/m ³	2.70 l/m ³	4.50 l/m ³
Total	2232 kg/m ³	2240 kg/m ³	2308 kg/m ³	2317 kg/m ³

4.3.2. Aplicación del concreto¹⁰

▪ Proyección por vía seca y vía húmeda

Los procedimientos existentes para la preparación y aplicación de la mezcla son dos: vía seca y húmeda.

El primero consiste en mezclar en seco o un tanto húmedos los agregados, el cemento y aditivos en polvo (en caso de requerirse), y mandarlos mediante aire a presión a una manguera y una

¹⁰ [16] Bracamontes Jiménez (2005), [21] CFE (1979) y [49] Hoek (1985).

boquilla de salida, donde se introduce agua a presión a través de un anillo de distribución, humedeciendo el material junto con el aditivo acelerante líquido. La mezcla ya húmeda es lanzada a alta velocidad desde la boquilla hacia la superficie de la roca, compactándose simultáneamente con la colocación.

La proyección por vía húmeda consiste en mezclar el cemento, los agregados, el agua y los aditivos, exceptuando el acelerante hasta conseguir una mezcla homogénea. Con el revenimiento mínimo que pueda ser bombeado.

El concreto se coloca en la tolva de la maquina lanzadora, y es transportado por desplazamiento mecánico a través de una manguera. En la boquilla se inyecta aire a presión para incrementar la velocidad y el aditivo acelerante se adiciona. El concreto es lanzado a alta velocidad sobre la roca compactándose junto con la colocación.

Este sistema es el más adecuado cuando se trata de grandes secciones con altos volúmenes de concreto lanzado, además genera menor cantidad de polvo y menor desperdicio de material debido al rebote.

▪ Preparación del lugar de colocación

La adherencia del concreto lanzado sobre roca generalmente es muy buena, a condición de que ésta esté limpia, sana y sea suficientemente sólida.

Deberá removerse todo el material suelto, lodo, polvo y sustancias extrañas, para garantizar una buena adherencia. En ciertas ocasiones puede ser peligroso o inconveniente efectuar una remoción completa, por lo que se recurre a una consolidación provisional antes de aplicar el recubrimiento definitivo.

La limpieza se realiza mediante lavado con agua, y en ciertos casos particulares es preciso recurrir a otros métodos como chorro de arena. La superficie debe estar saturada, pero sin encharcamientos, al momento de la colocación del concreto.

▪ Proceso de colocación del concreto lanzado

El objetivo de la colocación del concreto lanzado es obtener un material compacto, resistente y bien adherido, reduciendo al mínimo la pérdida de material debido al rebote del agregado, en una operación continua y uniforme. Al igual que todo método de construcción, el procedimiento de lanzado se encuentra sometido a ciertos principios,

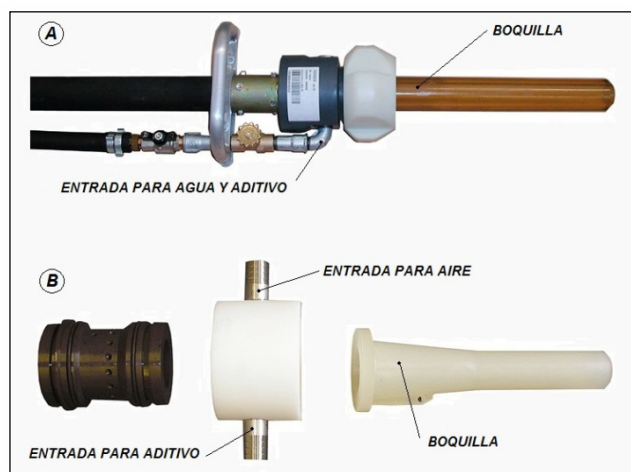


Figura 4.13 Boquillas para la colocación de concreto lanzado. A: vía seca; B: vía húmeda. [79] Sika AG (2011).

las técnicas y procedimientos de colocación se reflejan enormemente en la calidad del concreto colocado.

Para dar comienzo a la colocación, la máquina de lanzado y los equipos de apoyo deben estar correctamente instalados, limpios, con sus medidores calibrados y mantenimiento al día. Es muy importante tener el control sobre el flujo de agua (en el caso de proyección por vía seca), el flujo de aire y el del aditivo en la boquilla.

Otro aspecto muy importante, es la fuerza de impacto que depende de la velocidad y distancia de proyección. Para la mayoría de las aplicaciones, la distancia normal de la boquilla a la superficie debe ser entre 0.6 y 1.8 m. Cuando la distancia es demasiado corta, es imposible que la capa de concreto se forme sobre la superficie de aplicación, ya que el material es arrancado por el mismo chorro. En el caso de una distancia grande, el chorro pierde fuerza, reduciendo la adherencia y la compactación del concreto.

El concreto lanzado se aplica normalmente por capas; una capa se forma con varias pasadas de la boquilla sobre una sección del área de trabajo. Sin embargo, cuando sea posible, debe darse a las secciones el espesor completo en una sola capa, con el fin de disminuir la formación de juntas frías.

Según el lugar de colocación, el espesor de la capa está limitado por la posibilidad de deslizamiento o desprendimiento de la mezcla fresca. Con el fin de que el concreto fresco se adhiera a la superficie de aplicación, su propio peso no debe afectar su cohesión interna ni su adherencia. Si la capa es demasiado gruesa, y por consiguiente muy pesada, esta se desprenderá de la superficie de aplicación. La siguiente capa de concreto lanzado entonces se aplicará una vez endurecida la primera capa. En ese momento se pueden remover zonas defectuosas como: zonas disperejas, derrames, material de rebote, etc.

La cantidad de material que rebota por el impacto del concreto contra la superficie de aplicación depende también del ángulo de impacto. Como regla general, la boquilla debe sostenerse en posición perpendicular a la superficie receptora y con movimientos continuos en pequeños círculos sobre el área de trabajo para una correcta distribución y homogeneización de la mezcla.

En aplicación sobre paredes verticales, la operación debe iniciarse desde la base, cuando el espesor de la capa de concreto se ha completado en esta sección se continuara con la sección inmediata superior, hasta completar nuevamente el espesor de capa, y de esa forma se continuara hasta completar la pared. Así, al colocar el concreto lanzado en las partes

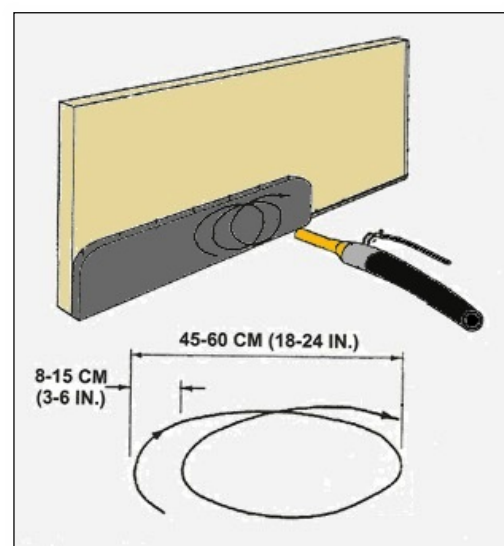


Figura 4.14 Movimiento de la boquilla en la colocación del concreto lanzado. [16] Bracamontes (2005).

superiores del muro, el material de rebote no afectará la colocación del concreto lanzado en la parte inferior, debido a que en esta zona, ya se encontrará colocado el concreto.

▪ Equipo para la colocación

Los equipos para concreto lanzado deben ser capaces de alimentar regularmente la mezcla y de proyectar la mezcla desde la boquilla a velocidades que permitan la adherencia de los materiales a la superficie.

La elección del equipo adecuado es esencial para una eficiente, económica y exitosa aplicación del concreto lanzado. Es importante ubicar el equipo lo más cercano al lugar de colocación para minimizar los tramos de manguera que se utilicen, y posicionarlo de tal forma que se facilite el suministro de concreto.

Para la colocación de concreto por la vía seca existen dos tipos de equipos: tipo tazón y tipo rotor. El tipo tazón se alimenta por la tolva; el material es desplazado por un agitador hacia el depósito que alimentara el tazón. Mientras el tazón gira se introduce el material por gravedad. Aire a presión entra por uno de los orificios del tazón y empuja el material por otro orificio que se conecta a la manguera y lleva el material hacia la boquilla.

El tipo rotor también se alimenta desde una tolva, con ayuda del agitador introduce el material a cada uno de los compartimentos del rotor, el cual se encuentra girando. Cuando el compartimento con material pasa por debajo del flujo de aire a presión, este es descargado hacia un tubo que cuenta con otra entrada para inyectar aire a presión y que conecta a la manguera para llevar el material hacia la boquilla.

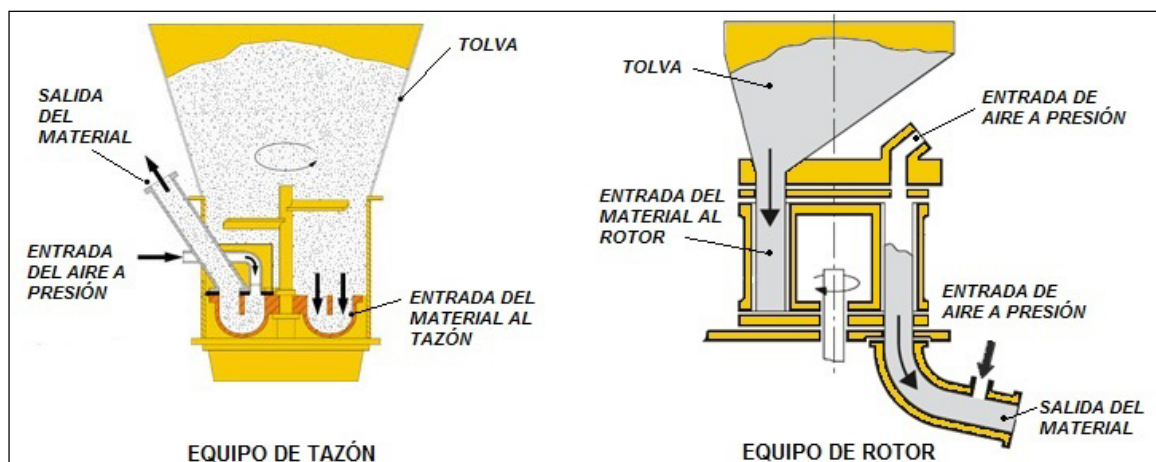


Figura 4.15 Esquemas de los tipos de equipo utilizados para la colocación de concreto lanzado por la vía seca.

En el caso de concreto lanzado por vía húmeda, el equipo utilizado es una bomba de concreto que utiliza dos pistones en combinación con una válvula para empujar el concreto desde la tolva, y a través de la manguera, hacia la boquilla. La válvula se localiza en la tolva, y permite la alimentación con material al pistón que se encuentra vacío, mientras el segundo pistón empuja el concreto, alternando una vez que este se encuentra vacío.

La colocación se puede realizar manualmente por personal capacitado para la operación de la boquilla, o con la ayuda de un brazo robótico, el cual puede ser utilizado conjuntamente con alguno de los equipos ya mencionados.

Existen también equipos robotizados que ya incorporan todas las herramientas necesarias para la aplicación del concreto lanzado, los cuales presentan algunas ventajas como lo son: mayor capacidad de colocación de concreto, menor cantidad de mano de obra para realizar la actividad, ahorro en tiempo debido a la instalación del equipo, mayor seguridad al no exponer el personal en zonas inestables, etc.

En cuanto a la calidad de la aplicación del concreto lanzado, esto depende principalmente de la capacitación del personal encargado de la colocación y no del equipo a utilizar.



Figura 4.16 Equipo de rotor para colocación de concreto lanzado por vía seca. [96] MEYCO.



Figura 4.17 Equipo robotizado para la colocación de concreto lanzado. [79] Sika AG (2011).

4.4. MARCOS METÁLICOS

Los marcos de acero son un soporte que en forma de armazón o estructura forma arcos o portales, colocados paralelos a los frentes de excavación, bloqueando directamente el terreno. Estos pueden ser en forma de herradura o circulares, dependiendo de la sección de la excavación.

Este tipo de soporte sirve para contener el peso del terreno que se ha plastificado, conservando las dimensiones de la excavación, pero sin mejorar las propiedades del mismo para hacerle capaz de soportar más tensiones.

Las principales funciones de los marcos metálicos son la protección y sostenimiento. En el caso de protección, el papel básico de los marcos es de proteger contra los daños de caída de rocas por desprendimientos superficiales. Generalmente estos marcos tienen un módulo resistente pequeño o medio, y pueden ser usados en conjunto con tablas de madera o mallas metálicas entre cada marco. En el caso de sostenimiento los marcos actúan como un elemento de soporte de la carga muerta de la roca suelta y como un suministrador de confinamiento para retardar la deformación del terreno. Los marcos suelen ser más grandes y resistentes, y pueden ser usados

con malla electrosoldada y concreto lanzado, o con concreto hidráulico colado en el sitio [46].

Generalmente, es más rápido y económico soportar la roca con anclaje, concreto lanzado y malla o fibra. Sin embargo si las cargas previstas de la roca son muy grandes, tales como en zonas de falla, puede ser necesario el uso de soporte adicional como son los marcos de acero.



Figura 4.18 Colocación de marcos metálicos para soporte en la construcción del túnel El Sinaloense, México. [97] Obrasweb.

4.4.1. Tipos de marcos metálicos¹¹

▪ Marcos rígidos

Los marcos rígidos, convenientemente colocados y retacados, retrasan y limitan las deformaciones del terreno que los rodea. Como consecuencia de su alta resistencia a la deformación, algunas formas pueden producir una rotura súbita si la presión ejercida por el terreno al impedir su deformación excede la resistencia del marco.

Considerando esta limitación, son adecuados para ser utilizados en aquellos casos que conservar la sección con poca deformación es esencial. Los principales marcos utilizados son los siguientes:

- *Marcos de formas simples.* Generalmente se utilizan formas comerciales, principalmente perfiles I. Para adaptarse a la forma de la excavación, se utilizan perfiles curvados en frío a los radios adecuados para poder montarse paralelos al terreno o por tramos rectos empalmados formando una poligonal. Cada marco contiene varios tramos, de acuerdo al tamaño del túnel.
- *Marcos de formas compuestas.* Cuando se desea incrementar la resistencia de los marcos, se pueden utilizar secciones compuestas por pares de perfiles simples, los más utilizados son un par de perfiles tipo I, espaciados entre 10 y 20 cm y unidos por tiras de placa de acero soldadas en las partes superior e inferior, ver figura 4.18, y el otro es con un par de perfiles tipo C, colocados uno en la parte superior y el otro en la parte inferior unidos lateralmente con perfiles de ángulo colocados diagonalmente (tipo celosía).
- *Marcos reticulados.* Estos marcos son ligeros y de fácil colocación, están compuestos por tres o cuatro barras de acero longitudinales unidas por barras espaciadoras de menor diámetro que aseguran una alta resistencia de estos elementos.

¹¹ [21] CFE (1979) y [47] Gullón Buceta (2011).

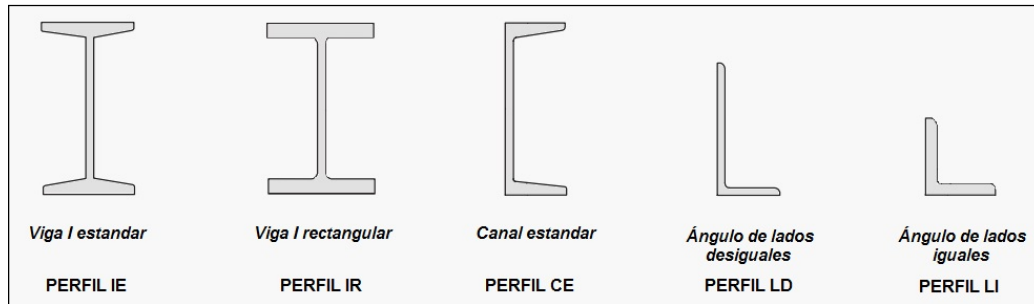


Figura 4.19 Perfiles metálicos en México, utilizados para la fabricación de marcos de soporte en estructuras subterráneas. [53] IMCA (2002).

▪ Marcos deslizantes

Estos arcos están contruidos por perfiles especiales, llamados TH, que se utilizan en piezas curvadas y ensambladas. Los hay de diversos tamaños, desde 10 hasta 50 kg/m. Los perfiles son colocados uno sobre otro traslapándose alrededor de 40 cm y se mantienen juntos por dos abrazaderas.

La deformabilidad de estos marcos es la consecuencia de la forma en que estos son montados, pues las uniones permiten un deslizamiento controlado de los perfiles uno contra otro. La resistencia al deslizamiento depende de cómo de apretadas se encuentren las abrazaderas.

Cuando las fuerzas, que las cargas del terreno inducen en el cuadro, alcanzan un nivel superior a la resistencia por fricción de la unión de los perfiles, se produce el deslizamiento entre las dos piezas, reduciendo la altura del cuadro y permitiendo una ligera expansión del terreno que se acompaña, en general, con una reducción de la carga sobre el marco.

Por tanto, este tipo de marco tiene una capacidad resistente limitada y son altamente deformables, pero son mucho más fáciles de manejar que los marcos rígidos. Al igual que los marcos rígidos pueden ser utilizados con revestimientos de tablas de madera, paneles de chapa,

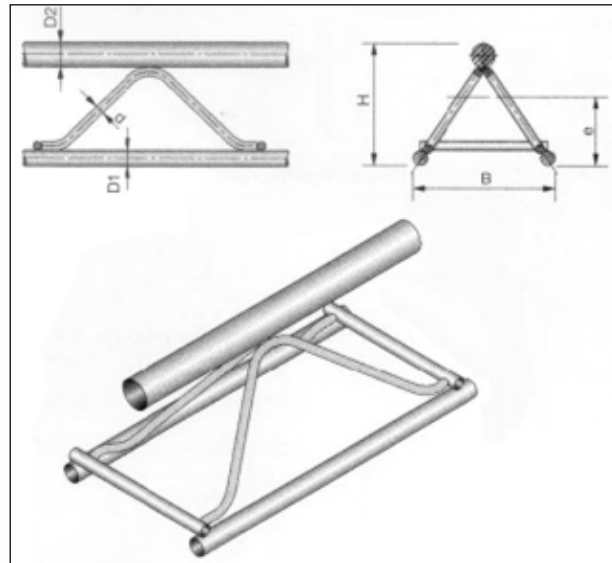


Figura 4.20 Marco reticular de 3 barras. [82] TEDESA

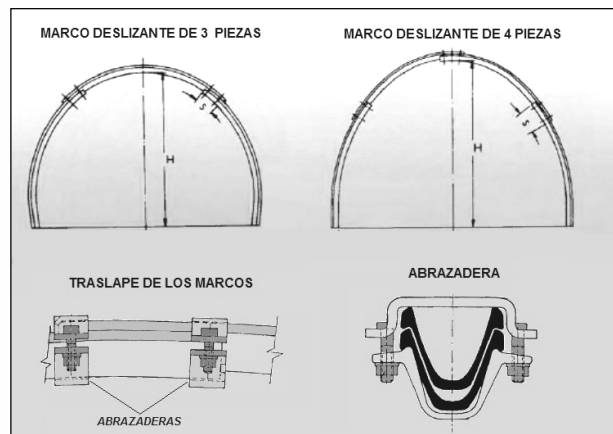


Figura 4.21 Marcos metálicos deslizantes. [82] TEDESA

mallas electrosoldadas, etc., y ser combinados con la colocación de concreto lanzado.

4.4.2. Instalación de marcos metálicos

▪ Elementos auxiliares¹²

El marco metálico, en sí mismo, es solo una parte del soporte, el cual para ser efectivo tiene que incluir algunos elementos adicionales, cuyo objetivo primordial es asegurar que se produce la adecuada interacción terreno-soporte, distribuyendo las fuerzas de los puntos de contacto de modo que el conjunto se mantenga compatible con las tolerancias geométricas de la sección.



Figura 4.22 Riostras colocadas entre marcos de acero de perfil IR, retacados con concreto hidráulico, en la construcción de túnel de sección portal, para el acceso a la casa de máquinas de la C. H. La Yesca.

Un elemento importante que permite asegurar la rigidez longitudinal del soporte y evitar vuelcos es la *riostra*, esto permite que el marco no trabaje solo, sino en conjunto con los demás marcos. El sistema más utilizado es el de una barra redonda de acero en conjunto con un tubo de acero; la barra se acopla a los marcos para trabajar a tensión, mientras que el tubo servirá como un separador y trabajara a compresión. La longitud de los elementos de arriostramiento serán diseñados de acuerdo al espaciamiento proyectado entre los marcos.

El espacio que existe entre los marcos también debe estar soportado, y para ello se ponen diferentes elementos formando una especie de piel que recubre parcial o totalmente el terreno y transmite la carga hacia el marco. Estos elementos como ya se ha mencionado pueden ser madera, placas metálicas, malla metálica y concreto. En el caso de la madera, es solo un sistema provisional, pues antes de retacar los marcos con un material definitivo o colocar un revestimiento, se tendrá que retirar.

Cuando los marcos son para sección de herradura o portal y están expuestos a presiones laterales importantes por parte del terreno, se hace necesaria la instalación de puntales que unan los dos postes del marco, soportando el empuje que tienda a cerrarlo. Estos puntales pueden ser rectos o curvados y se les denomina *tornapuntas* o *contrabóvedas* [21].

▪ Procedimientos para la colocación

Cuando ya se tiene la sección excavada y posiblemente anclaje y concreto lanzado, se dispone la

¹² [47] Gullón Buceta (2011) y [82] TEDESA.

colocación de los marcos de acero. Estos con la finalidad de facilitar su manipulación y colocación, generalmente están formados por dos o más piezas, dependiendo el tamaño de la sección y el peso del marco. La unión de las piezas se realiza una vez colocadas en su posición final o cerca de ésta por medio de soldadura o uniones atornilladas, y en el caso de los marcos deslizantes por medio de abrazaderas. Los marcos deben ser puestos en su lugar y alineados con la ayuda de personal de topografía.

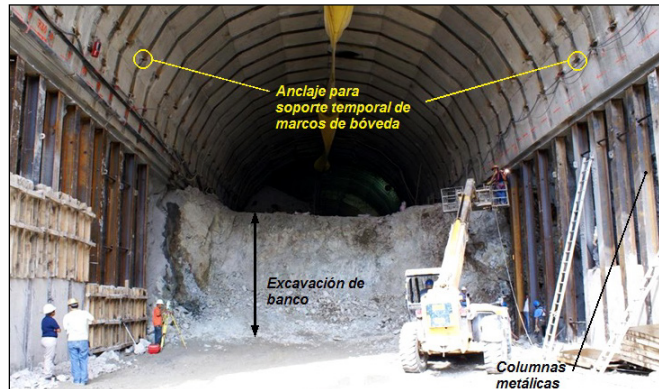


Figura 4.23 Colocación de marcos metálicos en dos etapas, la primera con la excavación de la bóveda, y la segunda con la excavación de banco, en la construcción del túnel de desfogue de la C. H. La Yesca. Se observa que la excavación de banco se realiza un vez que han sido retacados con concreto los marcos de la bóveda.

Cuando ya se ha colocado y fijado el primer marco, se continúa con el armado y colocación de los siguientes, estos ya pueden ser fijados con la ayuda de las riostras al marco anterior. Una vez que se disponga de una estructura formada por varios marcos metálicos, el siguiente paso es proveer de soporte y protección al espacio existente entre marcos, así como procurar la interacción entre soporte y terreno. La cantidad de marcos a colocar antes de realizar esta actividad dependerá de cada proyecto, entre los parámetros para decidir se encuentra el tiempo disponible para realizar la actividad, la necesidad inmediata de colocar el soporte debido a la calidad de la roca, el tipo de marcos y el sistema de retaque, pues algunos son más laboriosos que otros.

Cuando los trabajos de excavación se realizan en varias etapas, se coloca primero el marco de la bóveda y se descansa sobre zapatas u otro perfil metálico temporal. El resto del marco (comúnmente llamados postes o columnas) se monta cuando se realiza el banqueo. El sostenimiento temporal del arco de la bóveda también puede ser suministrado por anclaje colocado en ambos lados del marco.

Para marcos rígidos de formas simples y compuestas el retaque puede realizarse con concreto lanzado en combinación con malla electrosoldada, se deberá tener especial cuidado de no dejar huecos entre los marcos, ver figura 4.11 (en ella se aprecia la colocación de concreto lanzado entre marcos de perfil I, la malla se encuentra ya colocada en las paredes de la excavación y los marcos están arriostrados con



Figura 4.24 Sistema Bernold. De lado izquierdo se observan los marcos metálicos de sección H y la chapa metálica troquelada detrás de ellos; del lado derecho los marcos se han retirado y la chapa ha sido cubierta con concreto lanzado. [82] TEDESA.

barras de acero y tubos). Este espacio también se puede rellenar con concreto, encofrado en el sitio, con cimbra de madera o con chapa metálica ondulada. El espesor de la chapa está entre 2 y 4 mm, y la ventaja de esta es que se queda como un elemento de refuerzo, permitiendo en algunos casos el retiro de los marcos una vez fraguado el concreto en toda la sección de la excavación, para posteriormente cubrir la chapa metálica con concreto lanzado; a este método se le denomina sistema Bernold.

Los marcos reticulados son utilizados con concreto lanzado y malla electrosoldada. Se coloca y fija la malla en el terreno y posteriormente se colocan sobre esta los marcos reticulados, para finalmente colocar y recubrir totalmente con concreto lanzado. Este tipo de marcos al ser siempre utilizados de la forma ya mencionada son también llamados marcos de concreto lanzado. Para este tipo de marcos se deberá procurar el adecuado relleno en la parte interior.

Los marcos deslizantes son utilizados habitualmente con malla electrosoldada y concreto lanzado, un sistema muy similar a los marcos reticulados. Estos marcos están compuestos generalmente por tres piezas, el arco de la bóveda y dos postes. Lo primero es fijar la pieza de la bóveda y posteriormente colocar los postes, el arco se encaja en los postes realizando la unión mediante abrazaderas que permitan su deslizamiento, cuando la presión del terreno sobrepase un cierto valor proyectado. Para ello es necesario que el traslape tenga la longitud prevista por el fabricante del marco. Por lo que es conveniente que, antes de colocar un marco, se compruebe que la sección del hueco está de acuerdo a lo proyectado, pues aunque este marco permite montarlo con secciones diferentes, no trabaja igual.

Otra forma de utilizar estos marcos es con concreto colado en el sitio, utilizando la chapa metálica para encofrarlo. La chapa se coloca traslapada en la parte trasera de los marcos, esta se puede reforzar con barras o perfiles de acero para evitar su flexión, y posteriormente colocar el concreto. Al igual que los marcos rígidos, estos pueden ser retirados una vez fraguado el concreto o pueden dejarse y ser cubiertos con concreto lanzado.



Figura 4.25 Colocación de marcos reticulados de tres barras. Se observa la malla electrosoldada ya colocada en las paredes y una zona con el concreto lanzado ya colocado. [82] TEDESA.

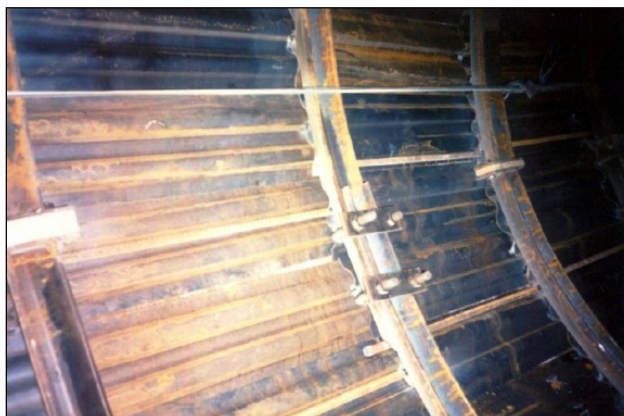


Figura 4.26 Marcos deslizantes con chapa metálica como cimbra. [82] TEDESA.

CAPÍTULO 5

REVESTIMIENTO

DEFINITIVO

En este capítulo se describen diferentes sistemas de revestimiento, utilizando como material principal al concreto, ya sea colocado in situ con la ayuda de cimbra, colocado mediante equipo de lanzado o colocando piezas prefabricadas.

5.1. INTRODUCCIÓN¹

Gran parte de la excavación de túneles en roca se lleva a cabo considerando que la cavidad formada será principalmente autosoportante, pero que, según avance la excavación, se evaluarán continuamente las condiciones y se colocará algún sistema de soporte donde sea necesario. Por lo que el revestimiento se realiza principalmente por otros criterios que el soporte, puesto que la estabilidad estructural se garantiza por la etapa anterior.

Su colocación viene impuesta por alguno o varios de los motivos siguientes:

- Función resistente.
- Impermeabilización. Evitar que el agua se filtre al interior de la estructura o hacia el exterior, en el caso de túneles para saneamiento o abastecimiento de agua.
- Reducción de fricción. Para aumentar la capacidad (gasto) de túneles que servirán como conducción de agua (*M.I. Oscar Vega y Roldán*).
- Ventilación. Las superficies lisas favorecen la ventilación.
- Iluminación. Un sostenimiento rugoso requiere de mayor potencia luminosa.
- Estética.

Cuando se ha determinado el tipo de revestimiento a colocar, este deberá ser capaz de ofrecer una construcción segura y económicamente viable, y adaptarse a posibles contingencias que se pudieran encontrar en el progreso de la obra. La adaptabilidad del sistema de revestimiento puede ser un importante factor, pues la necesidad urgente de cambiar a un revestimiento diferente causará demoras en el programa de construcción y un costo económico muy elevado.

¹ [63] *Megaw (1988)* y [35] *Estefanía Puebla (2011)*.

Actualmente el material más utilizado para el revestimiento de cavidades subterráneas es el concreto hidráulico, debido a sus diversas formas de aplicación, su capacidad para adquirir cualquier forma geométrica necesaria y su bajo costo en comparación con otros materiales de resistencia similar.

De acuerdo con las técnicas actuales los principales procedimientos para colocar un revestimiento de concreto son los siguientes:

- Revestimiento de concreto convencional, que consiste en la colocación de una mezcla plástica o fluida mediante el apoyo de cimbra.
- Revestimiento de concreto lanzado, que consiste en la proyección de una mezcla plástica directamente sobre la superficie de excavación.
- Revestimiento con piezas prefabricadas de concreto, que consiste en la colocación de piezas de concreto para formar anillos de revestimiento.

La técnica más utilizada y que cumple con muchos de las necesidades requeridas en las estructuras subterráneas, es el concreto colado en sitio. En algunas ocasiones este tipo de revestimiento se coloca después de haber instalado concreto lanzado o piezas prefabricadas como sistemas de soporte o revestimiento primario.

El concreto lanzado ofrece ventajas, al ser utilizado primeramente como soporte y posteriormente como revestimiento definitivo, en donde se permiten mayores tolerancias geométricas y no existen requisitos especiales de acabado. Los tiempos de colocación de este sistema son mucho menores que para el concreto convencional.

En el caso de las piezas prefabricadas (dovelas), es un sistema que se utiliza cuando la excavación es realizada por una tuneladora tipo escudo, se colocan con el equipo de apoyo de la tuneladora, y tienen la ventaja de servir como soporte y revestimiento final si es que no se existen requisitos especiales de acabado.

Es preciso mencionar también, que aunado al revestimiento, en la mayoría de los casos es necesario realizar algunas actividades de impermeabilización previas a la colocación del revestimiento final. Para lograrlo, es imprescindible emplear sistemas capaces de garantizar el sellado y el grado de impermeabilización requerido para la obra, evitando así los efectos negativos del agua en la estructura.

En los años recientes, se han mejorado y mecanizado tanto los procesos para la



Figura 5.1 Colocación de acero de refuerzo para revestimiento con concreto armado colado en sitio. Se aprecia en la foto una membrana impermeabilizante colocada previamente. Túnel de la carretera Durango-Mazatlán, México. [97] Obrasweb.

impermeabilización, como los métodos de control de calidad, se han desarrollado sistemas de impermeabilización, y métodos de sellado para revestimientos específicos y aplicaciones especiales, como pueden ser labores de excavación por debajo del nivel freático, o los trabajos en zonas de falla, donde la presencia de agua puede ser significativamente mayor que en la del resto de la excavación [72].

5.2. REVESTIMIENTO CON CONCRETO LANZADO

Debido a sus características y a su modo de aplicación el concreto lanzado es utilizado extensamente para el soporte del terreno, solo o en combinación con métodos como la colocación de anclaje, marcos de acero y el refuerzo con malla metálica [71].

La tecnología de este sistema para la construcción de túneles se ha desarrollado de manera importante en las últimas décadas. El perfeccionamiento de los materiales y la mejora de su rendimiento, junto



Figura 5.2 Revestimiento definitivo de concreto lanzado en el túnel Viret, Suiza. [11] BASF Corporation (2013).

con los avances tecnológicos de los equipos de proyección, han hecho del concreto lanzado el material por excelencia para la ejecución de los proyectos de construcción subterráneos actuales, y lo ha llevado a ser una solución cada vez más utilizada como elemento de revestimiento definitivo [11].

5.2.1. Concreto lanzado reforzado²

Cuando un concreto lanzado tiene que soportar cargas estructurales, requiere un refuerzo estructural con varilla, malla de acero, o fibra, siguiendo el mismo criterio que en concretos armados convencionales.

Por otra parte cuando hay problemas de adherencia, entre el terreno y el concreto, un correcto armado y anclado impedirá el desprendimiento.

El refuerzo para el concreto lanzado debe diseñarse y colocarse pensando en causar el mínimo de interferencia con la proyección del concreto. El armado aumenta el rebote y requieren especial cuidado para su recubrimiento, para evitar la formación de vacíos y porosidades detrás de las barras.

² [16] Bracamontes Jiménez (2005) y [68] Putzmeister AG & Sika AG (2004).

Los refuerzos deben sujetarse rígidamente en su posición, con la separación y recubrimiento especificados, amarrados entre sí y con los anclajes, mediante alambre, con el fin de prevenir vibraciones y desplazamientos durante la proyección, o flexión bajo carga. Antes de colocar la mezcla, el refuerzo debe limpiarse para eliminar cualquier sustancia que pueda reducir la adherencia.



Figura 5.3 Colocación de segunda capa de concreto lanzado para revestimiento definitivo en uno de los túneles de desvío, en la construcción de la C. H. La Yesca.

Cuando el refuerzo está constituido por varias capas, las exteriores deben ser más abiertas para permitir el acceso de la boquilla de proyección, o bien deben colocarse a medida que se va lanzando concreto.

Debido al riesgo de no recubrir el refuerzo completamente y una pobre compactación del concreto detrás del acero, el concreto lanzado con fibras no debe de utilizarse cuando se está lanzando sobre elementos de refuerzo, ya sea malla o varilla. El concreto lanzado con fibras puede utilizarse antes de colocar el refuerzo o después de recubrir al refuerzo con una primera capa de concreto lanzado sin fibra.

En el caso de colocar malla electrosoldada como refuerzo, esta deberá estar bien ajustada y pegada a la roca o a una primera capa de concreto lanzado, con el fin de evitar el acumulamiento de rebote tras la malla y evitar el dejar huecos detrás de la capa de concreto lanzado. Es por eso muchas veces necesaria la colocación de una primera capa de concreto lanzado, que empareje y rellene los huecos producidos con la excavación, proporcionando un terreno más regular que permita la correcta colocación de malla y del concreto lanzado.

5.2.2. Espesor de la capa³

El diseño del recubrimiento de concreto lanzado, generalmente resulta en la especificación de un espesor de capa, suponiendo que actuará como una capa prismática de espesor uniforme. Sin embargo las irregularidades del terreno distan de facilitar la aplicación de manera uniforme del concreto lanzado en el terreno, por lo que se deberá tener



Figura 5.4 Barras de acero de refuerzo y un escantillón de acero como guía para colocar el recubrimiento adecuado de concreto lanzado. [95] Lumbreras y Túneles.

³ [16] Bracamontes Jiménez (2005)

especial cuidado en cumplir con el espesor mínimo especificado.

Para proteger el terreno del túnel contra la intemperización, el espesor mínimo recomendado es de 3.0 cm. En el caso de concreto lanzado con fibra, el espesor mínimo de la capa deberá ser de 5.0 cm. Si no hay ninguna especificación del recubrimiento del acero de refuerzo, se deberá dar como mínimo un valor de 3.0 cm.

El concreto lanzado puede seguir el contorno de la roca con el apropiado recubrimiento y redondeo de las esquinas y bordes de roca, de este modo se previene que las salientes prominentes de la masa rocosa tengan el recubrimiento suficiente de concreto lanzado.

Existen cinco técnicas para recubrir y rellenar la superficie de la roca, y estas están definidas en conjunción con cinco perfiles de superficie:

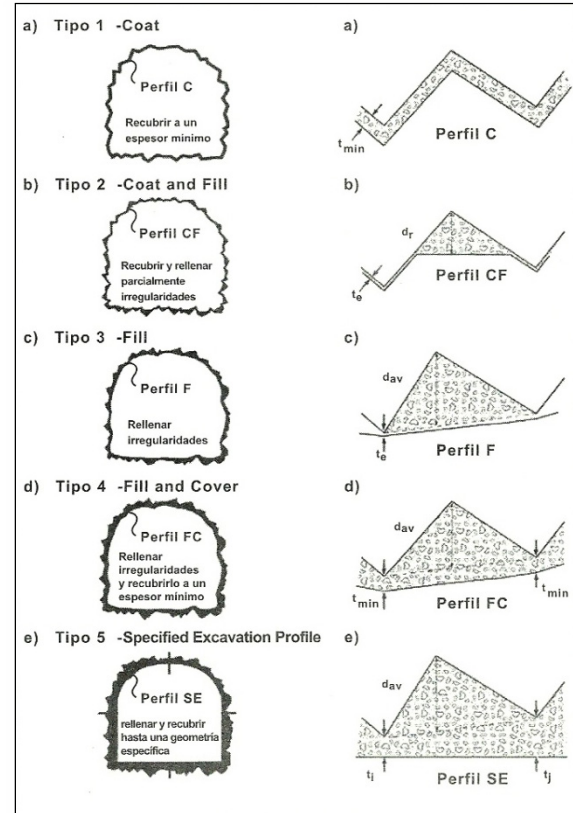


Figura 5.5 Las cinco técnicas de recubrimiento con concreto lanzado. [16] Bracamontes (2005).

- Tipo 1. Recubrir la superficie de la excavación con un mínimo espesor de concreto lanzado, para obtener una superficie rugosa cubierta.
- Tipo 2. Recubrir la superficie de la excavación con un espesor mínimo y parcialmente rellenar las irregularidades, para obtener una superficie rugosa y parcialmente rellena.
- Tipo 3. Rellenar las irregularidades del terreno para obtener una superficie lisa, limitada por las puntas de la roca.
- Tipo 4. Rellenar las irregularidades hasta las puntas de la roca y continuar aplicando un espesor mínimo para producir una superficie rellena, lisa y completamente cubierta.
- Tipo 5. Rellenar y sobrepasar las irregularidades, y continuar aplicando hasta obtener una geometría específica de la excavación.

5.2.3. Impermeabilización previa⁴

Es muy importante que la superficie de aplicación no presente escurrimientos o agua bajo presión, ya que afectará la adherencia del concreto lanzado.

El concreto lanzado es un material elaborado con cemento y no puede exponerse en su estado fresco a esfuerzos tales como los del agua corriente o bajo presión, sino hasta que se haya

⁴ [16] Bracamontes Jiménez (2005), [11] BASF Corporation (2013) y [79] Sika AG (2011).

endurecido y tenga la resistencia suficiente. De lo contrario se producirán inevitablemente daños como bajas resistencias, filtraciones y desprendimientos.

Para evitar tales inconvenientes, es indispensable desviar los fluidos de agua que puedan afectar la superficie de aplicación del concreto lanzado. La operación en cuestión, empleada principalmente en trabajos subterráneos, consiste en uno o varios métodos tales como la colocación de drenes para captación y desviación del agua, la preinyección o la utilización de elementos filtrantes para colocar el concreto lanzado sobre ellos.

El método más utilizado es el de perforar barrenos en el terreno, los cuales servirán para captar las filtraciones de agua (drenes) del macizo rocoso, a estos barrenos se les coloca un tubo de PVC o algún otro material, del mismo diámetro que el barreno, para que el agua filtrada no escurra por la superficie del terreno, sino salga como un chorro de agua.

Cuando las filtraciones hacia el interior del túnel no presentan algún problema, lo más común es dejar estos tubos como drenes definitivos. Estos quedan fijos normalmente por la fricción entre el tubo y las paredes del barreno, así como, con la adherencia con el concreto lanzado colocado. Para evitar su taponamiento al momento de colocar el concreto lanzado, basta con cubrir previamente la salida del tubo y descubrirla una vez que la actividad ha finalizado.

Cuando las especificaciones del túnel no permiten la presencia de agua en el interior, lo más común es colocar un geotextil para drenaje, en combinación con una membrana impermeable. El geotextil se instala sobre una primera capa de concreto lanzado colocada previamente, este es situado de tal forma que cubra los barrenos perforados para drenaje y lleve las filtraciones de agua hacia la parte inferior del túnel, donde se deberá colocar un tubo de drenaje que captará el agua filtrada y la encauzará hacia el exterior del túnel. Sobre el geotextil se coloca la membrana impermeable, esta membrana es un compuesto en polvo o líquido, que se proyecta con el mismo equipo utilizado

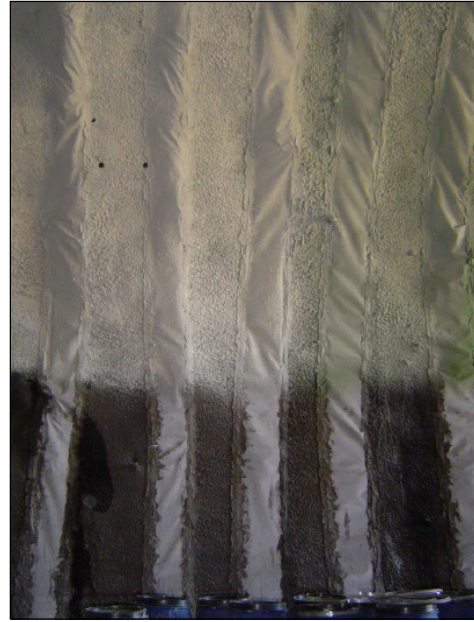


Figura 5.6 Tiras de geotextil cubiertas con la membrana impermeable en túnel La Pólvora, Chile. [87] Asocreto.

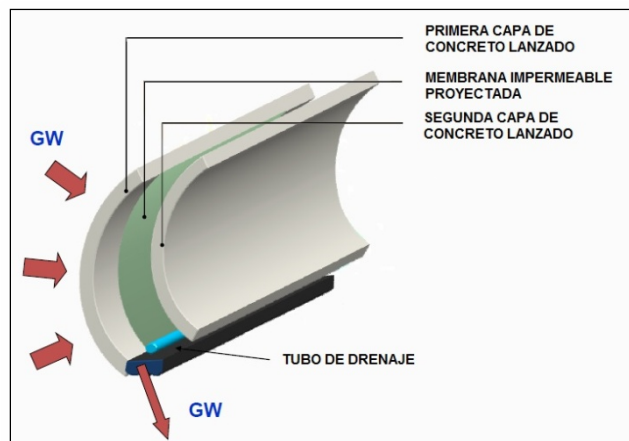


Figura 5.7 Esquema del sistema de impermeabilización utilizando una membrana impermeable líquida. [87] Asocreto.

para colocar el concreto lanzado. Esta membrana se proyecta sobre la primera capa de concreto lanzado y el geotextil, y finalmente para terminar el revestimiento se coloca una segunda capa de concreto lanzado normal o con fibra, esta segunda y última capa es la que quedara visible y proporcionara la geometría final de la estructura.

La ventaja de este sistema, es que puede ser utilizado en estructuras con geometrías complejas y los tiempos de colocación son mucho menores en comparación con otros sistemas.

5.3. REVESTIMIENTO CON CONCRETO COLADO EN SITIO

Cuando se requiere un revestimiento de concreto, el tipo comúnmente utilizado es el concreto colado en sitio. Este revestimiento proporciona una superficie interior lisa, es relativamente hermético, y al igual que el concreto lanzado, se puede diseñar con la forma que se desee para la sección transversal.

Los revestimientos con concreto colado en sitio pueden ser de los siguientes tipos [83]:

- Concreto simple.
- Concreto reforzado, con una parrilla de acero, principalmente para el control de grietas.
- Concreto reforzado, con dos parrillas de acero, para el control de grietas y esfuerzos de flexión.



Figura 5.8 Revestimiento definitivo de concreto armado, colado in situ, en el túnel carretero El Sinaloense, México. [97] Obrasweb.

5.3.1. Fases de ejecución

Las fases de ejecución dependerán principalmente del tamaño de la excavación y del plazo para la ejecución de la obra, pues el revestimiento de toda la sección transversal se puede colocar en una etapa o dividirla en varias, así como realizar esta actividad una vez que la excavación de toda la estructura está concluida,



Figura 5.9 Revestimiento de sección circular en una zona del Túnel de desvío No. 2, en la construcción de la C. H. La Yesca. Izquierda: Revestimiento de la parte superior de la sección, primera etapa; Derecha: colocación de concreto en la plantilla de la sección, segunda etapa del revestimiento.

simultáneamente con la excavación.

Cuando se tiene un túnel de sección circular, el método más eficiente de revestimiento es el colado de toda la sección en una sola etapa, aunque algunas veces no es posible realizarlo, por ello lo más común es dividir el revestimiento de la sección

en dos etapas, ya sea revistiendo primero la plantilla, o primero la sección superior, que normalmente abarca 270 grados de la sección [84].

Cuando el plazo de construcción o algunas otras restricciones requieren que las actividades de revestimiento se realicen simultáneamente con las de excavación, lo más usual es revestir primero muros y bóveda, y así permitir el tránsito de equipo y material para los trabajos de excavación; con ello se permite el tráfico continuo y se evita dañar el concreto de la plantilla [35].

Cuando el revestimiento final es en forma de herradura, la plantilla se suele colar en primer lugar, junto con el arranque de los muros, que servirán como guía para el apoyo de la cimbra y colado de los muros y bóveda.



Figura 5.10 Revestimiento de sección portal, en una de las galerías para tratamiento del macizo rocoso, en la construcción de la C. H. La Yesca. Izquierda: Plantilla y arranque de muros listos para la colocación de concreto, primera etapa; Derecha: cimbra metálica posicionada para revestimiento de muros y bóveda, segunda etapa.

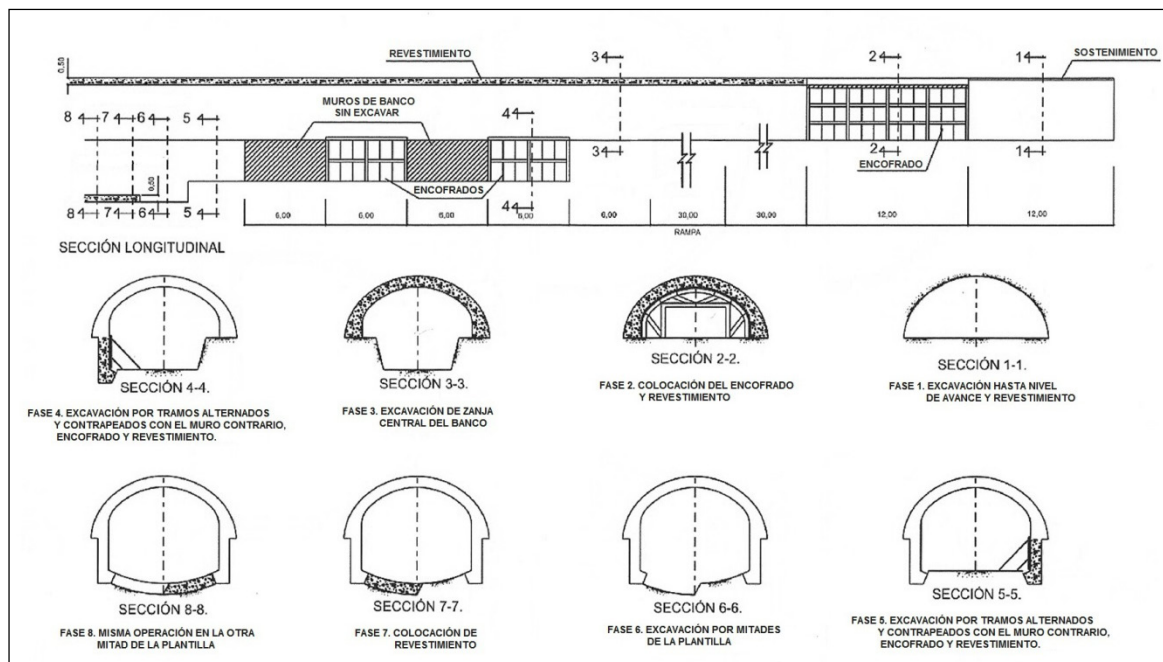


Figura 5.11 Actividades de excavación y colocación de revestimiento simultaneas. [35] Estefanía Puebla (2011).

Cuando es necesario el tránsito de equipo y material en la zona donde se realiza el revestimiento, es común colar primero unas zapatas junto con el arranque de los muros, los arranques servirán igualmente como una guía para la cimbra de la bóveda y muros en el momento de colarlos, y finalmente se coloca la plantilla, que dependiendo del tamaño de la sección y si es necesario todavía el tránsito en ese momento, se puede colar primero una mitad y posteriormente colar la otra mitad, permitiendo con ello el tráfico continuo.

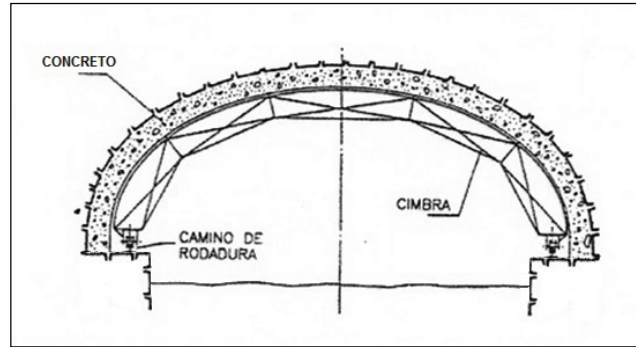


Figura 5.12 Revestimiento definitivo en la bóveda de una caverna de gran tamaño. [9] Aznar Salinero (2011).

En el caso de grandes cavernas, se parte de que la estructura se encuentra ubicada y diseñada para ser autosoportante con la ayuda de sistemas como anclaje y concreto lanzado, por lo que el revestimiento no se dimensiona para resistir grandes empujes, y generalmente se coloca por cuestiones funcionales, como impermeabilización, iluminación, e incluso mantenimiento.

El procedimiento más utilizado es revestir primero la bóveda una vez que ésta ha terminado de excavarse, para posteriormente continuar con la excavación en sentido descendente. Este revestimiento puede adquirir diversas formas, pero la más usual es un techo arqueado. El revestimiento de los muros se puede realizar conforme se realiza la excavación descendente, aunque debido a las grandes áreas por cubrir, este revestimiento siempre va reforzado con acero, y este refuerzo anclado a las paredes de la caverna, por lo que realizar los trabajos de excavación, soporte, armado y revestimiento simultáneamente es sumamente complicado. Es por ello que lo más usual es revestir los muros una vez concluida toda la excavación, primero instalando el acero de refuerzo y finalmente colocando el concreto de muros y piso [9].

Finalmente, debe mencionarse que debido a este procedimiento de colar los muros hasta el final de la excavación, el arco de concreto de la bóveda tendrá que apoyarse de forma independiente de los muros. Una de las opciones es al igual que en los muros, anclar el armado de este elemento en el macizo rocoso, y cuando se realice el revestimiento de los muros, reforzar el apoyo uniendo ambos elementos. Otra opción es que la bóveda sea más ancha que el resto de la caverna, por lo que el revestimiento del techo podrá apoyarse en las banquetas del mismo terreno, quedando independientes el revestimiento de la bóveda y los muros.



Figura 5.13 Cimbra metálica telescópica, utilizada en el revestimiento del túnel carretero El Sinaloense, México. [97] Obrasweb.

▪ Cimbra⁵

Excepto para formas especiales o intersecciones, la cimbra utilizada para el revestimiento en túneles y bóvedas de grandes cavernas, es una cimbra telescópica de metal. Esta cimbra está conformada por tableros o moldes metálicos, entre 1.5 y 1.8 m de ancho, que pueden unirse entre sí para formar tramos más largos o tramos curvos. Estos segmentos son articulados y colapsables, para permitir el descimbrado, transporte y nuevamente el cimbrado, usando una estructura metálica (jumbo) como apoyo. Esta estructura de apoyo se puede desplazar, por medio de ruedas montadas sobre rieles o ruedas de caucho.

Los segmentos metálicos pueden estar dotados de ventanas, que sirven principalmente para inspección, vertido del concreto, así como la introducción de los equipos de compactación. Cuentan también con áreas para fijar vibradores de contacto; útiles para compactar el concreto próximo a la cimbra, asegurando la calidad y estética del acabado.

En el caso de los muros de grandes cavernas, lo más usual es utilizar cimbras deslizantes, que permitan revestir por secciones todo el alto del muro en una sola etapa o más, cuando la altura es demasiada. El revestimiento se inicia colando el arranque de los muros, y estos servirán como guías para el posicionamiento y despegue de la cimbra deslizante. Esta cimbra generalmente es de madera, revestida con lámina metálica en la cara de contacto con el concreto.

5.3.2. Procedimiento de revestimiento

▪ Colocación del concreto⁶

Antes de colocar la cimbra en la zona a colar, se deberá verificar que ésta se encuentre limpia de cualquier acumulación de concreto o lechada de colados anteriores, y colocarle un producto desmoldante⁷ en toda la superficie que tendrá contacto con el concreto, para evitar la absorción de agua y adherencia de la cimbra.

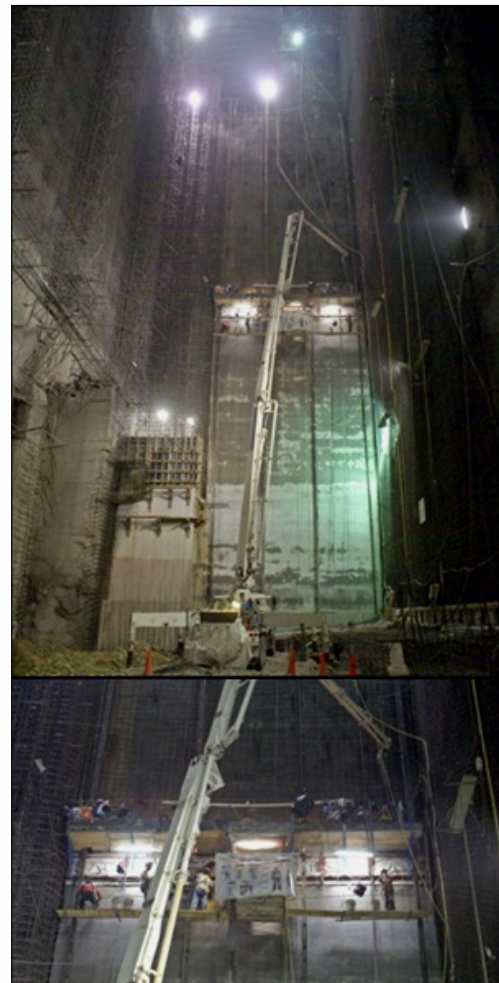


Figura 5.14 Cimbra deslizante, utilizada para el revestimiento de los muros en la caverna de Galería de Oscilación, en la construcción de la C. H. La Yesca.

⁵ [84] U. S. Army Corps of Engineers (1997) y [35] Estefanía Puebla (2011).

⁶ [26] CFE, (2007) y [84] U. S. Army Corps of Engineers (1997).

⁷ Desmoldante para cimbra: Es un producto líquido que evita la adherencia entre concreto y cimbra, facilitando el descimbrado, protegiendo la cimbra y evitando que la superficie de ésta absorba agua del concreto [37].

Es recomendable también realizar una limpieza gruesa de la zona a colar antes de colocar la cimbra, pues en ese momento se tiene el suficiente espacio para realizar adecuadamente dicha actividad. La limpieza final se realizará una vez terminadas las actividades de cimbrado y taponamiento.

Dentro de las actividades más importantes a realizar antes de iniciar la colocación del concreto, se encuentran las siguientes:

- Estanqueidad de la cimbra y tapones laterales, para evitar la pérdida de material en el momento de colar.
- Troquelamiento de la cimbra, para mantenerla rígida en su posición de diseño durante el desarrollo del colado y hasta que el concreto haya fraguado.
- Limpieza en el espacio a colar.
- En el caso de contar con acero de refuerzo, realizar limpieza y proporcionar el recubrimiento adecuado.
- Revisar el correcto funcionamiento del equipo a utilizar para la compactación del concreto.
- Verificar que todas las zonas sean visibles, en caso contrario se deberá colocar iluminación.

Ya cumplidas estas actividades, lo siguiente es empezar la colocación del concreto. Cuando se está colando los muros y bóveda o la parte superior de 270 grados en el caso de sección circular, la colocación del concreto se inicia desde la parte baja de los muros, vertiendo y compactando el concreto en ambos lados del túnel al mismo tiempo. Cuando solo se cuenta con un equipo para el vaciado del concreto, se deberá alternar la colocación entre el lado derecho e izquierdo para mantener un nivel similar en ambos lados, hasta llegar a la bóveda y terminar el colado en la clave. Se deberá tener especial cuidado cuando se está alternando el vaciado entre el lado izquierdo y derecho, de mantener un ritmo adecuado que evite la formación de juntas frías.

Como medio de colocación, la bomba de concreto es lo más utilizado; junto con tubería y manguera se hace llegar el concreto desde la bomba hasta la zona a colar. Se puede utilizar bomba de concreto estacionaria, y si el espacio lo permite, bomba de concreto montada sobre camión con brazo telescópico, lo cual facilita enormemente los trabajos de maniobra para el vaciado del concreto dentro de la cimbra, ya que los trabajos de colocación inician desde la parte baja de los muros hasta la parte superior de la bóveda.



Figura 5.15 Preparativos para la colocación del revestimiento con cimbra metálica telescópica, en una zona del túnel de desvío No. 1, en la construcción de la C. H. La Yesca.

Una vez terminado el colado de la sección del túnel, se deberá esperar entre 12 y 18 hrs, dependiendo del tipo de concreto y condiciones climáticas de la zona, para retirar la cimbra. En ese tiempo de espera para descimbrar, las actividades a realizar son la limpieza y retiro del equipo donde se realizó el colado, y limpieza y preparación de la siguiente sección a colar.

Cuando el concreto colocado ha fraguado, se inicia el retiro de los tapones laterales y se puede empezar el escarificado⁸ del concreto, para la correcta adherencia de las juntas de construcción entre el concreto ya endurecido y el concreto fresco del siguiente colado.

Ya que es retirada la cimbra metálica, esta se desplaza hacia la siguiente sección a colar, y nuevamente se realizan todas las actividades ya mencionadas.

▪ Impermeabilización previa⁹

Al igual que lo mencionado con el concreto lanzado, es muy importante que la superficie del terreno no presente escurrimientos o agua bajo presión. De lo contrario se producirán averías como bajas resistencias, filtraciones y daños en el acabado. Por lo que en caso de requerirse, el agua deberá desviarse o controlarse para realizar apropiadamente las actividades de revestimiento.

Los principales sistemas utilizados para la impermeabilización con este tipo de revestimiento, son la colocación de geotextil y membrana impermeabilizante. El sistema descrito para el revestimiento con concreto lanzado, donde se utilizan tiras de geotextil con una membrana líquida proyectada sobre las tiras y el terreno o soporte, es también aplicable para un revestimiento de concreto colado en sitio, pues además de controlar el agua para las actividades de colocación de concreto, también sirve como impermeabilización definitiva en el funcionamiento final de la estructura.

Otro método utilizado, y que probablemente sea el más recurrente, es cubrir toda la sección de la excavación



Figura 5.16 Colocación de geotextil en todo el contorno de la bóveda de la excavación. [98] OSSA.



Figura 5.17 Membrana de impermeabilización colocada en el contorno de la excavación. [98] OSSA.

⁸ Escarificar el concreto consiste en retirar la capa de lechada para descubrir el agregado por lo menos 4mm sin aflojarlo o fracturarlo [26].

⁹ [72] Rey Sabín (2011) y [84] U. S. Army Corps of Engineers (1997).

con geotextil, fijándola al terreno por medio de clavos y arandelas, ver figura 5.16; posterior a esto se colocan láminas o tiras de membrana impermeabilizante, fijándolas por medio de las arandelas colocadas con el geotextil, y finalmente estas láminas se sueldan entre sí con la termofusión de los traslapes, para conseguir una sola cortina de impermeabilización que evite el paso del agua hacia el interior del túnel. El sistema de fijación de las láminas impermeabilizantes con las arandelas depende del tipo de arandela, lo más usual es que esta sea del mismo material que la membrana y entonces se fijan por termofusión, aunque también existen arandelas que incorporan velcro y la membrana se fija por este medio.

▪ Inyecciones de contacto

Como operación complementaria del revestimiento, se deberán realizar inyecciones de contacto, con lechada o mortero, colocados a baja presión, que tienen por objeto rellenar los huecos existentes entre el revestimiento de concreto y el terreno, para garantizar con ello un apoyo uniforme y/o rellenar vías permeables [26].

La inyección puede extenderse a todo el contorno, pero debe cuidarse fundamentalmente la bóveda, que es donde cabe esperar una mayor proporción de huecos, producidos por dificultades con la colocación del concreto, pues es la zona más difícil de rellenar [35].

Los barrenos se perforan con una densidad aproximada de uno por cada 6.0 m^2 , profundizando su perforación ligeramente en la roca, con objeto de consolidar la misma en el entorno próximo a la zona de contacto. Cuando se ha colocado antes del revestimiento, membrana de impermeabilización en el contorno de la estructura, la perforación se realizará solo en el espesor del concreto, para evitar dañar la membrana.

5.4. REVESTIMIENTO CON DOVELAS

Los revestimientos con dovelas prefabricadas de concreto armado han experimentado en los últimos años una expansión espectacular debido al crecimiento de la infraestructura urbana subterránea excavada con tuneladoras tipo escudo. Las dovelas van indisolublemente unidas a los escudos, pues como se explicó en el capítulo 3, estos elementos prefabricados son parte fundamental en el proceso de excavación mediante este tipo de máquinas [35].

El revestimiento prefabricado consta de una serie de anillos yuxtapuestos,



Figura 5.18 Revestimiento definitivo con dovelas en el túnel ferroviario de Guadarrama, España. [92] *Geocontrol*

formados por una cantidad variable de dovelas, dependiendo del diámetro de la excavación. Este tipo de revestimiento se utiliza únicamente para túneles de sección circular

5.4.1. Características del revestimiento¹⁰

▪ Tipos de anillos

En la actualidad se pueden distinguir dos tipos de anillos de revestimiento, en el primer caso, anillos rectos que solo pueden ser utilizados para tramos de túnel rectos. En el segundo caso, anillos troncocónicos, se utilizan para describir curvas. Así mismo es posible utilizar este tipo de anillos para tramos rectos sin más que alternar su colocación.

Los anillos a su vez están constituidos a su vez, por elementos llamados dovelas. El número de dovelas se determina, en cada caso, en función fundamentalmente del diámetro del túnel. La tendencia actual es la de limitar el número de dovelas por anillo, ya que de esta manera, se reduce el ciclo de colocación, con la consiguiente ganancia de tiempo. Hay que tener en cuenta, sin embargo, que esta limitación conlleva un aumento en el tamaño y peso de las dovelas, lo cual debe ser tenido muy presente a la hora de dimensionar el elemento erector de la tuneladora. El ancho de los anillos se utiliza normalmente de 1.2 m, sin embargo se encuentran valores desde 1.0 hasta 2.0 m.

En cuanto a la trabazón del anillo, se consigue mediante la colocación de un elemento final, llamado dovela de clave o *llave*, que a su vez puede ser de dos tipos:

- *Longitudinal*. Con forma de trapecio, si es posible introducirse longitudinalmente.
- *Radial*. Con forma cuadrada, limitada por planos convergentes en la parte trasera del anillo, que pueden ser introducidas radialmente.

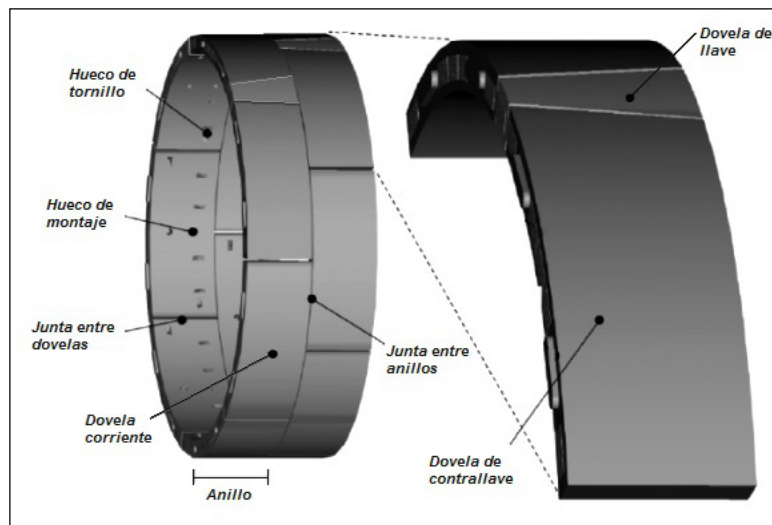


Figura 5.19 Esquema de las partes fundamentales de un anillo de dovelas. [67] Peña (2012).

¹⁰ [35] Estefanía Puebla (2011).

▪ Forma de las dovelas

La configuración del anillo descrita anteriormente hace que, en general, existan por lo menos tres tipos de dovela, en cuanto al lugar que ocupan en el anillo:

- *Dovela de llave.* De forma trapezoidal, su finalidad es cerrar el anillo.
- *Dovela de contrallave.* Son adyacentes a dovela de llave y su forma debe adaptarse a la de ésta, normalmente trapezoidal.
- *Dovelas corrientes.* Son las dovelas rectangulares, y estas se encuentran en contacto entre sí mismas o con una dovela de contrallave.



Figura 5.20 Revestimiento en túnel con anillos de dovelas. Se observa que cada anillo está formado por dos dovelas corrientes, dos de contrallave, en la plantilla una dovela de piso y la llave. [92] *Geocontrol*.

Es posible que en esta configuración de anillo exista otro tipo de dovela, llamada *dovela de piso*, que lleva incorporadas una plataforma para la rodadura del equipo de apoyo (back up) del escudo y un canal de desagüe.

De esta disposición, la más comúnmente utilizada, se exceptúan dos tipos:

- Dovelas universales o trapezoidales. Puede utilizarse tanto en tramos rectos como en curvos, sin más que ir girando el anillo. En este caso cada dovela actúa como llave.
- Dovelas hexagonales. Que conforman una disposición tipo panel y no necesita pieza de llave ya que sus juntas radiales encajan entre sí por contacto cóncavo-convexo.

5.4.2. Procedimiento de colocación

▪ Juntas y elemento de fijación

Al ir montando la tuneladora los anillos, estos van formando una serie de juntas radiales, entre las dovelas de un mismo anillo, y juntas circunferenciales, entre los mismos anillos.

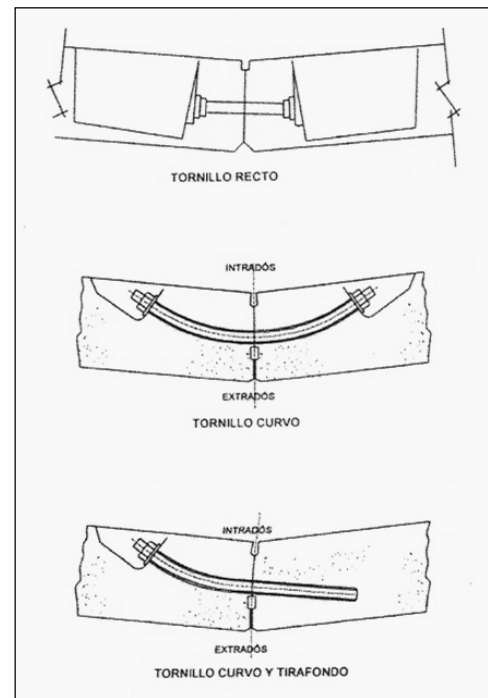


Figura 5.21 Tornillos de fijación entre dovelas del mismo anillo. [35] *Estefanía Puebla (2011)*.

Las juntas radiales pueden ser lisas, machiembradas o cóncava-convexa, en cuanto a las juntas entre anillos, estas suelen ser planas, de lo contrario, sería muy difícil el montaje.

La unión entre juntas de dovelas y juntas de anillos, se realiza mediante tornillos de acero que se insertan en los orificios y huecos con los que cuentan las dovelas. Estos tornillos pueden ser rectos o curvos, ver figura 5.21.

▪ Colocación de las dovelas

La colocación de las dovelas las realiza un brazo erector con el que cuenta la tuneladora, ver figura 5.22. La colocación de las dovelas del anillo es alternada, es decir se coloca una dovela hacia el muro derecho y la siguiente hacia el muro izquierdo, hasta completar el total de las dovelas del anillo, y colocar la última pieza (llave) [5].



Figura 5.22 Colocación de una dovela con ayuda del brazo erector de la tuneladora. [92] *Geocontrol*.

El erector de la tuneladora levanta cada dovela con la ayuda de un perno que previamente le es colocado en el centro a cada dovela. El proceso de colocación de cada dovela es el siguiente:

- Los gatos del sistema de empuje de la tuneladora se retraen para liberar el espacio suficiente para colocar la dovela.
- El personal coloca la dovela al alcance del erector, y este la toma y coloca en el lugar previamente liberado para su disposición final, una vez que la dovela se encuentra en su lugar se apoyan los gatos de empuje para liberar el brazo erector.
- El brazo erector toma la segunda dovela, colocándola en el siguiente espacio liberado nuevamente por los gatos, que será un espacio adyacente a la primera dovela.
- Ya posicionada la segunda dovela se atornilla con la primera, y se continua con las siguientes hasta completar el anillo.

Ya colocado el anillo, la tuneladora sigue avanzando, y el proceso de colocación de anillos continúa hasta finalizar la excavación del túnel.

▪ Inyección de contacto e impermeabilización¹¹

La impermeabilización de este tipo de revestimiento se realiza con dos sistemas, el primero consiste en la colocación de bandas de impermeabilización o sellado, que van colocadas en todo el perímetro de la dovela, y el segundo es una inyección de lechada de cemento o resina, para rellenar el espacio entre el anillo de dovelas y la superficie excavada.

¹¹ [84] *U. S. Army Corps of Engineers (1997)* y [35] *Estefanía Puebla (2011)*.

En relación con las juntas o bandas de sellado, estas están fabricadas con cauchos de etileno-propileno, termopolímeros o neopreno. Estas bandas se alojan en unas ranuras situadas en las juntas, muy próximos a la parte trasera de la dovela (extradós), construidas para tal efecto en todo el perímetro.

Las bandas funcionan fundamentalmente por la compresión que sufren ante los esfuerzos que les transmiten los tornillos de fijación con los que se unen las dovelas y anillos. En el caso de las juntas entre anillos, estos también funcionan por deformación, bajo los esfuerzos que los gatos de la tuneladora transmiten en el último anillo construido.

En cuanto a la inyección de lechada o resina, esta se realiza para rellenar el hueco anular existente entre el terreno y los anillos de dovelas.

Las juntas selladas entre dovelas por las bandas, ayudan a evitar fugas en el momento de la inyección. Esta inyección se realiza, empleando medios neumáticos, a través de preparaciones que se dejan en la clave y laterales del anillo para tal fin.

Finalmente, de ser requerido, los huecos de los anillos de fijación y el hueco para el perno de montaje en las dovelas, son rellenados y sellados para dejar una superficie más lisa.



Figura 5.23 Dovelas de concreto, donde se aprecia la banda perimetral de sellado.

CAPÍTULO 6 CAVERNA DE LA CASA DE MÁQUINAS DE LA C. H. LA YESCA

En este capítulo se describen los procedimientos utilizados para la construcción de la caverna de la Casa de Máquinas de la C. H. La Yesca, así como los aspectos geológicos y geotécnicos de mayor relevancia en su construcción.

6.1. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA¹

6.1.1. Localización de la Central

La Central Hidroeléctrica La Yesca forma parte del Sistema Hidrológico del río Santiago, el cual comprende 27 posibles centrales hidroeléctricas con un potencial total de 4,300.0 MW, que se localiza sobre el río Grande de Santiago en los estados de Jalisco y Nayarit.

La Central está localizada a 76 km aguas abajo de la Central Hidroeléctrica Santa Rosa y 60 km aguas arriba de la Central Hidroeléctrica El Cajón. Ocupa el tercer lugar en cuanto a generación y el segundo, junto con la C. H. El Cajón, en capacidad instalada dentro del Sistema Hidrológico Santiago.

El acceso al sitio se realiza por la Maxipista Guadalajara-Tepic, recorriendo 60 km desde el anillo periférico de Guadalajara hasta la desviación del poblado de Magdalena, de ahí se recorre un tramo de 15 km con dirección a Tepic por la carretera federal No. 15 y se toma una desviación a la derecha para recorrer 8 km hacia el municipio de Hostotipaquillo; de aquí se recorren 23



Figura 6.1 Localización de la C. H. La Yesca sobre el río Santiago.

¹ [27] CFE (2007).

km por la nueva carretera Hostotipaquillo-Mesa de Flores para llegar a la central.

6.1.2. Obras Civiles que formaron parte de la construcción de la C. H. La Yesca

La construcción de la C. H. La Yesca estuvo formada por diversas obras civiles, las cuales se han organizado de acuerdo con su función dentro de la construcción de la central. Éstas son:

- *Obra de Desvío:* Son las estructuras diseñadas para dar paso al río en el periodo en que se construye la cortina.
- *Obra de Contención.* Son las estructuras destinadas a obstruir el paso del río por su cauce natural y así formar el embalse.
- *Obra de Excedencias:* Son las estructuras que permitirán la salida de los volúmenes de agua excedentes a los de aprovechamiento.
- *Obra de Generación.* Son las estructuras destinadas para conducir el agua del río a las turbinas y posteriormente al cauce nuevamente, así como alojar los equipos electromecánicos que generaran y conducirán la electricidad.

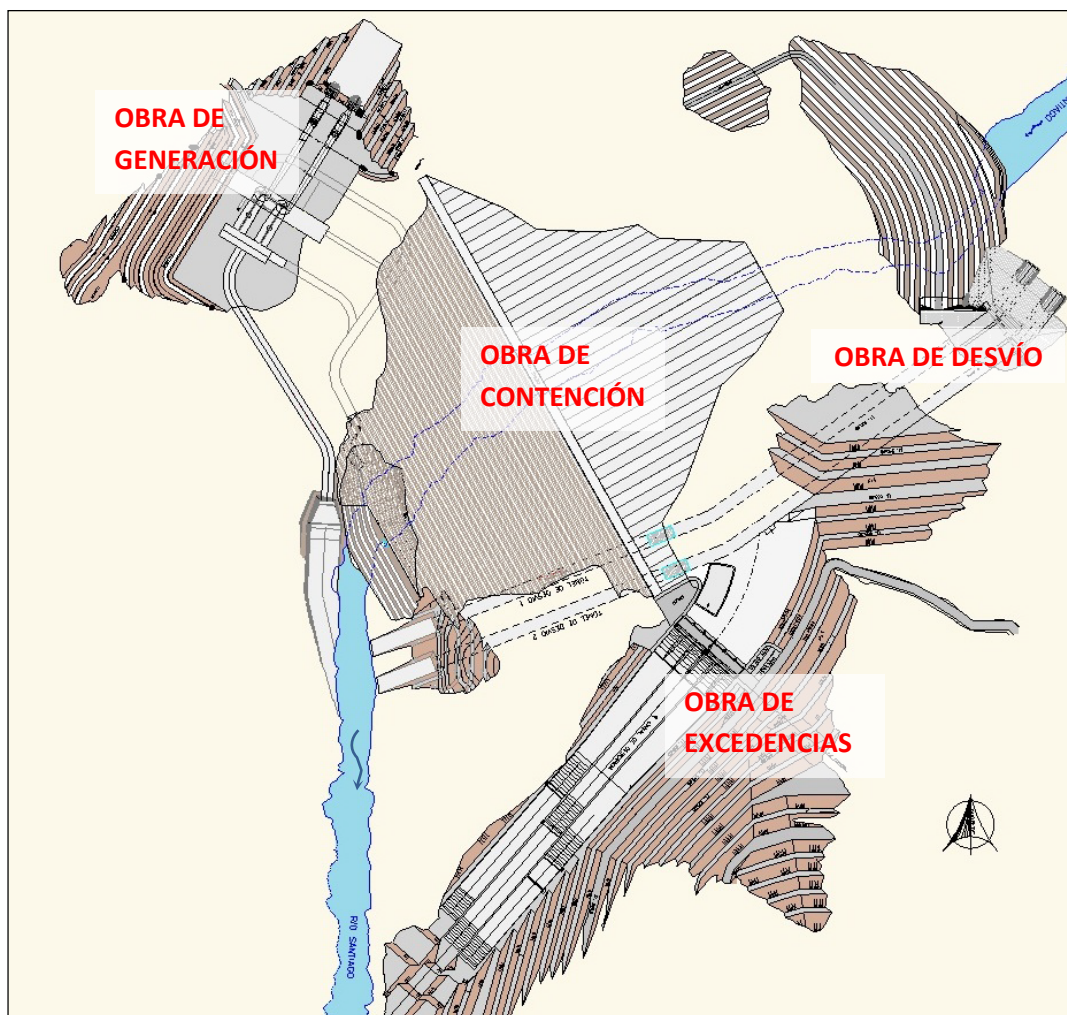


Figura 6.2 Arreglo general de las estructuras que componen la C. H. La Yesca.

■ Obras de Desvío

Las obras de desvío están formadas por dos túneles de sección portal de 14.0 x 14.0 m, localizados en la margen izquierda son paralelos entre sí y sus longitudes son 812.7 m y 845.6 m para el túnel 1 y túnel 2 respectivamente.

Los túneles se encuentran revestidos en su mayor parte con una capa de 10.0 cm de concreto lanzado en las paredes y bóveda, y en el piso una plantilla de 30.0 cm de concreto armado. Debido a las condiciones geológicas, ambos túneles fueron revestidos en algunas zonas con concreto armado o concreto simple colado en sitio.



Figura 6.3 Portales de entrada de los túneles 1 y 2 de desvío, durante la construcción de la C. H. La Yesca.

El portal de entrada del túnel 1 tiene la cota de su piso 5.0 m por debajo del piso del túnel 2, en el portal de salida la cota es igual para ambos túneles. El río se desvió en una primera etapa por el túnel 1 y posteriormente por ambos túneles.

■ Obras de Contención

Las obras de contención se encuentran emplazadas en ambas márgenes del Río Grande de Santiago. Se llamó así al conjunto formado por la cortina, por las ataguías aguas arriba y aguas abajo y se consideró también como parte de las obras de contención a los bancos de roca para los materiales de la cortina.

La cortina con 208.5 m de altura medidos desde su nivel de desplante hasta la corona está formada con materiales de enrocamiento producto de las excavaciones de las estructuras, aluvión del río Santiago y Bolaños, y materiales procesados graduados que dan apoyo a la cara de concreto ubicada en el talud de aguas arriba, formando entre todos ellos el cuerpo de la cortina.

La cara de la cortina está formada con losas de concreto de espesor variable, desde 90.0 cm en la cimentación hasta 30.0 cm en la elevación 576.0 msnm, cuenta con un sistema de sellos de cobre de tensión y compresión, así como una junta perimetral plinto-cara. El plinto se forma por medio de una losa perimetral



Figura 6.4 Cortina de la C. H. La Yesca durante su construcción. Vista aguas arriba (cara de concreto).

de concreto armado anclada a la roca con acero de alta resistencia e inyectado con mortero, este sirve como desplante para la cara de concreto, adicionalmente sirvió como plataforma para realizar las inyecciones de consolidación y pantalla impermeable.

▪ Obras de Excedencias

Las obras de excedencias están alojadas en la margen izquierda, estas obras están formadas por el canal de llamada, la estructura de control, los canales de descarga y las cubetas deflectoras.

- *Canal de llamada.* Esta estructura fue excavada a cielo abierto con un talud izquierdo de 0.5:1. El nivel de desplante del canal de llamada del vertedor se ubica en la cota 549.4 m y tiene una altura total de excavación en el talud izquierdo en su parte más alta de 260.0 m.
- *Estructura de control.* Esta obra está compuesta por el cimacio y pilas de concreto reforzado que conforman 6 vanos equipados con compuertas radiales, accionadas por servomotores.
- *Canales de descarga.* La obra para conducir los volúmenes de agua desalojados por el vertedor consiste en tres canales a cielo abierto con sección cajón de 23.7 m de ancho y muros laterales de concreto de 11.0 m de altura, con una longitud total de 453.0 m.
- *Cubetas deflectoras.* La descarga de cada canal hacia el cauce natural es mediante una cubeta deflector, la estructura es de concreto reforzado tipo salto de esquí.

▪ Obras de Generación

Las obras de generación se encuentran localizadas en la margen derecha y están conformadas por obras superficiales y subterráneas, las primeras incluyen la obra de toma y una plataforma a la cota 580.0 m, en la que estarán ubicadas una subestación externa, la plataforma para operación de compuertas y el patio de equipos de ventilación, las subterráneas consisten en dos tuberías a presión, una caverna de casa de máquinas, dos túneles de aspiración, una caverna de galería de oscilación y un túnel de desfogue. Las estructuras principales de las obras de generación son las siguientes.

- *Plataforma de transformadores y subestación.* Es una plataforma construida a cielo abierto en la elevación 580.0 msnm, anexa a la de operación de compuertas y patio de equipos de ventilación, que en conjunto abarcan una superficie de 232.5 x 119.8 m.



Figura 6.5 Canales de descarga de la Obra de excedencias de la C. H. La Yesca durante su construcción.

- **Obra de Toma.** Esta obra fue construida en un tajo a cielo abierto, cuya plantilla se encuentra en la cota 494.3. La estructura sobre la que se apoyan las rejillas, al igual que los paneles de las mismas son de acero, formadas por 7 medios anillos, soldados a los costados de la bocatoma. La altura total de la estructura es de 17.3 m. El umbral de la toma se ubica a tres diámetros por debajo del NAMINO (cota 518.0 m), con el fin de garantizar un flujo a presión y sin la inclusión de aire.
- **Conductos a presión.** Las tuberías que unen las bocatomas con las unidades generadoras, tienen una longitud de 237.6 m cada una y un diámetro interior de 7.7 m, que se reduce en los últimos 38.0 m del tramo horizontal, de 7.7 a 5.5 m. Las tuberías están alojadas en 2 túneles de sección circular de 9.1 m de diámetro, revestidos con un espesor de 0.7 m de concreto hidráulico reforzado y blindados con camisa de acero desde el inicio del codo inferior hasta el caracol de las turbinas.
- **Casa de Máquinas.** Está alojada en una caverna de 22.8 m de ancho por 111.7 m de largo y 49.9 m de altura. En su interior aloja dos grupos turbogeneradores de 375.0 MW cada uno. Para el izaje de los equipos se cuenta con una grúa viajera capaz de levantar en partes un rotor de 660.0 ton y por razones de operación, mantenimiento y economía se optó por colocar 2 unidades de tipo Francis con una potencia de 375.0 MW y gasto de 230.4 m³/s cada una.
- **Galería de Oscilación.** Es una caverna de 62.5 m de largo, 16.0 m de ancho y 62.2 m de altura, totalmente revestida de concreto reforzado, que en su interior aloja una estructura también de concreto para las ranuras de las compuertas de servicio. La galería de oscilación se conecta a la casa de máquinas por medio de dos túneles difusores, que salen de cada una de las turbinas.
- **Lumbreras de buses¹ y ventilación.** Las lumbreras de buses tienen una sección



Figura 6.6 Obra de toma de la C. H. La Yesca



Figura 6.7 Interior de la tubería a presión, rama horizontal, en la construcción de la C. H. La Yesca.

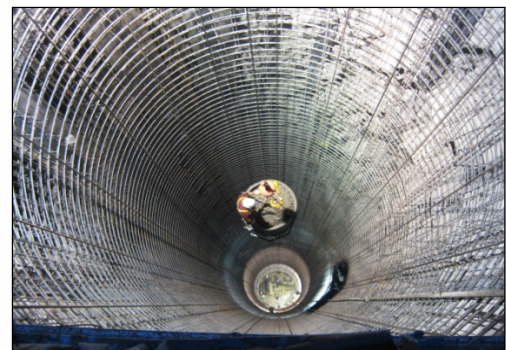


Figura 6.8 Lumbrera de buses, durante los trabajos de revestimiento, en la construcción de la C. H. La Yesca.

¹ Un bus (denominado también barra) es un conductor eléctrico de cobre o aluminio; los tipos utilizados en México son en cable, tubo o solera [70]. En la C. H. La Yesca los buses son tubos de aluminio, que conducen la electricidad de los generadores a los transformadores de potencia.

de excavación de 6.6 m de diámetro y una longitud de 184.6 m, de la elevación 580.0 a la 395.3, las lumbreras se excavaron en dos etapas, en la primera se utilizó una contrapocera¹ de 2.4 m de diámetro y la segunda para su ampliación a sección de proyecto, se utilizó el método de perforación y voladura. Las lumbreras de ventilación son de 3.1 m de diámetro y tienen una longitud de 181.7 m. Tanto las lumbreras de ventilación como las de buses están revestidas con concreto armado.

- *Túnel de Desfogue.* El desfogue es un túnel de sección portal de 13.0 m de ancho x 14.0 m de altura y 254.6 m de longitud, revestido de concreto en todo su desarrollo. En la zona de admisión (pared de aguas abajo de la galería de oscilación), la sección es 13.0 m de ancho x 22.7 m de altura y en los primeros 72.3 m el piso tiene una pendiente positiva del 12%, hasta llegar a la elevación 381.5, que es el nivel de piso del túnel, el cual se conserva hasta la salida del desfogue.

6.2. ASPECTOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS²

6.2.1. Generalidades

El sitio donde se aloja la C.H. La Yesca pertenece a dos provincias geológicas que son: La Faja Volcánica Transmexicana y la Faja Ignimbrítica Mexicana, ambas de edad Cenozoica y origen volcánico. La geología y marco estructural regional están dominados principalmente por tres fenómenos: la subducción de las placas oceánicas bajo la placa continental, la actividad de la Faja Volcánica Transmexicana y la zona sismogeneradora de San Cristóbal de la Barranca, Jal.

Las unidades litológicas donde se encuentran emplazadas las estructuras, incluyen una unidad andesítica y una secuencia de tobas líticas riolíticas, ignimbritas riodacíticas e ignimbritas dacíticas porfídicas, afectadas por cuerpos intrusivos de pórfidos riolíticos, andesitas porfídicas y diques diabásicos; toda esta variedad litológica se encuentra parcialmente cubierta por depósitos lacustres y pumicíticos, terrazas aluviales, depósitos de talud y aluviones recientes, ver figura 6.9.

Desde el punto de vista geológico estructural, el macizo rocoso está afectado por fallas regionales, que generalmente delimitan bloques hacia el noreste. La margen izquierda presenta fallas y estratificación, el relleno en las discontinuidades es en su mayor parte de material arcilloso y suelo orgánico, y la superficie de contacto de algunas fracturas presenta impregnaciones de óxido de hierro. En la margen derecha las discontinuidades identificadas son fallas y estratificación; por lo general las fallas son de tipo normal, con relleno de material cataclástico³ que varía de compacto a deleznable, acompañado de cantidades diversas de arcilla como relleno. Las características de las fallas más importantes de las márgenes izquierda y derecha se muestran en

¹ El procedimiento de excavación de lumbreras mediante contrapocera (Raise Boring Machine, RBM) consiste en perforar con esta máquina, un barreno en sentido descendente (barreno piloto) hasta llegar al nivel inferior, para posteriormente acoplar una cabeza de corte (rima) con el fin de ir ensanchando en sentido ascendente y alcanzar el diámetro deseado [69].

² [25] CFE (2007).

³ Relativo a un tipo de roca en la que la cizalladura y la granulación de los minerales son causadas por la acción de un alto esfuerzo mecánico durante el fallamiento [102].

las tablas 6.1 y 6.2.

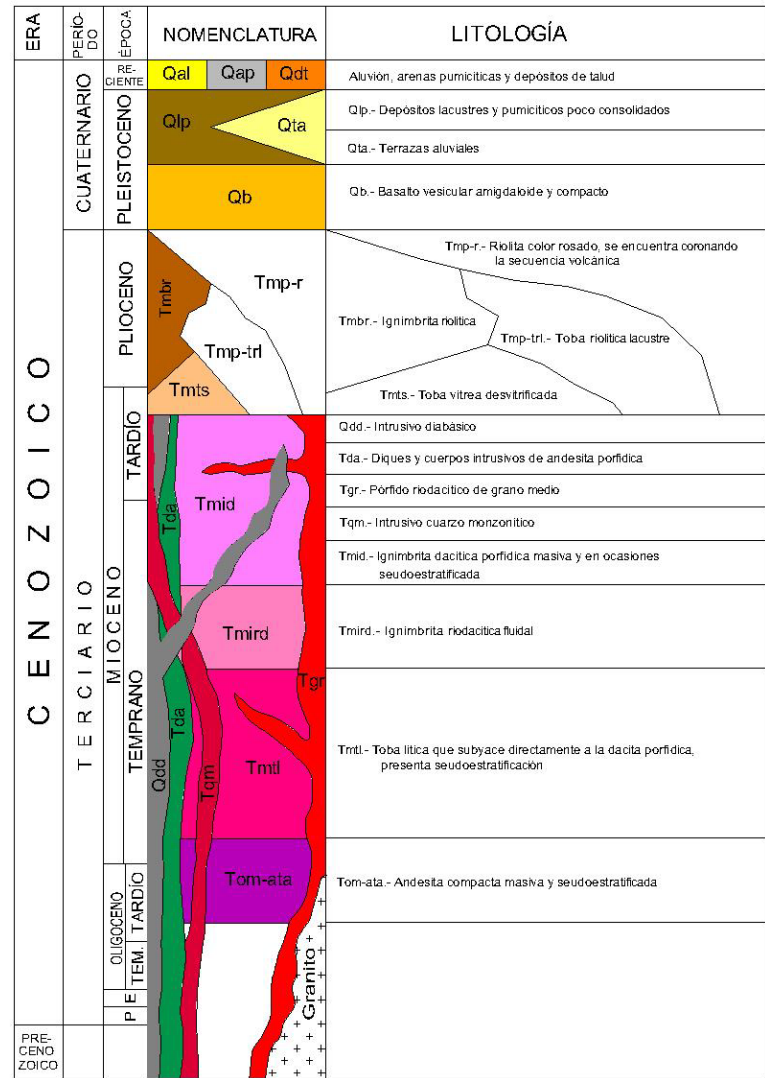


Figura 6.9 Columna estratigráfica en la zona de la C. H. La Yesca.

Tabla 6.1 Características de las principales fallas identificadas en la margen izquierda.					
FALLA	RUMBO Y ECHADO	ESPESOR (m)	CONTINUIDAD (m)	RELLENO	OBSERVACIONES
Mirador	N15°E/85°NW	10.0 a 15.0	700.0	Brecha, arcilla y óxidos	Planos de falla paralelos.
Vertedor 1	N20°E/60°SE	5.0 a 30.0	700.0	Brecha, Roca triturada y arcilla	Espacios vacíos, contacto dacítica porfídica-Riodacita fluidal, afecta.
Vertedor 2	N20°E/60°SE	5.0 a 15.0	400.0	Brecha, Roca triturada y arcilla	Espacios vacíos, contacto dacita porfídica-Riodacita fluidal.
Colapso 1	N85°E/55-80°NW	1.6 a 3.0	600.0	Brecha y arcilla	Asociada con zona de cizallamiento de hasta 10.0 m.
Olga	N75°W/ 65°NE	0.5 a 15.0	350.0	Brecha cementada y arcilla	En algunos sitios la brecha está bien cementada por sílice.
Mogote	E-W/80°N	3.0 a 5.0	200.0	Brecha cementada silicificada	

Lavadero	N – S/53°W	0.6 a 3.0	200.0	Brecha y Roca fracturada	Grandes bloques (15x5x5m), con salida hacia el cauce del río.
----------	------------	-----------	-------	--------------------------	---

Tabla 6.2 Características de las principales fallas identificadas en la margen derecha.

FALLA	RUMBO Y ECHADO	ESPESOR (m)	CONTINUIDAD (m)	RELLENO	OBSERVACIONES
CARRIZALILLO	N25-60°W/ 35-55°NE	0.60 – 0.70	200.0	Roca fracturada y arcilla	Zona de cizallamiento de hasta 60,0 m.
RODADEROS	N40-65°W/ 55-63°NE	0.15 a 0.60	700	Roca fracturada y arcilla	Plano de falla asociado a intenso fracturamiento.
CRUCERO-PIYAYO	N30-40°E/ 63-37°SE	5.0 a 12.0	2500	Brecha y arcilla	Zona de cizallamiento de 5.0 a 35.0 m de espesor.
PILAR	N58-70°E/ 56°SE	0.2 a 0.6	1200	Brecha y arcilla	Incide en el pilar entre casa de máquinas y galería de oscilación.
LA ESPERANZA	N77°E/57°NW	0.3 a 0.8	1500	Brecha, arcilla y óxidos	Roca triturada con arcilla de hasta 0.2 m de espesor; zonas de cizalla.
DESFOGUE-PILARES	N83-88°W/ 50-63°NE a N83°E/62°NW	0.3 a 2.8	3000	Brecha, Roca fracturada y arcilla	Zona de roca brechada con abundante caolín entre planos de intenso fracturamiento.
F-180	N70°W/54°NE	0.6 – 1.0	4500	Roca cizallada, arcilla	Corresponde con el sistema Pilares
COLAPSO NORTE	E - W/70°N	N.D.	6000	-	Falla gravitacional
EL CASQUETE,	N08°W/65°NE	1.2 a 4.5	1 200.0	Brecha silicificada y arcilla	Zona de cizallamiento asociada de hasta 15.0 m
MURCIÉLAGO	N03-20°W/ 88-75°NE	5.0 a 6.0	170.0	Brecha cementada con sílice	Presenta huecos importantes, posible vía de agua perpendicular al plano de estanqueidad.
LA RODILLA	N70°E/61°NW	0.60	170.0	Brecha y arcilla	Puede constituir una vía franca de agua. Su traza disecta la morfología de la margen derecha produciendo una zona crítica a la cota 580,0 m directamente aguas arriba del eje de cortina.

6.2.2. Condiciones identificadas en la Casa de Máquinas durante los estudios previos

Con la información obtenida de la exploración geológica superficial y la exploración subterránea mediante la construcción de un socavón, se pronosticó que la caverna para la casa de máquinas se excavaría tanto en la ignimbrita dacítica porfídica como en la ignimbrita riodacítica fluidal; se estimó que sería afectada por las fallas Pilar, Crucero-Pitayo, La Esperanza y por los planos de estratificación.

La ignimbrita dacítica porfídica está representada por una roca de color gris cuando esta inalterada, y verdosa o rojiza por alteración, es de textura porfídica con abundantes cristales. La masa de roca exhibe estructura masiva y en ocasiones se muestra estratificada, es dura y compacta, sin embargo se encuentra afectada por un fuerte fracturamiento. La ignimbrita riodacítica fluidal se trata de una roca piroclástica de color gris claro que varía a pardo u ocre y al intemperizar adquiere tonalidades amarillentas, exhibe textura fluidal que va desde afanítica

hasta porfídica, con estratos que tienen espesores variables de 0.2 a 1.5 m de espesor. El macizo rocoso se presenta fuertemente silicificado debido a alteración hidrotermal que ha sellado gran parte de las discontinuidades presentes, lo que ha producido una roca muy dura y cohesiva; sin embargo, aunque es de alta dureza exhibe un denso fracturamiento. Ambas unidades litológicas pertenecen al mioceno en el periodo terciario.

Durante los estudios se identificaron en esta margen dos bloques, uno superior y otro inferior, delimitados por la falla Crucero-Pitayo (ver plano 1 del apéndice B). Se determinó que la estructura de la casa de máquinas quedaría alojada en el bloque inferior considerado como de buena calidad, ya que los valores de resistividad lo hacen ver muy homogéneo y de buen tamaño en sentido longitudinal, aunque transversalmente es cortado por 3 cambios resistivos, lo cual se relaciona al paso de estructuras geológicas o bien uno de ellos a un contacto geológico entre unidades litológicas.

En la siguiente tabla se presentan las características de las principales discontinuidades identificadas en la zona de la caverna de la casa de máquinas.

Tabla 6.3 Características de los principales sistemas estructurales en la caverna de Casa de Máquinas.

Sistema	Discontinuidades más importantes	Fr = Frecuencia (fracturas por metro lineal)	Ru = Rugosidad Ab = Abertura (cm) y relleno	Observaciones
S1 N79°E/62°NW	Fallas F-17, La escondida, Pilar, La Esperanza y fracturas	3 a 4 y en ocasiones hasta 10. Planos de falla importantes a cada 20.0 m	Ru = Ondulada-rugosa, a rugosa plana. Ab = 0.1 a 0.3 rellenos de arcilla y calcita, parcialmente roca-roca.	Es un fracturamiento frecuente y seco.
S2 N25°E/67°SE	Fallas Crucero-Pitayo, La Quebrada y fracturas	4 y hasta 8, en zonas de falla	Ru = Plana-lisa, plana-rugosa y ondulada-lisa. Ab = 0.01 a 0.3, relleno de arcilla, poca calcita. En roca sana fracturas cerradas.	Continuo, con óxidos de hierro entre fracturas. La falla Crucero-Pitayo contiene mucha humedad y una franja de alteración de 3.0 a 35.0 m.
S3 N30°W/68°NE	Falla El Gotero y fracturas	1 a 10, las fallas más relevantes aparecen a cada 20.0 m	Ru = Ondulada-rugosa, en Ab = 0.01 a 0.4, relleno de arcilla, en roca sana fracturas cerradas con pátina de óxidos de hierro, parcialmente roca-roca.	Es abundante y continuo. La falla El Gotero presenta goteo continuo de agua.
S4 N50°W/54°SW	Estratificación	3 a 2	Ru = Ondulada-lisa, plana-rugosa Ab = generalmente está en contacto roca-roca.	Se presenta en las dos unidades litológicas del sitio y es muy frecuente.

6.2.3. Condiciones encontradas en la Casa de Máquinas durante la excavación¹

La presencia de la falla geológica Crucero-Pitayo afectando la bóveda y tímpano oriente de la caverna de la casa de máquinas propició que se decidiera excavar un socavón piloto por el eje de la misma, a nivel de la bóveda, con el objeto de conocer las características del macizo rocoso. El

¹ [65] Orozco (2010).

socavón tuvo una longitud del orden de 139.0 m y se excavó en sección portal de 2.8 m de ancho X 3.2 m de altura. Ver plano 2 del apéndice B.

La falla Crucero-Pitayo pone en contacto lateral a rocas de la unidad riodacítica fluidal (Tmird¹) con la dacita porfídica (Tmid²), por lo que desde el cadenamiento 0+048.0 y hasta el frente de la excavación (cad. 0+139.0), el socavón se excavó en la riodacita fluidal.

Entre el cadenamiento 0+048.0 y 0+070.0, en el bloque alto de la falla Pilar, mejora la calidad de la roca, aunque persiste el fuerte fracturamiento en bloques, asociado a fallas secundarias (ver tabla 6.4); en este tramo, la masa de roca se encuentra más sana y predominan las fallas del sistema de la falla Pilar, representadas por un espesor variable de material brechado con alteración argílica.

De 0+070.0 a 0+090.0, el macizo rocoso presenta un aspecto brechado y alteración parcial de tipo argílico, pues corresponde con una zona afectada por las fallas S-1, S-2 y S-3, de las cuales las dos primeras presentan un espesor de 40.0 cm de brecha con arcilla, estas estructuras geológicas tienen una actitud similar a la falla Pilar y se proyectan a elevaciones superiores formando una cuña mayor con la falla Crucero-Pitayo.

A partir del cadenamiento 0+090.00 y hasta el 0+139.00 se presenta nuevamente roca fracturada en bloques, relativamente sana. El rasgo estructural más importante en este tramo del socavón, se refiere a la falla S-4, ubicada en el cadenamiento 0+119.00 del muro izquierdo, con una actitud semiparalela a la seudoestratificación, representada por una zona de 1.30 a 1.50 m de espesor de roca lajeada, en capas de 5 a 15 cm, el plano de falla contiene de 2 a 10 cm de arcilla color gris oscuro; se trata de un plano de bajo ángulo con filtración de agua sobre su traza, que en combinación con los sistemas de fracturas forma cuñas potencialmente inestables en la bóveda y pared de aguas arriba de la caverna. En esta zona también se observa un plano de falla, con estrías bien definidas en posición sub-horizontal.

La falla Crucero-Pitayo se observó afectando el límite oriente de la casa de máquinas, con un espesor de 5 a 6 m de material triturado y 1 m de arcilla color gris claro en la zona del plano de falla, mientras que la falla Pilar está representada por un sistema de fallas paralelas identificadas hasta el cadenamiento 0+032.00 del socavón exploratorio; estas estructuras geológicas forman una cuña potencialmente inestable en la bóveda, en la zona de la playa de montaje (ver plano 1 del apéndice B), por lo cual se consideró conveniente reubicar esa zona en el extremo poniente de la caverna de la casa de máquinas, ver figura 6.11.

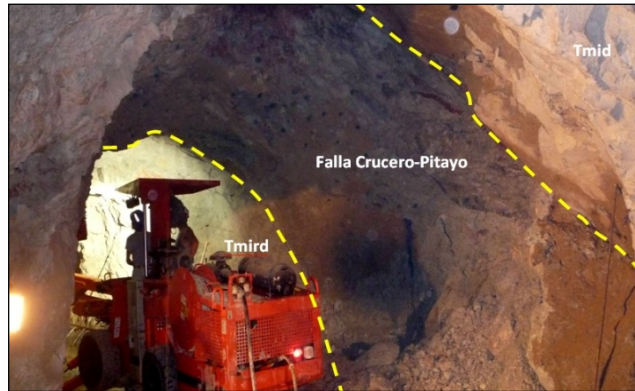


Figura 6.10 Vista de la falla Crucero-Pitayo en el 0+048 del socavón piloto.

¹ Tmird: Unidad litológica Ignimbrita (i) Riodacítica (rd), perteneciente al mioceno (m) en el periodo terciario (T).

² Tmid: Unidad litológica Ignimbrita (i) Dacítica (rd), perteneciente al mioceno (m) en el periodo terciario (T).



Figura 6.11 A. Ubicación original de la Casa de Máquinas, con la playa de montaje en el extremo oriente; B. Ubicación definitiva de la Casa de Máquinas, con la playa de montaje en el extremo poniente. El cambio en la posición de la playa de montaje hizo que la longitud de la caverna aumentara en 8.2 m (de 103.5 a 111.7 m), conservando la misma altura y el mismo ancho.

Por otra parte, en la pared de aguas abajo de la casa de máquinas la riodacita fluidal se presenta como una roca de color gris claro a gris verdoso, dura, compacta, parcialmente alterada, por lo general, fuertemente fracturada, con algunos tramos con fracturamiento moderado; principalmente se trata de planos de superficie rugosa con marcados alabeos en su trayectoria que modifican su rumbo y echado, el material de relleno es arcilla con espesor de 1 a 3 mm.

El grado de fracturamiento de la roca obedece a la afectación intensa de fallas geológicas, cuya combinación originó zonas cizalladas, que disminuyen la calidad de la masa de roca. En la tabla 6.4 se dan a conocer las características de las principales fallas que afectan la pared de aguas abajo de casa de máquinas.

Tabla 6.4 Descripción de las fallas que afectan la pared aguas abajo de la caverna de la Casa de Máquinas.

FALLA	RUMBO Y ECHADO	ESPESOR (m)	CARACTERISTICAS
S - 1	N 57-60° E / 52-73° NW	0.40 - 0.60	Zona brechada, arenosa, semiplástica, de color crema; en el plano de falla arcilla de 1 a 2 cm de espesor, presencia de limonita en los planos de falla.
S - 2	N 75° E / 33-68° NW	0.10 - 0.70	Zona brechada, con arcilla en la junta de 2 cm de espesor.
S - 3	N 58° E / 47-73° NW	0.15 - 2.00	Presenta una zona de brecha de falla con arcilla color gris verdosa, en la junta con 5 y 20 cm de espesor.
S - 4	N 40-47° W / 41- 52° NE	0.40 - 1.00	Brecha, en el plano de falla arcilla de color gris verdoso de 1 a 20 cm.
S - 5	N 28-86° E / 40-52° NW	0.60 - 1.00	Brecha con arcilla de color gris verdoso, en los planos de falla con impregnaciones 1 a 5 cm.
S - 6	N 78° E / 70° NW	0.60 - 0.80	Representada por material brechado y arcilla poco plástica color crema.
PILAR	N 72° E / 53° NW	0.80	Zona de cizalla con arcilla entre las juntas, con espesores de hasta 2 cm.

La combinación de estos sistemas de falla y fractura genera bloques tabulares y cuñas de dimensiones variables, algunas con inestabilidad potencial debido a que tienen salida hacia el claro libre de la excavación de la casa de máquinas. Ver plano 3 del apéndice B.

Finalmente, de acuerdo con los levantamientos geológicos efectuados en la pared de aguas arriba de la casa de máquinas, desde la bóveda (El. 413.50), hasta la elevación 372.45 msnm, es posible distinguir cuatro zonas características de calidad de roca, relacionadas con el grado de incidencia de las fallas geológicas, tal y como se describe a continuación:

- **Zona 1.** En la parte baja de la falla CM-1, entre los cadenamientos 0+000.00 y 0+025.00, quedó expuesta una roca con tramos muy fracturados, que se puede clasificar como de regular a mala calidad.
- **Zona 2.** Comprendida entre las fallas CM-1 y S-3 (cad. 0+025.00 – 0+055.00), está representada por un fuerte cizallamiento de la roca, con espesores importantes (0.20 a 1.20 m) de material brechado entre los planos de las fallas CM-1, S-1, S-2 y S-3, adicionalmente existen fallas de carácter local, que en conjunto definen un macizo rocoso de mala calidad
- **Zona 3.** El bloque limitado por las fallas S-3 y S-5 está compuesto por roca de regular calidad, fracturada, cuyos planos forman bloques tabulares y cuñas.

- **Zona 4.** Corresponde con el bloque alto de la falla S-5, donde la roca presenta un grado de fracturamiento intenso y alteración argílica parcial, producto del emplazamiento del dique diabásico que afecta diagonalmente las paredes de aguas arriba y poniente de la casa de máquinas.

Las fallas del sistema Pilar y los sistemas secundarios de fallamiento y fracturamiento (ver tabla 6.5) tienen una disposición encajonate con relación a la pared de aguas arriba de la casa de máquinas, es decir buzcan hacia el interior del macizo rocoso, lo cual es favorable para la estabilidad de la pared y la caverna en general; no obstante esta condición favorece el fallamiento por volteo de algunos bloques. Ver plano 4 del apéndice B.

Tabla 6.5 Descripción de las fallas que afectan la pared aguas arriba de la caverna de la Casa de Máquinas.

FALLA	RUMBO	ECHADO	CARACTERÍSTICAS
S-1	N 69° E	54° NW	De 0.1 a 1.1 m de espesor de material brechado
S-2	N 59° W	34° NE	Con $\pm$ 20 cm de espesor de material brechado
S-3	N 72° W	37° NE	Con $\pm$ 2 m de espesor de material brechado
S-4	N 47° W	41° SW	Plano de falla con 10 cm de arcilla, hasta 1.30 m de brecha de falla
S-5	N 85° E	40° NW	De 0.30 a 0.80 m de material brechado
S-6	N 66° E	70° NW	Con 0.50 m de brecha de falla
CM-1	E - W	49° N	Con 0.60 m de brecha de falla

6.3. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA CASA DE MÁQUINAS

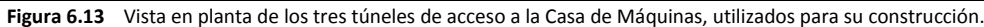
6.3.1. Excavación y soporte de los túneles de acceso a la Casa de Máquinas

Para excavar la Casa de Máquinas se construyeron tres túneles de acceso, los cuales tuvieron su función conforme se avanzó en la construcción. Ver figura 6.13.

La excavación de los túneles fue realizada por el método de perforación y voladura, el equipo empleado para la perforación fueron jumbos de 2 y 3 brazos. Se utilizó hidrogel encartuchado y ANFO para las voladuras, junto con el sistema de iniciación no eléctrico.



Figura 6.12 Inicio de la excavación de los túneles de acceso a la Casa de Máquinas. Se aprecian los marcos de acero retacados con concreto, para el soporte de la excavación en la entrada del túnel.



172

El último túnel de acceso en construirse fue el que llega por la pared poniente, en la elevación 472.05. Este túnel sirvió para retirar el material producto de la excavación, e iniciar las excavaciones de la galería de inspección y los fosos de las turbinas.

Los sistemas de soporte utilizados para estos túneles fueron: anclas de acero de 3.8 cm (1.5") de diámetro inyectadas con mortero, y concreto lanzado con fibra metálica, así como la colocación de marcos de acero del perfil I retacados con concreto, en las zonas que fue necesario. Además de este soporte, se realizaron barrenos para ser utilizados como drenes.

6.3.2. Excavación y soporte de la Casa de Máquinas

▪ Bóveda (elevación 413.5 – 405.5)

La bóveda de la Casa de Máquinas fue excavada por etapas debido a las condiciones del macizo rocoso y al tamaño de la sección. Las etapas consistieron en excavar primero una galería central de 8.0 x 8.0 m, colocando soporte, y posteriormente desbordar los laterales con un desfaseamiento entre 6.0 y 10.0 m dependiendo de las condiciones del terreno. Al igual que los túneles de acceso, la caverna de la Casa de Máquinas fue excavada con el método de perforación y voladura, utilizando máquinas Jumbo de dos y tres brazos para la perforación de barrenos. Para evitar dañar la roca de la bóveda y paredes más allá de la línea de excavación se utilizó la técnica de postcorte.



Figura 6.15 Excavación de la bóveda de la Casa de Máquinas. Se observa el avance de la excavación en las etapas ya descritas, con la galería central y los desbordes laterales desfaseados algunos metros. Al fondo en la galería central se encuentra un Jumbo de tres brazos perforando los barrenos para la colocación de anclaje, y al inicio de la parte lateral izquierda de la bóveda, un Jumbo de dos brazos perforando barrenos para drenaje.

El soporte consistió en la colocación de concreto lanzado de $f'c = 16.92$ MPa con fibra metálica, de

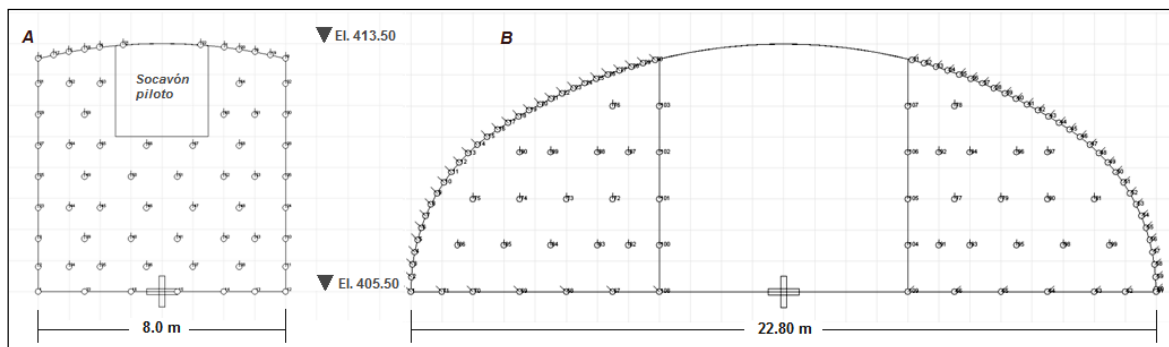


Figura 6.16 Plantillas de perforación utilizadas en la bóveda de la Casa de Máquinas. A. Zona central de la bóveda; B. Zonas laterales de la bóveda.

7 cm de espesor, y anclas de acero corrugadas de 3.8 cm de diámetro y de 12 a 20 m de longitud, inyectadas con mortero, y colocadas perpendicularmente a la superficie en un patrón en tresbolillo¹ de 1.8 x 1.8 m.

Además del soporte también se realizó la perforación de barrenos para ser utilizados como drenes y permitir la salida del agua por estos. Estos barrenos de 76.2 mm de diámetro y 12.0 m de longitud se perforaron en un patrón en tresbolillo de 3.6 x 3.6 m.

El retiro del material de rezaga producto de la excavación, se realizó por el túnel de acceso a la bóveda de Casa de Máquinas, con la ayuda de un cargador frontal, una excavadora y camiones de volteo.

Una vez que ya se tenía el 60 % de excavación de la bóveda, y antes de iniciar con la excavación de banco, se empezó con la colocación del revestimiento definitivo de la bóveda, el cual consistió en la colocación de concreto lanzado reforzado con 2 lienzos de malla electrosoldada.

La malla electrosoldada fue fijada con clavos a la primera capa de concreto lanzado, así como con las placas de reparto del anclaje. El espesor de la capa de concreto lanzado colocada fue de 15cm, pero posteriormente se colocó una segunda capa de 10 cm en algunas zonas que lo requirieron.

▪ Primer banqueo (elevación 405.5 – 399.0)

La excavación de banco se realizó por el metodo de perforación y voladura, utilizando perforadoras hidráulicas sobre orugas para la perforación de barrenos verticales en el piso.

En el contorno de las paredes se realizaron voladuras de precorte para evitar dañar la roca de estas zonas y obtener un perfil de excavación más regular. En las zonas que fueron necesarias, se perfiló con un martillo hidráulico instalado en una excavadora sobre orugas.

Las voladuras de banco se realizaron con explosivos de hidrogel y ANFO, usando el cartucho de



Figura 6.17 Colocación de la malla electrosoldada en la bóveda de la Casa de Máquinas, con la ayuda de manipuladores telescópicos.



Figura 6.18 Colocación de concreto lanzado para revestimiento definitivo en la bóveda de la Casa de Máquinas, con la ayuda de equipos robotizados.

¹ La colocación de las anclas con un patrón en tresbolillo se refiere a colocar filas paralelas, de modo que cada ancla de una fila quede frente a un hueco (entre dos anclas) de la fila siguiente.

hidrogel como cebo; para la iniciación de la voladura se utilizó el sistema no eléctrico, empleando retardantes nonel tipos MS y LP.

El retiro de la rezaga se realizó inicialmente por el túnel de acceso a la bóveda de la Casa de Máquinas con ayuda de una rampa construida para tal efecto, con el mismo material excavado, y posteriormente se retiró por el túnel de acceso a la Casa de Máquinas por playa de montaje, en la pared aguas arriba. La maquinaria utilizada para esta actividad fue un cargador frontal, una excavadora sobre orugas y camiones de volteo.

El soporte de las paredes al igual que en la bóveda, se realizó con la colocación de concreto lanzado y anclas de acero. Se colocó una primera capa de 7.0 cm de concreto lanzado de $f'c = 16.92$ MPa con fibra metálica y posteriormente se colocaron anclas de acero de 3.8 cm de diámetro, inyectadas con mortero.

La longitud de las anclas y el espacio entre éstas fue variable, pues debido al gran tamaño de la caverna, las condiciones del macizo rocoso fueron diferentes en cada pared. En la tabla siguiente se muestran los datos del anclaje colocado por pared.

Tabla 6.6 Anclaje colocado en las paredes de la caverna de la Casa de Máquinas, elevación 399.0 – 405.5.

Estructura	Patrón de anclaje (m)	Longitud del anclaje(m)
Pared aguas arriba	2.5 x 2.5	6 y 12
Pared aguas abajo	2.0 x 2.0 y 2.5 x 2.5	9, 12 y 20
Pared poniente	1.9 x 1.9	6, 9 y 12
Pared oriente	2.5 x 2.5	6, 9 y 12

También en las paredes se realizaron barrenos de 76.2 mm de diámetro y 9.0 m de longitud, con una inclinación ascendente de 10° en un patrón en tresbolillo de 3.8 x 3.8 m para la pared poniente y de 5.0 x 5.0 m para las otras paredes. La perforación de estos barrenos y de los barrenos para la colocación de anclaje se realizó con perforadoras hidráulicas sobre orugas y Jumbos electrohidráulicos.



Figura 6.19 Inicio de la excavación del primer banco. En la imagen se observa una excavadora con martillo hidráulico perfilando el muro aguas abajo de la caverna.



Figura 6.20 Excavación del primer banco de la caverna de la Casa de Máquinas.

▪ **Segundo banqueo (elevación 399.0 – 392.95)**

El segundo banqueo al igual que todos los demás banqueos, fue excavado con los mismos métodos y maquinaria que el primero. El material producto de la excavación fue desalojado por el túnel de acceso a Casa de Máquinas por la playa de montaje, comunicado en la pared aguas arriba.

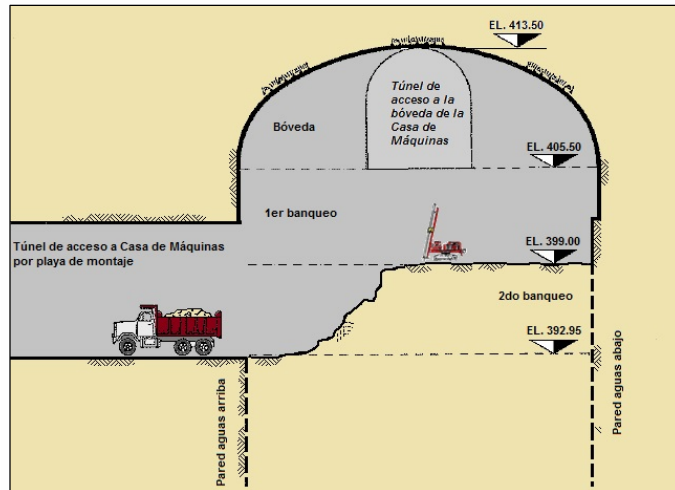


Figura 6.21 Esquema del segundo banqueo de la caverna de la Casa de Máquinas.

El soporte instalado en las paredes, también consistió en la colocación de concreto lanzado y anclas de acero, así como la perforación de barrenos para drenaje. En la tabla 6.7 se muestran los datos del anclaje instalado entre las elevaciones de este banqueo.

Tabla 6.7 Anclaje colocado en las paredes de la caverna de la Casa de Máquinas, elevación 392.95 - 399.0.

Estructura	Patrón de anclaje (m)	Longitud del anclaje(m)
Pared aguas arriba	2.5 x 2.5	6, 12 y 18
Pared aguas abajo	2.0 x 2.0 y 2.5 x 2.5	9, 12 y 20
Pared poniente	1.9 x 1.9	6, 9 y 12
Pared oriente	2.5 x 2.5	6, 9 y 12

Terminada la excavación de este banco, se inició con la instalación de dos lienzos de malla electrosoldada desde la elevación 405.50 hasta la 392.95, abarcando las paredes excavadas en ambos banqueos, y se colocó una capa de 15 cm de espesor de concreto lanzado, que para estas elevaciones quedaría como revestimiento definitivo de las paredes, ver figura 6.30

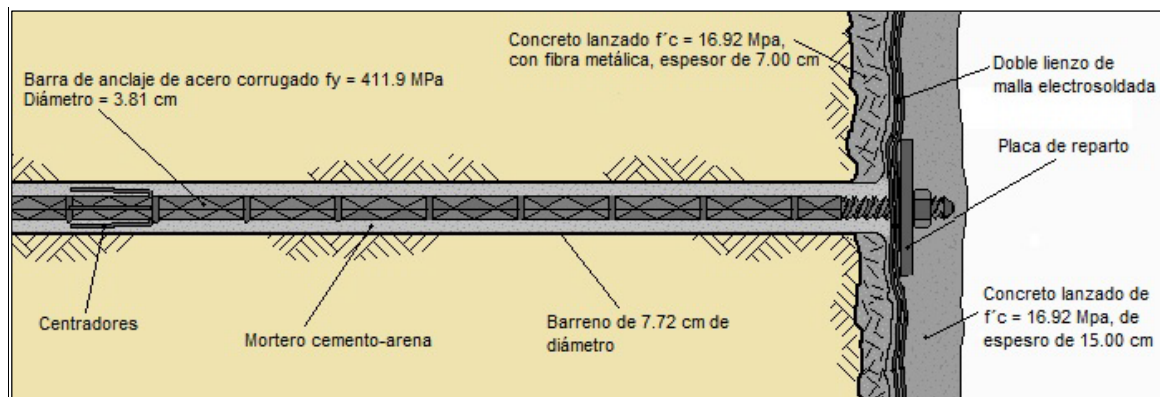


Figura 6.22 Esquema de los sistemas de soporte instalados, y el revestimiento definitivo en las paredes de la caverna de la Casa de Máquinas, entre las elevaciones 413.50 y 392.95.

▪ **Tercer banqueo (elevación 392.95 – 387.50)**

En el tercer banqueo, la zona de playa de montaje ya no se excavó, pues la elevación inicial de este banco es el nivel del piso de dicha zona, por lo que ahora la pared poniente es la pared que se encuentra debajo de la playa de montaje.

El material producto de la excavación se retiró por el túnel de acceso a la Casa de Máquinas por playa de montaje, para ello se construyó una rampa provisional del mismo material de la excavación con la ayuda de un tractor D8 sobre orugas. Los datos del anclaje colocado en este banqueo se muestran en la siguiente tabla.



Figura 6.23 Tercer banqueo de la caverna de la Casa de Máquinas. Se observa al fondo la playa de montaje, y en las paredes algunas piezas ya colocadas que servirán para el apoyo de la grúa viajera.

Tabla 6.8 Anclaje colocado en las paredes de la caverna de la Casa de Máquinas, elevación 387.50 - 392.95.

Estructura	Patrón de anclaje (m)	Longitud del anclaje(m)
Pared aguas arriba	2.5 x 2.5	18 y 24
Pared aguas abajo	2.0 x 2.0 y 2.5 x 2.5	12 y 20
Pared poniente	1.9 x 1.9	6, 9 y 12
Pared oriente	2.5 x 2.5	6 y 12

▪ **Cuarto banqueo (elevación 387.50 – 381.70)**

En el cuarto banqueo, el material de rezaga se extrajo por uno de los túneles de la tuberías a presión, el cual ya estaba comunicado con la caverna.

Como parte del sistema de soporte, se colocaron anclas de acero de 3.8 cm de diámetro (ver tabla 6.9), se instaló un lienzo de malla electrosoldada en las paredes de éste y del banqueo anterior, y se colocó concreto lanzado con un espesor de 10 cm. A diferencia del concreto lanzado colocado

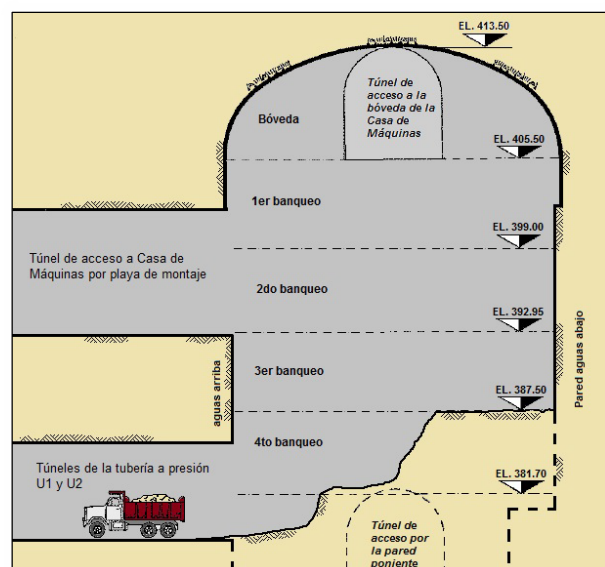


Figura 6.24 Esquema del cuarto banqueo de la caverna de la Casa de Máquinas.

en los banquetes anteriores, éste sirvió únicamente como soporte, ya que el revestimiento definitivo en estas elevaciones fue concreto armado colado en el sitio.

Tabla 6.9 Anclaje colocado en las paredes de la caverna de la Casa de Máquinas, elevación 381.70 - 387.50.

Estructura	Patrón de anclaje (m)	Longitud del anclaje(m)
Pared aguas arriba	2.5 x 2.5	18 y 24
Pared aguas abajo	2.0 x 2.0 y 2.5 x 2.5	9, 12 y 20
Pared poniente	1.9 x 1.9	6, 9 y 12
Pared oriente	2.5 x 2.5	6, 12 y 20

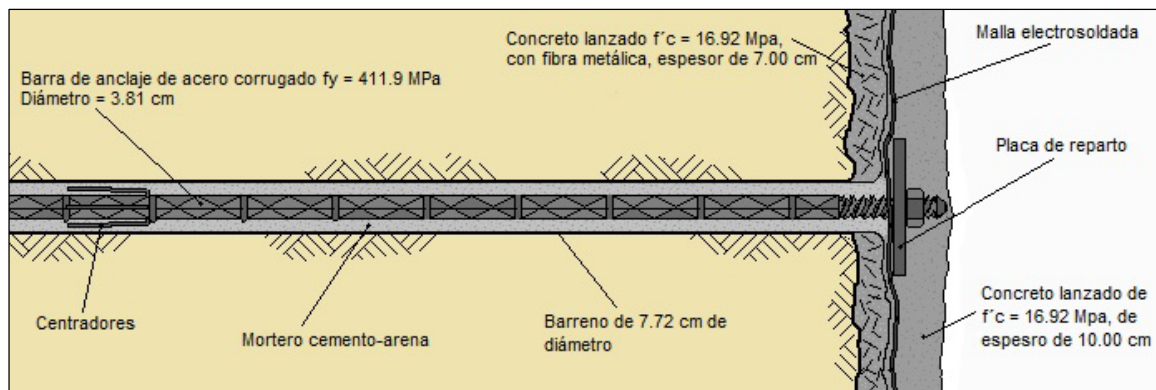


Figura 6.25 Esquema de los sistemas de soporte instalados en las paredes de la caverna de la Casa de Máquinas, entre las elevaciones 392.95 y 363.60.

▪ Quinto banqueo (elevación 381.70 – 377.10)

Para el quinto banqueo ya estaba comunicado el túnel de acceso por la pared poniente de la caverna de la Casa de Máquinas, por lo que el material excavado se retiró por uno de los túneles de la tubería a presión y también por este último túnel de acceso. Los datos del anclaje se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 6.10 Anclaje colocado en las paredes de la caverna de la Casa de Máquinas, elevación 377.00 - 382.00.

Estructura	Patrón de anclaje (m)	Longitud del anclaje(m)
Pared aguas arriba	2.5 x 2.5	18
Pared aguas abajo	2.0 x 2.0 y 2.5 x 2.5	6, 9 y 20
Pared poniente	1.9 x 1.9	9 y 12
Pared oriente	2.5 x 2.5	12 y 20

▪ **Sexto banco (elevación 377.10 – 373.84)**

El material de rezaga del sexto banco fue retirado por el túnel de acceso a la Casa de Máquinas por la pared poniente.

En este banco se inició la excavación de los fosos de turbinas hasta la elevación de la bóveda de los túneles de aspiración, y fue excavada la galería de inspección hasta su nivel de piso. Para perfilar los fosos de turbinas se realizaron voladuras de precorte.

El anclaje y concreto lanzado fueron colocados en las paredes de la caverna, así como en las paredes de los fosos de turbinas.

▪ **Fosos de turbinas (elevación 373.84 – 363.60)**

Los fosos de turbinas se excavaron en dos etapas más, una primera etapa desde la elevación 373.84 a la 369.00, realizando la perforación de barrenos verticales para la voladura. El material producto de la excavación fue retirado por los túneles de aspiración, ya comunicados con la caverna de la Casa de Máquinas en ese momento.

La segunda etapa consistió en excavar desde la elevación 369.00 a 363.60, pero con la perforación de barrenos horizontales; esta actividad se realizó desde los túneles de aspiración, y la rezaga fue retirada por estos mismos túneles.

Finalmente con un martillo hidráulico se perfilaron las zonas que fueron necesarias en los fosos, y fue colocado el soporte en las paredes de éstos.



Figura 6.26 Sexto banco de la Casa de Máquinas. Se observa al fondo la entrada del túnel de acceso por la pared oriente.

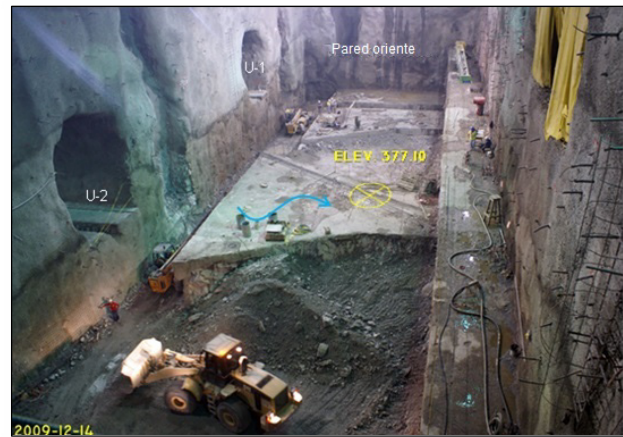


Figura 6.27 Excavación de los fosos de turbinas. Se observa del lado izquierdo (pared aguas arriba), la entrada de los túneles para las tuberías a presión.



Figura 6.28 Excavación de los fosos de turbinas. Etapa final.

Con esta última etapa quedó concluida la excavación de la caverna de Casa de Máquinas, iniciada en febrero del 2009 y finalizada en febrero de 2010, con un volumen total excavado de 86,900 m³.

Las siguientes actividades que se realizaron en la caverna de la Casa de Máquinas fueron la colocación del equipo electromecánico, y concreto armado para el empaque de las diferentes piezas, así como la construcción de los diferentes pisos y accesos definitivos, para la operación y funcionamiento de la Casa de Máquinas.



Figura 6.29 Vista de la Casa de Máquinas en el piso superior, elev. 393.20. En la parte superior se observa un techo arqueado de lámina, colocado para captar el agua filtrada por los drenes en la bóveda, y proteger el equipo electromecánico e instalaciones dentro de ésta.

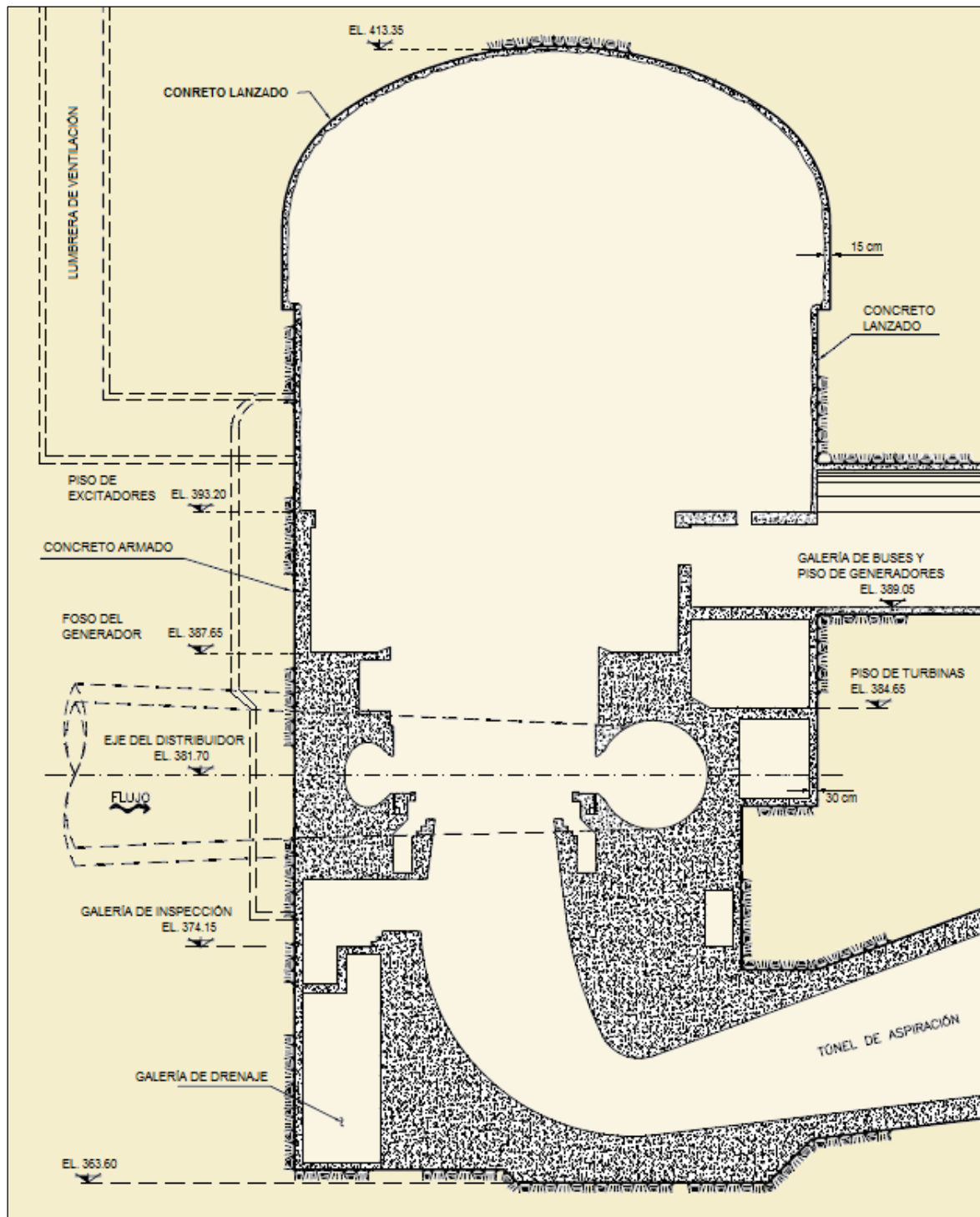


Figura 6.30 Sección transversal de la Casa de Máquinas de la C. H. La Yesca, revestimiento definitivo con concreto armado colado en el sitio y concreto lanzado en la parte superior.

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES

La construcción de estructuras subterráneas es una práctica muy antigua, y la ocupación de estos espacios subterráneos naturales una práctica de miles de años atrás. Este espacio siempre ha representado un lugar de protección para el ser humano, inicialmente del clima adverso y animales peligrosos, y posteriormente de otros seres humanos.

Debido a los diversos usos que a este espacio se le pueden dar, y a las ventajas que en muchos casos presenta, la construcción subterránea se ha convertido desde hace ya varios años en una actividad muy común, esto por supuesto también acompañado por los avances tecnológicos surgidos en las distintas áreas que participan en esta actividad.

A pesar de estos avances tecnológicos, los cuales han facilitado enormemente en muchos aspectos la construcción subterránea, esta actividad sigue teniendo grandes riesgos. Es por ello que se debe poner especial cuidado en todas las tareas a realizar para la ejecución de tal empresa, desde el inicio de las investigaciones y estudios, hasta la puesta en operación de la estructura.

Los estudios geológicos y geotécnicos son de gran relevancia, es muy importante realizar todas las investigaciones necesarias que permitan obtener información de toda la zona de interés. Planificar las exploraciones geológicas permitirá localizar y definir de manera más precisa las condiciones que pueden presentar peligro o gran dificultad durante la construcción.

Poseer información geológica y geotécnica útil, ayudará a posicionar convenientemente la estructura subterránea y desarrollar de manera adecuada los sistemas de construcción, como lo son la excavación, el soporte y el revestimiento, así como plantear el programa de trabajo para las diversas actividades.

La elección del método de excavación más adecuado, depende no solo de las características geológicas y geotécnicas del lugar, sino también del tipo de estructura subterránea a construir, pues lo que pudiera ser factible para un tipo de estructura podría no serlo para otra, aun cuando las condiciones geológicas sean exactamente las mismas para ambos casos. Al hablar de factibilidad es necesario dividirla para nuestro caso en 2 vertientes: factibilidad técnica y factibilidad económica, por ejemplo: construir un túnel de 250 m de longitud puede ser técnicamente factible utilizando una tuneladora, sin embargo, es seguro que económicamente no lo sea, porque el enorme gasto económico de esta máquina no podría solventarse con la construcción de un túnel de tan pequeña longitud. Algo diferente sería si el túnel tuviera una longitud de 25 km, seguramente la tuneladora sería la mejor opción.

Por supuesto estos valores que se han sugerido solo sirven para ejemplificar lo escrito al inicio del párrafo anterior, no obstante, es posible realizar los estudios que nos permitan saber a partir de qué longitud es económicamente factible utilizar una tuneladora, o cualquier otro de sistema de excavación.

En el país, el uso de tuneladoras para roca no ha sido muy común, existen pocos proyectos que hayan utilizado una máquina de este tipo, y esto obedece a que los grandes túneles de los últimos años se han construido en la ciudad de México, donde no se necesitan máquinas para roca, sino para suelo. Sin embargo es importante que los ingenieros y constructores del país estén al día en cuanto a las tecnologías disponibles para este tipo de trabajos, y que conozcan las ventajas y desventajas de los diversos sistemas existentes, no solo para la excavación sino para la construcción en general de este tipo de estructuras.

En el caso del soporte, la colocación de anclas en combinación con el concreto lanzado son los sistemas más utilizados. Estos brindan un excelente soporte ante los esfuerzos presentados por la excavación dentro del macizo rocoso. Cuando estos sistemas sean insuficientes, los marcos metálicos son una opción que permitirá soportar aquellas zonas más vulnerables dentro de la excavación, sobre todo si se pretende mantener por largo tiempo a la estructura sin el revestimiento definitivo, pues aunque el soporte no es una de las tareas principales del revestimiento, sí brinda un gran refuerzo, sobre todo si se trata de concreto armado.

Junto con los sistemas de soporte es muy común realizar algunos otros tratamientos, principalmente para el control o abatimiento del agua. Es importante que para el diseño de estos tratamientos se tome en cuenta el tipo de revestimiento final y tipo de estructura, ya que en algunos casos será necesario colocar algún sistema de impermeabilización, el cual permita realizar de forma adecuada los trabajos de revestimiento y evitar las filtraciones de agua hacia el interior de la estructura una vez concluida.

Todas estas actividades necesarias para la construcción deben realizarse con estricto apego a las normas y reglamentos correspondientes, y en caso de existir, a las especificaciones de

construcción para dicha estructura. Esto nos dará una mayor certeza de que la estructura subterránea cumple con los requisitos de calidad y seguridad necesarios para su operación.

Durante la construcción es posible que se presenten múltiples inconvenientes, por lo que contar con los procesos adecuados y personal competente aumentará la capacidad de atender con mayor rapidez cualquier emergencia. El improvisar con el personal o con la maquinaria podría parecer de inicio un negocio económicamente rentable, sin embargo, existe una gran posibilidad de terminar con un mayor costo económico, y en el peor de los casos, aunado a esto, una tragedia que cobre vidas humanas.

Es por esto que el éxito de este tipo de proyectos, más que radicar en la tecnología de las máquinas y de los diversos accesorios utilizados, recae en la preparación y compromiso de los trabajadores que laboran en ellos y de los ingenieros que los dirigen. Es fundamental tener personal capacitado para las diferentes tareas a realizar, así como contar con reglamentos de seguridad que permitan reducir los diversos riesgos existentes en esta actividad.

BIBLIOGRAFÍA

■ REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Alberro, Jesús y Díaz Mora, Carlos (1983). *Flujo de agua en macizos rocosos*. México: Instituto de Ingeniería, UNAM.
- [2] Albuérne Pérez, Jaime y Quirós Pinel, Pedro (2011). Capítulo 41. Ventilación de túneles. En *Manual de túneles y obras subterráneas, Vol. 2*. Editado por López Jimeno, Carlos. Madrid: Gráficas Arias Montano.
- [3] Alcocer, Sergio y Carrillo, Julián (2012). Revisión de criterios de sostenibilidad en muros de concreto. *Revista Ingeniería, Investigación y Tecnología*, Vol. 13, número 4, 479-487. FI-UNAM. México.
- [4] AMITOS (1983). *Trascendencia futura, estado del arte y desarrollo histórico de las obras subterráneas en México*, Contribución al XII Congreso de Ingeniería Civil del Colegio de Ingenieros Civiles de México. México.
- [5] AMITOS (1988). *Escudos y topos, seminario de 1986*. México: Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, A. C.
- [6] AMITOS (2013). *Túneles en México*. México: Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, A. C.
- [7] Arvizu Lara y Dávila Serrano (2013). *Geología aplicada a la construcción de infraestructura*. México: Editorial Innova.
- [8] Atlas de México (1988). *Uso de explosivos en México*. México: Atlas de México, S.A de C.V.
- [9] Aznar Salinero, Javier y López Jimeno, Carlos (2011). Capítulo 52. Criterios para la construcción de cavernas. En *Manual de túneles y obras subterráneas, Vol. 2*. Editado por López Jimeno, Carlos. Madrid: Gráficas Arias Montano.
- [10] Barton, N. (2000). Capítulo 1. El sistema Q para la selección del sostenimiento en el MNT. En Libro 3 de la serie *Ingeniería de Túneles*. Editado por López Jimeno. Madrid: Gráficas Arias Montano.
- [11] BASF Corporation (2013). *Concreto lanzado*. Obtenido el 20 de agosto de 2013 en www.centroamerica.basf-cc.com
- [12] Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering rock mass classifications*. New York: John Wiley & Sons.
- [13] Blyth, F. y De Freitas, M. (1998). *Geología para ingenieros*. México: Compañía Editorial Continental.
- [14] Boart Longyear (2009). *Percussive tooling. Global products catalogue*. Recuperado el 10 de junio de 2013 de <http://www.boartlongyear.com>
- [15] Boart Longyear (2012). *Rock drill & blast equipment and technical overview*. Recuperado el 10 de junio de 2013 de <http://www.boartlongyear.com>

- [16] Bracamontes Jiménez, Raúl (2005). *Concreto lanzado para obras subterráneas*. México: IMCYC
- [17] Celada Tamemes, Benjamín (2011). Capítulo 24. Tecnología del bulonaje. En *Manual de túneles y obras subterráneas, Vol. 1*. Editado por López Jimeno, Carlos. Madrid: Gráficas Arias Montano.
- [18] Chávez Aguirre, José María (2006). *Geotecnia*. México: Comisión Federal de Electricidad.
- [19] Comisión Federal de Electricidad (1979). Sección B. Geotecnia, Tema 1. Geología, Capítulo 2. Clasificación de suelos y rocas, En *Manual de diseño de obras civiles*. México.
- [20] Comisión Federal de Electricidad (1979). Sección B. Geotecnia, Tema 1. Geología, Capítulo 4. Obtención de datos geológicos. En *Manual de diseño de obras civiles*. México.
- [21] Comisión Federal de Electricidad (1979). Sección B. Geotecnia, Tema 3. Mecánica de rocas, Capítulo 2. Obras subterráneas. En *Manual de diseño de obras civiles*. México.
- [22] Comisión Federal de Electricidad (1980). Sección B. Geotecnia, Tema 3. Mecánica de rocas, Capítulo 4. Pruebas de campo y laboratorio. En *Manual de diseño de obras civiles*. México.
- [23] Comisión Federal de Electricidad (1980). Sección B. Geotecnia, Tema 3. Mecánica de rocas, Capítulo 5. Tratamiento de macizos rocosos. En *Manual de diseño de obras civiles*. México.
- [24] Comisión Federal de Electricidad (1982). Sección B. Geotecnia, Tema 3. Mecánica de rocas, Capítulo 7. Procedimientos de excavación. En *Manual de diseño de obras civiles*. México.
- [25] Comisión Federal de Electricidad (2007). *Informe geológico final de la etapa de preconstrucción del P. H. La Yesca, Jal.-Nay*. México.
- [26] Comisión Federal de Electricidad (2007). *Especificaciones de construcción de Obra Civil del P. H. La Yesca, Jalisco-Nayarit*. México.
- [27] Comisión Federal de Electricidad (2007). Información técnica del proyecto, Sección 8. *Convocatoria C.H. La Yesca*. México.
- [28] Comisión Nacional del Agua (2007). Prospección geoelectrica y registros geofísicos de pozos. En *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento*. México.
- [29] Comisión Nacional de Áreas Protegidas (2006). *Parque Nacional Grutas de Cacahuamilpa*. Recuperado el 15 de abril del 2013 de <http://cacahuamilpa.conanp.gob.mx/>
- [30] Crowder Supply (2013). *Rock drilling and construction supplies*. Recuperado el 25 de julio de 2013 de <http://www.crowdersupply.com>
- [31] Departamento del Distrito Federal (1975). *Memoria de las obras del sistema de drenaje profundo del Distrito Federal, Volúmenes 2 y 3*. México: Talleres Gráficos de la Nación.
- [32] Díez López, José y López Jimeno, Carlos (2011). Capítulo 9. Influencia de la geología del terreno en el diseño y construcción de túneles. En *Manual de túneles y obras subterráneas, Vol. 1*. Editado por López Jimeno, Carlos. Madrid: Gráficas Arias Montano.
- [33] Díez Rubio, Fernando y Trabada Guijarro, Jesús (2011). Capítulo 5. Túneles metropolitanos. En *Manual de túneles y obras subterráneas, Vol. 1*. Editado por López Jimeno, Carlos. Madrid: Gráficas Arias Montano.
- [34] Du Pont (1987). *Manual para el uso de explosivos*. Lugar de publicación no identificado.
- [35] Estefanía Puebla, Samuel (2011). Capítulo 29. Revestimiento con hormigón y dovelas. En *Manual de túneles y obras subterráneas, Vol. 2*. Editado por López Jimeno, Carlos. Madrid: Gráficas Arias Montano.

- [36] EXSA (2000). *Manual práctico de voladura*. Lima: EXSA.
- [37] Fahl P., Thomas (2006). *Concreto: Herramientas, materiales y prácticas de construcción*. México: IMCYC.
- [38] Fernández González, Enrique (2011). Capítulo 18. Otros métodos de excavación. En *Manual de túneles y obras subterráneas, Vol. 1*. Editado por López Jimeno, Carlos. Madrid: Gráficas Arias Montano.
- [39] Fernández Martínez, Ramón y Mendaña Saavedra, Felipe (2011). Capítulo 17. Excavación de túneles con máquinas integrales para roca y suelos. En *Manual de túneles y obras subterráneas, Vol. 1*. Editado por López Jimeno, Carlos. Madrid: Gráficas Arias Montano.
- [40] Flores Berrones, Histrov Vassilev y Li Liu (2001). *Geotecnia en ingeniería de presas*. México: IMTA
- [41] Fundación ICA (1997). *Uso de explosivos en obras de ingeniería civil*. México: Fundación ICA y Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas.
- [42] García Bermúdez, Pilar y López Jimeno, Carlos (2011). Capítulo 16. Excavación con rozadoras. En *Manual de túneles y obras subterráneas, Vol. 1*. Editado por López Jimeno, Carlos. Madrid: Gráficas Arias Montano.
- [43] González de Vallejo, Luis (2004). *Ingeniería geológica*. Madrid: Pearson Educación.
- [44] González, F. y Alcalá, J. (2012). *Técnicas de voladuras y excavación en túneles*. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia.
- [45] Goodman, Richard E. (1980). *Introduction to Rock Mechanics* (2nd edition). New York: John Wiley & Sons.
- [46] Goodman, Richard E. (1993). *Engineering geology*. New York: John Wiley & Sons.
- [47] Gullón Buceta, Alonso (2011). Capítulo 26. Sostenimiento con cerchas metálicas. En *Manual de túneles y obras subterráneas, Vol. 2*. Editado por López Jimeno, Carlos. Madrid: Gráficas Arias Montano.
- [48] Gustafsson, Rune (1977). *Técnica sueca de voladuras*. Suecia: Nora Boktryckeri AB
- [49] Hoek, Evert (1985). *Excavaciones subterráneas en roca*. México: McGraw-Hill.
- [50] Hoek, Evert (2007). *Practical rock engineering*. Recuperado el 02 de marzo del 2013 de <http://www.rocscience.com>
- [51] Hoek, Evert, Kaiser, P. y Bawden, W. (2000). *Support of underground excavations in hard rock*. Recuperado el 10 de Julio del 2013 de <http://www.rocscience.com>
- [52] Hunt, Roy E. (2007). *Characteristics of geologic materials and formations*. Boca Raton, Florida: Taylor & Francis Group.
- [53] IMCA (2002). *Manual de construcción en acero*, 4ta. Edición. México: Limusa
- [54] ITA WG Mechanized Tunnelling (2000). *Recommendations and Guidelines for Tunnel Boring Machines*. Recuperado el 30 de abril de 2013 de www.ita-aites.org
- [55] Juncá Ubierna, José (1994). La caverna olímpica en la montaña noruega de Gjøvik. *Revista de Obras Públicas*, No. 3335, año 141, 35-50. Madrid.
- [56] Juncá Ubierna, José (2011). Capítulo 1. Breve historia de los túneles y su evolución tecnológica. En *Manual de túneles y obras subterráneas, Vol. 1*. Editado por López Jimeno, Carlos. Madrid: Gráficas Arias Montano.

- [57] Konya, Calvin y Albarrán Enrique (2009). *Diseño de voladuras*, 2da. Edición. México: Impresos Santiago.
- [58] Legget, Robert (1986). *Geología aplicada a la ingeniería civil*. México: McGraw-Hill.
- [59] López Jimeno, C., López Jimeno, E. y García Bermúdez, P. (2003). *Manual de perforación y voladuras en roca*. Madrid: Instituto Tecnológico GeoMinero de España.
- [60] López Jimeno, Carlos y López Jimeno, Emilio (2011). Capítulo 20. Métodos de excavación con perforación y voladura. En *Manual de túneles y obras subterráneas, Vol. 1*. Editado por López Jimeno, Carlos. Madrid: Gráficas Arias Montano.
- [61] López Marinas, Juan M. y Losmoschitz Mora-Figueroa, Alejandro (2006). *Geología Aplicada a la Ingeniería Civil*. (3ra edición). Madrid: CIE Inversiones Editoriales Dossat 2000.
- [62] Manzanilla, Linda (1994). Las Cuevas en el Mundo Mesoamericano. *Revista Ciencias No.36*, UNAM. 59 – 66. México.
- [63] Megaw, T. M. y Barlett, J. V. (1988). *Túneles: Planeación, diseño y construcción, Vol. 1*. México: Limusa.
- [64] Mitsubishi Materials Corporation (2012). *Rock tools*. Recuperado el 10 de junio de 2013 de <http://mrt.mitsubishicarbide.com>
- [65] Orozco, Victor (2010). Geología de la caverna de Casa de Máquinas del P. H. La Yesca. México: Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil.
- [66] Palmtröm, Arild (2010). *Rock engineering*. USA: Thomas Telford.
- [67] Peña, Fernando; Chávez, Arturo y Meli, Roberto (2012). Comportamiento estructural de juntas entre dovelas de concreto prefabricado para túneles. *Concreto y Cemento, investigación y desarrollo*, Vol. 3, No. 2, 2 – 18, enero – junio. México.
- [68] Putzmeister AG y Sika AG (2004). *Concreto proyectado en la construcción de túneles*. Obtenido el 20 de agosto de 2013 de <http://mex.sika.com/es>
- [69] Ramón Díez, José (2011). Excavación mecánica de pozos y chimeneas. En *Manual de túneles y obras subterráneas, Vol. 1*. Editado por López Jimeno, Carlos. Madrid: Gráficas Arias Montano.
- [70] Raúll Martín, José (2013). Diseño de subestaciones eléctricas, 2da. Edición. México: Facultad de Ingeniería UNAM.
- [71] Rey Sabín, Alberto (2011). Capítulo 25. Sostenimiento con hormigón proyectado. En *Manual de túneles y obras subterráneas, Vol. 1*. Editado por López Jimeno, Carlos. Madrid: Gráficas Arias Montano.
- [72] Rey Sabín, Alberto (2011). Capítulo 27. Desagüe e impermeabilización de túneles. En *Manual de túneles y obras subterráneas, Vol. 2*. Editado por López Jimeno, Carlos. Madrid: Gráficas Arias Montano.
- [73] Reyes Albarran, Paulette (2010). Proceso de selección, ensamble y funcionamiento de escudos en la construcción de túneles en suelos blandos. Tesis para obtener el título de ingeniero civil. Facultad de Ingeniería, UNAM.
- [74] Ruiz Vázquez, Mariano y González Huesca, Silvia (2013). *Geología aplicada a la ingeniería Civil*. México: Limusa.
- [75] Revista Mexicana de Electricidad (1958). Memoria del sistema hidroeléctrico Miguel Alemán. Suplemento al No. 210 de la *Revista Mexicana de Electricidad*. México.

- [76] Sánchez Trejo, Roberto (1995). *Curso Víctor Hardy 1995: Desarrollo histórico de los túneles*. México: Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas.
- [77] Sandstrom, Gosta E. (1963). *The history of tunneling*. London: Barry and Rockliff.
- [78] Sandvik (2013). *Top hammer drilling tools*. Product catalogue. Recuperado el 5 de junio de 2013 de <http://construction.sandvik.com>
- [79] Sika AG (2011). *Sika sprayed concrete handbook*. Recuperado el 5 de agosto de 2013 de <http://www.sika.com/shotcrete/en/shotcrete.html>
- [80] Stack, Barbara (1982). *Handbook of mining and tunneling machinery*. Chichester: Wiley.
- [81] Sterling, Raymond (2001). *Geoengineering Considerations in the Optimum Use of Underground Space*. Recuperado el 5 de abril del 2013 de <http://www.ita-aites.org/index.php?id=64>
- [82] TEDESA. *Catálogo de productos*. Recuperado el 7 de septiembre de 2013 en https://www.durofelguera.com/catalogo_tedesa/productos.htm
- [83] Tuncdemir, H. (2007). Impact hammer applications in Istanbul metro tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*. Recuperado el 7 de agosto de 2013 en www.sciencedirect.com
- [84] U.S. Army Corps of Engineers (1997). Tunnels and shafts in rock. En *Engineering and Design*. Engineer Manual 1110-2-2901. Washington.
- [85] U.S. Army Corps of Engineers (2001). Geotechnical investigations. En *Engineering and Design*. Engineer Manual 1110-1-1804. Washington.

■ REFERENCIAS WEB

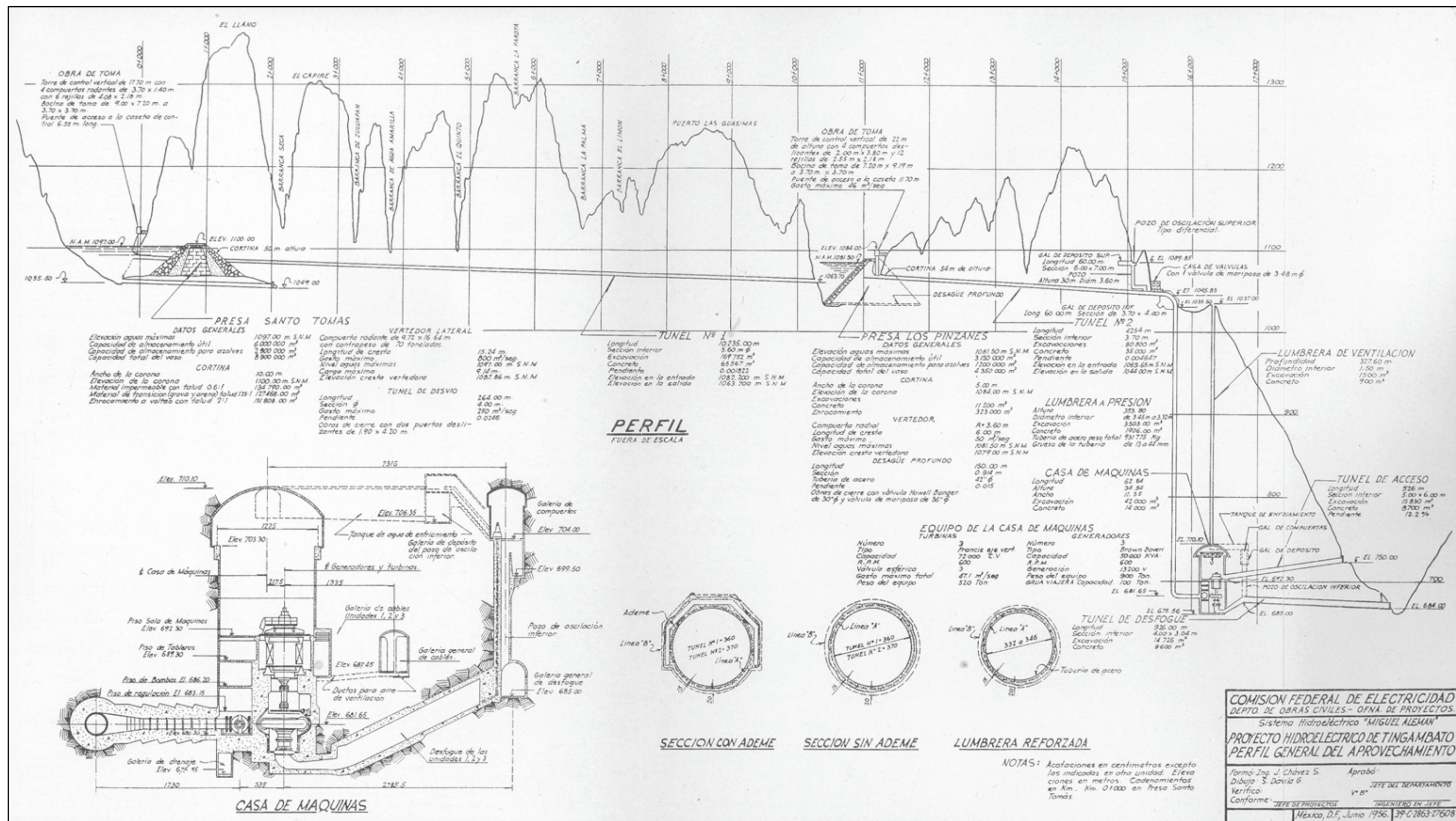
- [86] Aker Wirth. Sitio web oficial de Aker Wirth. Consultado en <http://www.wirth-erkelenz.de/index.php>
- [87] Asocreto. Sitio web oficial de la Asociación Colombiana de Productores de Concreto. Consultado en <http://www.asocreto.org.co/Sitio2/>
- [88] ATTIKO METPO. Sitio web oficial de ATTIKO METPO S.A. Consultado en <http://www.ametro.gr>
- [89] Atlas Copco. Sitio web oficial de Atlas Copco USA. Consultado en <http://www.atlascopco.us/usus/>
- [90] Austin Powder. Sitio web oficial de Austin Powder México. Consultado en <http://www.austinpowder.com.mx/>
- [91] Dywidag-Systems international. Sitio web oficial de Dywidag-Systems international. Consultado en <http://www.dsiunderground.com/>
- [92] Geocontrol. Sitio web oficial de Geocontrol S.A. Consultado en <http://www.geocontrol.es/>
- [93] Herrenknecht AG Tunnelling Systems. Sitio web oficial de Herrenknecht AG. Consultado en <http://www.herrenknecht.com/en/company.html>
- [94] INAH. Sitio web oficial del Instituto Nacional de Antropología e Historia. Zona arqueológica de Loltún. Consultado en http://www.inah.gob.mx/index.php?option=com_content&view=article&id=5687

- [95] Lumbreras y Túneles. Sitio web oficial de Lumbreras y Túneles S.A. de C.V. Consultado en <http://www.lytsa.com.mx>
- [96] MEYCO. Sitio web oficial de MEYCO AG. Consultado en <http://www.meycoequipment.com/us/>
- [97] Obrasweb. Sitio web oficial de la revista Obras. Consultado en <http://www.obrasweb.mx>
- [98] OSSA. Sitio web oficial de Obras Subterráneas S. A. Consultado en <http://www.ossaint.com/esp/index>
- [99] Robbins Europa. Sitio web oficial de Robbins Europa Srl. Consultado en <http://www.robbinseuropa.com/ENGLISH/Cutters/Cutters.html>
- [100] Rowa Tunneling Logistic. Sitio web oficial de Rowa Tunneling Logistic. Consultado en <http://www.rowa-ag.ch>
- [101] Sandvik Construction. Sitio web oficial de Sandvik Construction. Consultado en <http://construction.sandvik.com>
- [102] Schlumberger. Sitio web oficial del glosario de yacimientos petroleros de Schlumberger. Consultado en <http://www.glossary.oilfield.slb.com>
- [103] Singapore Builder. Sitio web oficial de Singapore Builder. Consultado en <http://www.singaporebuilder.com/jurong-rock-caverns/>.
- [104] The History Press. Sitio web oficial de The History Press UK. Consultado en <http://www.thehistorypress.co.uk/>
- [105] Tunnel. Sitio web oficial de la revista Tunnel. Consultado en <http://www.tunnel-online.info/en/index.html>

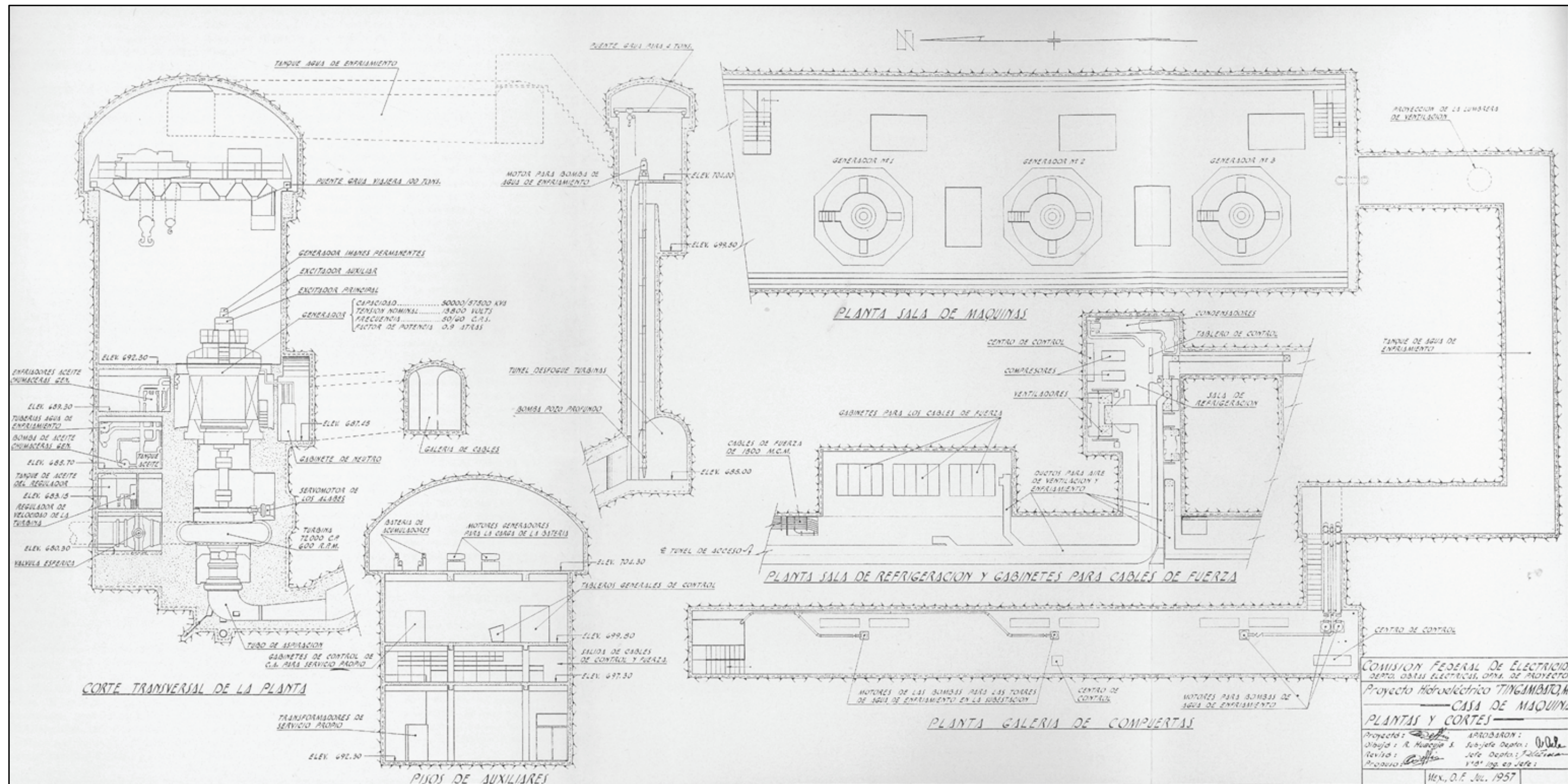
■ BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL CONSULTADA

- AMITOS (2011). *Concreto lanzado y anclaje*. México: Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, A. C.
- Atlas Copco (2009). *Tophammer equipment*. Product catalogue. Recuperado el 10 de junio de 2013 de <http://www.atlascopco.com>
- Colegio de Ingenieros Civiles de México (1996). *La ingeniería civil mexicana, un encuentro con la historia*. México: La Casa de las imágenes S. A.
- Comisión Federal de Electricidad (1979). Sección B. Geotecnia, Tema 1. Geología, Capítulo 5. Presentación de datos geológicos. En *Manual de diseño de obras civiles*. México.
- Dyno Nobel (2005). *Product manual*. Recuperado el 25 de julio de 2013 de <http://www.dynonobel.com>
- Hunt, Roy E. (2005). *Geotechnical engineering investigation handbook* (2nd edition). Boca Raton, Florida: Taylor & Francis Group.
- Megaw, T. M. y Barlett, J. V. (1990). *Túneles: Planeación, diseño y construcción, Vol. 2*. México: Limusa.
- Rodríguez González, Luis (1995). Aspectos generales de diseño y construcción. En *Curso Víctor Hardy 1995*. Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, México.

APÉNDICE A PLANOS DE LA PLANTA HIDROELÉCTRICA DE TINGAMBATO

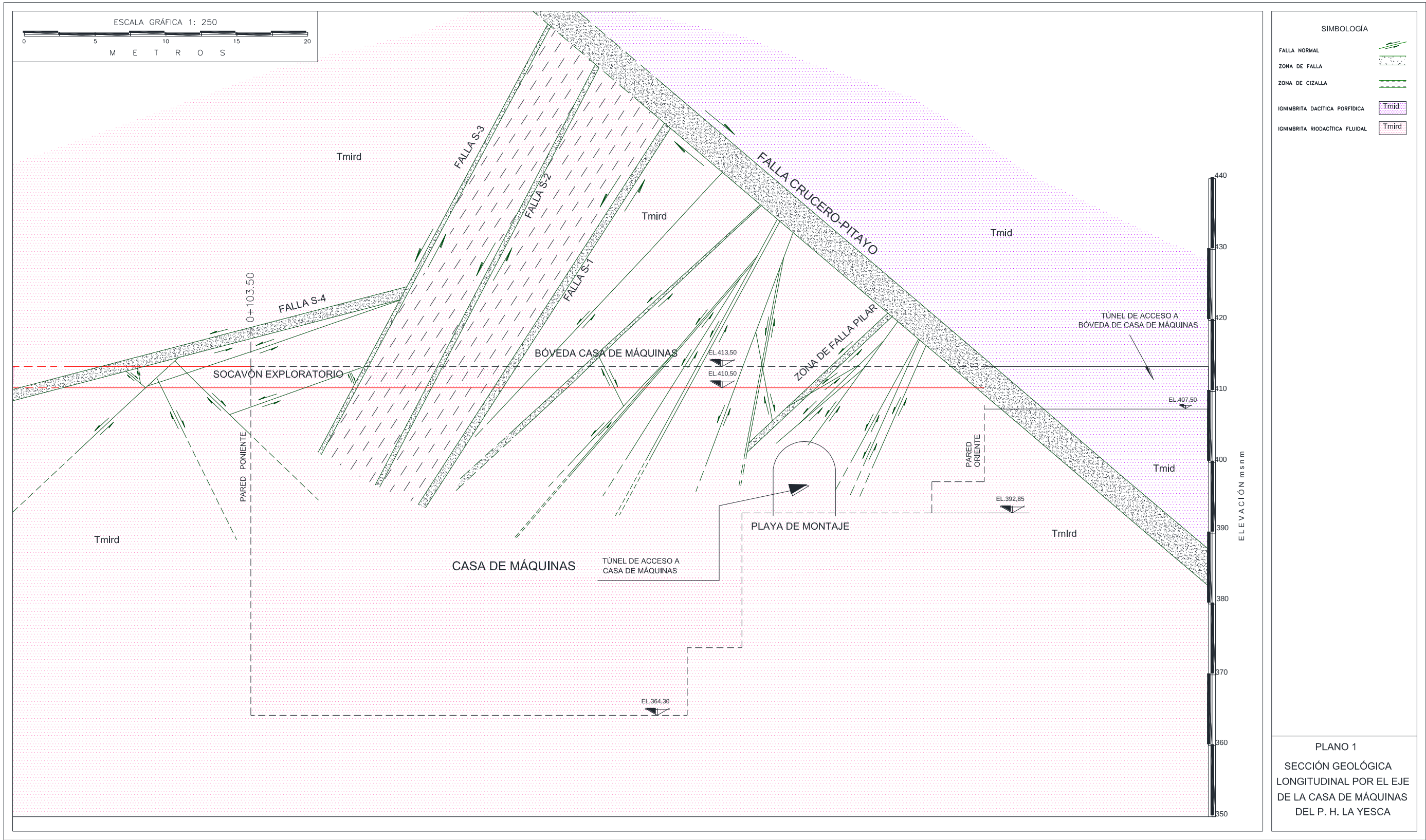


PLANO 1. Perfil general del aprovechamiento. [75] Revista Mexicana de Electricidad (1958)



PLANO 2. Planta y cortes de la Casa de Máquinas. [75] Revista Mexicana de Electricidad (1958)

APÉNDICE B PLANOS GEOLÓGICOS DE LA CAVERNA DE LA CASA DE MÁQUINAS DEL P. H. LA YESCA



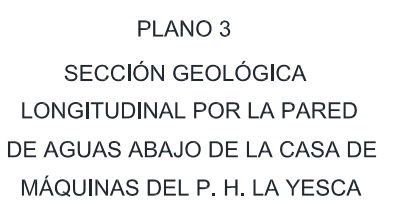
- SIMBOLOGÍA
- FALLA NORMAL
 - ZONA DE FALLA
 - ZONA DE CIZALLA
 - IGNIMBRITA DACÍTICA PORFÍDICA
 - IGNIMBRITA RIODACÍTICA FLUIDAL

PLANO 1
SECCIÓN GEOLÓGICA
LONGITUDINAL POR EL EJE
DE LA CASA DE MÁQUINAS
DEL P. H. LA YESCA



SIMBOLOGÍA	
RUMBO Y ECHADO DE FRACTURA	
FALLA NORMAL	
ZONA DE FALLA	
ZONA DE CIZALLA	
IGNIMBRITA DACÍTICA PORFÍDICA	
IGNIMBRITA RIODACÍTICA FLUIDAL	

PLANO 2
PLANTA GEOLÓGICA DE LA
CAVERNA DE LA CASA DE
MÁQUINAS DEL P. H. LA YESCA



SIMBOLOGÍA

- SISTEMA DE FALLA PILAR (N 76 – 81° E / 40 – 51° NW)
- SEUDOESTRATIFICACIÓN (N 18 – 28° W / 44 – 79° SW)
- SISTEMA DE FALLAS Y FRACTURAS (N 34 – 65° E / 81 – 83° SE)
- SISTEMA DE FALLAS Y FRACTURAS (N 30 – 39° W / 49 – 70° NE)

