



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL – CONSTRUCCIÓN

TÍTULO:

**“IMPORTANCIA DEL ACONDICIONAMIENTO DEL TERRENO EN LA
EXCAVACIÓN DE TÚNELES MEDIANTE LA UTILIZACIÓN DE MÁQUINAS
TUNELERAS TIPO EPB”**

TESIS QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE MAESTRO EN INGENIERÍA
PRESENTA:

ERIK JOSSUA MEJÍA GONZÁLEZ

TUTOR PRINCIPAL:

ING. CARLOS RENÉ SÁENZ FUCUGAUCHI

FACULTAD DE INGENIERÍA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CIUDAD DE MÉXICO, ENERO DE 2021.



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO

Presidente: M.I. Fermín Antonio Sánchez Reyes.

Secretario: M.I. Marco Tulio Mendoza Rosas.

1^{er} Vocal: Ing. Carlos René Sáenz Fucugauchi.

2^{do} Vocal: Dra. Alexandra Ossa López.

3^{er} Vocal: M.I. José Francisco Suárez Fino.

Lugar donde se realizó la tesis: Ciudad Universitaria, Ciudad de México.

TUTOR DE TESIS:

NOMBRE

Ing. Carlos René Sáenz Fucugauchi



TESIS:

**“IMPORTANCIA DEL ACONDICIONAMIENTO DEL TERRENO EN
LA EXCAVACIÓN DE TÚNELES MEDIANTE LA UTILIZACIÓN DE
MÁQUINAS TUNELERAS TIPO EPB”**

PRESENTA:

ERIK JOSSUA MEJÍA GONZÁLEZ





DEDICATORIAS

A mis padres, Rubén Mejía Plascencia y Maricela González Muñoz, que me han apoyado incondicionalmente en cada una de mis aventuras en esta vida. Ustedes, que siempre han estado para escucharme, aconsejarme y guiarme para ser cada día una mejor persona. Gracias por todo su amor y por ser mi modelo a seguir.

A mis hermanos Oswaldo, Gerardo y Maricela por ser el mejor ejemplo de fortaleza y resiliencia.

A mis sobrinos Oswaldo, Geraldine, Darinka, Natalia, Leonardo y Travis que son la alegría de mi vida.

A todos mis amigos que han ayudado a que el camino sea más ligero y han estado siempre para escucharme, apoyarme, alegrarme y levantarme.

AGRADECIMIENTOS

“Los túneles, además de satisfacer necesidades humanas, han tenido un interesante significado para el hombre. En particular para nuestros pueblos prehispánicos, tenía un valor casi espiritual pues ellos consideraban la caverna o la gruta como un elemento de contacto entre el mundo real y el inframundo, así como el vínculo con los astros, los ciclos agrícolas y la fertilidad. La tierra era el origen y el destino del ciclo del ser humano por lo que la cueva era el lugar que mejor simbolizaba la realidad mítica de la creación y el retorno.” (AMITOS, 2012)

Agradezco primeramente a mi tutor, el Ingeniero Carlos René Sáenz Fucugauchi por todo su apoyo y tiempo durante el desarrollo de esta tesis. Por toda la información facilitada, por las entrevistas conseguidas con tantos Ingenieros del TEO, por su paciencia, confianza y su amistad.

A todos los profesores de la Maestría, por haber sido mis guías en este tiempo y haberme formado en esta apasionante área de la ingeniería. Gracias por todas sus enseñanzas.

A todos los Ingenieros del TEO que me apoyaron en algún momento durante la elaboración de esta tesis y que tuvieron el tiempo y la paciencia para contarme su experiencia.

A COMISSA por permitirme el uso de la información del Túnel Emisor Oriente para el desarrollo de esta investigación.

A la Unidad de Posgrado de la UNAM y a CONACYT, gracias, porque sin el apoyo de ambas partes esto no hubiera sido posible.

Las TBM (Tunnel Boring Machine) de tipo EPB (Earth Pressure Balance) han permitido realizar túneles en terrenos que se encuentran por debajo del nivel freático, túneles urbanos con poca cobertura e incluso túneles en terrenos heterogéneos (suelo y roca). La excavación mediante una EPB se desarrolló procurando un sistema de trabajo continuo, que incluyera el mayor número de las ventajas que ofrecía la tecnología existente, a través de tres ideas básicas: estabilizar el frente con el propio material excavado a presión, lograr que la rezaga tenga la consistencia adecuada para ser desalojada y conseguir que el material se pueda extraer sin perder la presión en el frente. Para que estos tres puntos se cumplan, el terreno debe tener al menos 30% de finos.

En los suelos donde los estudios reflejan que no contiene al menos un 30% de finos, será imprescindible el uso de acondicionantes para garantizar que la presión en el frente sea uniforme y lograr el avance en la excavación sin problemas de extracción de la rezaga.

El acondicionamiento del terreno juega un papel importante en la continuidad del ciclo de excavación, y a él están ligados el desgaste de las herramientas de corte, el bloqueo de las ventanas en la cabeza de corte, el correcto funcionamiento del tornillo sinfín y la consistencia del material de rezaga. Sin un control correcto del acondicionamiento, los tiempos para completar el ciclo de excavación pueden resultar afectados.

Por medio de esta tesis se identificaron los parámetros de los materiales geotécnicos a excavar de mayor interés en la selección y diseño del acondicionamiento del terreno, así como los tipos de acondicionamiento y sus parámetros. A su vez, se estudiaron los efectos del acondicionamiento o su omisión en el proceso de excavación y las afectaciones que ocasiona en la propia EPB.

Mediante el estudio del Tramo 6 del TEO (Túnel Emisor Oriente), se analizó el proceso llevado a cabo en la selección del tipo acondicionamiento del suelo y el cálculo de sus parámetros. Con los reportes de control de procesos se revisó si las recomendaciones elaboradas por el laboratorio fueron seguidas y si fueron útiles para las condiciones en sitio. Así mismo, se estudió el impacto del acondicionamiento en el proceso de excavación en las tres formaciones geológicas encontradas durante la excavación: Formación Taximay, Formación Vulcanitas de Huehuetoca y Formación Abanicos Aluviales.

EPB (Earth Pressure Balance) TBMs (Tunnel Boring Machines) have allowed tunnel engineering to excavate terrains below water table, in urban areas, with a few meters from the surface and even tunnels in heterogeneous terrain (soil and rock).

EPB technology was developed searching for a continuous workflow through three basic ideas: stabilize the excavation face with the excavated material pressurized, get a muck with the right consistency for its evacuation and achieve the muck removal without losing pressure at the front. In order to get these three points fulfilled, the terrain must contain at least 30% fine-grained soil.

In terrains where the 30% of fine-grained soil requirement is not satisfied, the use of conditioners will be essential to ensure that the pressure in the excavation face is uniform and to ensure the continuous progress in the excavation without mucking problems.

Soil conditioning in EPB excavation plays an important role in the continuity of the excavation cycle considering that cutting tools wearing, windows blockage in the cutterhead, the correct operation of the screw conveyor and the muck consistency are closely linked to conditioning; without proper control of this the excavation cycle can be affected.

By means of this thesis, the main geotechnical parameters for the materials to be excavated and dosage of the conditioning have been identified, as well as the types of conditioning and their principal parameters. In addition, the effects of conditioning or its omission in the excavation process have been studied.

Finally, through the study of Section 6 of the TEO (Tunel Emisor Oriente), the process in the selection of the type of conditioning and the calculation of its parameters has been analyzed. With the process control reports, the laboratory recommendations have been reviewed against its application on site to examine how effective these were. Likewise, the impact of the conditioning in the excavation process has been studied in the three geological formations found during the excavation: "Taximay" Formation, "Vulcanitas de Huehuetoca" Formation and "Abanicos Aluviales" Formation.

1.	INTRODUCCIÓN.....	1
1.1	OBJETIVOS.....	1
1.1.1	OBJETIVO GENERAL.....	1
1.1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	1
1.2	JUSTIFICACIÓN.....	1
1.3	ALCANCES.....	2
2.	MARCO TEÓRICO.....	3
2.1	BREVE HISTORIA DE LAS TUNELADORAS.....	3
2.1.1	PRIMEROS ESCUDOS.....	3
2.1.2	EMPLEO DE AIRE COMPRIMIDO.....	6
2.1.3	INICIOS DE LAS TBM.....	7
2.1.4	HACIA LA MODERNIDAD EN LAS TBM.....	9
2.2	TUNELADORAS (TBM). GENERALIDADES.....	9
2.3	TIPOS DE TUNELADORAS (TBM).....	11
2.3.1	Tuneladoras para roca.....	13
2.3.1.1	TBM Tuneladora abierta o “Topo”.....	13
2.3.1.2	TBM Escudo sencillo.....	14
2.3.1.3	TBM Escudo doble.....	15
2.3.2	Tuneladoras para suelos.....	16
2.3.2.1	Tuneladoras tipo EPB.....	16
2.3.2.2	Tuneladoras Slurry.....	18
2.3.2.3	Tuneladoras Mixshield o Hidroescudos.....	18
2.3.3	Tuneladoras tipo Dual (Híbridas, Multimodo o Crossover).....	20
2.3.3.1	Roca-EPB.....	20
2.3.3.2	EPB-Slurry.....	21
2.3.3.3	Slurry-Roca.....	22
3.	DESARROLLO.....	23
	CAPÍTULO I. EXCAVACIÓN MECANIZADA CON UNA TBM DE TIPO EPB.....	23
	I.1 DESARROLLO DE UNA MÁQUINA EPB.....	24
	I.2 COMPONENTES DE UNA TBM DE TIPO EPB.....	26

I.3 MÉTODOS DE REZAGADO.	27
I.4 RUEDA DE CORTE.	29
I.5 HERRAMIENTAS DE CORTE	32
I.5.1 TIPOS DE HERRAMIENTAS DE CORTE EN UNA EPB.....	32
I.5.2 DESGASTE DE LAS HERRAMIENTAS DE CORTE	52
I.6 INTERVENCIONES	59
I.6.1 INTERVENCIONES ATMOSFÉRICAS	59
I.6.2 INTERVENCIONES HIPERBÁRICAS	62
I.7 CONTROL DE PROCESOS.	63
I.7.1 EL CICLO DE AVANCE O EXCAVACIÓN.....	65
I.7.2 CONTROL DE LA PRESIÓN DE SOSTENIMIENTO DEL FRENTE.	66
I.7.3 CONTROL DEL ACONDICIONAMIENTO DEL TERRENO EN LA CÁMARA.....	70
I.7.4 CONTROL DEL PESO Y VOLUMEN DEL MATERIAL EXCAVADO	71
I.7.5 CONTROL DE INYECCIÓN PARA EL GAP.....	73
CAPÍTULO II TIPOS DE FRENTE DE EXCAVACIÓN.....	75
II.1 SUELO	76
II.1.1 TIPOS DE SUELO.....	77
II.1.2 GRANULOMETRÍA.....	80
II.1.3 LÍMITES DE ATTERBERG (LÍMITES DE CONSISTENCIA)	83
II.1.4 RELACIONES VOLUMÉTRICAS.....	86
II.1.5 PERMEABILIDAD	89
II.1.6 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.....	91
II.2 ROCA.....	93
II.2.1 CLASIFICACIÓN DE LAS ROCAS	95
II.3 FRENTE MIXTO	100
II.3.1 TERRENO MIXTO EN INTERFAZ ROCA-SUELO (IRS).....	100
II.3.2 BOLEOS DE ROCA EN UNA MATRIZ DE SUELO (BRS)	101
II.3.3 INTERCALACIONES DE SUELO EN UNA MATRIZ ROCOSA (ISR).....	102
CAPÍTULO III. ACONDICIONAMIENTO DEL FRENTE DE EXCAVACIÓN	103
III.1 OBJETIVO DEL ACONDICIONAMIENTO	103
III.2 TIPOS DE ACONDICIONAMIENTO	105
III.2.1 ESPUMA	105

III.2.2 POLÍMEROS	110
III.3 PARÁMETROS CLAVE	114
III.3.1 TASA DE CONCENTRACIÓN (C_{AE}).....	115
III.3.2 TASA DE EXPANSIÓN DE ESPUMA (FER)	115
III.3.3 TASA DE INYECCIÓN DE ESPUMA O TASA DE TRATAMIENTO (FIR)	116
III.4 ENSAYOS PARA LA SELECCIÓN DEL ACONDICIONANTE Y DOSIFICACIÓN.....	116
III.4.1 GENERACIÓN DE ESPUMAS EN LABORATORIO	116
III.4.2 PARAMETROS DE LAS ESPUMAS A ESTUDIAR EN LABORATORIO	119
III.4.3 PARAMETROS DEL SUELO A ESTUDIAR EN LABORATORIO PARA EL ACONDICIONAMIENTO.....	119
III.4.4 ENSAYOS DE AJUSTE DE PARÁMETROS DE TRATAMIENTO	120
4. CASO DE ESTUDIO	126
4.1 INFORMACIÓN GENERAL DE LA OBRA	126
4.2 TRAMO 6.....	129
4.2.1 INFORMACIÓN GEOMÉTRICA.....	130
4.2.2 GEOLOGÍA	131
4.2.3 MÁQUINAS TUNELERAS EMPLEADAS	133
4.2.3.1 EPB HERRENKNECHT S-519:	133
4.2.3.2 EPB (dual) HERRENKNECHT S-497:	135
4.2.4 ACONDICIONAMIENTO	137
4.2.4.1 LABORATORIO	137
4.2.4.2 APLICACIÓN DEL ACONDICIONAMIENTO EN LA OBRA	142
5. CONCLUSIONES.....	148
6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	150
7. BIBLIOGRAFÍA	152

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Teredo Navalis en la excavación de su túnel (GUGLIELMETTI ET AL., 2007).....	3
Figura 2.2 El Túnel bajo el Támesis que es aún parte del “East London Metro Line”. (GUGLIELMETTI ET AL., 2007).....	4
Figura 2.3 El escudo de Brunel en acción bajo el Támesis (MATHEWSON ET AL. 2006), recuperado de (GUGLIELMETTI ET AL., 2007).....	4
Figura 2.4 Representación del escudo de Brunel bajo el Támesis. Excavación en progreso al frente, construcción de mampostería de tabiques detrás del escudo y los gatos mecánicos arriba y abajo del escudo empujando contra la mampostería. Los trabajadores podían trabajar seguros dentro de cada compartimento. (GUGLIELMETTI ET AL, 2007).....	5
Figura 2.5 Escudo de Greathead (sección circular y el sostenimiento con anillos metálicos). (GUGLIELMETTI ET AL., 2007)	6
Figura 2.6 Escudo de Greathead de aire comprimido trabajando en depósitos de limos bajo el río Hudson en Nueva York. Se muestra la figura circular del escudo, el sostenimiento con acero y el avance por extrusión al frente. (Scientific American, 1980 recuperado de GUGLIELMETTI ET AL., 2007)	7
Figura 2.7 Tecnología de aire comprimido usada en 1880 para la construcción del túnel bajo el río Hudson. (BURR, 1885. Recuperado de GUGLIELMETTI ET AL., 2007).....	7
Figura 2.8 Escudo de Price desarrollado a partir del prototipo del Escudo de Greathead con la primera cabeza de corte mecanizada dirigida por un motor eléctrico. (GUGLIELMETTI ET AL., 2007)	8
Figura 2.9 Esquema de una tuneladora abierta y sus partes principales (HERRENKNECHT, 2019)	14
Figura 2.10 Esquema de una tuneladora Escudo Sencillo con sus componentes principales. (HERRENKNECHT, 2019).....	15
Figura 2.11 Esquema de una Tuneladora de Escudo Doble con sus componentes principales. (HERRENKNECHT, 2019)	16
Figura 2.12 Esquema de una Tuneladora tipo EPB con sus componentes principales. (HERRENKNECHT, 2019)	17
Figura 2.13 Esquema de un Hidroescudo con sus componentes principales (HERRENKNECHT, 2019).	19
Figura 2.14 Esquema del cambio de sistema de rezagado de tornillo sinfín (modo cerrado) a bandas transportadoras al centro (modo abierto o roca). (HERRENKNECHT, 2019).....	21
Figura 3.1 Principio de soporte del terreno de las tuneladoras EPB. (GONZÁLEZ, 2017)	24
Figura 3.2 Componentes de una tuneladora EPB (HERRENKNECHT, 2019).....	26
Figura 3.3 Modos de operación de una EPB. (Adaptado de MAIDL ET AL., 2012)	27
Figura 3.4 Cabeza de corte de una EPB (ROBBINS, 2019)	30
Figura 3.5 Tipos de herramientas de corte más comunes. (HERRENKNECHT, 2019).....	33
Figura 3.6 Herramientas de corte más comunes para excavación de suelos blandos. (HERRENKNECHT, 2019)	34
Figura 3.7 Mecanismo de corte del terreno. (HERRENKNECHT, 2018)	35

Figura 3.8 Altura de las herramientas de corte (Recuperado de los apuntes de clase de GONZÁLEZ, 2019) ..	35
Figura 3.9 Diagrama de las relaciones entre la penetración y la fuerza de contacto del cortador de disco dependiendo de la resistencia de la roca. (Adaptado de MAIDL, B. 2012)	37
Figura 3.10 Sello durable de cara metal-metal para eliminar el ingreso de suciedad y evitar la pérdida de aceite del interior del disco. (ROBBINS, 2019).	38
Figura 3.11 Ensamble moderno de un disco cortador. (HERRENKNECHT, 2015)	38
Figura 3.12 Geometrías de discos. A) perfil de disco CCR, b) Perfil de disco en forma de V. (CHO ET AL., 2010. Tomado de GONZÁLEZ, 2014).	39
Figura 3.13 . Ejemplo de posiciones de herramientas en la cabeza de corte. (GONZÁLEZ, 2014).....	39
Figura 3.14 Se observa una rueda de corte de tuneladora para roca con los discos de corte en sus diferentes posiciones. (HERRENKNECHT, 2019).....	40
Figura 3.15 Proceso de diseño para los discos de corte. (Adaptado de HERRENKNECHT, 2019)	41
Figura 3.16 Ejemplo de punta de cuchilla de acero. (HERRENKNECHT, 2019)	41
Figura 3.17 Ejemplo de cuchilla de acero con cara endurecida HF. (HERRENKNECHT, 2019).....	42
Figura 3.18 Ejemplo de cuchilla de acero con cara endurecida e insertos de carburo de tungsteno. (HERRENKNECHT, 2019).....	42
Figura 3.19 Ejemplo de anillo reemplazable. (HERRENKNECHT, 2019)	43
Figura 3.20 . Ejemplo de monobloque (HERRENKNECHT, 2019)	43
Figura 3.21 Elementos críticos en la cavidad del rodamiento. (HERRENKNECHT, 2019)	45
Figura 3.22 Partes de una pica (BARTZ, 2009. Recuperado de GONZÁLEZ, 2014).....	46
Figura 3.23 Posibilidad de cambio de herramientas entre discos y picas. (HERRENKNECHT, 2019)	46
Figura 3.24 Grietas por tensión causadas por picas o discos. (HOOD, 2000 recuperado de GONZÁLEZ, 2014)	47
Figura 3.25 Picas de sección cuadrada (80 mm x 80 mm), S-100 Mixshield Bewag Tunnel, Berlín, 1995 (MAIDL ET AL., 2012)	47
Figura 3.26 Diseño de una rueda de corte y disposición de sus herramientas. (HERRENKNECHT, 2018).....	48
Figura 3.27 Interacción de la operación de las picas al disminuir la distancia entre ellas. (ROXBOROUGH, KING, & PEDRONCELLI, 1981 recuperado de GONZÁLEZ, 2014)	49
Figura 3.28 Ejemplo de rasgador empleado en el tramo 3 del TEO. (CARSO. 2013)	50
Figura 3.29 Detalle e un rastrel de última generación con plaquitas de carburo de tungsteno. (PÉREZ, 2009)	51
Figura 3.30 Ejemplo de rastrel empleado en el tramo 3 del TEO. (CARSO, 2013)	51
Figura 3.31 Varios tipos de Rastreles. (Recuperadas de MAIDL, 2012)	52
Figura 3.32 Detalle del desgaste en el borde de la cabeza de corte. (PÉREZ, 2009).....	55
Figura 3.33 Rastrel: Herramienta de corte antes de ser reparada (a la izquierda) y luego de ser reparada (a la derecha). Túnel del Metro de Porto. (NIELSEN, 2006 recuperado de GONZÁLEZ, 2014)	56
Figura 3.34 Rastrel desgastado. (GONZÁLEZ, 2014)	57
Figura 3.35 Aro desgastado por su recorrido (GONZÁLEZ, 2014).....	57

Figura 3.36 Pica desgastada por la abrasividad del suelo. (GONZÁLEZ, 2014)	57
Figura 3.37 Desgaste de aro en filo. (GONZÁLEZ, 2014)	57
Figura 3.38 Disco gripado. (GONZALEZ, 2014)	58
Figura 3.39 Aro astillado. (GONZÁLEZ, 2014)	58
Figura 3.40 Disco con aro desplazado. (GONZÁLEZ, 2014)	58
Figura 3.41 Disco roto. (GONZÁLEZ, 2014).....	58
Figura 3.42 Medición de desgaste en un disco. (HERRENKNECHT, 2019).....	61
Figura 3.43 Medidor de desgaste. (HERRENKNECHT, 2019)	61
Figura 3.44 Ejemplo de un buen control de presión de cámara. (FERNANDEZ, 2009)	69
Figura 3.45 Ejemplo de un mal control de presión de cámara (FERNANDEZ, 2009).....	69
Figura 3.46 Aplicabilidad de las máquinas tuneladoras (MONSEES, 1996 recuperado de PAT, 2019)	81
Figura 3.47 Ejemplo de curvas granulométricas. (BUDHU, 2011)	82
Figura 3.48 Hidrómetro en suspensión suelo-agua. (BUH DU, 2011).....	83
Figura 3.49 Cambios en el estado del suelo en relación con su volumen y su contenido de agua (BUDHU, 2011).....	84
Figura 3.50 Frente de excavación de material mixto en una Interfaz roca-suelo. (TÓTH ET AL., 2013 recuperada de PAT, 2019).....	101
Figura 3.51 Frente mixto con bloques de roca en una matriz de suelo, (TÓTH ET AL. 2013 recuperada de PAT,2019).....	101
Figura 3.52 Terreno mixto de tipo capa de suelo en roca, (TÓTH ET AL. 2013, recuperada de PAT, 2019)...	102
Figura 3.53 Campo de aplicación de los escudos EPB (GLULIELMETTI ET AL., 2008 recuperado de GONZÁLEZ, 2017).....	104
Figura 3.54 Ejemplo de lamellas en espumas. (SÁNCHEZ, 2007)	105
Figura 3.55 Esquema simplificado del sistema de espumas (HERRENKNECHT, 2013).....	109
Figura 3.56 Diagrama de generación de espuma.	109
Figura 3.57 Acondicionamiento con espuma a través de la rueda de corte (MAIDL TUNNELCONSULTANTS, 2014).....	110
Figura 3.58 Formación de cadenas gracias a la actividad del polímero retiene el agua libre en la matriz de escombros (MEYCO, 2010).....	111
Figura 3.59 Terreno tratado con polímeros. (MEYCO, 2010)	111
Figura 3.60 Acondicionamiento del suelo según granulometría. (MAIDL TUNNELCONSULTANTS, 2014)	113
Figura 3.61 Ejemplo de Generador de Espuma a escala (SÁNCHEZ, 2007)	117
Figura 3.62 Espuma generada para su ensayo. (SÁNCHEZ, 2007)	117
Figura 3.63 Diagrama de generación de espuma mediante Generador de Espumas a Escala. (SÁNCHEZ, 2007)	118
Figura 3.64 Agitador de alta velocidad. (www.waringproducts.com recuperado SÁNCHEZ, 2007)	118
Figura 3.65 Equipo para el amasado. (SÁNCHEZ, 2007).....	121

Figura 3.66 Cono modificado para la prueba slump test. (SÁNCHEZ, 2007)	121
Figura 3.67 Ejemplo de una prueba slump test (SÁNCHEZ, 2007).....	121
Figura 3.68 Equipo empleado para pruebas de permeabilidad en suelo acondicionado. (SÁNCHEZ, 2007) .	122
Figura 3.69 Máquina de la Prueba de desgaste. (PEILA, 2007)	123
Figura 3.70 Dispositivo experimental de extracción de la rezaga por tornillo sinfín. (PEILA, 2007)	124
Figura 3.71 Sensor y celdas de medición instalados en el dispositivo de Peila et Al. 2007. (PEILA, 2007)	124
Figura 4.1 Trazo del TEO. (Cortesía COMISSA)	128
Figura 4.2 Perfil geológico del TEO con la división de tramos y lumbreras. (Cortesía COMISSA).....	128
Figura 4.3 Trazo modificado definitivo del tramo 6 del TEO. (Cortesía COMISSA)	129
Figura 4.4 Se muestra el perfil geológico de excavación del tramo 6.....	132
Figura 4.5 Operación de las máquinas tuneleras en el tramo 6.	133
Figura 4.6 Geología atravesada por la EPB 519.	134
Figura 4.7 Rueda de corte de la EPB 519. (Cortesía de COMISSA).....	134
Figura 4.8 Geología atravesada por la TBM 497.....	135
Figura 4.9 Rueda de corte en sus dos modos de operación; Roca del lado izquierdo (con discos de corte) y EPB del lado derecho (con discos y rippers). (Cortesía COMISSA).....	136
Figura 4.10 Perfil de la máquina S-497, operación en modo abierto, mediante bandas. (Cortesía COMISSA) ...	136
Figura 4.11 Generador de espumas empleado en el Politécnico de Turín y sus componentes. (Cortesía COMISSA).....	137
Figura 4.12 Muestra de suelo enviada al laboratorio de Turín. (Cortesía de COMISSA).....	138
Figura 4.13 Se observa la pegajosidad de la arcilla en superficies metálicas. (Cortesía de COMISSA)	138
Figura 4.14 Ejemplo de grumos duros y cohesivos formados en la arcilla. (Cortesía de COMISSA)	138
Figura 4.15 Suelo acondicionado con el polímero Mapedrill M3. (Cortesía de COMISSA)	140
Figura 4.16 Imagen de la cubeta empleada para el mezclado del suelo y el polímero, se observa la superficie limpia, pegajosidad eliminada. (Cortesía de COMISSA).....	140
Figura 4.17 Muestra de suelo acondicionada con polímero Mapedrill M3 y la adición de Polyfoamer FL. (Cortesía COMISSA)	141
Figura 4.18 Ejemplo de registro de acondicionamiento en una tabla de reporte semanal de control de procesos (Cortesía COMISSA).....	145
Figura 4.19 Ejemplo de registro de acondicionamiento en abanicos aluviales en una tabla de reporte semanal de control de procesos (Cortesía COMISSA)	146
Figura 4.20 Rezagado del material en la lumbrera 21A con gran cantidad de agua. (Cortesía de COMISSA) 147	
Figura 4.21 Fragmentos de roca excavados en la formación Vulcanitas de Huehuetoca. (Cortesía de COMISSA).....	147

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1 Clasificación de suelos para proyectos de túneles. (THOMSON 1995, de TERZAGHI 1950, recuperado de CHAPMAN, 2010)	80
Tabla 3.2 Clasificación de suelos en función de su granulometría de acuerdo con ASTM 2487 (BUDHU, 2011 recuperado de PAT, 2019)	81
Tabla 3.3 Descripción de la resistencia de suelos finos basada en su índice líquido. (BUDHU, 2011)	85
Tabla 3.4 Típicos límites de Atterberg para suelos. (BUDHU, 2011).....	85
Tabla 3.5 Descripción de las propiedades de suelos basado en su compacidad relativa y porosidad (BUDHU, 2011)	89
Tabla 3.6 Permeabilidad común en algunos tipos de suelo. (BUDHU, 2011).....	91
Tabla 3.7 Campos de aplicación de las Slurry y las EPB en función de su permeabilidad. (HERRENKNECHT, 2016. Recuperado de SÁNCHEZ, 2007)	91
Tabla 3.8 Clasificación geológica de las rocas (PAT, 2019).....	95
Tabla 3.9 Valores de RQD relacionados a la descripción de la calidad de la Roca (DEERE AND DEERE 1989, de DEERE ET AL., 1967 recuperado de CHAPMAN, 2010.)	97
Tabla 3.10 Determinación de la clase del macizo rocoso. (RAMÍREZ Y ALEJANO, 2004)	98
Tabla 3.11 Significado de las clases de macizos rocosos. (RAMÍREZ Y ALEJANO 2004)	98
Tabla 3.12 Tipos de macizos rocosos de acuerdo a Barton et al. 1974. (RAMÍREZ Y ALEJANO. 2004)	99
Tabla 3.13 Factores que influyen en la excavación con TBM en frentes mixtos (HONGSU ET. AL., 2015 recuperado de PAT, 2019).	102
Tabla 3.14 Polímeros empleados en excavaciones con EPB. (SÁNCHEZ, 2007)	112
Tabla 3.15 Acondicionamiento recomendado para suelos típicos (HERRENKNECHT, 2015)	113

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 OBJETIVO GENERAL

- Analizar la importancia del acondicionamiento del terreno en túneles excavados mediante máquinas tuneleras tipo EPB (Earth Pressure Balance).

1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Identificar los parámetros más importantes del terreno que intervienen en la selección del tipo de acondicionamiento en terrenos excavados mediante TBM tipo EPB.
- Analizar el impacto del acondicionamiento en el proceso de excavación y las afectaciones a la EPB que puede propiciar un mal acondicionamiento o su omisión.
- Estudiar el proceso de selección del acondicionamiento del terreno de excavación y su utilización en un caso de estudio en la Ciudad de México y verificar su aplicación mediante el control de procesos.

1.2 JUSTIFICACIÓN

Al emplear una EPB en la excavación de un túnel, es una condición que el terreno contenga al menos un 30% de material fino; en caso contrario es muy difícil desalojar el material excavado y, por ende, casi imposible el avance de la excavación. Por tal motivo, resulta de suma importancia el mejorar las condiciones del terreno excavado mediante el acondicionamiento con productos químicos, agua o suelo.

El no contar con una consistencia del terreno excavado adecuada es uno de los principales retrasos y sobrecostos que suceden en las obras excavadas con EPB, pues esto implica paradas constantes en el proceso de excavación para el mantenimiento, limpieza, cambios de herramientas desgastadas o bloqueadas y problemas en el tornillo sinfín. Estos mayores tiempos de intervenciones, afectan el ciclo de excavación y por lo tanto impactan negativamente en el presupuesto.

A pesar de su gran importancia, el diseño del acondicionamiento del terreno en tuneladoras tipo EPB es relativamente reciente en las obras subterráneas, no existen actualmente normas que regulen el diseño y procedimiento de acondicionamiento, sin embargo, mediante pruebas en laboratorios de los fabricantes de productos y ensayos en obra para tratar los terrenos, se han ido logrando avances en la estandarización de procesos de diseño del acondicionamiento. De aquí, parte la importancia de realizar investigación en torno al acondicionamiento del terreno, para generar documentos de carácter técnico a partir de la experiencia en obras recientes, que puedan aportar información real, un mejor entendimiento para los ingenieros involucrados en el proceso y crear una base para lograr en un futuro una regulación, normativa y procedimiento en la selección y uso de los acondicionantes.

1.3 ALCANCES

Este trabajo se limita al estudio de la importancia del acondicionamiento del terreno por medio de productos químicos (espumas y polímeros) en túneles excavados mediante máquinas tuneladoras tipo EPB. La importancia y su impacto en el proceso de excavación se analizará mediante un caso de estudio en una obra de este tipo en la Ciudad de México (Túnel Emisor Oriente - tramo 6). Debido a la ausencia de laboratorios especializados en el acondicionamiento de suelos con espumas y polímeros en el país, no se realizarán ensayos, pero sí se analizará el proceso llevado para la selección del acondicionamiento, así como posibles ajustes y modificaciones durante el proceso de excavación.

2.1 BREVE HISTORIA DE LAS TUNELADORAS

2.1.1 PRIMEROS ESCUDOS

A inicios del siglo XIX, la construcción de túneles urbanos era posible solamente mediante dos métodos:

- Cut and cover
- El uso de marcos de madera colocados a cada avance de la cavidad, revistiendo inmediatamente con mampostería.

Ambos métodos fueron exitosamente aplicados tanto en suelos cohesivos como no cohesivos, incluso en presencia limitada de agua, pero nunca bajo nivel freático.

Al observar el *Teredo Navalis* excavando con su fuerte mandíbula y cubriendo su excavación con su excremento, el ingeniero británico de origen francés, Sir Marc Isambard Brunel encontró la inspiración para la tecnología que permitió por primera vez excavar un túnel bajo el río Támesis en Londres.

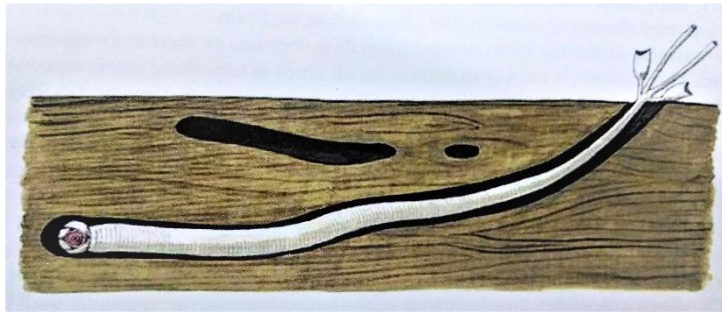


Figura 2.1 *Teredo Navalis* en la excavación de su túnel (GUGLIELMETTI ET AL., 2007)

La primera idea de construir un túnel bajo nivel freático surgió en 1806 por el mismo Brunel, para la realización de un túnel bajo el río Neva en San Petersburgo, pero que terminó por realizar un puente suspendido. No fue sino hasta 1818 cuando patentó su invento, la máquina de excavación con escudo.

La oportunidad de aplicar esta tecnología llegó en 1825, cuando inició la excavación para el túnel bajo el río Támesis. El primer intento de excavación se realizó entre 1825 y 1828 con un escudo que resultó inapropiado, dos inundaciones en el túnel terminaron por parar la obra por problemas de dinero cuando se llevaban excavados 184 de los 366 m.

Durante un segundo intento entre 1835 y 1843, Brunel construyó un escudo rectangular, el cual estaba fabricado de hierro fundido, compuesto por 12 compartimentos, cada uno de 1 m de ancho. Cada compartimento tenía movimiento independiente. El escudo tenía como medidas generales 11.43 m de ancho, 6.78 m de altura y 2.74 m de longitud.



Figura 2.3 El escudo de Brunel en acción bajo el Támesis (MATHEWSON ET AL. 2006), recuperado de (GUGLIELMETTI ET AL., 2007)



Figura 2.2 El Túnel bajo el Támesis que es aún parte del "East London Metro Line". (GUGLIELMETTI ET AL., 2007)

El avance del escudo se lograba por medio de gatos mecánicos que se apoyaban sobre la mampostería construida atrás del túnel. Cada compartimento soportaba su parte del frente del túnel por medio de 14 o 15 placas horizontales sostenidas en posición del avance por medio de pares de gatos mecánicos. Los 12 compartimentos avanzaban alternadamente, uno a la vez, cada avance era de no más de 15 cm y el mejor rendimiento logrado fue de 4.3 m por semana.

Este mecanismo diseñado por Brunel tenía que ser operado por mano de obra sin experiencia, y en condiciones sucias, húmedas y muy peligrosas. Algunos problemas principales resultaron como consecuencia de no tener el completo conocimiento del uso correcto de los dispositivos por lo que mantener el escudo alineado fue muy complejo, pero en arcillas funcionaba satisfactoriamente. El manejo del agua fue uno de los principales problemas, el túnel se inundó cinco veces bajo su paso por el Támesis. Durante la construcción de este túnel muchos trabajadores murieron y muchos otros sufrieron enfermedades severas.

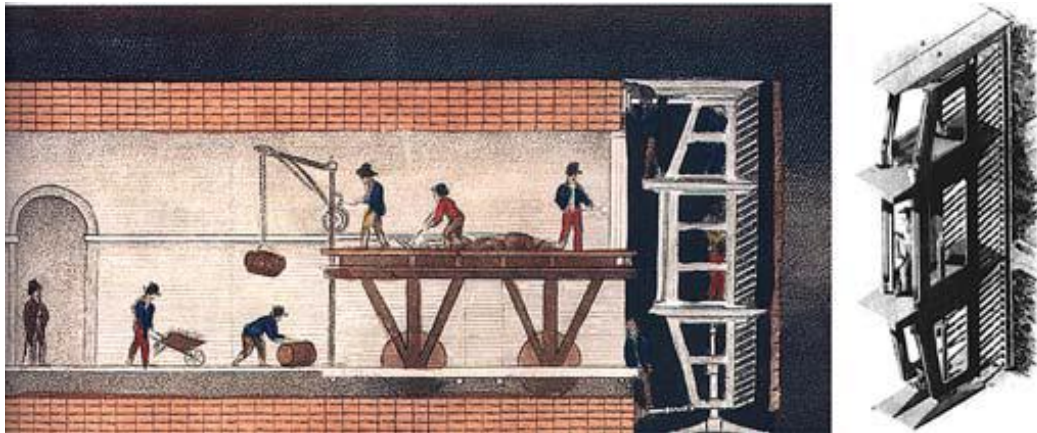


Figura 2.4 Representación del escudo de Brunel bajo el Támesis. Excavación en progreso al frente, construcción de mampostería de tabiques detrás del escudo y los gatos mecánicos arriba y abajo del escudo empujando contra la mampostería. Los trabajadores podían trabajar seguros dentro de cada compartimento. (GUGLIELMETTI ET AL, 2007)

Después de la exitosa aplicación de la máquina de Brunel, muchos inventores propusieron evoluciones e innovaciones para mejorar la productividad, la seguridad y la capacidad de enfrentar serias filtraciones de agua. Algunas de estas fueron:

- S. Dunn (1849) tuvo la primera patente de un escudo formado por una sola pieza.
- P. W. Barlow (1864) realizó un gran aporte al sugerir que, “el espacio creado entre el terreno y el revestimiento del túnel debería ser llenado inyectando mortero”.

Fueron finalmente en 1869 A.E. Beach y J.H. Greathead quienes construyeron y usaron escudos incorporando las aportaciones anteriores. Beach los empleó en la construcción del túnel de la línea de tren neumático en Nueva York, mientras que Greathead para el Túnel Nuevo Támesis en Inglaterra.

En particular, la obra de Greathead consistió en la excavación de un nuevo túnel de 402 m de longitud bajo el Támesis, esta vez, un escudo circular con un diámetro externo de 2.18 m. La construcción de este túnel transcurrió sin mayores dificultades gracias a la baja permeabilidad de la arcilla que garantizaba avances sin problemas de infiltración de agua. El soporte de la excavación (anillos de acero) fueron empleados por primera vez en lugar de marcos de madera. El escudo de Greathead, a pesar de haber sido con excavación manual se convirtió en el modelo de la mayoría de los escudos mecanizados construidos posteriormente.



Figura 2.5 Escudo de Greathead (sección circular y el sostenimiento con anillos metálicos). (GUGLIELMETTI ET AL., 2007)

Las mejoras posteriores a las máquinas tuneleras de escudo fueron enfocadas en dos aspectos importantes: el soporte del frente de excavación y la industrialización de los procesos.

Como resultado, hoy en día, los métodos mecanizados de excavación permiten construir túneles con mayor rapidez, con mayor seguridad para los trabajadores y minimizando el impacto en el ambiente.

2.1.2 EMPLEO DE AIRE COMPRIMIDO

El problema del control de flujo de agua en la excavación de túneles no fue controlado sino hasta la introducción del aire comprimido, las primeras aplicaciones de este sistema de soporte del frente fueron en el túnel Antwerp Dock (1879) y en el túnel del río Hudson en Nueva York (1880). Sir B. Backer y Greathead combinaron en el túnel del río Hudson el uso de aire comprimido con la tecnología del escudo para soportar tanto el frente de excavación como el perfil del túnel. Este importante logro hizo posible excavar 1130 m de túnel en 1891 y muchos otros túneles en los años posteriores. Sin embargo, con esta técnica había muchas mejoras todavía por hacer, pues al estar todo el túnel presurizado, había muchos problemas, tales como:

- Problemas de salud en los trabajadores, ya que tenían que desplazarse rápida y frecuentemente entre la sección frontal del túnel presurizada y la sección trasera a presión atmosférica.

- La no aplicabilidad de la técnica a túneles de gran diámetro, pues la presión uniforme de aire comprimido no es compatible con frentes de excavación de sección no uniformes, y entre mayor el diámetro, menor es la uniformidad de la presión en el sentido vertical descendente.

No fue sino hasta 1950 que una innovadora solución fue encontrada usando un medio de alta densidad para proveer el soporte en el frente de excavación, este sistema a su vez, dio nacimiento a las máquinas modernas como Slurry y EPB.

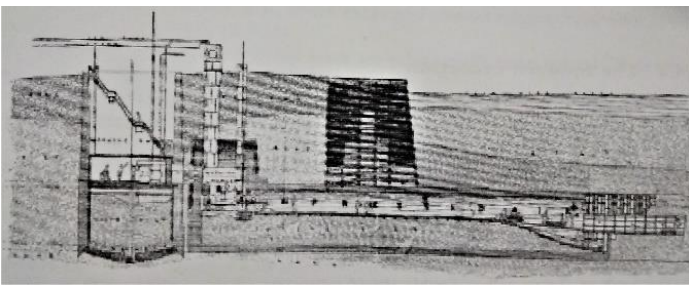


Figura 2.7 Tecnología de aire comprimido usada en 1880 para la construcción del túnel bajo el río Hudson. (BURR, 1885. Recuperado de GUGLIELMETTI ET AL., 2007)

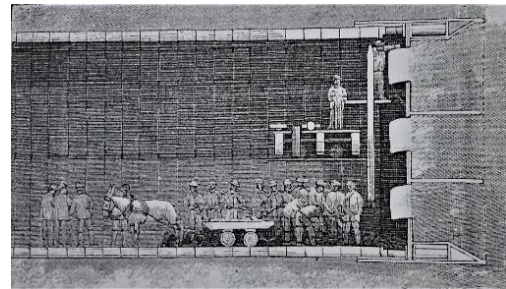


Figura 2.6 Escudo de Greathead de aire comprimido trabajando en depósitos de limos bajo el río Hudson en Nueva York. Se muestra la figura circular del escudo, el sostenimiento con acero y el avance por extrusión al frente. (Scientific American, 1980 recuperado de GUGLIELMETTI ET AL., 2007)

2.1.3 INICIOS DE LAS TBM

En sus inicios, la excavación y el rezagado en túneles fueron realizados manualmente utilizando pico y pala, haciendo del túnel una construcción insegura y de procesos lentos. Después de varios años, en 1876, J. Dickinson y G. Brunton lograron una solución mecanizada usando escudo como un proceso industrializado. Esta primera patente fue mejorada posteriormente por F.O. Brown en 1886, J.H. Greathead en 1887-1889 y J.J. Robbins en 1893.

Finalmente, la primera máquina tunelera mecanizada fue realizada y usada por J. Price en 1896-1897 para la excavación de Central London Railway Line.

De acuerdo a Stack (1982), la máquina de Price tenía una cabeza de corte consistente en cuatro brazos radiales sobre los cuales los scrapers (cortadores) estaban montados para excavar y recolectar el material de la excavación. Los scrapers servían para levantar la rezaga, permitiéndole deslizarse por gravedad a lo largo de una rampa a la espera de los contenedores.

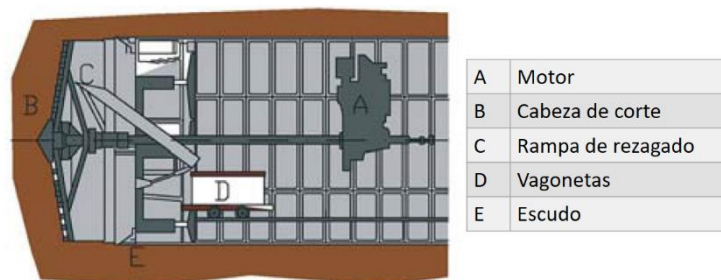


Figura 2.8 Escudo de Price desarrollado a partir del prototipo del Escudo de Greathead con la primera cabeza de corte mecanizada dirigida por un motor eléctrico. (GUGLIELMETTI ET AL., 2007)

Sucesivas mejoras hicieron de la máquina más viable y efectiva, alcanzando niveles de avance de 55 m por semana.

Durante las guerras, los “escudos de excavación” (digger shields o **Tunnel Borers** como se denominaron en E.U.A.) se desarrollaron gradualmente, siempre trabajando sobre el principio de una cabeza de corte rotatoria y siempre con el escudo de Greathead, con la excepción de una máquina ocasional para arcillas duras y secas autosoportantes.

En roca, la barrenación y los explosivos fueron la forma más común de excavación en el siglo XVIII pero un gran avance surgió con la invención y el desarrollo de las máquinas para excavación en roca propulsadas neumáticamente o con vapor en el siglo XIX.

Antes de 1950 ninguna máquina tunelera capaz de excavar en roca había sido construida, pero por otro lado se lograron grandes avances en la industria de la metalurgia, en hidráulica, tecnología de lubricación, y otras áreas de ingeniería mecánica que fueron suficientes para que a partir de 1950 la construcción de tuneladoras para roca fuera considerada seriamente. A partir de entonces comenzó la carrera para la construcción de **TBM** (Tunnel Boring Machine), como empezaron a denominarse a las máquinas tuneleras, que pudieran excavar en diferentes rangos de roca.

2.1.4 HACIA LA MODERNIDAD EN LAS TBM

Desde el escudo mecanizado de Greathead, la evolución de estas máquinas tuneladoras se desarrolló rápidamente hacia las sofisticadas TBM existentes al día de hoy, siguiendo dos principales caminos: uno para roca y uno para suelos blandos.

Inicialmente las máquinas para roca eran de tipo abierto, sin escudo y con un sistema de soporte temporal, prácticamente igual a los empleados en el método convencional. Posteriormente para atacar de mejor manera los frentes mixtos, un escudo fue añadido a algunas máquinas para roca, posteriormente se realizaron algunas mejoras hasta dar nacimiento al conocido TBM de Escudo Doble, el cual permite el avance de excavación con o sin la instalación de sostenimiento según las condiciones de la roca.

Los tres tipos de máquinas para roca (abiertas, escudo y escudo doble) son de uso actual y su elección depende naturalmente de las condiciones del terreno a lo largo del trazo del túnel.

Las máquinas para suelos blandos han sido históricamente construidas con escudo, estas evolucionaron rápidamente al tipo de máquinas capaces de proveer también soporte activo al frente de excavación, con el fin de mejorar el control y reducir al mínimo los riesgos tanto de asentamientos en superficie como colapso del terreno en el frente.

2.2 TUNELADORAS (TBM). GENERALIDADES

Una TBM (Tunnel Boring Machine) es una máquina de excavación de túneles de frente completo, en el que la cabeza de corte, equipada con diferentes herramientas de corte de acuerdo a su diseño, trabaja por rotación. Existen en muchos diámetros, desde microtuneleo con diámetros de 2-3 m, hasta máquinas de diámetros mayores a 15 m (las máquinas de mayor diámetro actuales están alrededor de los 17.5 m). Existen TBMs para excavación en diferentes tipos de condiciones geológicas. Cada túnel es diferente, lo que hace que con los nuevos proyectos se generen avances tecnológicos para las TBM.

La máquina va avanzando al excavar, dejando detrás de sí el túnel terminado. Trabajan a elevados rendimientos con promedios de 400 m/mes (incluyendo los preparativos y curvas de aprendizaje); en terrenos estables se pueden alcanzar en el mejor de los casos, rendimientos de más de 2,000 m/mes.

La construcción mecanizada de túneles no tiene como objetivo sustituir otros métodos de construcción bajo cualquier circunstancia, sino ofrecer una alternativa técnicamente viable y también económica en condiciones geológicas desfavorables, para proyectos de grandes secciones, cuando es requisito una tasa de avance alta y sobre todo donde se aplican límites estrictos de asentamiento de la superficie (túneles bajo zonas urbanas).

Las ventajas y desventajas esenciales de la construcción mecanizada se resumen a continuación.

Ventajas:

- El ambiente industrial de trabajo caracterizado por niveles más altos de confort y seguridad para los trabajadores.
- La industrialización del ciclo de excavación con la posibilidad de automatización de los procesos, excavación, rezagado y revestimiento, permitiendo menores tiempos en el ciclo de excavación.
- La posibilidad de medir y controlar los principales parámetros como: cantidad de material excavado, la presión aplicada en el frente de excavación, los movimientos del terreno en la periferia del túnel y los asentamientos en superficie.
- La reducción de nivel de ruido, así como la disminución en la dispersión de polvo en el ambiente y la menor perturbación en el nivel freático.
- El uso de elementos prefabricados (dovelas) como sostenimiento que facilitan el control de las fases en la construcción y aseguran calidad en el acabado final.

Desventajas:

- Largo tiempo de espera para el diseño, producción y montaje de la máquina.
- Tiempo necesario para familiarización con la máquina (curva de aprendizaje).
- Algunas veces se requieren instalaciones del sitio complejas y costosas (como planta de separación de lodos).
- Las ofertas por este método suelen ser solo competitivas para túneles largos.
- Riesgo de bajo rendimiento en terreno cambiante.
- La sección transversal normalmente tiene que ser redonda con poca posibilidad de variación.
- El revestimiento normalmente tiene que estar especialmente diseñado para resistir además las fuerzas de empuje.

Las partes esenciales de una TBM incluyen los siguientes elementos:

- i) Cabeza de corte giratoria.
- ii) Gatos hidráulicos para mantener una presión hacia adelante en la cabeza de corte.
- iii) Sistema de rezagado.
- iv) Sistema de colocación del sostenimiento (generalmente anillos de dovelas).
- v) Sistema de inyección del gap creado entre el terreno y el sostenimiento por la sobreexcavación (en el caso de las dovelas).

A través de la evolución de las TBM se ha demostrado la necesidad de tener herramientas para la excavación de túneles más adecuadas para la compleja geología, reducir el impacto en la superficie urbana y para incrementar los niveles de seguridad de los trabajadores; así como dar solución a los proyectos cada vez más complejos que satisfagan las necesidades de las ciudades en constante crecimiento. A dos siglos de la primera idea de Brunel y a 130 años del primer prototipo de escudo Slurry de Greathead, continúa la búsqueda por esa máquina “Perfecta”, a pesar de saber subconscientemente que nunca la encontraremos.

Aun en la búsqueda de máquina perfecta, muchos logros importantes han sido constantemente alcanzados en términos de seguridad, velocidad y costo. Cada logro viene acompañado por una nueva experiencia, en el que la limitación con la tecnología anterior se ve superada y nuevas metas son propuestas, logrando máquinas para diámetros más grandes y permitiendo excavaciones en condiciones cada vez más complejas.

2.3 TIPOS DE TUNELADORAS (TBM).

Con el paso de los años, la ingeniería en obras subterráneas ha adquirido cada vez más experiencia gracias a la demanda en la construcción de túneles más largos, profundos, de mayor diámetro y de manera general, cada vez más complejos. Con esto, algunas antiguas técnicas en excavación mecanizada se han perfeccionado y otras han evolucionado, dando lugar a nuevas tecnologías que permiten construcciones más ambiciosas y con una mayor seguridad para el entorno y para los trabajadores.

La búsqueda de soluciones cada vez más rápidas y seguras en diversas condiciones ha incrementado incluso los límites de viabilidad de los proyectos tuneleros, al grado que hoy es posible excavar en pequeñas coberturas, en terrenos débiles, bajo el nivel freático y causar la menor afectación en superficie.

Para algunos casos especiales de máquinas modernas, resulta complicado agruparlas dentro de una categoría: estas máquinas especiales son frecuentemente concebidas y construidas para excavar en ambientes muy susceptibles y condiciones geotécnicas heterogéneas. De hecho, esta categoría de TBM “duales” está equipada con ambas modalidades; tanto como una máquina excavación en suelo blando para el control de asentamientos, como con las herramientas de corte necesarias para la excavación en roca.

La clasificación de tuneladoras más común se presenta a continuación:

- Tuneladoras para roca:
 - Tuneladora abierta (Topo)
 - Escudo sencillo
 - Escudo doble
- Tuneladoras para suelos:
 - EPB
 - Slurry TBM
 - Mixshield / Hidroescudo
- Tuneladoras tipo dual
 - Multimodo / Crossover TBM's
 - Roca-EPB
 - EPB-Slurry
 - Roca-Slurry

A continuación, se describen brevemente cada uno de estos equipos.

2.3.1 Tuneladoras para roca

2.3.1.1 TBM Tuneladora abierta o “Topo”

La tuneladora abierta, de viga principal o “topo” es una máquina 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 par de giro de su cabeza y del empuje longitudinal conseguido por reacción contra la roca de unas zapatas laterales extensibles (grippers), con las que se fija la parte estática de la máquina.

La alta abrasividad de algunas rocas, así como los contenidos elevados de sílice pueden producir elevados desgastes en los cortadores, lo que conlleva un aumento en el costo.

Funcionamiento: La cabeza de corte, girando en el mismo eje que el túnel que se está excavando, es empujada contra el frente de excavación por una serie de gatos hidráulicos conectados al marco que está fijado en la roca a través de una serie de "grippers" o zapatas, los cortadores (normalmente de disco) penetran en la zona, creando intensos esfuerzos de tensión y corte, por lo tanto, la trituran localmente. En la periferia de la cabeza de corte existen unas entradas de cangilones que permiten que el acceso de la roca triturada para acumularla y ser retirada por el sistema de rezagado.

La máquina no está equipada con escudo completo, normalmente solo un pequeño escudo de corona como seguridad está montado en la parte posterior de la cabeza de corte.

También pueden existir sistemas adicionales como perforadoras para muestreo o consolidación del terreno, así como sistemas de colocación de anclas, marcos metálicos y lanzamiento de concreto. Los topos también pueden tener sistemas para colocación de rieles sobre los que circulan las vagonetas y una plataforma donde va alojado todo el sistema de control, guiado y suministro de energía.

Campo de aplicación: Roca dura, roca estable como granito, gneis o basalto

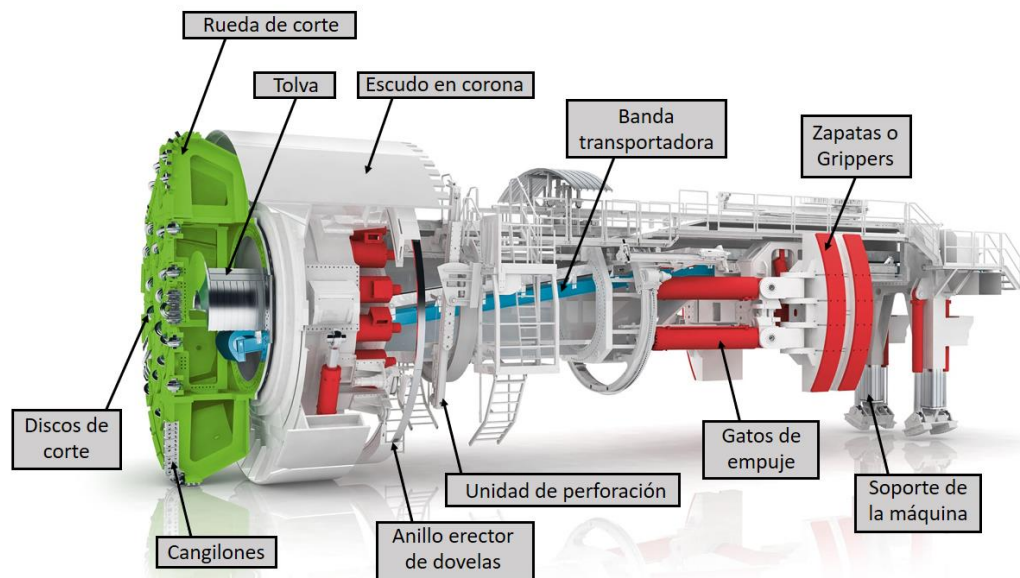


Figura 2.9 Esquema de una tuneladora abierta y sus partes principales (HERRENKNECHT, 2019)

2.3.1.2 TBM Escudo sencillo

Consta de una cabeza de corte giratoria de forma circular donde van alojados los discos cortadores. Detrás de la cabeza se encuentra un sistema formado por gatos que presionando sobre el terreno y sobre la cabeza ejercen la presión necesaria para realizar con éxito la excavación de la roca. El escombro se carga automáticamente en el frente y se conduce hacia atrás mediante una cinta transportadora, que lo deposita en unas vagonetas para su traslado al exterior, o un sistema de bandas transportadoras continuo.

Funcionamiento: El sistema de excavación es similar al de las máquinas abiertas, pero los segmentos prefabricados del revestimiento del túnel constituyen el soporte para el empuje de avance. La TBM con escudo simple está equipada con un escudo protector completo inmediatamente detrás de la cabeza de corte.

Campo de aplicación: suelos o roca débil, cuando es necesario soportar el túnel rápidamente con elementos prefabricados (dovelas).

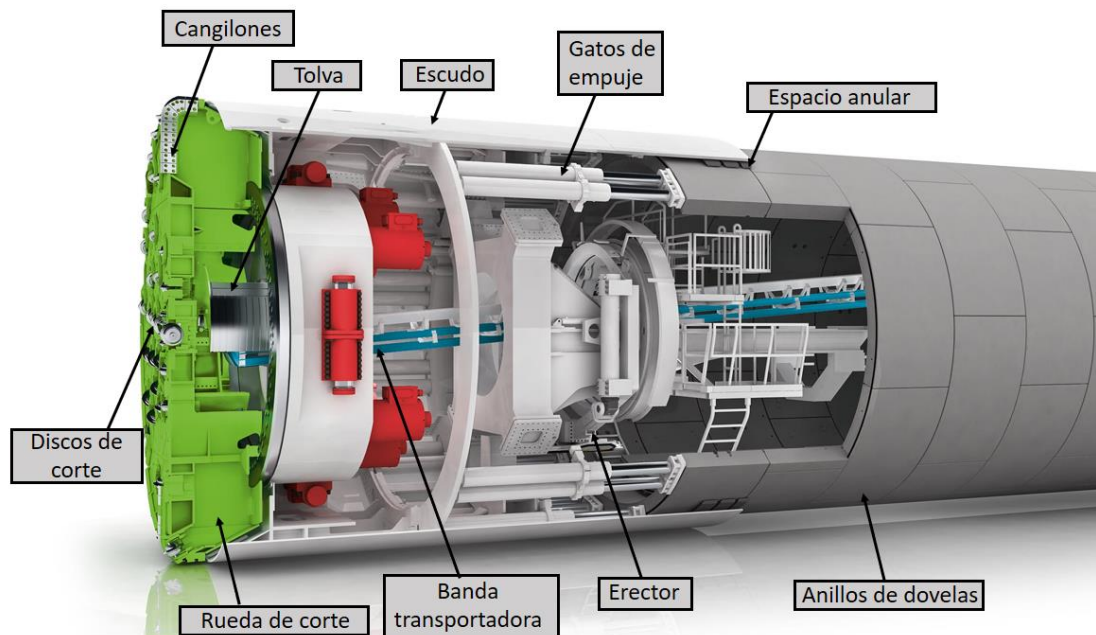


Figura 2.10 Esquema de una tuneladora Escudo Sencillo con sus componentes principales. (HERRENKNECHT, 2019)

2.3.1.3 TBM Escudo doble

Inventada a principios de los años 70s, la TBM con escudo doble ha demostrado ser una máquina flexible, útil principalmente en condiciones de roca mixta.

Esta máquina es similar a la anterior de escudo sencillo con la ventaja de tener doble escudo que le permite realizar dos operaciones simultáneas, la de excavar avanzando la cabeza cortadora al mismo tiempo que en el escudo trasero se instalan las dovelas correspondientes del recubrimiento primario. Por lo que, en terrenos muy fracturados o débiles, la máquina se puede impulsar del mismo recubrimiento primario de dovelas.

Funcionamiento: similar a las tuneladoras con escudo simple, pero ofrece la posibilidad de un trabajo continuo del ciclo, ya que posee el sistema de empuje longitudinal doble: el de las secciones telescópicas que empujan contra el sistema de soporte en el suelo (dovelas), o el de agarre con los grippers laterales en la roca. Esta máquina es más versátil que el escudo simple, ya que puede avanzar incluso sin instalar el revestimiento del túnel o instalar dovelas paralelamente a la excavación, dependiendo de las condiciones de estabilidad del terreno. En cualquier caso, asegura ciclos de trabajo cortos, lo que significa alta velocidad de avance

Campo de aplicación: rocas homogéneas cuyos rangos de calidad van de muy buena a pobre.

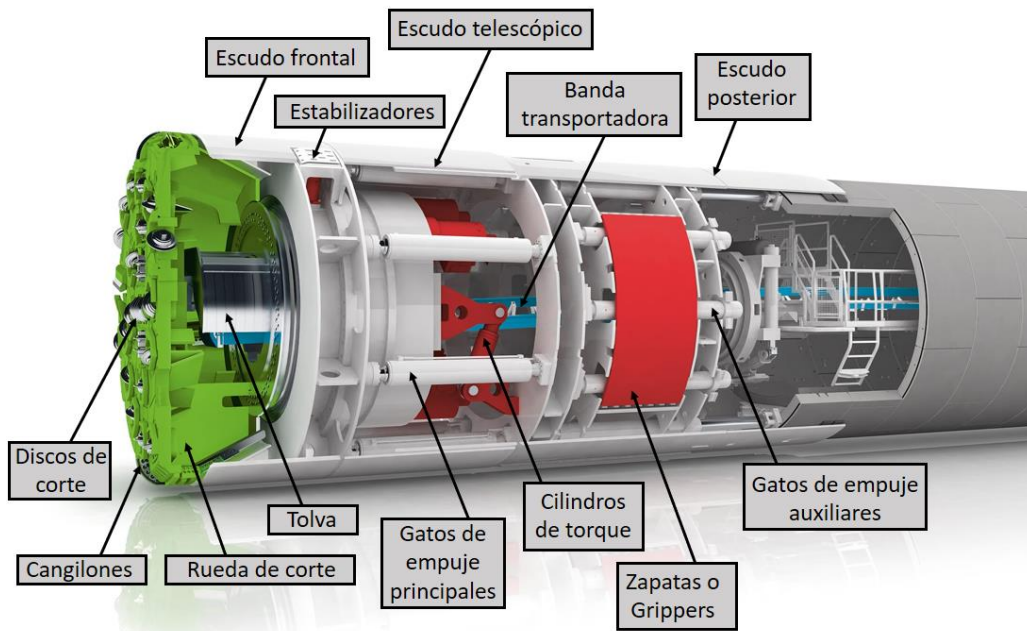


Figura 2.11 Esquema de una Tuneladora de Escudo Doble con sus componentes principales. (HERRENKNECHT, 2019)

2.3.2 Tuneladoras para suelos

2.3.2.1 Tuneladoras tipo EPB

El escudo, cuyo avance progresa de forma similar a las tuneladoras de roca dura, es una máquina que incorpora un sistema integral de protección, y en la que el empuje longitudinal se logra por reacción contra un revestimiento, al no ser lo suficientemente competente para poder aplicar “grippers” contra él. Estas máquinas tienen tres elementos distintivos:

- La EPB se aloja dentro de una estructura de acero laminar (la coraza o escudo), cuya misión es el sostenimiento del terreno en la zona ya excavada y todavía ocupada por la máquina.

- La tuneladora dispone de un sistema de colocación de anillos de revestimiento, que permite completar el ciclo de avance, al sustituir a la coraza metálica como sostenimiento.
- El diseño básico ofrece versiones para trabajar en frentes altamente inestables, manteniendo las condiciones de seguridad.

Funcionamiento: la presión en el frente de excavación es proporcionada por el suelo excavado que se mantiene bajo presión dentro de la cámara de excavación y por los gatos de empuje en el escudo. El material excavado es removido de la cámara de excavación mediante un tornillo sinfín que permite el control de la presión mediante la variación de su velocidad de rotación.

Campo de aplicación: Las EPB tienen principal aplicación en suelos blandos con presencia de agua y con capacidad limitada o sin autoapoyo. La aplicación típica para las EPB son limos o arcillas con arena. El uso de acondicionantes, como bentonita, espumas o polímeros de alta densidad, permite la excavación en suelos arenosos o con gravas. El uso de cortadores de discos brinda a la máquina la posibilidad de excavar en roca.

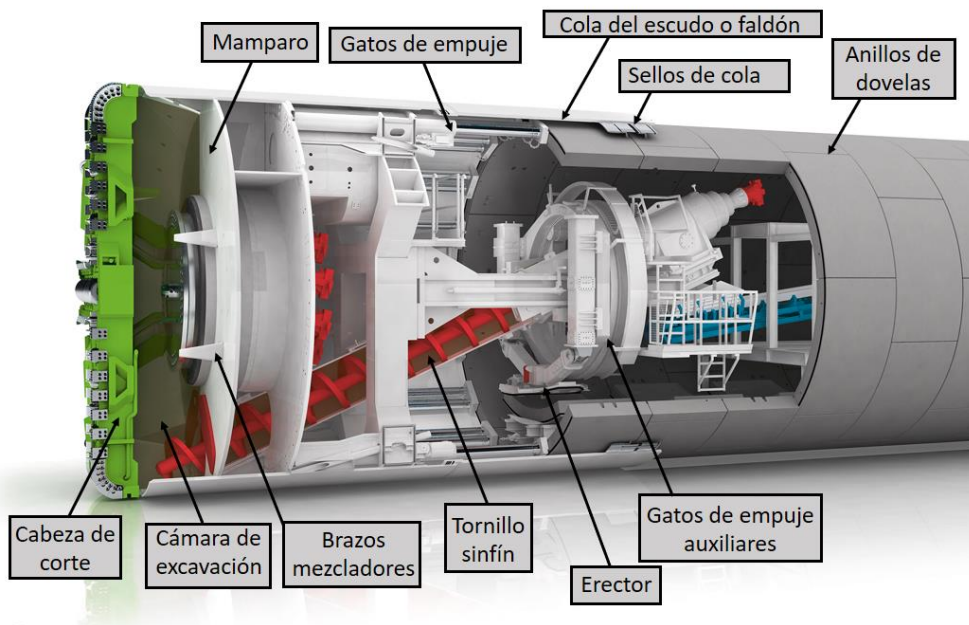


Figura 2.12 Esquema de una Tuneladora tipo EPB con sus componentes principales. (HERRENKNECHT, 2019)

2.3.2.2 Tuneladoras Slurry

Los escudos de slurry son máquinas apropiadas para la excavación de suelos con un alto contenido de agua. Estas tuneladoras están equipadas con un sistema de circulación del slurry que controla la presión en la cámara de la excavación mediante la inyección de bentonita presurizada dentro de ella donde la bentonita se mezcla con el material excavado y la mezcla es expulsada del túnel a una planta de recirculación

Funcionamiento: la presión de apoyo en el frente es proporcionada por el lodo de bentonita. Un mamparo separa la cámara de trabajo del túnel. La suspensión de lodo se bombea hacia la cámara de excavación y penetra en el suelo a excavar, formando una membrana impermeable (en suelo fino) o una zona impregnada (en suelo grueso) que garantiza la transferencia de la presión de apoyo de la cámara al frente de excavación.

El terreno por extraer resulta una mezcla del suelo natural excavado mezclado con bentonita. La mezcla resultante se bombea (rezagado hidráulico) desde la cámara de excavación a una planta de separación (generalmente en la superficie), lo que permite que la bentonita se recicle parcialmente.

Campo de aplicación: Su campo de aplicación es para suelos blandos con limitada capacidad de autoapoyo. En términos granulométricos, los escudos slurry son principalmente diseñados para suelos compuestos de arena y grava con limos. La instalación de una trituradora en la cámara de excavación permite triturar cualquier bloque que no pase por el sistema hidráulico. El uso de discos de corte también permite a la máquina excavar en roca en caso de presentarse. Puede agregarse polímeros al suelo excavado si este contiene muchos limos o arcilla. También está diseñada para excavaciones con gran presencia de agua.

2.3.2.3 Tuneladoras Mixshield o Hidroescudos

Un tipo especial de los escudos Slurry son los Hidroescudos o también llamados Mixshield. Su funcionamiento es muy similar a los Slurry, con la única diferencia en la forma de transferir la contrapresión a la cara. En la cámara de lodos cerrada, en la que se compensa la contrapresión, se encuentra un amortiguador metálico que crea una cámara parcialmente llena de aire y conectada a un compresor.

El resultado es la posibilidad de ajustar la contrapresión en la cara independientemente del circuito hidráulico (suministro de suspensión de bentonita y eliminación de suspensión y tierra natural).

En el hidroescudo hay dos mamparos: uno separa la cámara de trabajo del túnel y la segunda divide la cámara en dos partes, permitiendo su comunicación en la parte inferior de la separación. La parte superior de esta cámara dividida es llenada con aire comprimido. La conexión entre el compresor de aire y el sistema de válvulas de control permite ajustar la presión de soporte en el frente independientemente del circuito hidráulico.

Campo de Aplicación: tiene básicamente el mismo campo de aplicación que las Slurry. Terrenos heterogéneos, arena, grava, terrenos altamente permeables y con grandes presiones de agua.

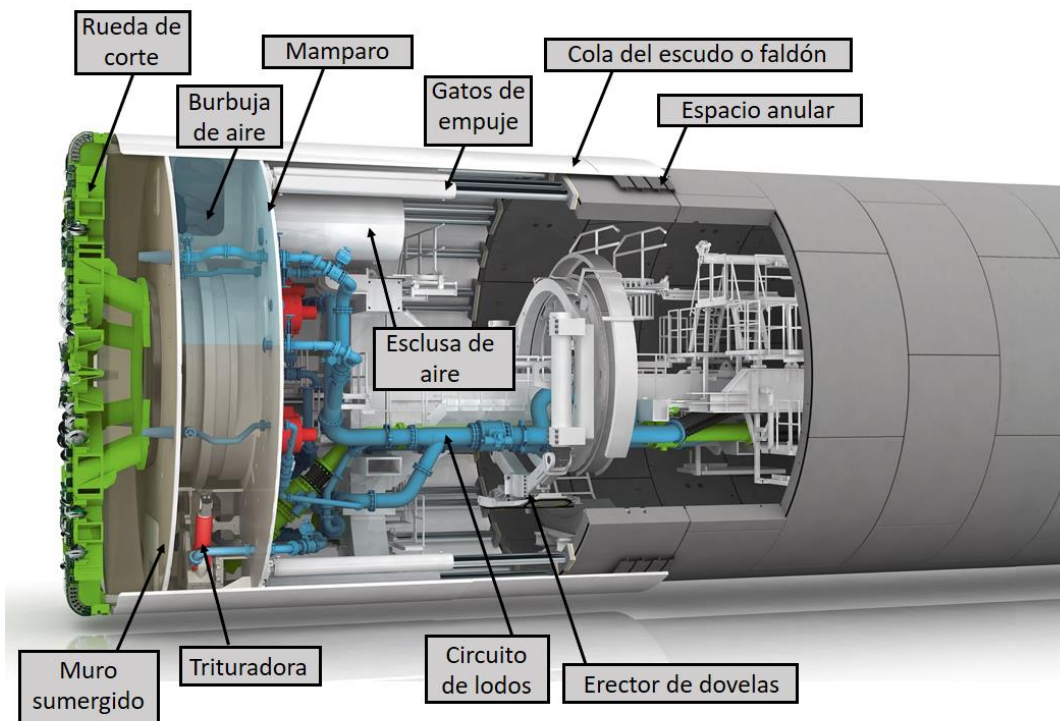


Figura 2.13 Esquema de un Hidroescudo con sus componentes principales (HERRENKNECHT, 2019).

2.3.3 Tuneladoras tipo Dual (Híbridas, Multimodo o Crossover)

En los últimos años, los fabricantes de máquinas tuneladoras han realizado grandes esfuerzos por desarrollar máquinas capaces de excavar en diferentes tipos de terreno utilizando la misma máquina. De esta manera los tipos de máquinas descritas anteriormente han logrado ampliar su campo de aplicación debido al rápido progreso en diversas áreas de la ingeniería implicadas (tecnología de procesos, electrónica, logística e instrumentación) y el desarrollo nuevo materiales. Los escudos convertibles están diseñados para que se puedan llevar a cabo modificaciones mecánicas para adaptarse a diferentes condiciones geológicas e hidrogeológicas. No sólo como un cambio del método de soporte del frente de excavación, sino también la adaptación a las herramientas de excavación, las ventanas de acceso del material en la rueda de corte, el sistema de eliminación de rezaga y todos los demás equipos necesarios.

Las modalidades más comunes son las siguientes:

2.3.3.1 Roca-EPB

Las máquinas duales Roca-EPB son una opción sólida para terrenos donde encontramos roca mixta y suelo no autosoportante. En estas máquinas, la cabeza de corte gira en una sola dirección, reduce el desgaste de la herramienta y elimina el problema de rectificadas, lo que causa un desgaste indebido en los elementos de la máquina. Una máquina dual roca-EPB utiliza reductor de dos velocidades para emplear la energía de manera eficiente y generar un alto par de torsión a bajas RPM (revoluciones por minuto).

Estas máquinas pueden ofrecer la conversión entre un modo EPB totalmente presurizado y un modo EPB no presurizado, así como un modo de roca dura (no presurizado).

Normalmente, la conversión se realiza cambiando el sistema rezagado. Estas conversiones pueden implicar el uso de un tornillo sinfín robusto capaz de extraer fragmentos de roca o cambiar de tornillo sinfín por una banda transportadora al centro.

Los escudos EPB con tornillo pueden ser trabajados en modo EPB cerrado convencional y también en el modo abierto. En modo abierto la cámara de excavación y el tornillo solo están parcialmente llenos, por lo que, en este modo, no se puede generar una presión de apoyo activa contra la cara del túnel y el transportador de tornillo se usa solo

para retirar el material excavado. Alternativamente, se puede instalar tolva y banda transportadora en el centro, esto requiere medidas de conversión adicionales en la cabeza de corte y retraer parcialmente el tornillo sinfín en el modo abierto. La combinación de EPB y modo abierto se puede diseñar con una estructura básica modular y como una versión con tornillo paralelo y cinta transportadora central. Un ejemplo de obra excavada con TBM de este tipo es el Eurotúnel, del lado de Francia.

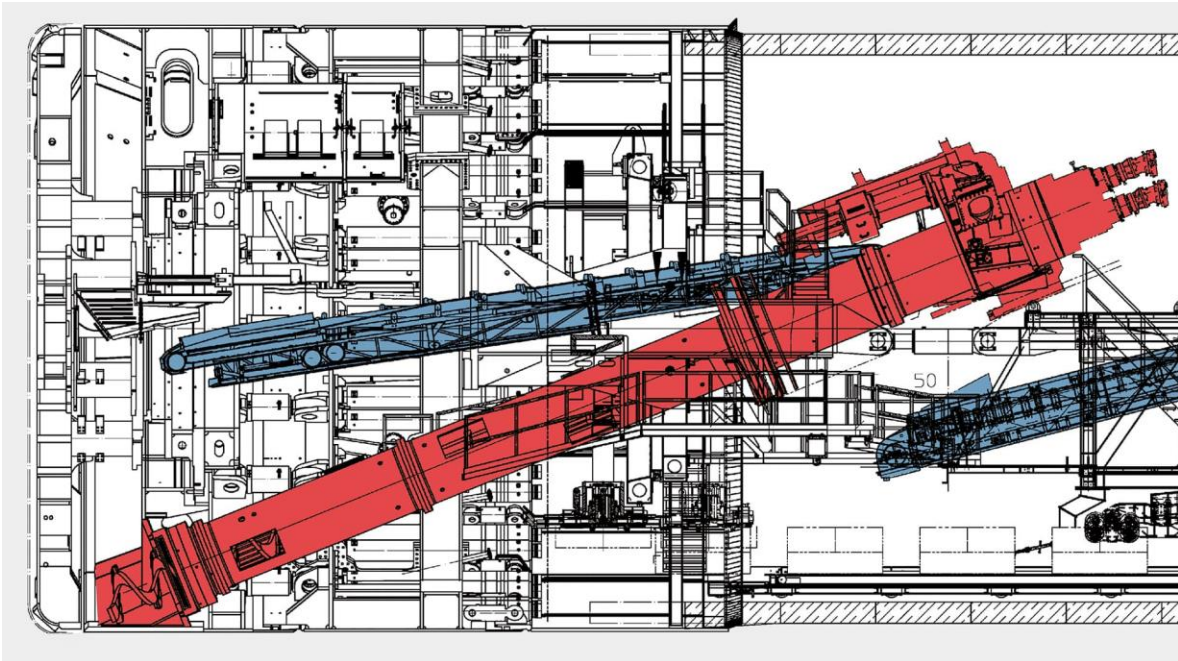


Figura 2.14 Esquema del cambio de sistema de rezagado de tornillo sinfín (modo cerrado) a bandas transportadoras al centro (modo abierto o roca). (HERRENKNECHT, 2019)

2.3.3.2 EPB-Slurry

Si el terreno a excavar no es completamente un suelo de alta permeabilidad, este tipo de máquina dual puede ser una gran solución, de esta manera, se evitará emplear un sistema costoso de lodos durante toda la longitud de excavación, lo que permite ahorrar tiempo y dinero en las secciones de baja permeabilidad operando la máquina en modo EPB que no requiere una planta de separación de lodos completa.

Por otro lado, en las secciones de alta permeabilidad, la modalidad Slurry permitirá asegurar un mejor control de volumen y de presión.

En el modo EPB, la máquina utiliza un tornillo sinfín para mantener la presión frontal y eliminar la rezaga. Debido a que no hay lodo en el frente de excavación, el control de la presión es más seguro y cualquier sobre-excavación es evidente de inmediato.

En el modo slurry, el lodo se vacía en una caja de lodos completamente cerrada. Las rocas se rompen usando un mecanismo de trituración en la caja, mientras que los pequeños bloques son capaces de pasar a través de las tuberías de lodos.

Ambos modos de esta combinación funcionan con un sistema de presión cerrado para soportar activamente el frente de excavación. Las principales diferencias consisten en la composición y las características del medio de soporte, el transporte del material excavado y el diseño de la cámara de excavación. Para diámetros de máquinas grandes de más de 9 metros, es posible la instalación paralela de un transportador de tornillo y un circuito de lodos en la sección invertida de la cámara de excavación. Este no es el caso para diámetros más pequeños, lo que significa que cambiar el modo requiere tiempo e incurre en costos. Esto es particularmente cierto si se necesita una trituradora de piedra adicional frente a la pantalla de admisión del circuito de lodos. Es por eso que se utiliza esta combinación de EPB y Slurry solo si las condiciones específicas del proyecto justifican estos grandes esfuerzos.

La Slurry - EPB iba a ser utilizada por primera vez en 1994 para el tren ligero Duisburg-Meiderich, en Alemania. La máquina fue diseñada para realizar la conversión, pero debido a que las condiciones del terreno permitieron trabajar adecuadamente en el modo de lodos, la conversión a EPB nunca fue realizada. En el proyecto Socatop en París (2000) sí se llevó a cabo la conversión de Slurry a EPB.

2.3.3.3 Slurry-Roca

Los TBM multimodo con modo abierto y con soporte de lodos (Roca-Slurry) se han utilizado con éxito en muchos proyectos. El mayor desafío al cambiar el modo de túnel es lidiar con las diferentes formas de remover el material excavado. Si bien el protector con soporte de lodo tiene un circuito de lodo instalado; en el modo abierto, el material se retira utilizando un transportador de cinta central con un anillo de rezaga retráctil. Esto significa que ambos sistemas de rezagado deben instalarse en la TBM y el back-up en combinación. Un ejemplo de obra excavada con esta máquina es el túnel de Grauholz en Suiza.

CAPÍTULO I. EXCAVACIÓN MECANIZADA CON UNA TBM DE TIPO EPB.

El método mecanizado de construcción de túneles, por medio de máquinas tuneladoras, es actualmente la más novedosa técnica de construcción de túneles, aportando enormes ventajas respecto al método convencional de perforación y voladura; especialmente bajo áreas urbanas, donde el uso de tuneladoras permite excavar reduciendo el ruido y riesgo de hundimientos. Por esto, al hablar de túneles para metro y red de alta velocidad, una gran solución podría ser el uso de una máquina tunelera.

Las tuneladoras tipo EPB (Earth Pressure Balance) se desarrollaron inicialmente para resolver problemas de inestabilidad en el frente en terrenos blandos (terrenos con escaso o nula capacidad de autosoporte), principalmente arcillas. Actualmente las EPB han permitido realizar túneles en terrenos que se encuentran por debajo del nivel freático, túneles urbanos con poca cobertura e incluso túneles en terrenos heterogéneos (suelo y roca). La excavación mediante una EPB se desarrolló procurando lograr un sistema de trabajo continuo, que incluyera el mayor número de las ventajas que ofrecía la tecnología existente, a través de tres ideas básicas:

1. Estabilizar el frente con un material a presión, que es el propio escombros excavado, una vez convertido con productos de adición en una mezcla de consistencia visco-plástica.
2. Lograr que la mezcla tenga la consistencia adecuada para ser transportable por bandas o vagones.
3. Lograr que la mezcla se pueda extraer sin perder la presión en el frente.

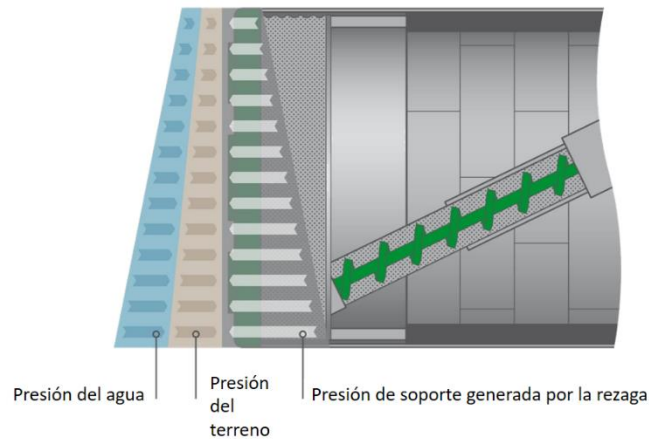


Figura 3.1 Principio de soporte del terreno de las tuneladoras EPB. (GONZÁLEZ, 2017)

La excavación del frente se realiza mediante las herramientas de corte (discos, picas y rascadores) dispuestas en la cabeza de corte, la cual gira a medida que el escudo avanza. El material excavado es almacenado y controlado en la cámara de excavación (localizada entre el mamparo y la cara interior de la cabeza de corte). Por su parte, el mamparo es el encargado de transferir la presión hacia la cámara, a través del empuje otorgado por los gatos, que a su vez se apoyan en la parte posterior sobre el revestimiento del túnel (anillos de dovelas).

I.1 DESARROLLO DE UNA MÁQUINA EPB

Las características geológicas y geotécnicas de los materiales que forman la traza de un nuevo túnel, unido al conocimiento físico del nivel freático y la geohidrología al que se enfrentará el mismo, condicionan la elección y diseño de la máquina tunelera para la excavación del túnel. Dichas características también condicionarán la elección de los distintos aditivos que harán posible el avance de la EPB.

Idealmente, en fase de proyecto, el fabricante de la TBM debería tener acceso a numerosas características del suelo a excavar, a fin de seleccionar los componentes de la máquina y poder adoptar medidas de protección. Por su parte, el operador de la máquina debería implementar el programa de inspecciones y mantenimiento desarrollado previamente en etapa de proyecto actualizándolo continuamente con los datos reales obtenidos durante la excavación. (González, C. 2014).

Un exhaustivo análisis debe realizarse para seleccionar adecuadamente una tuneladora para suelos blandos, tomando en consideración su fiabilidad, seguridad, costo-eficiencia y las condiciones de trabajo. En particular los siguientes factores deben ser analizados:

- i. Su aptitud ante las condiciones geológicas previstas.
- ii. Aplicabilidad de los métodos suplementarios de soporte del terreno.
- iii. Alineamiento del túnel y longitud
- iv. Disponibilidad de espacios necesarios para las instalaciones y servicios detrás de la máquina y alrededor de los accesos al túnel.
- v. Seguridad en la excavación del túnel y en otros trabajos relacionados.

En la selección del tipo de TBM deben considerarse las condiciones geológicas e hidrogeológicas que puedan afectar la estabilidad del túnel. Las condiciones geológicas a lo largo del trazo del túnel son un factor primario en la selección de la tuneladora, las cuales nos ayudaran a determinar si la TBM debe ser abierta, cerrada, manual, automatizada, etc. Particularmente el grado de consolidación del suelo, el tamaño de gravas y el tamaño de boleos en el suelo debe ser estudiada minuciosamente.

Especial atención deben prestarse a las siguientes condiciones geológicas:

- i. Suelo arcilloso blando fácilmente colapsable.
- ii. Capas de arena y gravas con alto contenido de agua.
- iii. Capas con presencia de boleos.
- iv. Capas que pudieran presentar madera o restos arqueológicos.
- v. Estratos compuestos por capas duras y blandas.

El diseño de la EPB no sólo se limita a asegurar que la rueda de corte sea la adecuada para el terreno, sino que deben considerarse además otras características importantes de la máquina en su diseño como los modos de operación de la EPB (abierto, cerrado o semiabierto), la potencia, el sistema de guiado, el diseño del escudo, el empuje y articulación del cuerpo de la máquina, el método de acondicionamiento del suelo, el modo de rezagado, el sistema de inyección del gap, el control de alineamiento, el sistema de erección de dovelas, el back up y la ventilación.

I.2 COMPONENTES DE UNA TBM DE TIPO EPB.

En la Figura 3.2 podemos observar las componentes de una EPB en el que se distinguen 3 partes principales: la anterior, denominada cabeza (a) o rueda de corte; el escudo intermedio (b) y la posterior o cola de la TBM (c).

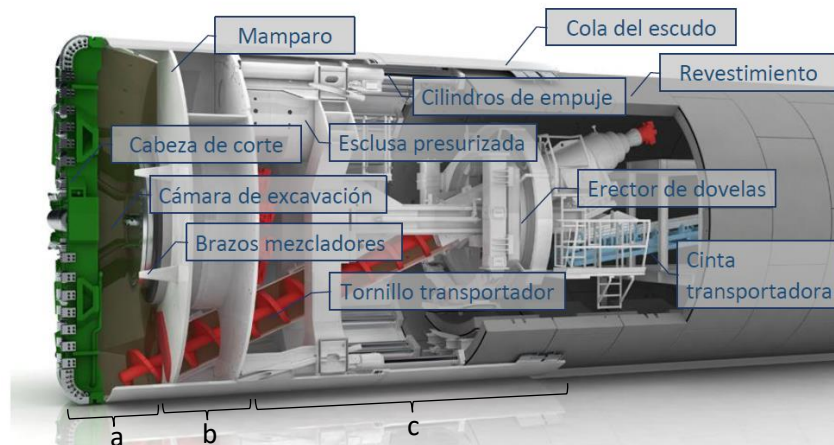


Figura 3.2 Componentes de una tuneladora EPB (HERRENKNECHT, 2019).

En la cabeza de corte o rueda de corte, se encuentran por la cara exterior dispuestas las herramientas de corte y las toberas de los productos de acondicionamiento; en su interior o cámara, se encuentran los dispositivos de homogeneización y preparación del terreno excavado para su extracción en forma de masa plástica. En la cámara se disponen también los captadores para el control de presiones de la masa excavada (células de presión).

El escudo intermedio, cuya parte anterior es una estructura metálica (el mamparo) que soporta toda la presión de la cámara, lleva los componentes de accionamiento de la máquina, así como el mecanismo para transmitir el movimiento a la rueda, que comprende la corona de entrada y sus rodamientos de apoyo: a ese conjunto se le suele denominar cojinete principal de la máquina y es un producto del “know-how” de cada fabricante.

La parte posterior, faldón o cola del escudo es donde se realiza el montaje de los anillos de dovelas. En general, para facilitar la gestión de los trazados en curva, la junta entre escudo y cola está articulada.

El funcionamiento de las EPB sigue los principios señalados anteriormente:

- La estabilización del frente se logra manteniendo la cabeza comprimida contra el frente por el esfuerzo longitudinal de los cilindros de empuje que se apoyan en el revestimiento, la cámara debe estar llena con la mezcla del terreno excavado y agua o productos químicos de acondicionamiento.
- El Par de giro de la rueda de corte hace posible la excavación mecánica del terreno, venciendo a la vez los rozamientos de la cabeza contra el frente. El volumen de terreno excavado que entra en la cámara, sustituye al equivalente que ha de extraerse de la misma sin pérdida de presión. Dicha extracción se hace por medio de un tornillo sinfín, que vierte el escombro a las bandas transportadoras o los trenes de vagonetas.

I.3 MÉTODOS DE REZAGADO.

Una de las mayores ventajas que ofrecen los escudos es su flexibilidad en el modo de operación, que se refieren al modo de soportar el frente. Estas máquinas tienen la virtud de poder operar en distintas modalidades: modo abierto, modo semiabierto (o de transición) y modo cerrado, como se muestra en la Figura 3.3.

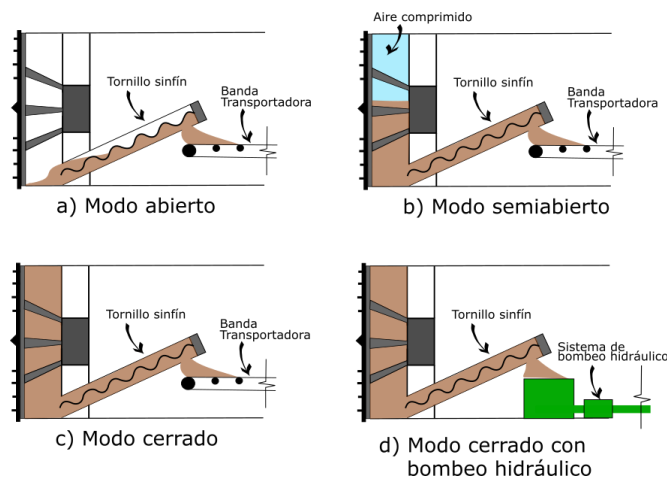


Figura 3.3 Modos de operación de una EPB. (Adaptado de MAIDL ET AL., 2012)

En modo abierto la cámara de excavación trabaja en condiciones atmosféricas y sin ningún tipo de soporte en el frente, extrayendo la rezaga por medio del tornillo sinfín (figura 3.3 a). Cuando es necesario estabilizar el frente, es posible aplicar aire comprimido en la cámara de excavación para conseguir dicho propósito. En roca y terrenos estables con mínimo ingreso de agua los escudos frecuentemente trabajan en esta modalidad.

El modo semiabierto es manejado en suelos o materiales temporalmente estables y con presencia de agua. La parte inferior de la cámara se llena con el material excavado, mientras que en la parte superior se inyecta aire comprimido (figura 3.3 b), así que el agua que fluye a través de posibles discontinuidades y poros es contenida por este último, reduciendo el riesgo de ingreso de agua hacia la tuneladora a través del frente. En esta modalidad es importante garantizar el sellado del tornillo transportador, ya que cualquier deficiencia puede acarrear problemas serios a todo el sistema.

El modo cerrado es manejado en condiciones de alta inestabilidad en el frente, así que la cámara se mantiene llena con el material excavado. El tornillo también debe estar lleno de material para garantizar el sellado o “tapón”. En esta modalidad la descarga en la compuerta del tornillo transportador puede concluir en una banda transportadora (figura 3.3 c), aunque para manejar la presurización con menores niveles de riesgo, el material también puede descargarse sobre un sistema de bombeo hidráulico (figura 3.3 d). El medio de transporte hidráulico es alimentado de una caja de transferencia situada inmediatamente después del tornillo transportador. Para reducir el tamaño de fragmentos de roca y facilitar su transporte el propio sistema puede ser provisto de trituradoras de rodillo en la interface tornillo transportador-bomba de transporte.

La presencia de frentes mixtos a menudo involucra problemas del transporte de la rezaga a lo largo de los componentes con los que entra en contacto. Desde luego, la presencia de boleos en el frente representa esta condición.

Los fragmentos excavados en el frente que ingresan al tornillo transportador pueden crear problemas de circulación. Las máximas dimensiones permisibles dependen del diámetro de la “caja”, tipo y diámetro del eje central del tornillo cuando cuente con él. Como se ha descrito previamente, el empleo de un tornillo sin eje central permite el transporte de bloques de mayores dimensiones.

Las características de la cabeza de corte tienen gran influencia en el desarrollo de este fenómeno. La disposición y espaciamiento de los discos determina el tamaño de los fragmentos generados y los que conservan un tamaño considerable se quiebran con el diámetro de las aberturas de la propia cabeza de corte. La adición de barras sobre las aberturas mejora la fragmentación de los bloques, pero con las limitaciones correspondientes.

Cuando la permeabilidad de los materiales excavados es elevada y el alineamiento del túnel se ubica debajo del nivel freático, las altas presiones del agua pueden provocar su ingreso hacia el túnel, debido a la dificultad que implica formar el “tapón” a lo largo del tornillo. Esto también impide disipar la presión desde la base del pleno hasta un valor cero en la puerta de descarga. Para corregir este defecto, se puede realizar la inyección de agentes acondicionantes a través de la cabeza de corte, de la cámara de excavación y/o del propio tornillo sinfín.

El acondicionamiento es una medida rápida y eficiente para modificar las propiedades del material, sin embargo, en ocasiones resulta complicado definir las proporciones adecuadas de espumas y aditivos a incorporar al material con el fin de mejorar su manejo. Cuando estos tratamientos aportan demasiada fluidez al material se complica su transporte al exterior, causando pérdidas constantes de lodo en la cinta transportadora, depositándose a lo largo del túnel, propiciando la reducción de rendimientos y también los sobrecostos por los trabajos de limpieza requeridos.

En casos críticos donde el acondicionamiento del material y el sellado del tornillo no pueden conseguir plenamente mediante la inyección de aditivos o espumas, dos alternativas se pueden adoptar. La primera consiste en adicionar un segundo tornillo detrás del existente; la segunda alternativa, consiste en la sustitución del tornillo por uno de mayor longitud.

I.4 RUEDA DE CORTE.

La cabeza o rueda de corte lleva, en su cara frontal, las herramientas de corte y las toberas de los productos de acondicionamiento, y en su interior o cámara, los dispositivos de homogeneización y preparación del terreno excavado para su extracción en forma de masa plástica. En la cámara se disponen también los captadores para el control de presiones de la masa excavada (células de presión).

Uno de los factores que influyen en la aparición de problemas en la cabeza de corte es su porcentaje de abertura en relación con el área de la sección excavada. Esta característica se ubica un rango de entre 20 y 35% y conforme aumenta las probabilidades de obstrucción son menores. En cualquier caso, es importante limitar el paso de fragmentos (o “chips”) de diámetro considerable hacia la cámara de excavación.

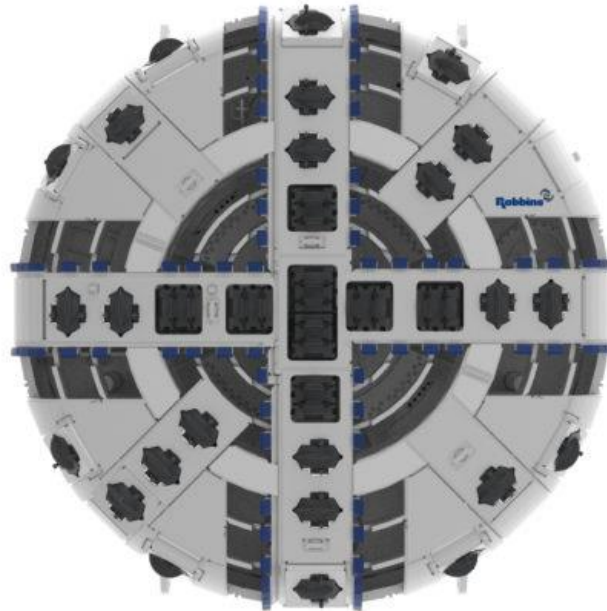


Figura 3.4 Cabeza de corte de una EPB (ROBBINS, 2019)

La configuración de las herramientas de corte y el grado de abertura de las ventanas se determinan en función de las propiedades predominantes del terreno a excavar. Un alto grado de abertura tiene repercusión en el área disponible para el posicionamiento de las herramientas de corte; los discos se tienen que posicionar sobre los radios disponibles y su espaciamiento puede ser elevado.

El espaciamiento elevado entre las herramientas de corte puede conducir a que la fragmentación de la roca en el frente no sea la más adecuada, aumentando el riesgo de que grandes bloques ingresen a la cámara de excavación y se produzca el bloqueo de la cabeza de corte. Una manera de contrarrestar esta deficiencia es mediante la adición de barras de acero, llamadas barras grizzly, sobre las aberturas de la cabeza de corte, las cuales permiten la trituración de los bloques y rocas en el frente, hasta alcanzar un tamaño lo suficientemente pequeño para su ingreso a la cámara.

Las medidas descritas reducen el efecto de contacto entre los discos y el frente de excavación, y conforme avanza la excavación también se desarrollan altas concentraciones de esfuerzos, producidas por el apretamiento de la rezaga entre la cabeza de corte y el frente, generándose fuerzas axiales muy grandes y altos momentos de volteo sobre la cabeza de corte, por consiguiente, tanto el torque necesario para hacer girar la cabeza de corte como el consumo de energía se ven incrementados. La presión del material atrapado entre la roca y el frente, incrementan la tasa de desgaste por abrasión en la placa frontal y las herramientas de corte.

Otras de las causas posibles de bloqueo de la cabeza de corte es la presencia de piezas metálicas rotas dentro del mamparo, desprendidas de su propia estructura.

Por otra parte, en terrenos arcillosos, la “pegajosidad” de estos materiales puede causar el taponamiento de la cabeza de corte de la tuneladora, volviéndose un problema severo pues en algunos casos se tiene que detener la producción, reduciendo las tasas de avance en la excavación del túnel.

Cuando el área central de la rueda de corte se encuentra obstruida, el material es desplazado en lugar de ser cortado, moviéndose paralelamente al frente de la excavación en un cierto trayecto, provocando la concentración de altas presiones en esta zona. Como consecuencia se pueden generar grandes incrementos de torque, calor y riesgos de saturación de la cámara, deteniendo por completo la excavación. Ante esta situación resulta necesario retirar el material de la cámara y limpiar las aberturas de la cabeza de corte por métodos manuales.

Esta misma pegajosidad puede combinarse con la presencia de minerales abrasivos formando una suspensión que, además de obstruir el frente de la máquina, puede desgastar en gran medida la cabeza de corte, incluso inducirle deformaciones significativas. Cabe señalar que la resistencia a la abrasividad de la cabeza de corte usualmente es menor que la de los cortadores y, por lo tanto, también más susceptible al desgaste. La abrasividad de la suspensión no solo afecta la cabeza de corte, sino también otros componentes que entran en contacto con el material a extraer, como lo es el tornillo sinfín, el mamparo y los brazos mezcladores integrados en el mamparo. Un alto porcentaje de abertura en la cabeza de corte reduce el desgaste sobre su propia estructura.

La presencia de arcillas con alta pegajosidad y otros materiales como yeso en el terreno, representa otro de los grandes inconvenientes para la cabeza de corte; la generación de calor durante la excavación contribuye a la reaglomeración o endurecimiento una vez que ingresan al pleno. Una forma simple de evitarlo es mediante la incorporación de agua a presión alta en la propia cámara de excavación o aumentando la cantidad de barras de batido (brazos mezcladores) de material dentro de la misma.

El bloqueo de la cabeza de corte también puede ser provocado por las propiedades deficientes del material excavado una vez que se sitúa en la propia cabeza o en el pleno. En este caso, una de las medidas que pueden ser implementadas es el mejoramiento del material, con el fin de mejorar su flujo hacia la cámara de excavación. Este mejoramiento se lleva a cabo mediante la adición de polímeros, bentonita o espumas.

La cabeza de corte también puede estar sujeta a una variación constante de cargas debido al rebote entre los cortadores y los materiales blandos y duros, provocándole deformaciones, seguida incluso, de la generación de grietas. Las oscilaciones o incrementos repentinos del torque en la cabeza de corte pueden ocasionar el bloqueo de la rueda.

Asimismo, con el fin de proteger la cabeza de corte contra el desgaste, se adiciona soldadura de dióxido de carbono o insertos de metal duro en las partes intermedias donde se alojan los discos o los “rippers”. Sin embargo, cuando no se toman oportunamente estas medidas, se tiene que recurrir a acciones de corrección, que también puede ser la realización de resoldadura, torneado y rectificado, incluso otro tipo de refuerzo, incrementando el tiempo de inactividad por la duración que implican las reparaciones.

I.5 HERRAMIENTAS DE CORTE

I.5.1 TIPOS DE HERRAMIENTAS DE CORTE EN UNA EPB

Las herramientas de corte son las encargadas de efectuar la rotura del terreno al concentrar en un punto del frente la energía desarrollada por la máquina. Estas herramientas o útiles de corte, mediante los cuales se realiza la excavación mecánica de las rocas y suelos, son los que se encuentran, en definitiva, en contacto directo con el medio a excavar. (González, C. 2014)

Una primera distinción de los útiles de corte puede establecerse teniendo en cuenta su relación con la rueda de corte:

- Herramientas fijas: cuyo movimiento es completamente solidario con el de la rueda de corte (RDC). En esta categoría se incluyen picas, cinceles y rastreles.
- Herramientas con giros libres: Pueden tener un movimiento de rotación en torno a su eje que es independiente del movimiento de la RDC. En esta categoría se incluyen discos simples y dobles.
- Herramientas con desplazamientos libres: pueden tener desplazamientos independientes del movimiento de la RDC. Por ejemplo, los impactadores.

Con los avances tecnológicos y el desarrollo de mejoras en los materiales, las herramientas de corte se fueron diversificando, de manera que, al día de hoy, existen en el mercado, numerosas variantes.

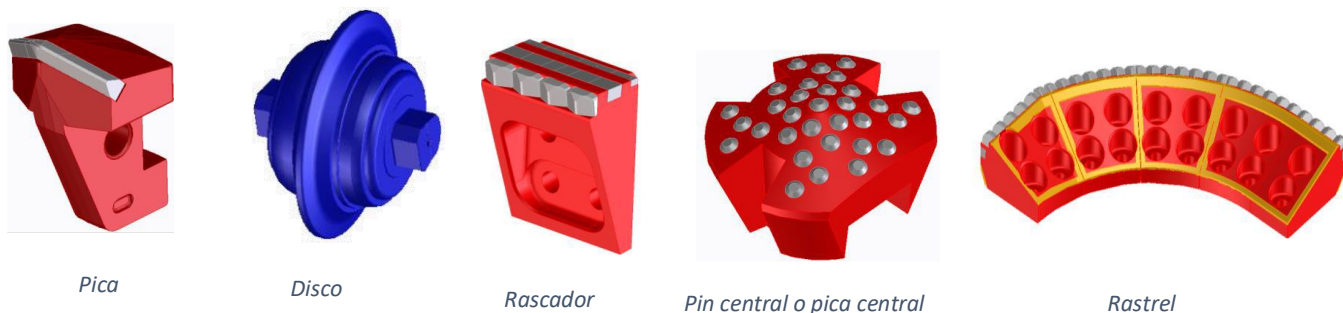


Figura 3.5 Tipos de herramientas de corte más comunes. (HERRENKNECHT, 2019)

En la figura 3.5 podemos observar los tipos de herramientas de corte más comunes. Aunque el rastrel o cangilón no es una herramienta con función de corte y no en todas las EPB las encontramos, se ha incluido, debido a que es una herramienta colocada en la ruda de corte y al igual que las demás sufre desgaste relacionado a las propiedades del terreno.

De manera general, las herramientas de corte más empleadas en las tuneladoras son *las picas, los rascadores, los rastreles y los discos*, que en su diseño se ajustan en forma, tamaño, material y su posición en la cabeza de corte. Debido a su gran uso, su complejidad y sus formas de desgaste, los discos de corte son a la fecha las herramientas de corte más estudiadas.

La rueda de corte consta de un número de brazos en los que se encuentran distribuidos, según su diseño, los discos, las picas, los rascadores y los rastreles. Los discos cortadores se enumeran por posición y suelen abarcar una amplia gama de radios desde el centro de la rueda de corte hasta el extremo de la misma. En cuanto a las picas, se suelen disponer a lo largo de los brazos y en distribución radial. Su distribución también está controlada mediante numeración a efectos de identificar cada pieza.

Las herramientas de corte y su posición en la rueda de corte son diseñadas de manera particular para cada tipo de tuneladora de acuerdo al terreno y las propiedades del mismo; de manera que, por ejemplo, la interacción de las picas o discos con el terreno sucederá de diferente manera. Mientras que tanto las picas como los discos pueden romper la roca frágil; los discos resultarán ineficientes en un suelo, pues el desarrollo de fracturas por tensión difícilmente podrá generarse, por lo que el suelo genera un flujo plástico en torno al disco, lo que se traduce en la penetración de la herramienta en el terreno sin producir corte o desprendimiento del terreno. De esta manera, cuando se excava en suelos blandos, generalmente el empleo de picas y rascadores como herramientas de corte es el más adecuado.

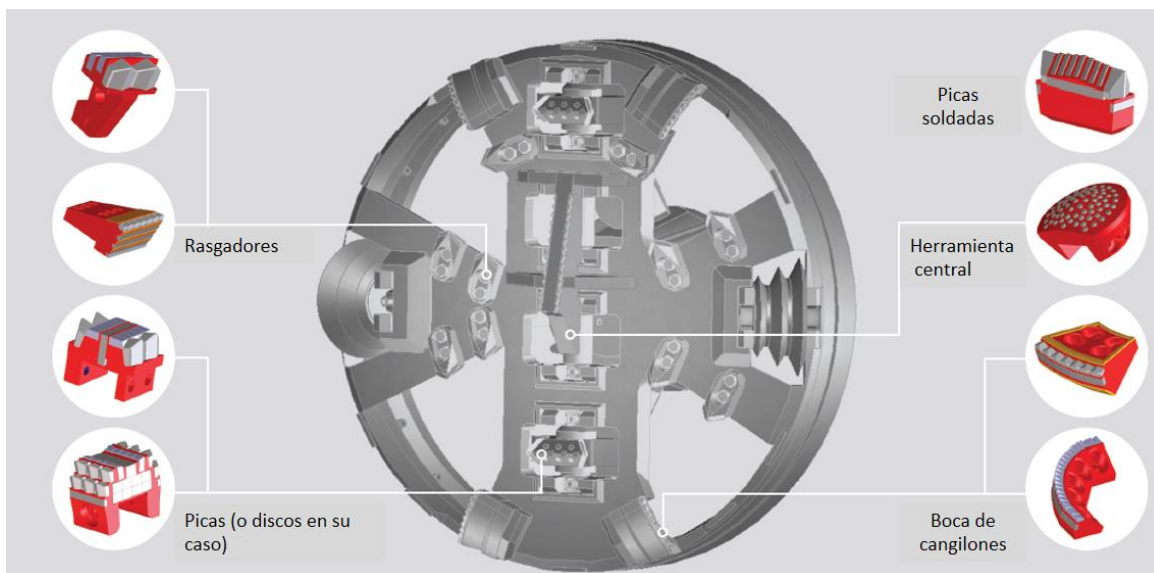


Figura 3.6 Herramientas de corte más comunes para excavación de suelos blandos. (HERRENKNECHT, 2019)

Las herramientas de corte para suelos blandos suelen tener diseños bastante variados para un mismo tipo de herramienta, por lo que no podríamos generalizar su geometría con los ejemplos mostrados; cada túnel es particular por lo que el diseño de la TBM lleva implícito el diseño de sus herramientas de corte.

Además de sus diversas geometrías, cada proveedor de herramientas de corte suele denominarlas de manera diferente, así como podemos encontrar también variaciones en sus nombres de acuerdo con la región geográfica. *Los discos*, por ejemplo, los podemos encontrar “indentadores” o en inglés como “disc cutters” o “roller cutters”; *las picas* también las encontramos como “cuchillas” y en inglés como “rippers” o “cutting knives”; *los rascadores* también suelen llamarse “rasgadores” y en inglés se denominan “scrappers” o “face scrappers”; y los rastreles también se les llama “cangilones” o “cubetas”, y en inglés se denominan “buckets”, “bucket lips” o “gauge scrappers”.

El aspecto fundamental por comprender sobre las herramientas de corte es su principio de funcionamiento. En excavación en roca, las herramientas de corte serán siempre los discos; en tuneladoras para suelos que en su configuración incluyan discos de corte, será esta herramienta la primera en interactuar con el terreno. En una TBM para suelos blandos sin discos, las herramientas de primer contacto serán las picas, las cuales tendrán la función de penetrar el terreno y realizar un primer corte, enseguida entrarían los rascadores, los cuales tienen la función de rasgar el terreno precortado para que este pueda ser extraído; finalmente los rastreles, que en realidad no tienen una función de corte, sino que ayudan a coleccionar el material y poder entrar en la cámara para enseguida ser extraído por el sistema de rezagado.



Figura 3.7 Mecanismo de corte del terreno. (HERRENKNECHT, 2018)

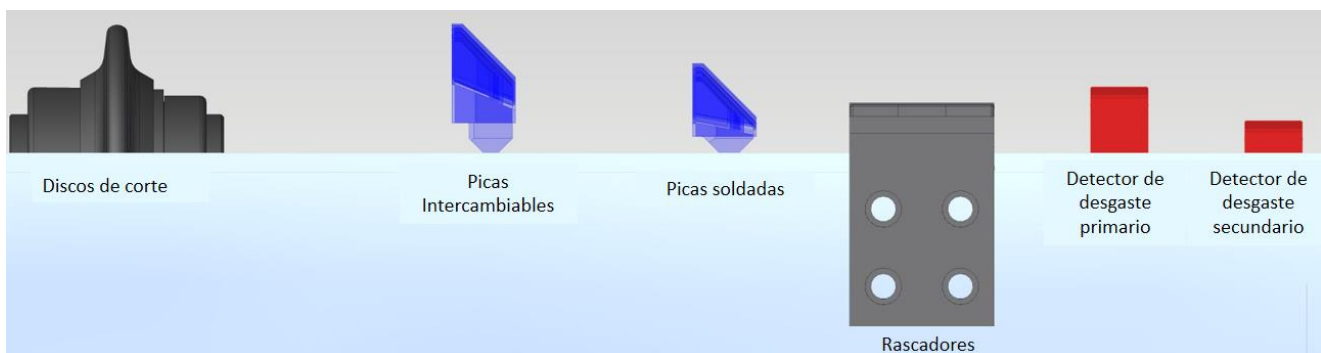


Figura 3.8 Altura de las herramientas de corte (Recuperado de los apuntes de clase de GONZÁLEZ, 2019)

De los tipos de herramientas de corte que se han desarrollado en los últimos años los más comunes y por lo tanto los más estudiados son los discos, las picas, los rascadores y los rastreles, los cuales se describirán con más detalle a continuación.

A) DISCOS

Los discos de corte se empezaron a utilizar en las TBM en 1956 por James Robbins en la excavación del túnel en el Río Humber en Canadá. Anterior a esta fecha, nunca se había empleado una tuneladora para excavar roca, la caliza cristalina de este proyecto era demasiado dura para ser perforada por las picas empleadas en las máquinas tuneladoras precedentes, por lo que gracias al invento de James Robbins se pudo excavar por primera vez un túnel en roca con una tuneladora.

Esta herramienta de corte consiste en una base de metal duro en forma de disco con un filo o aro de corte (o varios) recambiable de acero endurecido y montado sobre un soporte de rodamientos.

A medida que la máquina perfora, los discos se presionan contra la cara y ruedan con la rotación del cabezal de corte. Los cortadores de discos están dispuestos de manera que funcionen en pistas concéntricas, principalmente con un espaciado constante.

Debido a las fuerzas de contacto extremadamente altas, la roca debajo del anillo de corte es triturada y también se forman grietas de ruptura. Las grietas resultantes de las pistas adyacentes se unen y las astillas (chips) caen de la cara.

La dureza de la roca, el espaciamiento y la fuerza de contacto son los factores esenciales que determinan la profundidad de penetración en la roca. Las relaciones que se muestran en la figura 3.9 entre la masa de roca (resistencia de la roca), la fuerza de contacto y la penetración muestran claramente que se debe exceder una fuerza de contacto crítica inicial para lograr la penetración en un rango de trabajo económico. Debajo de esta carga de punta de herramienta crítica, los cortadores de discos solo funcionan como molinos de rocas. (MAIDL, B. 2012)

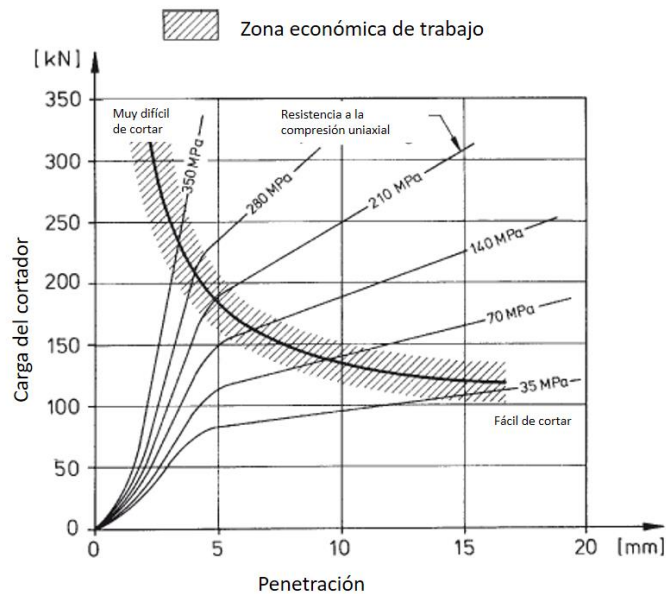


Figura 3.9 Diagrama de las relaciones entre la penetración y la fuerza de contacto del cortador de disco dependiendo de la resistencia de la roca. (Adaptado de MAIDL, B. 2012)

Los discos son la herramienta más adecuada para lidiar con la aparición de piedras y boleos, siempre que las piedras estén firmemente fijadas en la matriz de la cara, pueden cortarse con discos de corte. Dependiendo del principio de soporte, la provisión de cortadores de discos puede ser, en algunas circunstancias, el único equipo capaz de superar piedras y bloques, por lo tanto, los cortadores de discos están dispuestos ligeramente por delante de otros tipos de herramientas (generalmente rascadores) en la disposición de la rueda de corte con respecto a la profundidad de penetración.

Usualmente, los discos son fabricados de acero o con incrustaciones de carburo de tungsteno para rocas muy duras o abrasivas. Reciben un tratamiento térmico para alcanzar mayor dureza, entre 55 HRC y 59 HRC. Los discos logran trabajar a presión gracias a su diseño mediante sellos para evitar la pérdida de aceite o el ingreso de suciedad al interior de los cortadores que pueden dañar a los rodamientos u otros elementos del disco.

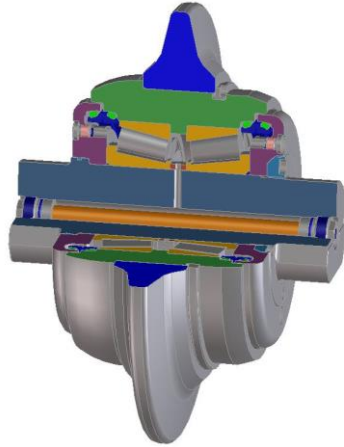


Figura 3.11 Ensamble moderno de un disco cortador. (HERRENKNECHT, 2015)



Figura 3.10 Sello durable de cara metal-metal para eliminar el ingreso de suciedad y evitar la pérdida de aceite del interior del disco. (ROBBINS, 2019).

Como consecuencia del auge en la construcción de túneles urbanos y con ello el desarrollo de tuneladoras más capaces, el desarrollo de los discos de corte también se ha logrado en material y geometría, a tal grado que actualmente los diseños de discos soportan cargas máximas de hasta 280 kN para discos de 17" y de 350 kN para discos de 19". En la actualidad, existen discos desde 6" hasta 20" de diámetro, siendo los más comunes los de 17" y 19".

Los primeros discos de corte tenían forma de V (figura 3.12 b), con el ángulo en punta variando entre 60 y 120 grados, en este tipo de discos el vértice se desgastaba rápidamente, bajando su eficiencia, aun así, estos discos se emplearon hasta finales de la década de los 70's, y a partir de entonces fueron sustituidos por los "constant cross section (CCR)" (figura 3.12 a) gracias a su gran eficiencia, con lo que los fabricantes los establecieron como el tipo estándar hasta hoy en día.

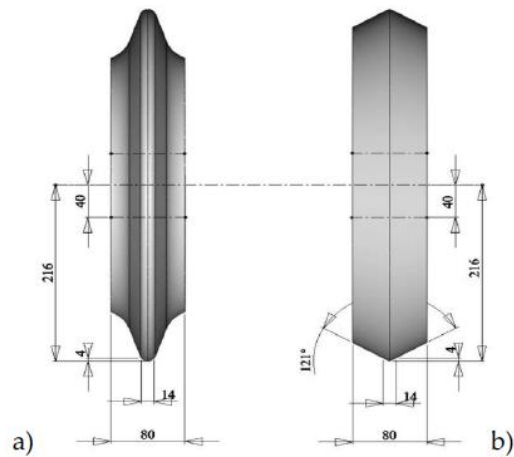


Figura 3.12 Geometrías de discos. A) perfil de disco CCR, b) Perfil de disco en forma de V. (CHO ET AL., 2010. Tomado de GONZÁLEZ, 2014).

Los discos CCR pueden ser simples, dobles, triples y en función de la ubicación que ocupan en la cabeza de corte pueden ser de gálibo, de sobrecorte, frontales y centrales. En la siguiente figura se identifican estas zonas de posición de las herramientas dentro de la rueda de corte.

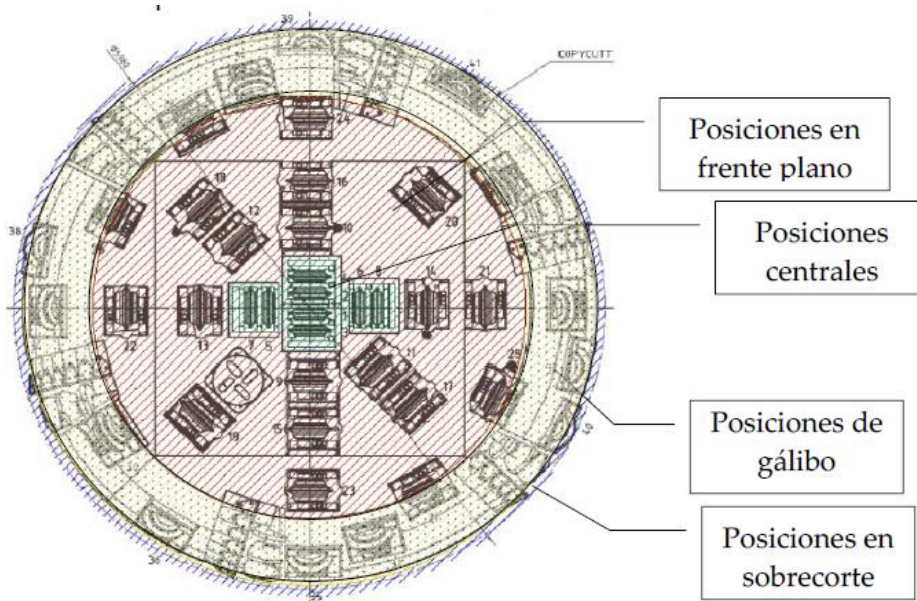


Figura 3.13 . Ejemplo de posiciones de herramientas en la cabeza de corte. (GONZÁLEZ, 2014)



Figura 3.14 Se observa una rueda de corte de tuneladora para roca con los discos de corte en sus diferentes posiciones. (HERRENKNECHT, 2019)

Las posiciones de los discos dobles suelen tener una inclinación de 0° respecto al eje de la tuneladora. Los discos, en general, tienen diferentes grados de inclinación, que van desde 6° hasta 70° respecto al eje del túnel. (GONZÁLEZ, C. 2014)

Los discos simples han sido diseñados para cortar roca dura y terreno mixto. Estos cortadores, son los de mayor uso y en caso de las TBM como frontales (face cutters) y cantoneras (gauge cutters). Los cortadores mellizos sirven para excavar roca suave, su montaje sobre el cabezal tiene mayor espaciamiento que los cortadores de disco simple; para terrenos muy abrasivos tienen incrustaciones de carburo de tungsteno. (PAREDEZ, ET AL. 2009)

Por otro lado, los cortadores centrales, están diseñados para trabajar en la sección central del cabezal de la TBM, su radio de giro en el frente de corte es más pequeño que de otros cortadores, de tal forma que los discos pueden resbalar cuando rota el cabezal, que puede traducirse en fácil desgaste lateral de los discos. Tiene un montaje robusto y en parejas sobre un eje común. (PAREDEZ, ET AL. 2009)

En el proceso de diseño de los discos de corte para una tuneladora se llevan a cabo los siguientes pasos:

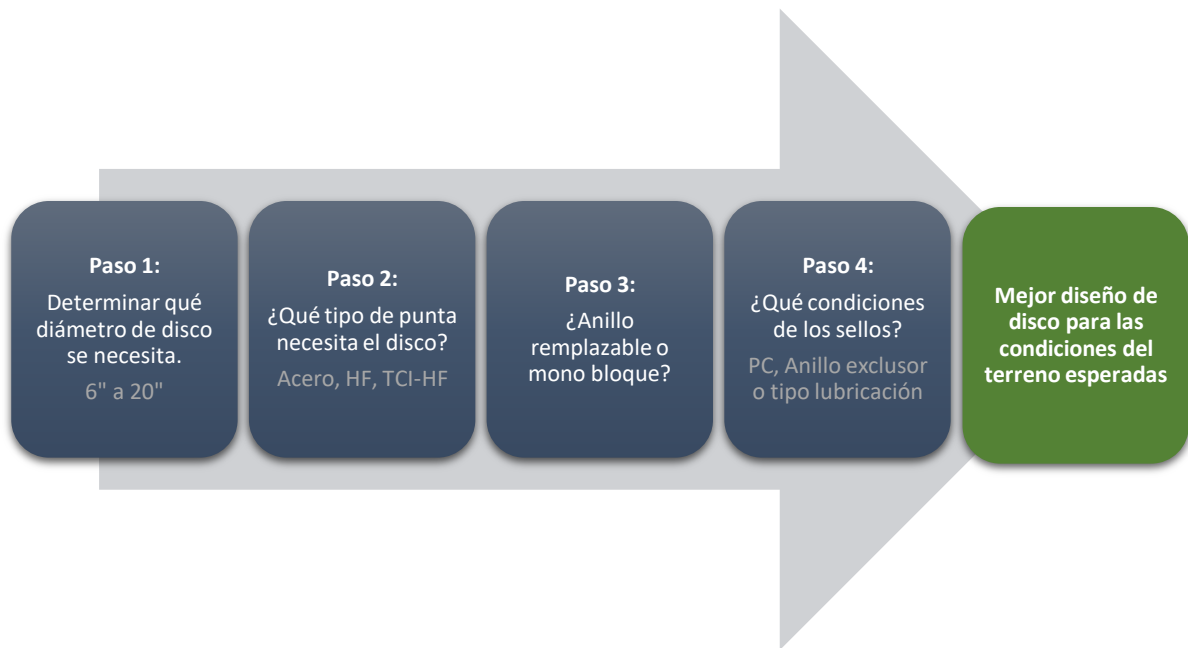


Figura 3.15 Proceso de diseño para los discos de corte. (Adaptado de HERRENKNECHT, 2019)

Tipos de puntas de los discos de corte.

Los tipos de puntas en los discos de corte empleados en la actualidad son:

a) Cuchilla de acero:

Es la punta de corte más utilizada y la mejor opción para la mayoría de las aplicaciones de perforación de roca dura donde se esperan cargas de alto impacto.

Las cuchillas de acero tienen una alta resistencia al impacto junto con una alta dureza para resistir el desgaste abrasivo. Puede tratarse térmicamente tan duro como HRc 59 para roca abrasiva y tan bajo como HRc 50 para roca más suave y no abrasiva para impartir mayor resistencia a la fatiga y resistir el agrietamiento.



Figura 3.16 Ejemplo de punta de cuchilla de acero. (HERRENKNECHT, 2019)

Se encuentran disponibles varias configuraciones de punta: secciones transversales constantes de 14 a 24 mm de ancho para roca abrasiva o punta de "Cuña" para mejorar la nitidez y la resistencia al impacto en roca no abrasiva.

b) Cuchilla de acero con cara endurecida (HF)

A fin de mejorar la durabilidad de las cuchillas de acero se puede aplicar una capa de revestimiento duro de 2 mm de espesor mediante un proceso láser patentado. La capa dura está compuesta por microesferas de carburo de tungsteno suspendidas en una matriz de hierro duro.



Figura 3.17 Ejemplo de cuchilla de acero con cara endurecida HF. (HERRENKNECHT, 2019)

A menudo, estas cuchillas de acero con cara endurecida HF (Hard Faced) son eficaces en rocas blandas y extremadamente abrasivas como arenisca y granito completamente descompuesto. En algunos casos su durabilidad es hasta 2 veces mayor que la de la punta de acero.

La base de acero para herramientas endurecidas continúa cortando incluso después de que la capa de revestimiento duro se desgasta.

c) Cuchilla de acero con cara endurecida e insertos de carburo de tungsteno (TCI-HF)

Las cuchillas TCI-HF son tratadas con una capa de revestimiento duro 2 mm de espesor que se aplica sobre la base de 1 mm de acero aleado con las inserciones de carburo de tungsteno. Esta capa prolonga la vida útil de la estructura de corte al proteger contra el lavado abrasivo alrededor de las inserciones, también conocidas como "gingivitis".



Figura 3.18 Ejemplo de cuchilla de acero con cara endurecida e insertos de carburo de tungsteno. (HERRENKNECHT, 2019).

La cuchilla tipo TCI-HF a menudo es eficaz en tipos de suelo cargados de rocas como glacial till y Lahar. Los insertos generan un "agarre" en la tierra blanda y hace que la

cortadora rueda en lugar de deslizarse. En algunos casos, las cuchillas TCI-HF han durado de 3 a 5 veces más que las de acero normales.

Hay varios tipos de insertos TC disponibles en una variedad de formas y diámetros: cincel redondeado, balístico o abovedado; 14 mm para fresas de pequeño diámetro hasta 22 mm para fresas de mayor diámetro.

Anillo reemplazable o monoblock

a) Anillo reemplazable

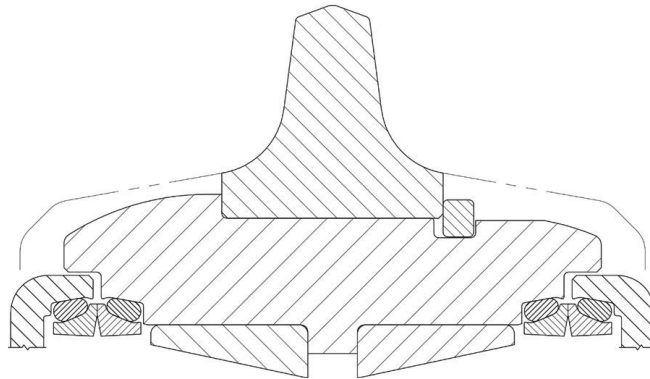


Figura 3.19 Ejemplo de anillo reemplazable. (HERRENKNECHT, 2019)

- Roca sólida, sin presión de agua, cortador de frecuente inspección posible
- Para condiciones homogéneas con cortadores de 12 "a 20"
- Suelo firme sin cantos rodados.

b) Monobloque

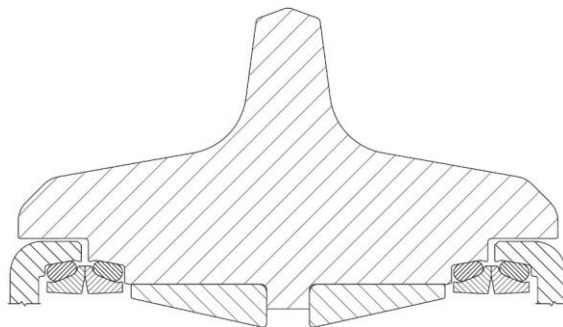


Figura 3.20 . Ejemplo de monobloque (HERRENKNECHT, 2019)

- Transporte de lodo.
- Puntas de corte de varias hileras, como taladros de elevación o TBM AVN pequeñas ($\lt; \text{Ø}1.5 \text{ m}$)
- Alta presión subterránea que requiere costosas intervenciones hiperbáricas para cambiar los cortadores.
- TBM de diámetro pequeño sin acceso subterráneo a la cabeza de corte.
- Tierra suave y abrasiva que causa un alto desgaste del buje alrededor de los sellos y los anillos de retención.

Consideraciones de los sellos

Para combatir las complejas condiciones del terreno se utilizan las siguientes características:

- Los discos cortadores tienen rodamientos de rodillos cónicos Timken para maximizar la capacidad de carga y la resistencia al impacto. La precarga del rodamiento se puede configurar para todo tipo de condiciones del terreno.
- Los discos tienen sellos metálicos resistentes tipo "Caterpillar" para mantener la cavidad del rodamiento libre de contaminantes.
- La compensación de presión opcional permite que los discos trabajen bajo presiones externas superiores a 3 bar hasta 50 bar.
- Los sellos opcionales de exclusión evitan que se forme un "relleno de basura" alrededor de los sellos metálicos cuando hay finos blandos.
- La RFID (identificación por radiofrecuencia) opcional permite el uso automatizado del cortador y el seguimiento de reconstrucción.
- Lubricantes opcionales están disponibles para adaptarse a las condiciones encontradas.

Elementos críticos en la cavidad del rodamiento

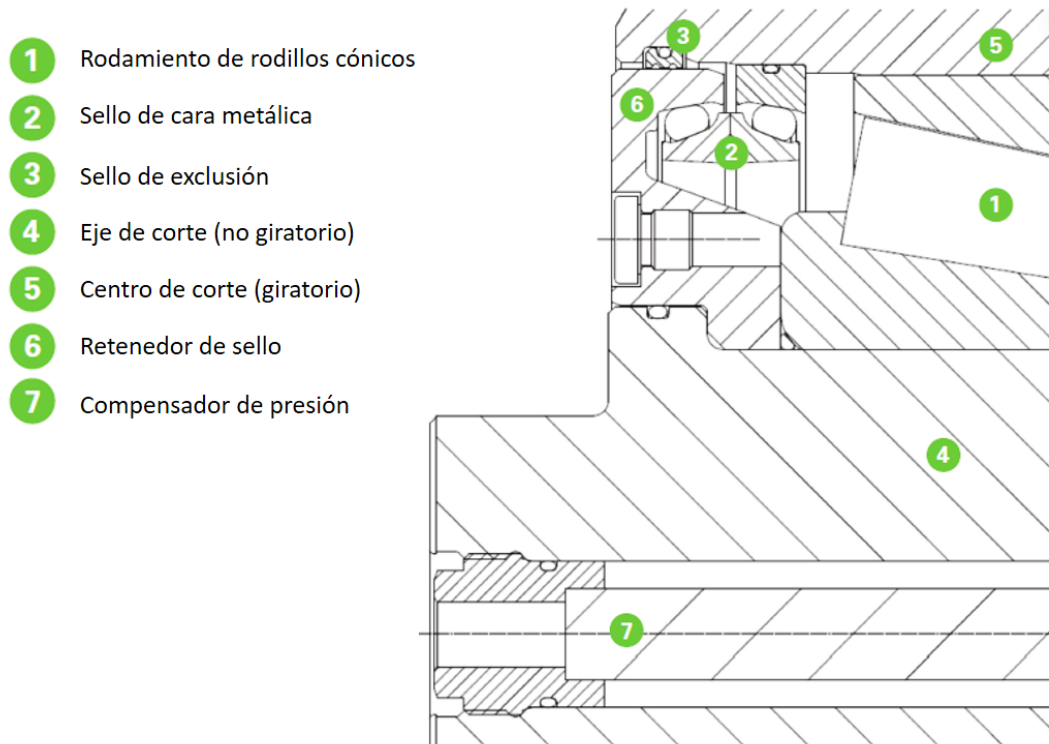


Figura 3.21 Elementos críticos en la cavidad del rodamiento. (HERRENKNECHT, 2019)

Una vez que los discos están dañados, dependiendo el grado del daño estos pueden ser cambiados de lugar en la rueda de corte o remplazados. Los discos pueden ser comprados directamente con el fabricante de la TBM o con diversos proveedores que existen en la actualidad, de acuerdo con su tipo de daño pueden ser también reacondicionados para trabajar.

B) PICAS

Las picas, cuchillas, rippers o cutting knives son las herramientas de corte que de ser usadas en tuneladoras para roca, se emplean más comúnmente en la excavación de rocas sedimentarias y metamórficas, así mismo, son generalmente empleadas en tuneladoras para rocas blandas o suelos.

Las piezas que conforman una pica son:

- Bloque-Porta Picas, (soporte soldado a la RDC donde va alojada la pica).
- Vástago (parte de la pica que se introduce en la porta picas).
- Punta (punto de contacto entre la pica y la roca).



Figura 3.22 Partes de una pica (BARTZ, 2009. Recuperado de GONZÁLEZ, 2014)

Para ser colocadas en la rueda de corte, las picas tienen soldados los porta picas, los cuales les permiten fijarse bien a la cabeza de corte y que además pueden dar la posibilidad intercambiar las picas por discos de corte si el terreno lo requiere (figura 3.23). Las picas se pueden colocar por medio de sus vástagos, con anillos de retención o por medio de grapas anulares de montaje rápido.

El vástago o mango de acero es la parte de la pieza que se introduce en el bloque porta picas y la punta es el extremo opuesto de la misma pieza, que es el elemento de metal duro que contacta con la roca. (GONZÁLEZ, C. 2014)

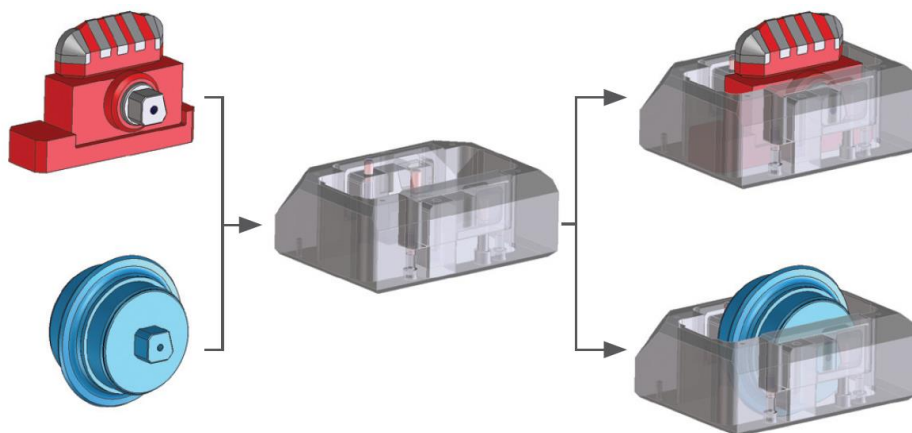


Figura 3.23 Posibilidad de cambio de herramientas entre discos y picas. (HERRENKNECHT, 2019)

Las picas rompen la roca moviéndose en una dirección paralela a la superficie del frente mientras que los discos fragmentan la roca por presión normal a su superficie. La mecánica de la interacción terreno-herramienta es muy distinta para ambos tipos de herramienta. Los discos, por ejemplo, pueden trabajar en los dos sentidos de giro de la rueda de corte, mientras que las picas sólo lo hacen en un sentido. Sin embargo, cuando las picas tienen orientación en ángulo recto a la cara hace que las selecciones de arrastre sean independientes de la dirección de rotación, es decir, pueden excavar también en ambas direcciones.

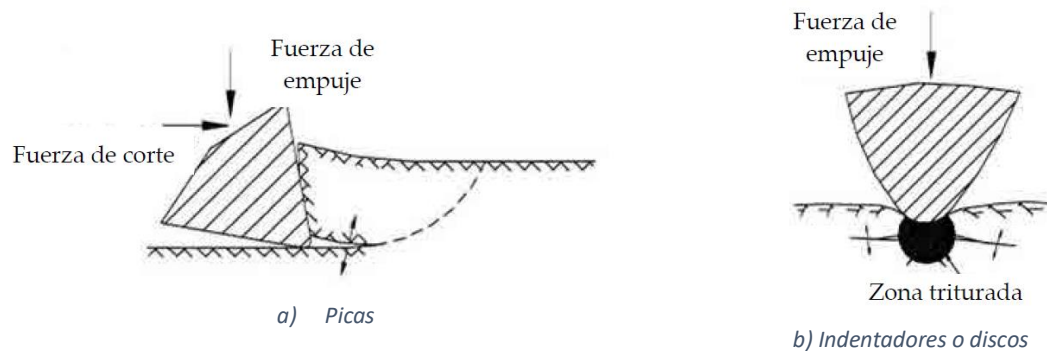


Figura 3.24 Grietas por tensión causadas por picas o discos. (HOOD, 2000 recuperado de GONZÁLEZ, 2014)



Figura 3.25 Picas de sección cuadrada (80 mm x 80 mm), S-100 Mixshield Bewag Tunnel, Berlín, 1995 (MAIDL ET AL., 2012)

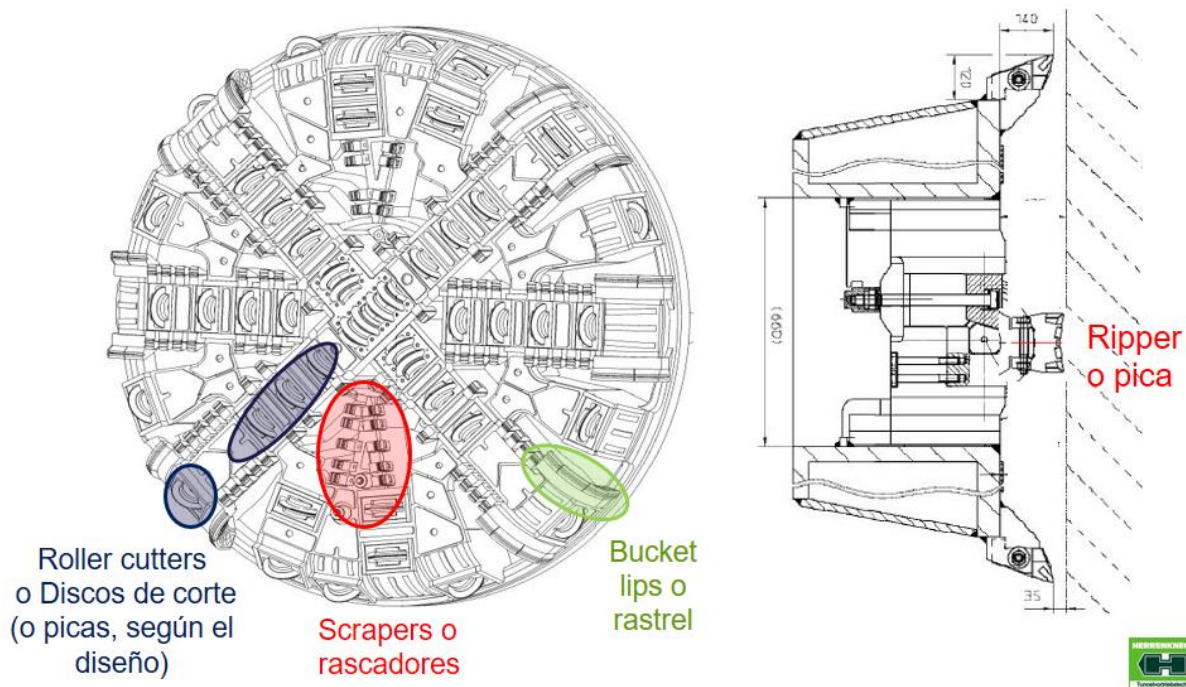


Figura 3.26 Diseño de una rueda de corte y disposición de sus herramientas. (HERRENKNECHT, 2018)

Las picas funcionan destruyendo la estructura y rasgando en suelos de limo, arena y grava, aunque solo amasan el suelo cohesivo. Con el fin de aumentar la vida útil, las picas a menudo se construyen mediante soldadura o equipadas con insertos de metal duro.

La acción de corte de las picas de arrastre requiere aplicar menos fuerza y energía para un mismo volumen de corte que los discos. Sin embargo, los esfuerzos de tracción inducidos en la herramienta son mucho mayores en las picas, ya que trabajan esencialmente a flexión, mientras que un disco lo hace a compresión. Por esta razón, la durabilidad de las picas es, a igualdad de condiciones, menor y, también por esta razón no resultan herramientas prácticas para las rocas duras. (GONZÁLEZ, C. 2014)

En materiales predominantemente plásticos (suelos), donde el desarrollo de fracturas es difícil, el mecanismo de endentación propio de los discos es ineficiente. Como se había mencionado anteriormente, produce flujo plástico en torno al disco y el mecanismo se traduce en la penetración del disco en el terreno sin que se produzca arranque del mismo. En cambio, el mecanismo básico de corte de las picas, aunque con dependencia de los distintos parámetros del terreno, sigue siendo aproximadamente válido en terrenos plásticos. (GONZÁLEZ, C. 2014).

En las picas, la interacción se da entre las superficies de corte creadas por cada pica. Si la distancia entre las picas es relativamente grande, éstas no podrán interactuar y trabajarán de manera aislada. Mientras la distancia entre ellas sea menor, la operación entre ellas comienza a interactuar y el surco que va generando una herramienta tras su paso incide en el trabajo de la otra herramienta. Sin embargo, si están muy próximas, la excavación de una de ellas es parcialmente redundante.

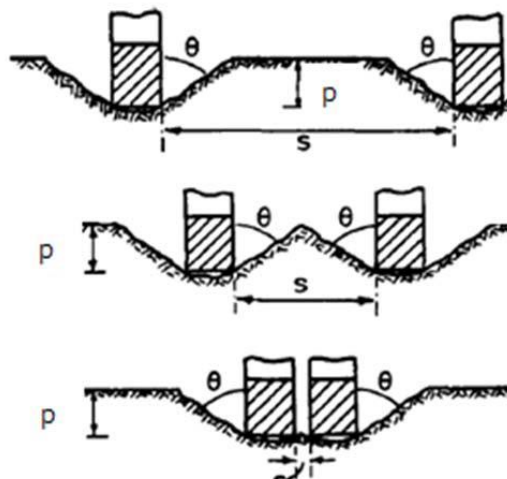


Figura 3.27 Interacción de la operación de las picas al disminuir la distancia entre ellas. (ROXBOROUGH, KING, & PEDRONCELLI, 1981 recuperado de GONZÁLEZ, 2014)

Tal como se ilustra en la figura anterior la interacción entre 2 picas se inicia justamente cuando la separación s entre ellas alcanza el valor de:

$$s = 2p \tan\theta$$

Siendo p la profundidad del corte y θ el ángulo que define el talud lateral de la superficie de rotura de la roca. Roxborough y otros, 1981, observaron que el espaciamiento óptimo para picas era cercano a $s/p=2$. Esto implica que el ángulo de talud lateral es de unos 45° . Goktan & Yilmaz, 2005, hacen ver que en las rocas más frágiles se desarrollan fisuras con mayores ángulos de rotura θ en parte como resultado de una etapa de indentación inicial mayor. A igualdad de otras condiciones esto permite aumentar el espaciamiento óptimo. (GONZÁLEZ, C. 2014)

C) RASCADORES

Los rascadores tienen un funcionamiento similar al de las picas y su ubicación en la rueda se distribuye no sólo en el perímetro (a diferencia de los rastreles) sino en los brazos de la misma y formando un diseño radial. En realidad, al ser herramientas de menor altura que las picas y discos, tienen una función de corte secundaria, éstas sirven para rasgar el material precortado por las picas y/o discos de corte previamente, con lo que los rascadores terminan por romper el terreno del frente de excavación.

En cuanto a sus dimensiones, los rastreles pueden alcanzar calibres de 137 mm. Los rastreles se sujetan a la estructura de la rueda mediante tornillos apretados a presiones especificadas en tablas que entrega el fabricante. (GONZÁLEZ, C. 2014)



Figura 3.28 Ejemplo de rasgador empleado en el tramo 3 del TEO. (CARSO. 2013)

De acuerdo con el tipo de suelo que se va a excavar, los rascadores pueden ser la única herramienta de excavación o se pueden montar ligeramente detrás del disco o picas para trabajar las partes intermedias de la cara. Originalmente diseñados para su uso en arcilla, los rascadores ahora se han convertido en herramientas universales para su uso en una amplia gama de terrenos sueltos.

Existen numerosos tipos de rascadores para su uso en varios tipos de suelo, generalmente con cuchillas de metal duro y protección adicional contra el desgaste.

D) RASTRELES

También llamados cubetas, cangilones o buckets, son elementos que se localizan en el contorno exterior de la rueda de corte, distribuidos a lo largo de su perímetro en la franja más extrema, sus funciones generalmente son dos: la de perfilar la excavación siguiendo una geometría circular y la de acompañar al terreno excavado hacia las aberturas de la rueda a fin de evacuarlo del frente y pueda ser extraído atrás por el sistema de rezagado.

El terreno cortado en el frente por las herramientas de excavación cae por gravedad y se acumula en la parte baja del frente. Como resultado de la rotación de la rueda de corte, los rastreles o cangilones recogen el material y lo empujan hacia atrás contra la dirección de avance, guiándolo hacia las ventanas en la rueda de corte

En rocas estables, los rastreles no deben tener una función de excavación, sino que solo deben eliminar el material excavado para prolongar su vida útil. Cuando se utiliza una mezcla de herramientas con discos y raspadores, los cangilones en el área del calibre realizan una contribución limitada a la excavación entre las pistas del disco, que se concentran con un espaciado más cercano.



Figura 3.30 Ejemplo de rastrel empleado en el tramo 3 del TEO. (CARSO, 2013)



Figura 3.29 Detalle de un rastrel de última generación con plaquitas de carburo de tungsteno. (PÉREZ, 2009)



a)



b)



c)



d)

Figura 3.31 Varios tipos de Rastresles. (Recuperadas de MAIDL, 2012)

- a) Cangilón con hoja de metal duro; fijación de una sola fila. S-510 Escudo EPB. (SABADELL, 2009)
- b) Cangilón con endurecimiento aplicado como labio de cangilón, fijación en dos filas escudo combinado S-502, lago. (MEAD, 2009)
- c) Cucharones compartimentados. S-397 Escudo EPB. (THESSALONIKI, 2008)
- d) Labio de cangilón atornillado, inclinado hacia atrás. Doble escudo TBM. (GUADARRAMA, 2003)

I.5.2 DESGASTE DE LAS HERRAMIENTAS DE CORTE

El desgaste de una pieza se puede definir como el proceso mecánico de eliminación microscópica o macroscópica del material que la constituye, a consecuencia del movimiento de su superficie respecto a otra en contacto. Es un proceso en el cual las capas superficiales de un sólido se rompen o se desprenden de la superficie.

El desgaste de los componentes de excavación y del sistema de rezaga, depende de la abrasividad del terreno, el tipo de carga mecánica, la selección de materiales de la herramienta y los parámetros de funcionamiento de la máquina. (MAIDL, B. 2012)

Evaluar el desgaste en las herramientas de corte es complicado por la compleja interacción entre herramienta de corte y terreno. El desgaste se produce durante las diferentes etapas del ciclo de trabajo y afecta a un amplio rango de maquinaria y materiales.

Una gran variedad de factores controla el modo y grado de estos procesos; el estudio de estos factores implica aspectos diversos de la geología y de la ciencia de los materiales. Como factores geológicos se pueden citar las propiedades de las rocas y suelos, el grado de alteración, la configuración de las juntas, la presencia de agua, la heterogeneidad del macizo rocoso y el estado inicial de tensiones. Mientras que, como factores debidos a las herramientas, se distinguen las características geométricas, mecánicas y reológicas de los útiles de corte, la lubricación mediante flujo de agua o aditivos, la velocidad de rotación, la temperatura y los parámetros de operación de una máquina.

En terrenos blandos, la composición mineralógica y la resistencia son relevantes para el desgaste de la herramienta, pero también la distribución de la clasificación, la forma del grano y, en particular, el contenido de rocas y bloques. La prueba del “Laboratoire Central des Ponts et Chaussées” (prueba LCPC) ofrece un método para evaluar la abrasividad de las muestras de suelo blando con diversas composiciones mineralógicas y también tiene en cuenta la capacidad de ruptura de los granos. Los pronósticos de desgaste no deben basarse en una descripción verbal de la abrasividad, sino que deben usar el valor de índice (valor ABR). Además, se debe tener en cuenta la composición mineralógica, el diseño de la rueda de corte, el tipo de herramienta y los aspectos relacionados con el proceso del proceso de excavación. (MAIDL, B. 2012)

En la roca, el desgaste puede variar según la resistencia de la roca, la composición mineralógica, las discontinuidades y la orientación del túnel a la textura de la masa rocosa. El Índice de Abrasión Cerchar (CAI) clasifica la abrasividad de la roca, los parámetros más importantes son el contenido de cuarzo equivalente y la resistencia de la roca. Otros factores, que determinan el desgaste, son: fragilidad, ductilidad, tamaño de grano, textura, porosidad, dureza mineral, cualquier foliación, el diseño de herramientas / espaciado del disco de corte, diámetro del cortador de disco, los materiales utilizados para las herramientas, modo de operación y gestión de herramientas (ciclo de verificación y reemplazo).

En suelos de grano grueso y mixto, el desgaste primario está determinado principalmente por la capacidad de ruptura y resistencia de la fracción de grano grueso, rocas y bloques. El desgaste secundario aumenta con el aumento del contenido de cuarzo equivalente y el deterioro del flujo de material y la facilidad de excavación, particularmente en mezclas de granos de gran espesor. Dependiendo del tipo de tuneladora utilizada y las herramientas instaladas, es necesario investigar si se producirán procesos de rotura y trituración para estimar las tasas de desgaste.

Los principales mecanismos de desgaste que se pueden identificar son:

- *Fatiga*: surge por concentración de tensiones mayores a las que puede soportar el material. Incluye las dislocaciones, formación de cavidades y grietas.
- *Abrasión*: es el daño por la acción de partículas sólidas presentes en la zona del rozamiento.
- *Erosión*: es producido por una corriente de partículas abrasivas, muy común p.e. en cintas transportadoras.
- *Corrosión*: originado por la influencia del ambiente, principalmente la humedad, seguido de la eliminación por abrasión, fatiga o erosión, de la capa del compuesto formado. A este grupo pertenece el desgaste por oxidación. Ocasionado principalmente por la acción del oxígeno atmosférico o disuelto en el lubricante, sobre las superficies en movimiento.
- *Frotación*: en este caso los cuerpos en movimiento tienen movimientos de oscilación de una amplitud menor de 100 μm . Generalmente se da en sistemas ensamblados.
- *Deslizamiento o adhesión*: es el proceso por el cual se transfiere material de una a otra superficie durante su movimiento relativo como resultado de soldadura en frío debido a las grandes presiones existentes entre las asperezas, en algunos casos parte del material desprendido regresa a su superficie original o se libera en forma de virutas o rebaba.
- *Vibración (fretting)*: es el desgaste producido por las vibraciones inducidas por un fluido a su paso por una conducción.
- *Impacto*: debido a golpes que producen fragmentación y erosión en el material.

En un proceso de desgaste se pueden dar así mecanismos principales en la eliminación de material a partir del contacto de las superficies. Los mecanismos más comunes a estos efectos son el adhesivo y el abrasivo (Gómez Angarita, 2009). Por otra parte, Fowell (1993), afirma que los principales daños que sufren las herramientas de corte son el desgaste abrasivo, la fractura por impacto o las fisuras de origen térmico.

El tipo de desgaste más agresivo, común y el más estudiado es el abrasivo. El desgaste abrasivo se debe, principalmente, a los efectos térmicos asociados a la abrasión, fenómeno que genera calor en la superficie de contacto.

A. DESGASTE PRIMARIO Y SECUNDARIO

Por desgaste primario se entiende el desgaste en la superficie de una herramienta de excavación tal como brocas, discos, picas, rastreles, etc., que son diseñados para excavar y ser reemplazados en un intervalo de tiempo apropiado. Por otra parte, se entiende como desgaste secundario al desgaste no planificado, que tiene lugar cuando el desgaste primario en la herramienta de corte antes descrito es excesivo y lleva al desgaste de la estructura diseñada para sostener y soportar la herramienta de corte en su sitio, dichas estructuras pueden ser: la cabeza de corte, los brazos de las ruedas, las monturas de las picas o el desgaste de otras superficies del interior de la cámara.

En los peores casos, el desgaste puede producirse además en la estructura de la cabeza de corte e incluso en las piezas internas como son el tornillo sin fin en escudos o en válvulas o sistema de bombeo en hidroescudos. Durante el proceso de excavación, tolvas, tornillos y cintas transportadoras están expuestos permanentemente a los fragmentos de roca excavada y por lo tanto también al desgaste.



Figura 3.32 Detalle del desgaste en el borde de la cabeza de corte. (PÉREZ, 2009)

Cuando el desgaste primario no se detecta a tiempo en el carburo de tungsteno, el daño puede acabar consumiendo la base de estas herramientas y por consecuente se puede desarrollar un rápido desgaste secundario dañando la propia estructura de la cabeza de corte.

Los factores principales que influyen en el desgaste de las herramientas de corte son la composición mineralógica del material y sus propiedades geotécnicas, pero también influyen las condiciones específicas de uso de las herramientas y mantenimiento de las mismas, así como la gestión y procedimientos de la obra.

En una EPB, el desgaste secundario puede ocurrir mientras la cámara se está llenando con material excavado y se está presurizando. Como consecuencia del aumento de la presión en el interior de la cámara de excavación, el desgaste secundario también crece como una función de la presión.



Figura 3.33 Rastrel: Herramienta de corte antes de ser reparada (a la izquierda) y luego de ser reparada (a la derecha). Túnel del Metro de Porto. (NIELSEN, 2006 recuperado de GONZÁLEZ, 2014)

B. TIPOS DE DESGASTE

Para fines prácticos clasificaremos en cuatro tipos de desgaste: el desgaste normal, desgaste en forma de filo, desgaste gripado y otros tipos de desgaste.

Desgaste normal: se observa un desgaste uniforme del borde del disco de corte. El aro sufre una gran abrasión en su borde y poca abrasión en sus lados laterales. Sucede cuando se perforan rocas con alta resistencia a la penetración y alta abrasividad, como es el caso de los granitos y gneises.

En el caso de las picas, el desgaste puede darse también por la abrasividad de suelos con gravilla con un alto contenido de materiales abrasivos. Especialmente si dicho material tiene un excesivo tiempo de permanencia en el frente, antes de ser evacuado.



Figura 3.35 Aro desgastado por su recorrido (GONZÁLEZ, 2014)



Figura 3.36 Pica desgastada por la abrasividad del suelo. (GONZÁLEZ, 2014)



Figura 3.34 Rastrel desgastado. (GONZÁLEZ, 2014)

Los rastreles se desgastan más a mayores velocidades de avance de la perforación y aún más si la capacidad de evacuación del material no es suficiente y el material abrasivo permanece mucho tiempo entre el frente y la rueda de corte.

Desgaste en forma de filo: se entiende el desgaste uniforme de los lados del anillo de corte. La herramienta sufre una gran abrasión lateral y baja abrasión en el borde del anillo. Sucede cuando se perforan rocas con baja resistencia a la penetración y baja abrasividad o en suelos poco abrasivos. Se ha observado en algunas zonas puntuales de fallas.



Figura 3.37 Desgaste de aro en filo. (GONZÁLEZ, 2014)

Desgaste gripado:

El gripado tiene lugar cuando los anillos de corte giran locos sobre un cojinete de fijación a la cabeza. Necesariamente la junta entre la parte fija y la móvil, con sus rodamientos de rodillos, es un punto débil en el conjunto. Las acciones de trabajo y el cambio de anillos conducen a pérdidas de estanqueidad por desajustes en juntas, permitiendo la entrada de agua y polvo abrasivo, que dañan rápidamente la movilidad



Figura 3.38 Disco gripado.
(GONZALEZ, 2014)

y obstruyen el giro libre del disco. Al quedar fijo, el disco se desgasta en una sola parte mucho más que en el resto de este. Esto es lo que genera el gripado de los discos. Se denomina gripado cuando el disco de corte no puede girar sobre sus rodamientos. Consecuentemente se produce desgaste y daño localizado sobre una sola zona del disco

C. DAÑO POR OTRAS RAZONES.

- Por rotura frágil (figura 3.39) o por que se aflojen los tornillos o cuñas del soporte debido a la caída de bloques de terreno o porque el soporte de la herramienta se encuentra irregularmente colocado.
- Por desplazamiento del aro de corte. En la figura 3.40 se puede apreciar que el disco está movido, pudiéndose observar el soporte de la herramienta.
- Por pérdida de aceite en los rodamientos de la herramienta.
- Herramienta astillada: Se habla de “astillado” (figura 3.41) cuando pequeños trozos, como astillas, se parten en el anillo de corte, sin que éste se llegue a romper completamente. Sucede cuando la dureza del acero es demasiado alta con respecto al empuje de la herramienta y/o la resistencia de la roca.



Figura 3.41 Disco roto. (GONZÁLEZ, 2014)



Figura 3.40 Disco con aro desplazado. (GONZÁLEZ, 2014)



Figura 3.39 Aro astillado.
(GONZÁLEZ, 2014)

I.6 INTERVENCIONES

Excavar un túnel mediante EPB implica también paradas durante el proceso de excavación, sean estas programadas o imprevistas. La finalidad de estas paradas es principalmente para la revisión y sustitución de las herramientas de corte, mantenimiento mecánico y eléctrico, y reparaciones de daños en la rueda de corte. A continuación, se explican los dos tipos de intervenciones que pueden realizarse de acuerdo con las características de presión de trabajo en la cámara de excavación.

I.6.1 INTERVENCIONES ATMOSFÉRICAS

Podemos identificar las intervenciones atmosféricas como aquellas que se realizan cuando los aportes de agua son reducidos, lo que permite al personal ingresar a la cámara a presión atmosférica. Estos son el tipo de intervenciones en condiciones más favorables, donde los tiempos, los costos y los riesgos para el personal son menores.

Las inspecciones periódicas en la cámara de excavación son un requerimiento obligatorio al inicio de la excavación de un túnel, especialmente en la primera fase (fase de ajuste). Las inspecciones ayudan a prevenir el desgaste y daño excesivo de las herramientas y la cabeza de corte, que se traduce en un ahorro sostenible del tiempo de inactividad y costo de la EPB. Debe prestarse especial atención a los cambios en la geología, así como a cualquier signo en los parámetros de excavación que pueda indicar problemas en la cámara de excavación.

De acuerdo con las operaciones a realizar las paradas pueden efectuarse en diversos modos, el primero no implica el vaciado de la cámara, mientras que el segundo involucra el vaciado total o parcial. El procedimiento específico de la intervención se define de acuerdo con la posición del túnel respecto al nivel freático.

Si el túnel se ubica debajo del nivel freático y no es necesario vaciar la cámara, la intervención se realiza bajo presiones establecidas en el tramo homogéneo del túnel, en este caso no es necesario cerrar las puertas hidráulicas de saturación del pleno.

Cuando no se requiera el vaciado del material contenido en la cámara de excavación, pero el túnel se ubique por encima del nivel freático, el ciclo de avance previo a la detención de las operaciones de excavación debe ser acompañado de inyecciones de lodo bentonítico en el pleno o de un aumento de cantidad de espumas y polímeros que favorezca el mantenimiento de la presión durante la parada. No es necesario cerrar las puertas de flujo situadas en la cabeza de corte, cuando se disponga de ellas. (GONZÁLEZ, A. 2017)

Si las intervenciones requieren vaciado de la cámara de excavación y el alineamiento del túnel se ubica debajo del nivel freático, previamente a la detención, el operador de la máquina debe mezclar lodo bentonítico con el terreno para obtener una “masa” homogénea y estanca. Cuando se observe que restos de bentonita salen en el tornillo de descarga, las puertas de saturación (si se dispone de ellas) tienen que cerrarse, seguido del vaciado progresivo de la cámara hasta el nivel necesario para la intervención. Con la intención de garantizar la estabilidad en el frente, mientras se realiza el vaciado del material se inyecta aire comprimido, verificando que los valores de presión permanezcan dentro de los valores preestablecidos. Mientras tanto, la puerta de flujo permanece cerrada para proporcionar seguridad en el pleno. (GONZÁLEZ, A. 2017)

Antes de reiniciar la excavación, el pleno se rellena con una mezcla de bentonita, agua y/o arena, reduciendo progresivamente la inyección de aire comprimido, mediante las válvulas de liberación, verificando que la presión del frente no caiga dentro de los umbrales de alarma. Entonces las puertas de flujo pueden abrirse y reiniciar la excavación, acompañado de la puesta en marcha y apertura de la puerta de descarga del tornillo sinfín. (GONZÁLEZ, A. 2017)

Principales tareas de inspección:

- *Medición de desgaste en cada disco:* medición del desgaste radial de los anillos de los discos con un medidor de desgaste, comparar el desgaste con los límites permitidos, cambiar el disco en caso de alcanzar el límite de desgaste, cambiar discos de la posición periférica a la posición de cara si es posible.

- *Control visual y control de rotación de cada disco:* revisión de la rotación de los discos, chequeo visual de fuga de aceite, bloqueo u otro daño, temperatura como indicador de bloqueo o problema de rotación, y cambio de disco si es necesario.
- *Chequeo de las piezas de fijación de cada disco:* revisión del bloque de sujeción, comprobación visual de la deformación de la carcasa y los insertos, reubicar y apretar las piezas de fijación sueltas, cambiar los pernos y tuercas gastados frecuentemente, y cambiar los insertos al inicio de su deformación.
- *Verificación de todos los insertos y carcasas:* revisión visual del daño en las carcasas y control visual de la soldadura de las carcasas.
- *Revisión de todos los rastreles:* revisión visual del desgaste de los rastreles (tanto por la parte frontal como posterior), revisión de las piezas de fijación de los rastreles, cambiarlos de ser necesario y apretar las piezas de fijación sueltas.
- *Revisión de todos los rasgadores:* chequeo visual del desgaste en los rasgadores, checar las piezas de fijación de los rasgadores, cambiarlos de ser necesario y apretar las piezas de fijación sueltas.
- *Revisión de las placas de protección:* chequeo visual del desgaste de las placas, revisión de la soldadura de las placas y revisión de las condiciones de la estructura de acero de la rueda de corte.

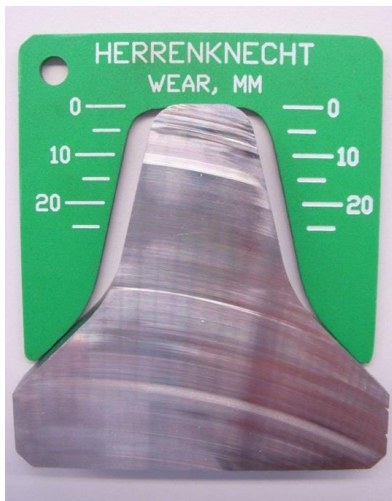


Figura 3.43 Medidor de desgaste.
(HERRENKNECHT, 2019)



Figura 3.42 Medición de desgaste en un disco.
(HERRENKNECHT, 2019)

I.6.2 INTERVENCIONES HIPERBÁRICAS

Se puede definir como la técnica mediante la cual se puede incursionar en un medio con presión mayor a la atmosférica valiéndose de diferentes métodos y equipos.

En el caso de la excavación de túneles mediante una EPB, cuando el afluyente del agua al interior del túnel es alto y a una presión elevada debido a la permeabilidad del suelo o roca, es necesario realizar intervenciones en condiciones hiperbáricas para las inspecciones de rutina, cambios de herramienta o maniobras necesarias. Estas intervenciones son bastante costosas, tardadas y riesgosas.

En intervenciones hiperbáricas se recurre a la presurización de la cámara mediante la inyección de aire, creando una burbuja de aire en el frente de excavación, generando la estabilidad del mismo y reduciendo el riesgo del ingreso de agua. Para este fin, la presión generada debe ser mayor que actúa sobre el frente.

Al ser operaciones ejecutadas con la cámara presurizada, esta debe vaciarse y presurizarse antes del ingreso del personal. El aire comprimido es alimentado a través del mamparo, mismo que divide las condiciones de presión, presurizado y atmosféricas.

El personal accede a la cámara presurizada a través de las esclusas de las cámaras hiperbáricas situadas en la parte superior del mamparo, las cuales deben disponer de un mecanismo de cierre de sellado y presurizado.

Las cámaras hiperbáricas permiten a los trabajadores exponerse a un cambio de presión gradual, accediendo a estas a presión atmosférica y subiendo hasta alcanzar la presión a la que se mantiene en el frente. Las regulaciones de aire comprimido estipulan que las cámaras para el personal no deben tener forma circular y no deben ser usadas para el material, por lo que, generalmente se dispone de otra cámara para el material, situada en la parte inferior del mamparo.

Como requisito para el personal designado a trabajar a presiones hiperbáricas deben someterse a exámenes médicos, evaluados por un especialista de manera constante, asegurando que están en condiciones de tolerar los efectos físicos y fisiológicos del ambiente hiperbárico. Por otro lado, durante la intervención se debe mantener una comunicación con los técnicos operadores de cámaras, quienes coordinarán atención médica hospitalaria en caso de accidente o lesión de gravedad.

El procedimiento de ingreso a la cámara debe realizarse por fases, una inicial de ingreso a la cámara hiperbárica, donde la presión es impuesta al trabajador después de haber cerrado la escotilla. Cuando la presión de la cámara hiperbárica ha igualado a la de trabajo, se abre la escotilla que conecta con la cámara de excavación, para que finalmente, después de haber realizado el trabajo, la persona pueda regresar, cerrar la escotilla y pasar a un estado de descompresión gradual.

Existen, además, restricciones asociadas a la permanencia de los trabajadores dentro de la cámara hiperbárica, al tiempo de intervención máximo por trabajador dentro de la cámara de excavación, a la velocidad de descompresión y paradas de descompresión, y a los sistemas de comunicación entre el hiperbarista y supervisor.

Las técnicas hiperbáricas para las intervenciones son muy similares a las de buceo o presiones similares, pero sin sumergirse en agua. Por recomendaciones de la US NAVY DIVING MANUAL y la Norma Oficial Mexicana STPS-014-2000 la presión de aire 3.47 bares será la máxima presión permisible para trabajos de buceo respirando aire. Para trabajos encima de 3.47 y hasta 6.0 bares, deberá usarse mezcla de gases respirables Heliox.

Este tipo de intervenciones suelen ser operaciones estándar en túneles de suelo blando, aunque en ocasiones también se realizan en suelos firmes, por lo que es fundamental que la EPB esté equipada para estas maniobras.

Actualmente existen medios como la detección remota de desgaste y el uso de CCTV (circuito cerrado de TV) que permiten reducir la cantidad de intervenciones hiperbáricas.

I.7 CONTROL DE PROCESOS.

La interacción del terreno con la TBM debe ser monitoreada y analizada de manera continua, un control de procesos adecuado puede generarse a partir de la correlación de los parámetros operativos de la TBM y los efectos que la excavación provoca.

El poder garantizar seguridad global a nivel técnico es uno de los grandes beneficios de controlar los procesos, pues las posibles fuentes de accidente pueden ser localizadas, corregidas y prevenidas, de esta manera no solo aumenta el nivel de seguridad, sino que permite implementar acciones preventivas reduciendo los efectos inducidos al entorno por la propia excavación.

El control de procesos puede realizarse tanto en tiempo real como a nivel post-proceso. En el primer caso es posible evaluar el proceso constructivo en tiempo real, comprender en todo momento el funcionamiento de la tuneladora y detectar errores u operaciones inadecuadas. Por su parte, el análisis post-proceso, tiene como objetivo estudiar situaciones ya ocurridas con el objeto de conseguir conclusiones que apoyen el resto del proyecto o incluso para otros proyectos. Por obvias razones el primero resulta más conveniente durante la excavación.

El control de procesos alcanza su máxima eficiencia cuando el tiempo entre el registro de los datos durante el proceso constructivo, el análisis y la toma de decisiones se reduce lo más cercano al tiempo real. Dado que las tuneladoras actuales pueden registrar hasta 600 parámetros (presiones, desplazamientos, caudales, pesos, etc.) en frecuencias de 10 a 60 segundos, es preciso contar un sistema computarizado capaz de procesar el enorme flujo de datos interrelacionados entre sí, en el menor tiempo posible.

Una vez que los parámetros de operación son registrados y almacenados digitalmente, se puede realizar una comparación entre los valores medidos reales y los valores objetivos de referencia. Esta comparación es realizada generalmente por ingenieros en obra y puntualmente por expertos, y debe tomar en cuenta las condiciones geológicas y geohidrológicas conocidas. El objetivo es detectar tendencias anómalas y adaptar la operación de la tuneladora a las condiciones encontradas para lograr un proceso de excavación adecuado. Variaciones de este tipo u oscilaciones injustificadas en tales parámetros son indicadores de posible inestabilidad en el frente o variación repentina de las características geológicas o mecánicas del terreno.

Con frecuencia, los valores objetivos se establecen con el propósito de asegurar la estabilidad del terreno y minimizar los asentamientos superficiales. Su definición puede apoyarse de métodos empíricos, semi-empíricos y analíticos; los primeros permiten determinar los asentamientos inducidos por la excavación, mientras que los analíticos permiten determinar las presiones de sostenimiento requeridas en el frente. No obstante, en la actualidad, en condiciones heterogéneas y complejas como los frentes mixtos, es conveniente apoyar su definición en base a métodos numéricos; durante la fase constructiva, es conveniente retroalimentar estos modelos con el fin de validar o mejorar las hipótesis iniciales mediante el empleo de datos reales de excavación.

Además de las herramientas descritas, el control de procesos también puede apoyarse de fuentes de alimentación como los datos de la tuneladora, lecturas del programa de instrumentación y de información de otros proyectos similares. Desde luego, en el programa de instrumentación se incluyen lecturas de convergencias de los anillos de dovelas. La variación estacional de los niveles freáticos captada por piezómetros, también debe ser considerada tanto en la determinación de los parámetros objetivo, como en la evaluación de datos reales.

Aunque las tuneladoras actuales pueden registrar una gran cantidad de parámetros, dos grupos son los de mayor importancia, pues ayudan a tener una visión completa del proceso constructivo. El primer grupo toma en cuenta los parámetros de operación de la tuneladora, como velocidad de rotación de la cabeza de corte, torque, empuje, grado de penetración, velocidad de rotación de tornillo transportador y la velocidad (o tasa) de avance. En un segundo grupo se encuentran parámetros básicos de otros procesos, relacionados con la presión de sostenimiento del frente, acondicionamiento del material excavado, el control del peso y/o volumen de material extraído en cada anillo, así como la inyección del mortero del “gap”. En las siguientes subsecciones se describen a mayor detalle aspectos importantes relacionados a estos parámetros.

I.7.1 EL CICLO DE AVANCE O EXCAVACIÓN.

Al excavar con una tuneladora EPB en un entorno urbano, la principal preocupación es reducir, tanto como sea posible, la pérdida de volumen de terreno, de modo que los asentamientos que se puedan producir se mantengan dentro de unos límites aceptables. Para ello, es fundamental operar la máquina de acuerdo a un plan de avance con valores de referencia y bajo los parámetros operacionales para el correcto funcionamiento de la tuneladora, entre los que cabe destacar:

- Índices de penetración.
- Empuje total y empuje de contacto.
- Par de giro de la rueda de corte.
- Consumo y tasas de tratamiento de los acondicionadores del terreno.

En un segundo nivel, y siguiendo la tendencia del trabajo de la máquina, así como toda la información de utilidad disponible acerca de las condiciones del terreno, se pueden recomendar los siguientes parámetros básicos:

- Presión de sostenimiento del frente.
- Densidad del material en la cámara.
- Peso del material que se debe extraer en el avance de cada anillo.
- Presión y volumen en la inyección de mortero para el relleno del “gap”.
- Volumen y presión de las inyecciones de lodos bentoníticos.

I.7.2 CONTROL DE LA PRESIÓN DE SOSTENIMIENTO DEL FRENTE.

Juntamente con el control del peso del material extraído en cada avance, el control de la presión de sostenimiento del frente es de importancia vital para garantizar un funcionamiento satisfactorio de una tuneladora EPB, y se ha de requerir, además, que la presión de sostenimiento se transfiera desde el mamparo, o del tabique estanco, hasta el frente a través de partículas sólidas y no solamente a través de la presurización de la cámara mediante aire comprimido.

La consecuencia operacional de que la cámara esté llena de material sólido con una densidad adecuada, establecida aproximadamente en 14-15 KN/m³, es conseguir los siguientes compromisos.

- Aplicar la presión efectiva necesaria en función de las condiciones del terreno (empuje activo + carga freática).
- Mantener la cámara llena de un material sólido e incomprensible, con lo cual, en el caso de inestabilidad en el frente no hay suficiente espacio vacío para que el terreno se derrumbe dentro de la cámara evitando así asientos incontrolados en superficie.

Como medida de seguridad, la presión de sostenimiento se mide siempre en la célula de la parte superior del mamparo (normalmente colocada 1 m por debajo de la clave del túnel) de modo que la lectura de otras presiones (de las células que van a distinta altura del mamparo) deberá ser siempre más alta. La densidad de los escombros en la cámara se estima en función de diferencias de presión en distintas alturas del mamparo estanco.

La presión aplicable en la cámara de excavación se establece en un documento de diseño denominado “Presión aplicable en el frente del túnel mediante EPB en los distintos tramos homogéneos” y se define de acuerdo a aspectos como: información resultante de los estudios previos de tipo geológicos, geotécnicos e hidrológicos (como la presión ejercida por terreno y las aguas subterráneas); definición de tramos homogéneos en base a las características de los materiales intervinientes en la zona de influencia del túnel; presencia de interferencias potenciales a lo largo del alineamiento y; experiencia acumulada en túneles excavados con tuneladora EPB (condiciones de operación, parámetros de operación y respuesta deformacional del terreno, como pérdida de volumen y asentamientos).

Ante el uso de productos acondicionantes, la saturación de la cámara puede no conseguirse plenamente, su utilización involucra la inyección de vastas cantidades de aire, de modo que el aire puede separarse del agente espumante y concentrar burbujas de aire en la parte superior. En este caso, la presión medida en la “corona” proporciona información falsa o incompleta, hay presión, pero no se garantiza que la cámara está saturada. Una forma de extraer este excedente de aire es mediante válvulas de liberación situadas en la parte superior del pleno. Además, si la cámara no está completamente saturada el material del frente puede entrar al pleno, resultando en un control de volumen engañoso, aun cuando aparentemente la cantidad de material es igual a la teórica. Peor aún, puede resultar en consecuencias graves en túneles excavados en zonas urbanas, al reflejarse superficialmente como asentamientos.

La saturación debe verificarse mediante el control de la densidad en el mamparo, denominada densidad aparente. Este parámetro puede usarse como un indicador del grado de saturación del pleno y, por tanto, también su capacidad para suministrar la presión adecuada en el frente. Una de las razones potenciales de la ocurrencia de sobreexcavaciones es la estimación incorrecta de dicho parámetro. La forma de calcularlo se basa en dividir la diferencia de presiones de dos niveles de sensores entre la distancia vertical que los separa, es conveniente que su valor en los distintos niveles sea más o menos constante (usualmente del orden de 14 kN/m³). Las tuneladoras modernas son capaces de calcular y mostrar esta información en tiempo real en la cabina de operación, reduciendo las responsabilidades del operador.

La detección de valores reducidos y la ocurrencia de variaciones repentinas pueden requerir la intervención del operador, por ejemplo, la reducción de la velocidad del tornillo transportador permite llevar los valores de la densidad aparente encima de los umbrales normales límites.

La presión de sostenimiento se mide mediante celdas instaladas en el mamparo, en al menos tres diferentes niveles. Sin embargo, los valores de la presión medida en el mamparo no siempre concuerdan con la presión del frente, ya que esta última depende de la posición de los sensores en la cabeza de corte y su dirección de rotación.

La estabilidad también puede controlarse mediante un sistema pasivo o mediante un sistema activo. En el sistema pasivo, el operador reacciona a los parámetros y aplica ajustes para conseguir los requeridos. Si la presión disminuye por debajo de los valores de umbral, el operador reduce la velocidad de rotación, con lo cual se favorece la acumulación de material dentro de la cámara y se produce un incremento en la presión, restableciéndolo hasta valores seguros. Si la presión aumenta, se reduce la velocidad de rotación y se reduce el empuje (preferentemente hasta que la velocidad de penetración sea menor a 10 milímetros por minuto).

Por su parte, el sistema activo, se basa en la inyección automática de suspensiones bentoníticas, polímeros o espuma en la cámara de excavación para conseguir los niveles de presión deseados cuando este se ubique debajo de los umbrales mínimos. Su automatización es relativamente sencilla, pero igual puede ser manipulado manualmente.

El sistema activo incrementa considerablemente el nivel de seguridad y ha demostrado ser eficaz, ya que el volumen consumido de suspensión de bentonita es mínimo. Del mismo modo, la inversión de las plantas de mezclado y suministro de la suspensión es realmente modesta pero muy eficiente.

Cualquiera que sea la manera de controlar la estabilidad en el frente, antes de comenzar la excavación es conveniente implementar las siguientes medidas:

- 1) Calibración de los sensores de presión mediante aire comprimido, inyecciones de suspensiones bentoníticas o un líquido de densidad conocida.
- 2) Verificación del gradiente de presión en los correspondientes niveles de sensores de presión.

3) Calibración de sensores de medición de otros parámetros como: velocidad de rotación del tornillo transportador, tasas de avance instantáneas, empuje promedio total de los gatos hidráulicos, peso del material extraído por las básculas colocadas intencionalmente.

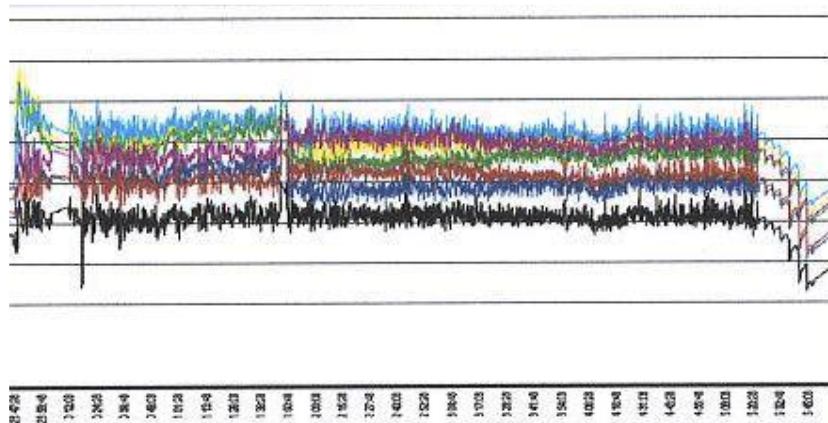


Figura 3.44 Ejemplo de un buen control de presión de cámara. (FERNANDEZ, 2009)

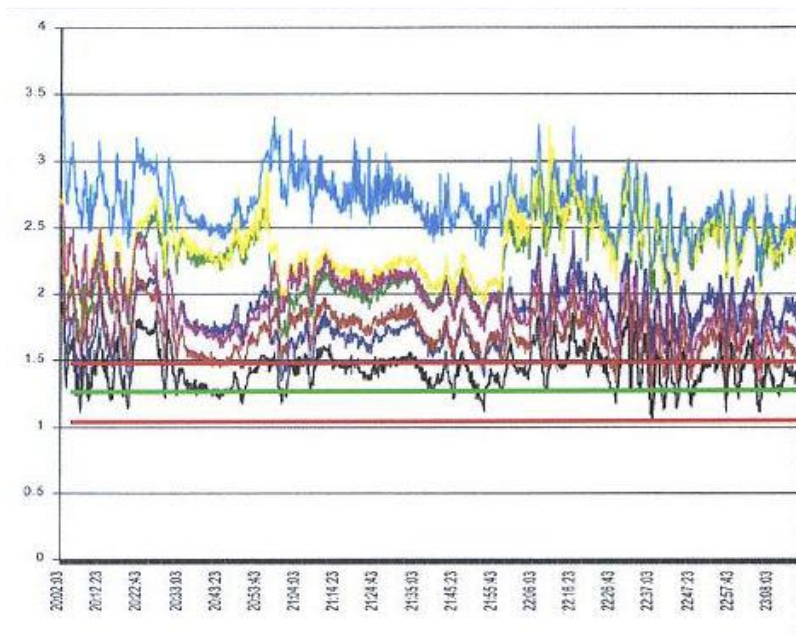


Figura 3.45 Ejemplo de un mal control de presión de cámara (FERNANDEZ, 2009).

I.7.3 CONTROL DEL ACONDICIONAMIENTO DEL TERRENO EN LA CÁMARA.

Como el terreno natural rara vez posee las propiedades que le permitan ser fácilmente moldeado y confinado a nivel de la presión deseada en la cámara, la tecnología EPB depende de manera crítica del acondicionamiento del terreno para modificar sus propiedades. Esto se hace comúnmente inyectando espumas, soluciones de polímeros o una combinación de estos productos en la rueda de corte y en la cámara de excavación para convertir el material excavado en una mezcla homogénea de relativa baja resistencia al corte, de baja permeabilidad y con un comportamiento elástico que permita mantener la presión de sostenimiento necesaria en la cámara de excavación.

Para proveer una presión de sostenimiento adecuada en el frente y facilitar su manejo durante el proceso, el material excavado debe poseer buenas propiedades de ductilidad, consistencia pastosa suave, baja fricción interna y baja permeabilidad al agua. En primera instancia, este acondicionamiento puede basarse en la sola adición de agua a través de puntos de inyección situados en la cámara de excavación, hasta conseguir un contenido de agua de entre 20 y 30 %. Por debajo de este rango la mezcla material-agua es difícilmente maleable, por encima de un 30% es demasiado fluida con problemas para asegurar la estanqueidad en el tornillo sinfín y para transportar mezclas tan líquidas en la cinta transportadora.

Cuando la dificultad de transferir apoyo en el frente es mayor, se vuelve necesaria la adición de agentes de acondicionamiento como espumas, polímeros, suspensiones bentoníticas y otros aditivos, ya sea en forma individual o combinados. Su inyección se consigue a través de la cabeza de corte, la cámara de excavación e incluso en el tornillo transportador. Cabe mencionar que, para controlar apropiadamente las cantidades de estos agentes, los dispositivos de inyección deben ser calibrados.

El efecto principal de la adición de agentes de acondicionamiento es la reducción de la permeabilidad y de la pegajosidad del material excavado, pero además ofrece otras ventajas durante la excavación como: reducción de riesgo de bloqueo de la cabeza de corte y de la cámara de excavación; disminución del desgaste de las herramientas de corte; y favorecimiento del flujo del material a través del tornillo transportador, garantizando la formación del “tapón” a lo largo de este. A su vez, estas ventajas permiten que el torque requerido en la cabeza de corte y el tornillo permanezcan dentro de los valores aceptables.

El acondicionamiento también aporta una consistencia suficientemente rígida al material excavado, lo que facilita su manejo una vez que es transferido desde el tornillo hacia la banda transportadora a lo largo del túnel. Desde luego, todo esto permite extender el alcance de aplicación de los escudos EPB.

El control de acondicionamiento se lleva a cabo mediante la medición y registro de algunos parámetros clave como son: la distribución de la presión en el frente, la presión de inyección de espuma y los parámetros de la espuma (FIR, FER y tasa de concentración) y/o polímeros. Estos valores pueden ser registrados de forma automática por la tuneladora y almacenados en la data logger para ser procesados e interpretados posteriormente por un ingeniero. Con los parámetros base (o de partida) determinados en laboratorio o con los proveedores para cada tipo de producto aplicado, se pueden comparar los valores teóricos y reales para realizar ajustes correspondientes y determinar las acciones correctivas en caso de requerirse.

En el Capítulo III, “Acondicionamiento del terreno de excavación”, se describe con mayor detalle todo entorno al acondicionamiento del terreno: el objetivo del acondicionamiento, los tipos de acondicionamiento, parámetros clave y ensayos de laboratorio para el diseño y dosificación de estos.

I.7.4 CONTROL DEL PESO Y VOLUMEN DEL MATERIAL EXCAVADO

El control de los volúmenes y pesos del material excavado en cada ciclo es uno de los procesos importantes para conseguir una excavación segura. La medición del peso se realiza mediante básculas calibradas instaladas directamente sobre la banda transportadora. Es importante disponer de una báscula de repuesto, pues al igual que muchos de los componentes de la tuneladora, son susceptibles de presentar fallas.

Alternativamente, se pueden usar métodos basados en ultrasonidos, los cuales se basan en el cálculo de la sección transversal del material sobre la misma banda. Otros métodos disponibles se basan en el empleo de láser; el volumen es calculado usando una cámara incorporada al procesador. En realidad, este último demanda superficies relativamente planas, así que su uso práctico es complicado.

El peso del material extraído debe ser monitoreado de manera continua, y mediante su integración en el tiempo se puede calcular el valor acumulado al final del ciclo. Este valor suele considerarse como peso bruto, por lo cual es necesario sustraer el peso de los agentes de acondicionamiento añadidos durante la excavación. A través de este valor y de una evaluación de la densidad del material en el sitio, el volumen efectivamente excavado puede ser conocido, y puede compararse con el valor teórico. Este último puede ser determinado a partir de la tasa de avance y el diámetro de la excavación, de modo que algunos de los parámetros que deben monitorearse y controlarse son la tasa de avance del escudo y la velocidad de rotación del tornillo.

Para apoyar este proceso, una pantalla especial en la cabina de operación debe asignarse para la comparación entre el volumen teórico y el volumen extraído. Todo esto permite detectar y evitar la ocurrencia de sobreexcavaciones y “bajo-excavaciones”. La representación de la curva avance peso también resulta de gran ayuda, pues si muestra una pendiente constante, es un indicativo de normalidad en la excavación.

El control del peso debe acompañarse de otras actividades como: el análisis de la relación entre el peso del material extraído y la velocidad de rotación del tornillo transportador para la misma tasa de avance; y es estudio de la relación entre el material extraído y la tasa de avance para la misma velocidad de rotación del tornillo.

Lo anterior adquiere importancia cuando el valor del peso acumulado excede los umbrales de atención y el operador de la máquina debe actuar para ubicar la situación dentro de valores normales mediante la modificación de la velocidad del tornillo, el empuje, la tasa de penetración o la velocidad de rotación de la cabeza de corte. En casos más difíciles, cuando los umbrales de alarma son alcanzados, se debe detener la excavación y analizar e implementar medidas de corrección más completas.

Sin embargo, el control del peso y/o volumen, contrario a lo que se puede suponer, no es apropiado para controlar la presión de sostenimiento en el frente ni para minimizar los asentamientos. Otras desventajas que acompañan este proceso es que no ofrece ninguna información acerca del grado de saturación del pleno, la aproximación cuantitativa de volumen solo es posible después de un tiempo y no de manera instantánea, así como el desconocimiento del factor de aumento de volumen (o abundamiento) y el efecto de hinchamiento.

Por otro lado, la cantidad de material excavado está asociada a una gran incertidumbre, así que su determinación es difícil e inexacta. Algunos de los parámetros del material excavado que influyen en esta incertidumbre son la densidad, el contenido de agua y la porosidad, así como los supuestos considerados para describir el patrón de flujo que sigue el agua, el sobrecorte y la determinación de las cantidades de agentes acondicionantes. Todos están sujetos a mayor variación que la precisión de los sistemas de medición.

I.7.5 CONTROL DE INYECCIÓN PARA EL GAP

Los segmentos prefabricados para el revestimiento son instalados al final de cada ciclo de excavación (correspondiente a un anillo comúnmente), dentro de la parte trasera del escudo, en la zona donde los cilindros aplican el empuje para el avance de la TBM.

Con la intención de controlar los asentamientos superficiales, garantizar la correcta instalación de los segmentos y permitir una transferencia uniforme de cargas del terreno hacia el revestimiento, el hueco anular generado entre el perfil de excavación y el revestimiento debe ser rellenado tan pronto como sea posible después de haber colocado el anillo de dovelas. Este relleno se realiza a presión, comúnmente con una mezcla de lechada de cemento, desde una serie de conductos incorporados en la cola del escudo con boquillas apropiadas. Con frecuencia, se dispone de líneas de inyección adicionales que ante situaciones como el taponamiento de las líneas principales facilitan el desvío y realizan la inyección del grout sin retrasar las operaciones de relleno, permitiendo además su limpieza posterior. El sistema de juntas de grasa evita la extrusión de la lechada desde el gap entre los segmentos y el escudo. Es importante también que previamente al inicio de la fase de excavación, se lleve a cabo la calibración de los medidores de volumen y presión para la mezcla del relleno.

La inyección del relleno es un proceso que involucra parámetros técnicos, los cuales tienen que ser monitoreados y sistemáticamente comparados con los valores de diseño. El procedimiento para monitorear y controlar el proceso involucra tres partes: control del volumen inyectado, control de la presión de inyección y verificación de las propiedades del mortero.

En lo referente al volumen, la cantidad real inyectada es una función de variables como diferencia entre la longitud teórica y la longitud realmente excavada, alineamiento del túnel (si es recta o curva), comportamiento y permeabilidad del material excavado, sobrecorte con que opera la cabeza de corte y características del grout, principalmente la fluidez. La inyección de un volumen de grout significativamente más alto que el teórico puede representar una condición de sobreexcavación o una dispersión del mismo grout hacia las cavidades naturales del terreno circundante, así que antes de iniciar cada ciclo de excavación se debe garantizar el suministro de un volumen mayor que el teórico.

La presión es el parámetro más importante de la inyección, sus límites mínimo y máximo se definen para tramos homogéneos del túnel en función de la presión hidráulica y la presión del propio terreno en al menos 0.3 a 0.5 bar por encima de la sumatoria de ambas. Básicamente el control se basa en verificar en cada ciclo que la presión de inyección sea consistente con la referencia de diseño y que durante el procedimiento alcance valores máximos y después caiga a valores mínimos. Idealmente, debe ser medida en la zona de inyección, sin embargo, por razones prácticas, se lleva a cabo en los conductos situados en el escudo o en los segmentos de concreto. La planta de bombeo de la lechada sea equipada con una válvula de seguridad, que detenga la inyección automáticamente cuando el valor máximo para la presión sea excedido.

Tanto la presión como el volumen de inyección son mostrados en el panel de control de la tuneladora, por lo que es posible controlar continuamente ambos parámetros. El sistema de bombeo debe permitir regular el número de ciclos de inyecciones por minuto para ser capaz de mantener el mismo avance que la tasa de excavación y, por tanto, controlar el volumen de inyección. Lo anterior permite reaccionar si la presión o volumen de inyección requeridos no son alcanzados, de acuerdo con lo siguiente: cuando tanto la presión como el volumen de inyección se ubican debajo de valores normales el número de ciclos de bombeo por minuto debe incrementarse hasta que se alcancen los valores prescritos; cuando la presión de inyección es baja pero la cantidad es correcta el número de ciclos por minuto debe incrementarse hasta alcanzar los valores requeridos; si la presión de inyección es adecuada pero la cantidad está debajo de los valores normales, puede significar que hay un posible bloqueo en las líneas de inyección y se tiene que desviar el flujo de grout por la línea de repuesto, mientras de manera simultánea se limpia la principal, sin que tenga que detenerse el proceso de excavación.

Por otra parte, el control de las propiedades del mortero consiste en medir propiedades de consistencia y deformabilidad, con el fin de comparar los parámetros reales con los prescritos en el diseño. Algunas pruebas útiles que comúnmente se aplican en la práctica son: pruebas de cubo, segregación, trabajabilidad, flotación y viscosidad.

Una recomendación referente a la resistencia es que se alcance un valor mínimo de 1.25 kN/m² en el primer día y al menos 7.5 kN/m² a los 28 días. Del mismo modo, es conveniente que el fraguado se inicie en las primeras 5 horas, y que concluya 1.5 a 3 horas después de que dicho fraguado haya iniciado.

Una vez que la inyección es concluida, es conveniente ejecutar pruebas con recuperación de núcleos o similares, las cuales permitan evaluar su efectividad y deformabilidad, tomando en cuenta las precauciones necesarias si las perforaciones son realizadas debajo del nivel freático. Si cualquiera de las prescripciones no es cubierta satisfactoriamente, es conveniente realizar una segunda etapa de inyección, ejecutada directamente desde barrenos existentes en los segmentos prefabricados, con una mezcla de finos, agua y otros aditivos (plastificantes, retardantes, entre otros), preferentemente hasta que la presión máxima prescrita sea conseguida. Estos componentes deben ser combinados en proporciones adecuadas para conseguir las características requeridas.

Durante la inyección del grout otra de las situaciones a las cuales se debe prestar atención es el fenómeno de “flotación” del anillo de revestimiento, el cual provocar el aplastamiento de la zona superior. Una vez que se identifica este comportamiento, se debe detener la inyección, analizar e implementar medidas de corrección.

No obstante, como etapa importante previa a la inyección, es importante verificar el engrasado adecuado de los cepillos de alambre de la cola del escudo, con el fin de evitar el ingreso de “grout” hacia el escudo durante las operaciones de relleno.

CAPÍTULO II TIPOS DE FRENTE DE EXCAVACIÓN

En la construcción de túneles, la exploración geotécnica y la investigación geológica son fundamentales. Si bien, es difícil lograr una caracterización certera del terreno a excavar en toda su longitud, el tener una caracterización del terreno confiable, permitirá reducir la incertidumbre y el riesgo de incremento de costos y tiempos en el programa de obra original por imprevistos.

Por otro lado, en túneles excavados por medios mecanizados, la caracterización del terreno es la pieza clave para la correcta selección de la TBM y el diseño de la rueda de corte. A partir de esto, podemos inferir la relevancia de un correcto estudio de la geología y geotecnia del terreno a excavar, pues los cambios en sitio que pudiera requerir la TBM resultan mucho más complejos, además de representar mayores tiempos muertos.

Para efectos prácticos, en este capítulo se dividirán los tipos de frentes que se pueden encontrar durante la excavación en tres principales grupos: suelo, roca y frente mixto.

A continuación, se describe cada uno de ellos con sus propiedades más relevantes a estudiar y sus características más importantes de manera general, los métodos de exploración, muestreo y ensaye para estudiar y determinar las propiedades del terreno no son objeto de estudio de esta tesis, por lo que se sugiere consultar libros, tesis, libros y manuales orientados a este fin.

II.1 SUELO

Suprayaciendo a la corteza terrestre, existe una pequeña capa formada por la disgregación y descomposición de sus últimos niveles, resultado del intemperismo de la roca; esta pequeña pátina del planeta es el suelo. Se trata de un conjunto de partículas con organización definida y propiedades que varían “vectorialmente”. En la dirección vertical generalmente sus propiedades cambian mucho más rápido que en la horizontal.

El suelo puede formarse a partir de la desintegración mecánica de la roca o por su descomposición química. La desintegración mecánica se entiende la intemperización de la roca por agentes físicos como erosión, exfoliación, cambios de temperatura, congelación del agua en las juntas y grietas de las rocas, efectos de microorganismos, etc. La descomposición química se refiere a los efectos de agentes que modifican la composición mineralógica o química de la roca, el agua es el principal de este tipo, mediante oxidación, hidratación y carbonatación.

Después del proceso de descomposición de la roca, el suelo formado puede permanecer en el mismo sitio directamente sobre la roca, en este caso, al suelo se le denomina como residual. Por el contrario, si el suelo es desplazado de su lugar de formación por agentes de transporte naturales (glaciares, viento, ríos, corrientes superficiales, mares y gravedad), y se deposita en otra zona, se le denomina *transportado*.

II.1.1 TIPOS DE SUELO

En la práctica comúnmente se suelen identificar los suelos en dos tipos, suelo duro y suelo blando, estas dos primeras clasificaciones prácticas dependen de sus propiedades tanto físicas como mecánicas. Como propiedades físicas se refiere a la granulometría, contenido de agua, densidad, porosidad, entre otras; y a las mecánicas los parámetros resistentes-deformacionales. Estas propiedades físicas y mecánicas se tratarán detalladamente a partir del punto II.1.2.

En Mecánica de Suelos, de acuerdo con el Sistema Unificado y al ASTM, se identifican los suelos en cuatro grupos principales: gravas, arenas, limos y arcillas; el propósito de estos cuatro grupos es identificar los suelos de acuerdo con su textura, y esta se refiere a la apariencia o sensación de un suelo.

Las arenas y gravas se agrupan como suelos de grano grueso; y las arcillas y los limos como suelos finos. Los suelos de grano grueso se sienten arenosos y duros, en este tipo de suelos predominan las fuerzas gravitacionales, por lo que su comportamiento mecánico e hidráulico depende de su compacidad y la calidad de sus granos; en cambio, los suelos de grano fino se sienten suaves.

La tosquedad de los suelos se determina a partir de la distribución de los tamaños de partícula (granulometría), que es el medio principal para clasificar los suelos de grano grueso. Para caracterizar suelos de grano fino necesitamos más información sobre los tipos de minerales presentes y sus contenidos. Debido a que en los suelos finos predominan las fuerzas electromagnéticas y la intensidad de su carga y, por lo tanto, su comportamiento mecánico, depende de su estructuración y su composición mineralógica.

Actualmente, muchas descripciones de suelos y tipos de suelos están en uso en función de su origen o características, algunos de estos se enumeran a continuación. (BUDHU, 2011)

- **Suelos aluviales:** son sedimentos finos que han sido erosionados de la roca y transportados por el agua, y se han asentado en los lechos de ríos y arroyos.
- **Suelo calcáreo:** contiene carbonato de calcio y efervescencia cuando se trata con ácido clorhídrico.
- **Caliche:** consiste en grava, arena y arcilla cementadas juntas por carbonato de calcio.
- **Suelos coluviales (colovium):** son suelos que se encuentran en la base de montañas que han sido erosionados por la combinación de agua y gravedad.

- **Suelos eólicos:** son partículas del tamaño de arena depositadas por el viento.
- **Suelos expansivos:** son arcillas que sufren grandes cambios de volumen debido a los ciclos de humectación y secado.
- **Suelos glaciales:** son suelos mixtos que consisten en escombros de roca, arena, limo, arcillas y rocas.
- **Till glaciar:** es un suelo que se compone principalmente de partículas gruesas.
- **Arcillas glaciales:** son suelos que fueron depositados en lagos antiguos y posteriormente congelados. El deshielo de estos lagos reveló perfiles de suelo de limo y arcilla cuidadosamente estratificados, a veces llamados arcilla varvada. La capa de limo es de color claro y se depositó durante los períodos de verano, mientras que la capa más delgada de arcilla oscura se depositó durante los períodos de invierno.
- **Yeso:** es sulfato de calcio formado bajo el calor y la presión de los sedimentos en la salmuera del océano.
- **Suelos lacustres:** son principalmente limos y arcillas depositados en las aguas de los lagos glaciares.
- **Suelos lateríticos:** son suelos residuales que están cementados con óxidos de hierro y se encuentran en regiones tropicales.
- **Loam:** es una mezcla de arena, limo y arcilla que puede contener material orgánico.
- **Loess:** es un suelo de ventoso, uniforme, de grano fino.
- **Suelos marinos:** son arena, limos y arcillas depositadas en sal o agua salobre.
- **Marga (piedra de marga):** es un lodo cementada por carbonato de calcio o cal.
- **Lodo:** es arcilla y limo mezclados con agua en un fluido viscoso.

Por otro lado, de acuerdo con su granulometría (que se trata en el apartado siguiente), los suelos pueden clasificarse por diferentes sistemas por medio de sus curvas granulométricas. Cada sistema fue desarrollado para un propósito de ingeniería específico. Estos son el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), la Sociedad Estadounidense para Pruebas y Materiales (ASTM) (una modificación del SUCS), la Asociación Estadounidense de Oficiales de Carreteras Estatales y Transporte (AASHTO) y los Estándares Británicos (BS). Para utilizar estos sistemas, además de la granulometría también es necesario determinar los límites de Atterberg, cuyo concepto se expondrá más adelante.

Con base en la experiencia tunelera también se ha ido desarrollando una manera de clasificar los suelos cualitativamente de acuerdo a su comportamiento para la excavación. Esta clasificación fue modificada por Heuer (1974) a partir de un sistema de clasificación propuesto por Terzaghi (1950).

CLASIFICACIÓN DEL SUELO	COMPORTAMIENTO	SUELOS TÍPICOS
1. DURO	El túnel puede excavar sin ningún soporte en la clave.	Arcillas calcáreas muy duras, gravas y arenas cementadas.
2. FIRME	El túnel puede excavar sin soporte inicial y el revestimiento definitivo puede construirse antes de que el suelo empiece a moverse.	Loes arriba del nivel freático, arcillas calcáreas de baja plasticidad.
3. GRANEO LENTO	Se empiezan a desprender del techo y paredes, trozos o laminillas de material, cierto tiempo después de que el material quedó expuesto, debido al aflojamiento o al sobre esfuerzo y a la fractura frágil (el suelo se separa o rompe a lo largo de distintas superficies).	Suelos residuales o arenas arcillosas y arcillas duras fisuradas. Arriba del nivel freático son de graneo lento y bajo el NAF son de graneo rápido.
4. GRANEO RÁPIDO	En el graneo rápido, el proceso empieza en pocos minutos.	Ídem abajo del nivel freático.
5. EXTRUIBLE (squeezing)	El terreno fluye plásticamente hacia el interior del túnel sin ninguna fractura o pérdida de continuidad y sin ningún aumento perceptible del contenido de agua.	Suelos sin resistencia friccionante. Ocurre en arcillas de consistencia muy blandas a media. A gran profundidad, las arcillas de duras a firmes pueden presentar una combinación de graneo y extracción.
6. EXPANSIVO (swelling)	El suelo absorbe agua, incrementa su volumen y se expande lentamente hacia el túnel.	Arcillas altamente preconsolidadas con índices mayores de 30. Generalmente con contenidos significativos de montmorillonita.
7. CORRIDA COHESIVA	Si la "corrida" está precedido por un breve período de graneo, se le llama corrida cohesiva.	Arenas finas, limpias, húmedas. Cuando existe una cohesión aparente por la presencia de humedad o una cementación débil, que permite que, en un tiempo breve, el material sea estable.
8. CORRIDA (deslizable o running)	La eliminación del soporte lateral en cualquier superficie que se eleve en un ángulo de 34° con respecto a la horizontal es seguida por una "corrida", por la cual el material fluye como azúcar granulada o	Materiales granulares, limpios y secos sobre el NAF.

	arena de duna hasta que el ángulo de la pendiente sea aproximadamente 34°.	
9. EXTRUSIÓN RÁPIDA	El suelo avanza rápidamente hacia el túnel bajo un flujo plástico.	Arcillas y limos con alto grado de plasticidad.
10. FLUYENTE (flowing)	Una mezcla viscosa de suelo y agua fluye hacia el túnel como líquido viscoso. El material puede ingresar al túnel por el frente, el piso, la clave o por las paredes del túnel. Puede fluir grandes distancias y en ocasiones invadir completamente el túnel.	Limos, arenas o gravas, por debajo del nivel freático, que no contengan arcillas que les puedan dar cohesión y plasticidad.
11. CON BOLEOS	Se presentan problemas en el avance del escudo o en el hincado de tablestacas o perfiles. Pueden requerirse explosivos o excavación manual adelante del escudo.	Relleno con boleos, depósitos de talud y algunos suelos residuales. La matriz entre boleos puede ser grava, arena, limo, arcilla o mezcla de ellos.

Tabla 3.1 Clasificación de suelos para proyectos de túneles. (THOMSON 1995, de TERZAGHI 1950, recuperado de CHAPMAN, 2010)

II.1.2 GRANULOMETRÍA

La granulometría es la representación gráfica de la distribución de los tamaños de partícula o el diámetro promedio de grano de los suelos.

Para suelos de grano grueso (partículas mayores a 0.075 mm), la granulometría se obtiene al hacer pasar una masa conocida del suelo seco a través de una pila de tamices de malla normalizadas (aberturas estándar) progresivamente más finas en orden descendiente. Por su parte, para suelos finos (partículas menores a 0.075 mm) el análisis granulométrico se realiza por sedimentación con hidrómetro (vía húmeda).

En suelos gruesos, la granulometría puede reflejar algo de sus propiedades físicas. Los suelos gruesos bien graduados, por ejemplo, tienen un comportamiento ingenieril más favorable. Sin embargo, debe tomarse en cuenta que el comportamiento mecánico e hidráulico está principalmente relacionado a su compactación y orientación, las cuales no se pueden determinar a partir de su granulometría.

Por otro lado, en suelos finos en estado inalterado, las propiedades mecánicas e hidráulicas dependen en cierta forma de su estructuración e historia geológica, más que de su granulometría.

La granulometría del suelo es uno de los factores determinantes en las excavaciones con TBM, pues la aplicabilidad de cada una de las TBM está relacionada a la granulometría.

TIPO DE SUELO		DESCRIPCIÓN	TAMAÑO PROMEDIO DEL GRANO
Gruesos	Grava	Rocas duras voluminosas redondeadas y/o angulares	Grueso: 75 mm a 19 mm
			Fino: 19mm a 4.75mm
	Arena	Fragmentos pequeños de roca dura, redondeados y/o angulares	Grueso: 4.75 mm a 2 mm
			Medio: 2.0 mm a 0.425 mm
Finos	Limo	Partículas menores a 0.075 mm con una casi nula resistencia en estado seco.	0.075 mm a 0.002 mm
	Arcilla	Partículas menores a 0.002 mm con una cierta resistencia en estado seco, el agua reduce su resistencia.	<0.002mm

Tabla 3.2 Clasificación de suelos en función de su granulometría de acuerdo con ASTM 2487 (BUDHU, 2011 recuperado de PAT, 2019)

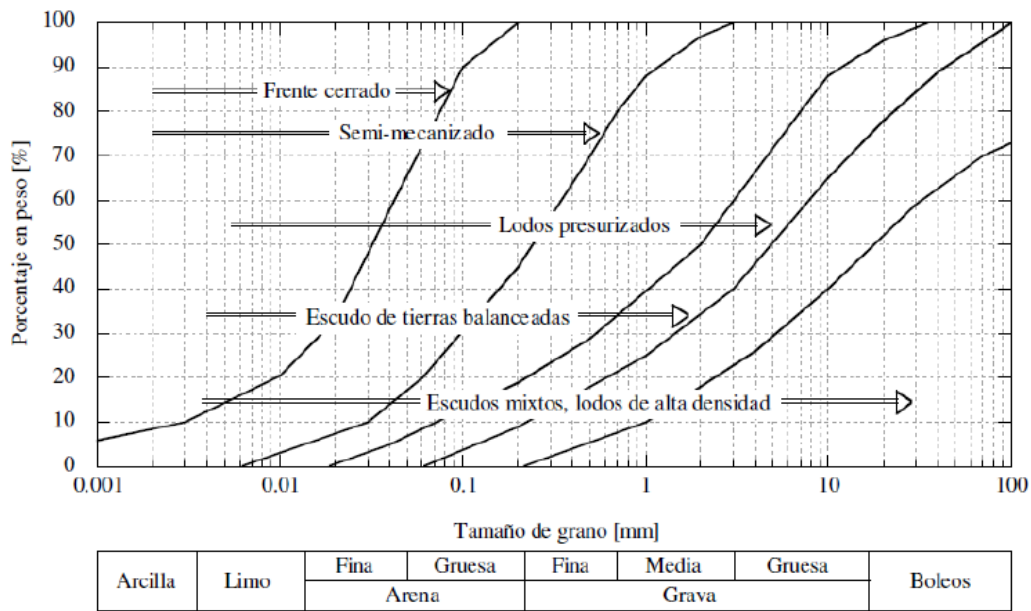


Figura 3.46 Aplicabilidad de las máquinas tuneladoras (MONSEES, 1996 recuperado de PAT, 2019)

A. GRANULOMETRÍA DE SUELOS GRUESOS

Como se ha mencionado anteriormente la prueba de granulometría para suelos gruesos se realiza por medio de una torre de tamices (mallas), en los cuales, las aberturas de tamiz grandes o malla (25,4 mm a 6,35 mm) se designan por el tamaño de la abertura del tamiz, mientras que los tamaños de tamiz más pequeños se designan por números, el número corresponde al número de agujeros cuadrados por pulgada lineal de malla.

Para realizar la prueba de granulometría, se coloca primeramente una masa conocida de suelo seco en el tamiz más grande (el tamiz superior) y la torre de tamices se coloca en un vibrador (también puede realizarse manualmente) llamado agitador de tamices, y se agita. La torre de tamices se desmonta, un tamiz a la vez y se pesa el suelo retenido en cada tamiz y se calcula el porcentaje de suelo retenido en cada tamiz.

Los resultados se representan graficando el porcentaje de partículas por debajo de un tamaño de tamiz dado (no el porcentaje retenido) en el eje vertical, versus el logaritmo de los tamaños de partículas en el eje horizontal. La gráfica resultante se llama curva de distribución del tamaño de partícula o curva granulométrica.

La Norma Mexicana M-MMP-1-06/03 de la SCT (Secretaría de Comunicaciones y Transportes describe el procedimiento para realizar correctamente la prueba de granulometría.

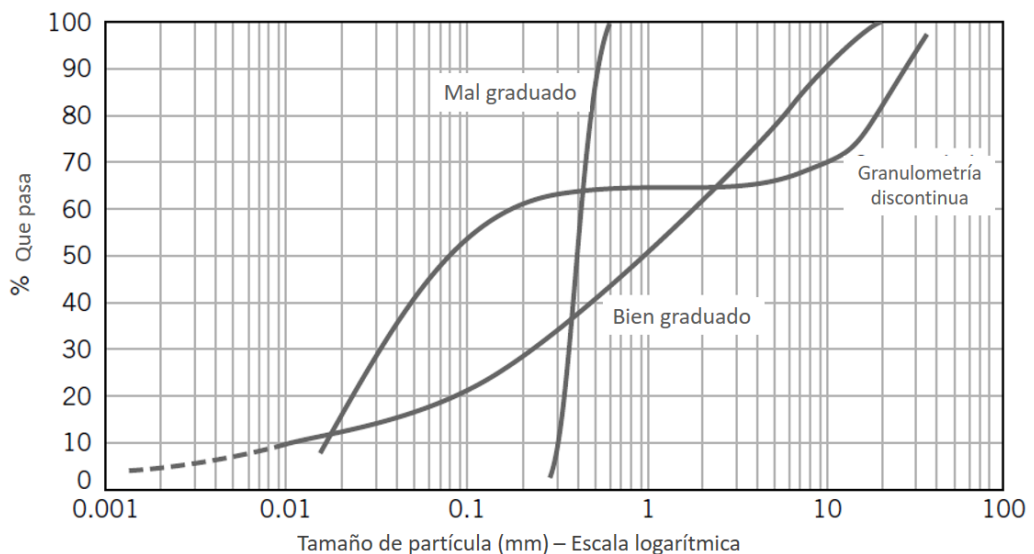


Figura 3.47 Ejemplo de curvas granulométricas. (BUDHU, 2011)

B. GRANULOMETRÍA DE FINOS

Para determinar la granulometría de los suelos de grano fino se emplea la prueba de hidrómetro, la cual consiste en mezclar una pequeña cantidad de suelo en una suspensión y observar cómo la suspensión se estabiliza en el tiempo. Las partículas más grandes se depositan rápidamente, seguidas de partículas más pequeñas. Cuando se baja el hidrómetro a la suspensión, se hunde en la suspensión hasta que la fuerza de flotación sea suficiente para equilibrar el peso del hidrómetro.

Una prueba de hidrómetro, usualmente se lleva a cabo tomando una pequeña cantidad de suelo fino seco (aproximadamente 50 gramos) y se mezcla completamente con agua destilada para formar una pasta. La pasta se coloca en un cilindro de vidrio de 1 litro y se agrega agua destilada para llevar el nivel a la marca de 1 litro. El cilindro de vidrio se agita e invierte repetidamente antes de colocarlo en un baño a temperatura constante. Se coloca un hidrómetro en el cilindro de vidrio y se inicia simultáneamente la medición de tiempo con cronómetro.

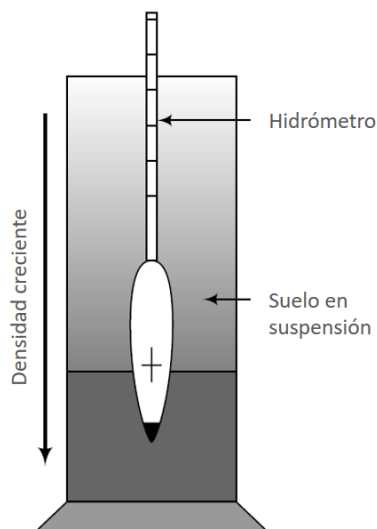


Figura 3.48 Hidrómetro en suspensión suelo-agua. (BUH DU, 2011)

II.1.3 LÍMITES DE ATTERBERG (LÍMITES DE CONSISTENCIA)

En los suelos finos se pueden identificar cuatro estados distintos: sólido, semisólido, plástico y líquido, en orden creciente de contenido de agua; de acuerdo a su estado, se puede vincular su comportamiento físico y mecánico. A medida que el suelo se seca, su contenido de agua se reduce y en consecuencia también lo hace su volumen.

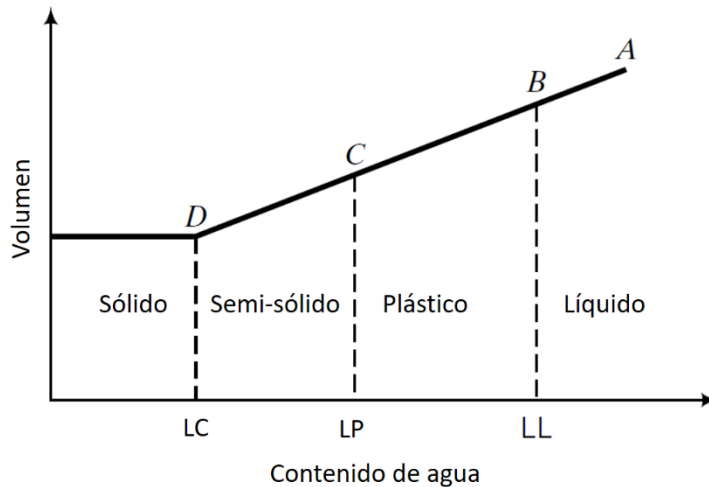


Figura 3.49 Cambios en el estado del suelo en relación con su volumen y su contenido de agua (BUDHU, 2011)

Mediante la gráfica anterior, podemos idealizar una muestra de suelo con gran contenido de agua en estado líquido, al secarse hasta llegar al punto B, el suelo se vuelve tan rígido que ya no puede fluir como líquido. El contenido de agua en el punto B se denomina *límite líquido* (LL). Si se continúa secando, el suelo llegará a un punto en su contenido de agua en el cual puede moldearse en cualquier forma deseada sin romperse, en este estado, el suelo exhibe un comportamiento “plástico”, es decir, tiene la capacidad de deformarse continuamente sin romperse, pero si el secado continúa, el suelo se vuelve semisólido, en este estado el suelo ya no se puede moldear sin que aparezcan grietas visibles. El contenido de agua en el que el suelo cambia de un plástico a un semisólido se conoce como el *límite plástico* (LP). El rango de contenido de agua sobre el cual el suelo se deforma plásticamente se conoce como índice de plasticidad, IP:

$$IP = LL - PL$$

Si continúa secándose, llegará a un estado final, estado sólido, en el cual ya no se producen más cambios de volumen pues se ha eliminado casi toda el agua del suelo. El contenido de agua en el que el suelo cambia de un semisólido a un sólido se llama *límite de contracción* (LC). El límite de contracción es útil para determinar la capacidad de hinchamiento y contracción de los suelos.

Los límites de líquido, plástico y de contracción, se conocen como límites de consistencia, o también límites de Atterberg en honor a su creador, el científico sueco de suelos Albert Mauritz Atterberg (1911). Además de los tres límites ya descritos, Atterberg, definió otros límites, como:

- Límite de adhesión: contenido de agua con el que la arcilla pierde sus propiedades de adherencia con una hoja metálica, por ejemplo, una espátula. Es de importancia en la agricultura y en la excavación con TBM ha tomado un valor significativo por relacionarse a la “pegajosidad”, la cual puede resultar en fuertes problemas si el suelo fino se adhiere a las herramientas, la cabeza o el tornillo sinfín, bloqueando el flujo del material.
- El límite de cohesión: el contenido de agua con el que los grumos de la arcilla ya no se adhieren entre sí.

Una medida de la resistencia del suelo utilizando los límites de Atterberg se conoce como índice líquido (IL) y se expresa como

$$IL = (w - LP) / IP$$

El índice de liquidez es la relación de la diferencia del contenido de agua natural del suelo (o contenido de agua in situ) y su límite plástico, esta diferencia dividida entre su índice de plasticidad.

Valores de IL Descripción de la resistencia del suelo

$IL < 0$	Estado semi-sólido: alta resistencia, frágil, se espera fractura repentina
$0 < IL < 1$	Estado plástico: resistencia intermedia, el suelo se deforma como un material plástico
$IL > 1$	Estado líquido: baja resistencia, el suelo se deforma como un fluido viscoso.

Tabla 3.3 Descripción de la resistencia de suelos finos basada en su índice líquido. (BUDHU, 2011)

Tipo de suelo	LL (%)	LP (%)	IP(%)
Arena		No plásticas	
Limos	30-40	20-25	10-15
Arcilla	40-150	25-50	15-100
Minerales			
Caolinita	50-60	30-40	10-25
Ilita	95-120	50-60	50-70
Montmorillonita	290-710	50-100	200-660

Tabla 3.4 Típicos límites de Atterberg para suelos. (BUDHU, 2011)

II.1.4 RELACIONES VOLUMÉTRICAS

El suelo está compuesto de tres fases: *sólida* (partículas de suelo, minerales, materia orgánica), *líquida* (agua) y *gaseosa* (aire). La fase líquida más la fase gaseosa componen el *volumen de vacíos*, mientras que la fase sólida es el *volumen de sólidos*. El volumen total del suelo es la suma del volumen de sólidos (V_s), el volumen de agua (V_w) y el volumen de aire (V_a).

Algunos suelos contienen materia orgánica, como las turbas, en las que predominan los residuos vegetales parcialmente descompuestos. Esta materia orgánica es importante de considerar desde el punto de vista mecánico del suelo, pero no se considera en las relaciones volumétricas.

El agua del suelo se llama agua de poro y juega un papel muy importante en el comportamiento de los suelos bajo carga.

Si todos los vacíos están llenos de agua, el suelo está saturado. De lo contrario, el suelo es insaturado. Si todos los huecos están llenos de aire, se dice que el suelo está seco. Las propiedades físicas de los suelos están influenciadas por las proporciones relativas de cada una de estas fases.

1. Peso específico de la masa de suelo:

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m}$$

Donde W_m = masa de la muestra (masa de los sólidos más la masa de agua) y V_m = volumen de la muestra

2. Peso específico de la fase sólida del suelo:

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

Donde W_s = masa de los sólidos y V_s = volumen de los sólidos

3. Peso específico Seco (cuando $G_w=0\%$)

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m}$$

Donde W_s = masa de los sólidos y V_m = volumen de la muestra

4. Peso específico Saturado (cuando $G_w=100\%$)

$$\gamma_s = \frac{W_s + W_w}{V_m}$$

Donde W_s = masa de los sólidos, W_w = masa del agua y V_m = volumen de la muestra

5. Densidad relativa: es la relación entre el peso específico de una sustancia y el peso específico del agua (γ_0) a 4 °C, destilada y sujeta a una atmósfera de presión, que es igual a 1 gr/cm³ o 1000 kg/m³.

6. Densidad relativa de la masa de suelo.

$$S_m = \frac{\gamma_m}{\gamma_0} = \frac{W_m}{V_m \gamma_0}$$

7. Densidad relativa de la fase sólida del suelo

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_0} = \frac{W_s}{V_s \gamma_0}$$

8. Densidad relativa de la materia sólida sumergida. En los suelos situados bajo el nivel freático el empuje hidrostático

$$S'_s = S_s - 1$$

9. Densidad relativa de la masa de suelo sumergida

$$S'_m = S_m - 1$$

10. El contenido de agua o humedad del suelo (w) es la relación, a menudo expresada como un porcentaje, de la masa del agua contenida en la muestra (W_w), entre la masa de su fase sólida (W_s):

$$w(100\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

Esta relación varía de 0 a ∞ . En México, existen valores de 1,000% en arcillas del sureste del país. En el Valle de México es común encontrar contenidos de agua de hasta 500-600%.

11. La relación de vacíos, oquedad o índice de poros (e) es la relación del volumen de vacíos (V_v) entre el volumen de sólidos (V_s). La relación generalmente se expresa como una cantidad decimal.

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

En la práctica no suelen encontrarse valores inferiores a 0.25 (arenas muy compactas con finos) o superiores a 15 (arcillas altamente compresibles).

12. La porosidad (n) es la relación entre el volumen de vacíos (V_v) y el volumen total de la muestra de suelo (V_m). La porosidad generalmente se expresa como un porcentaje.

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

Los valores de porosidad en la realidad suelen fluctuar entre 20% y 95%.

13. El grado de saturación (G_w) es la relación, expresada como un porcentaje, del volumen de agua al volumen de vacíos:

$$G_w(\%) = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

Donde V_w = Volumen de agua y V_v =Volumen de vacíos.

El grado de saturación varía de 0 (suelo seco) a 100% (suelo totalmente saturado).

14. La compacidad relativa (D_r) es un índice que cuantifica el grado de compacidad entre el estado más flojo y más denso posible de los suelos de grano grueso según lo determinado por los experimentos:

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$$

Donde e_{max} es la máxima relación de vacíos (condición más floja), e_{min} es la mínima relación de vacíos (condición más densa) y e es el valor actual de relación de vacíos. Generalmente se emplea este índice en gravas y arenas, con tamaños de partículas mayores a 0.074 mm.

La compactación relativa se correlaciona muy bien con la resistencia de los suelos de grano grueso; los suelos más densos son más resistentes que los suelos más sueltos. En la tabla 4.2 se muestra una descripción de los suelos, de acuerdo con la compactación relativa y la porosidad.

Descripción	Compactación relativa Dr (%)	Porosidad, n (%)
Muy flojos	0-20	100-80
Flojos	20-40	80-60
Medianamente densos	40-70	60-30
Densos	70-85	30-15
Muy densos	85-100	<15

Tabla 3.5 Descripción de las propiedades de suelos basado en su compactación relativa y porosidad (BUDHU, 2011)

15. El factor de abundamiento o factor de hinchamiento es la relación del volumen de material excavado al volumen de material in situ (a veces llamado material de préstamo o material de banco):

$$F_{ABD} = \frac{\text{Volumen del material excavado}}{\text{Volumen del material in situ}} \times 100 (\%)$$

II.1.5 PERMEABILIDAD

Los suelos al ser materiales porosos, permite al agua fluir entre los vacíos interconectados. Los tamaños de partícula y su disposición estructural influyen en la velocidad de flujo.

El flujo de agua es fuerte causa de inestabilidad y fallas en muchas estructuras geotécnicas (carreteras, puentes, presas y excavaciones). La propiedad física clave que gobierna el flujo de agua en los suelos es la conductividad hidráulica o también conocida como *permeabilidad*.

El flujo gravitacional solo puede ocurrir si hay un gradiente, el flujo tiene lugar cuesta abajo. La condición de estado estacionario ocurre si ni el flujo ni la presión del agua de poro cambian con el tiempo. La presión del agua de poro es la presión del agua dentro de los vacíos.

La ley de Darcy (1856) rige el flujo de agua a través de los suelos. Darcy encontró que, para velocidades suficientemente pequeñas, el gasto puede ser expresado por:

$$Q = \frac{dV}{dt} = kAi \left(\frac{cm^3}{seg} \right)$$

Donde "A" es el área total de la sección transversal del filtro, "k" el coeficiente de permeabilidad del suelo e "i" el gradiente hidráulico del flujo medido mediante:

$$i = \frac{h_1 - h_2}{L}$$

La diferencia entre h1-h2 representa la pérdida de energía sufrida (transformada en calor) por el flujo en el desplazamiento L.

Algunos de los factores más importantes que de los que depende la permeabilidad de un suelo son:

- 1. Tipos de suelo.** Los suelos gruesos tienen mayor permeabilidad que los suelos finos
- 2. Tamaño de las partículas.** A mayor tamaño de partícula mayor k.
- 3. Propiedades del fluido.** Particularmente la viscosidad.
- 4. Relación de vacíos.**
- 5. Tamaño de poros.** Mientras mayor sea el espacio de poros interconectados, mayor es la permeabilidad. Los poros grandes no indican alta porosidad. El flujo de agua a través de los suelos está relacionado con el cuadrado del tamaño de poro y no con el volumen total de poro.
- 6. Homogeneidad, estratigrafía y fisuras.** El agua tiende a filtrarse rápidamente a través de capas sueltas, a través de fisuras y a lo largo de la interfaz de los suelos en capas. Las fallas catastróficas pueden ocurrir a partir de dicha filtración.
- 7. Gases atrapados.** Los gases atrapados tienden a reducir la conductividad hidráulica. A menudo es muy difícil obtener suelos libres de gases. Incluso los suelos que están bajo el nivel del agua subterránea y se supone que están saturados pueden tener algunos gases atrapados.
- 8. Validez de la ley de Darcy.** La ley de Darcy es válida solo para el flujo laminar (número de Reynolds inferior a 2100).

Tal como se indica en la Tabla 3.6, las arcillas homogéneas, es decir, aquellas que no presentan fisuras ni están erosionadas, son prácticamente impermeables. Este tipo de arcillas se usan en la construcción de presas para reducir el flujo de agua a través de la presa, además como barreras en los vertederos para evitar la migración de efluentes al

área circundante. Las arenas y gravas limpias son permeables y pueden usarse como materiales de drenaje o filtros de suelo.

Tipo de Suelo	K_z (cm/s)	Descripción	Drenaje
Gravas limpias (GW, GP)	>1.0	Alta	Muy buena
Arenas limpias, mezclas de arenas y gravas limpias (SW, SP)	1.0 a 10^{-3}	Media	Buena
Arenas finas, limos, mezclas de arenas, limos y arcillas (SM-SC)	10^{-3} a 10^{-5}	Baja	Pobre
Arcillas erosionadas y fisuradas. Limos, arcillas limosas (MH,ML)	10^{-5} a 10^{-7}	Muy baja	Pobre
Arcillas homogéneas (CL, CH)	$<10^{-7}$	Prácticamente impermeable	Muy pobre

Tabla 3.6 Permeabilidad común en algunos tipos de suelo. (BUDHU, 2011)

SUELO	TIPO DE SUELO	PERMEABILIDAD (m/s)	TECNOLOGÍA	
	ROCA	10	Lodos	
	GRAVA GRUESA	1		
	GRAVA DE GRANO MEDIO	10^{-1}		
	GRAVA FINA	10^{-2}		
		10^{-3}		
	ARENA DE GRANO GRUESO	10^{-4}		
	ARENA DE GRANO MEDIO	10^{-5}		EPB
		10^{-6}		
	ARENA FINA	10^{-7}		
		10^{-8}		
	LIMO ARCILLOSO	10^{-9}		
	ARCILLA	10^{-10}		
		10^{-11}		
		10^{-12}		

Tabla 3.7 Campos de aplicación de las Slurry y las EPB en función de su permeabilidad. (HERRENKNECHT, 2016. Recuperado de SÁNCHEZ, 2007)

II.1.6 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos es de suma importancia para la ingeniería geotécnica, pues de ella depende la estabilidad y seguridad de cualquier estructura geotécnica. Es necesario conocer la resistencia al corte, que es la resistencia de fricción interna de un suelo a las fuerzas de corte, para hacer estimaciones de la capacidad de carga de los suelos, la estabilidad de las estructuras geotécnicas y analizar las características de esfuerzo-deformación de los suelos.

Para determinar los parámetros de resistencia al corte de un suelo se realizan pruebas triaxiales a partir de las muestras inalteradas obtenidas de suelo. A partir de los parámetros obtenidos, se puede estimar el tiempo de estabilidad para el suelo, lo cual es particularmente importante para materiales más débiles como los suelos.

Las pruebas triaxiales se pueden realizar bajo control de carga o deformación, la única diferencia es que, en una prueba triaxial controlada por deformación, las deformaciones axiales y radiales se incrementan por igual hasta que la deformación axial alcanza el valor deseado, mientras que, en la prueba de carga controlada, la carga radial se mantiene constante mientras se aumenta la carga axial.

Dependiendo del tipo de prueba triaxial realizada, se pueden obtener diferentes parámetros de resistencia, por ejemplo, una prueba rápida sin drenaje proporcionará parámetros de resistencia al corte sin drenaje (c_u y ϕ_u), que son útiles para cálculos de diseño a corto plazo en suelos de grano fino. Una prueba consolidada no drenada con medición de la presión de agua en los poros o una prueba drenada permitirá determinar parámetros efectivos de resistencia al corte (c' y ϕ'). Estos se utilizan en diseños a largo plazo en suelos de grano fino o diseños a corto plazo (y a largo plazo) para suelos de grano grueso.

La resistencia al esfuerzo cortante de un suelo también puede determinarse in situ mediante la prueba de la veleta, mediante ficómetro, o mediante correlaciones a partir de las pruebas SPT (Standard Penetration Test) o CPT (Cone Penetrometer Test). Estas pruebas son útiles en suelos donde sea complicado extraer una muestra de suelo inalterada.

Los suelos pueden comportarse como materiales frágiles o dúctiles dependiendo de su relación de vacíos, el estado de esfuerzos al que se somete y la velocidad de aplicación de la carga. Los suelos con un comportamiento dúctil presentan un aumento en la resistencia con la deformación al corte, hasta alcanzar un valor meseta considerado como su resistencia al corte. Los suelos con un comportamiento frágil presentan una resistencia máxima clara (máximo punto en la curva esfuerzo-deformación) y una resistencia residual (resistencia última) que ocurre a mayores deformaciones de corte.

II.2 ROCA

Las rocas son agregados naturales duros y compactos de partículas minerales con fuertes uniones cohesivas permanentes que habitualmente se consideran un sistema continuo. La proporción de diferentes minerales, la estructura granular, la textura y el origen de la roca sirven para su clasificación geológica. A diferencia de los suelos, la composición, características y propiedades de las rocas son altamente variables, confiriendo a los materiales naturales un carácter heterogéneo y anisótropo, lo que hace el estudio y la modelización de su comportamiento en el laboratorio sea una labor difícil. (VALLEJO, 2002)

El comportamiento del terreno de excavación no está controlado únicamente por la resistencia y rigidez del material de roca. Las discontinuidades como: fallas, fracturas y la propia estratigrafía, actúan para reducir las propiedades in situ del terreno en comparación con las del material de roca. Esto se vuelve más evidente en la excavación de túneles en roca, donde el terreno no puede considerarse ni continuo, ni isótropo, en este tipo de frentes es necesario tener una visión holística del terreno, tratándolo como una matriz, considerando sus contactos litológicos, fallas, fracturas y demás discontinuidades, así como el conocimiento geohidrológico.

El material probado en el laboratorio es solo una muestra de toda la masa del terreno y estas pruebas solo pueden simular en cierta medida las condiciones reales. Una muestra de roca intacta probada en laboratorio, por ejemplo, puede arrojar un módulo de Young mucho más elevado que el que lo rige en el sitio, lo cual puede depender de fallas grandes o muchas fallas pequeñas, o fallas llenas de material arcilloso.

El objetivo de la investigación del sitio es desarrollar un modelo geológico y un modelo de peligro con la información obtenida, destacar información importante relevante para el diseño y la construcción.

A partir de la investigación en sitio, se realiza el informe descriptivo de geología que debe contener información del tamaño y la frecuencia de las fallas, sus características (cerradas, abiertas, relleno, el tipo de material de relleno y el ángulo y la dirección de las fallas en relación con el eje del túnel). El informe también proporciona información sobre los estratos, los pliegues (ondulaciones), el origen, la fragmentación, las capas de separación relacionadas con el suelo y también dos ángulos de inmersión (azimut e inclinación en relación con la ubicación del túnel).

De acuerdo con Hoek (1985), las principales fuentes de inestabilidad en un macizo rocoso son:

- La inestabilidad ocasionada por una geología estructural adversa en rocas duras que tienen fallas y fracturas y donde varias series de discontinuidades tienen una fuerte inclinación. La estabilidad puede a veces mejorarse con la relocalización o reorientación de las excavaciones, pero casi siempre se necesitan también refuerzos bastante importantes. Las anclas, dovelas y cables son muy efectivos para su soporte en esta clase de macizos rocosos, con la condición de que se tomen en cuenta sus características estructurales para el sistema de ademado.
- La inestabilidad debida a esfuerzos exagerados en la roca también se relaciona con roca dura y puede ocurrir en minas a gran profundidad o cuando se hacen excavaciones muy grandes a escasa profundidad. Condiciones poco frecuentes de esfuerzos, como los que se encuentran cuando se excava en regiones muy accidentadas o donde haya rocas de muy baja resistencia también pueden dar lugar a problemas de inestabilidad causados por tensiones. El cambio en la forma de la excavación y la reubicación de la misma son muy útiles para sobrellevar estos problemas, pero también puede necesitarse ademe.
- La inestabilidad debida a la meteorización y/o expansiones, generalmente se relaciona con una roca más bien mala, pero también puede presentarse en grietas aisladas dentro de una roca sana. El remedio más eficaz que se aplicará en tal caso es el de proteger la superficie rocosa de cambios importantes de humedad
- La inestabilidad debida a presiones o flujo excesivo de aguas subterráneas puede presentarse en cualquier macizo rocoso, pero normalmente no alcanzará serias proporciones si no está asociada con alguna de las otras formas de inestabilidad que ya se han mencionado. Desviar el flujo de agua con concreto y reducir su presión por medio de drenes son generalmente los remedios más eficaces.

En la excavación de túneles por medio de TBM, una de las características más importantes a estudiar es la abrasividad de la roca, pues será información fundamental en el diseño de la rueda de corte, el material y disposición de las herramientas de corte. Además, será de gran influencia en la predicción de las intervenciones y la cantidad de herramientas desgastadas o dañadas.

Hay pruebas de laboratorio para determinar la abrasividad de las rocas para medir el desgaste de las herramientas de corte. Una de esas pruebas es la Prueba de abrasividad CERCHAR desarrollada en el Centro de Estudios e Investigación del Carbón, la cual proporciona un valor de índice que puede usarse como un indicador de la abrasividad de diferentes tipos de rocas. El valor del índice varía de 0.3 para abrasividad muy baja a 6.0 para abrasión extrema. Con esta prueba, el basalto tiene un índice de abrasividad de 2.7, gneis 4.4 y granito 4.9. (CHAPMAN, 2010)

II.2.1 CLASIFICACIÓN DE LAS ROCAS

La ingeniería geológica nos permite realizar una clasificación de las rocas por su origen, esta clasificación aporta información sobre su composición mineralógica, la textura, isotropía o anisotropía estructural, foliaciones, entre otras características.

Clasificación de las rocas por su origen		
Rocas sedimentarias	Detríticas	Cuarcita, arenisca, lutita, limolita, conglomerado
	Químicas	Evaporitas, caliza dolomítica
	Orgánicas	Caliza, carbón, rocas coralíferas
Rocas ígneas	Plutónicas	Granito, gabro, diorita
	Volcánicas	Basalto, andesita, riolita
Rocas metamórficas	Masivas	Cuarcita, mármol
	Foliadas o con esquistosidad	Pizarra, fibita, esquisto, gneiss

Tabla 3.8 Clasificación geológica de las rocas (PAT, 2019)

Las clasificaciones geomecánicas toman en cuenta la suma de las características físicas y mecánicas tanto de la roca matriz como del macizo rocoso, además de factores y propiedades geológicas de la zona.

La clasificación de masas de rocas debe aplicarse de manera inteligente y usarse junto con métodos de observación y estudios analíticos para formular una lógica general de diseño con los objetivos de diseño y la geología del sitio.

Según Bieniawski (1989) los objetivos de las clasificaciones de masas rocosas son:

- Identificar los parámetros más significativos que influyen en el comportamiento de una masa rocosa.
- Dividir una formación de masa rocosa particular en grupos de comportamiento, es decir, clases de masa rocosa de calidad variable.

- Proporcionar una base para comprender las características de cada clase de masa rocosa.
- Relacionar la experiencia de las condiciones de las rocas en un sitio con las condiciones y la experiencia encontradas en otros.
- Derivar datos cuantitativos y pautas para el diseño de ingeniería.
- Proporcionar una base común para la comunicación entre ingenieros y geólogos.

Para clasificaciones geomecánicas, los métodos más empleados en el ámbito de los túneles y obras subterráneas son dos: el sistema de Clasificación Geomecánica de Bieniawski (o también "RMR"-Rock Mass Rating) y la Clasificación Geomecánica por el método de Q de Barton. Ambas clasificaciones mencionadas anteriormente emplean el índice RQD (Designación de Calidad de Roca,) por lo que primeramente se presenta la descripción de este parámetro y enseguida se describen de forma general los dos métodos de clasificación geomecánica.

RQD

El índice de designación de calidad de roca (RQD Rock Quality Designation) fue desarrollado por Deere en 1967 (Deere et al. 1967, Deere 1989) para proporcionar una evaluación cuantitativa de la calidad del suelo a partir de núcleos de perforación. RQD fue desarrollado para evaluar rocas y puede ser engañoso en terrenos blandos.

RQD se define como la longitud total de las piezas del núcleo "sólido" cada una mayor de 100 mm entre discontinuidades naturales expresadas como un porcentaje de la longitud total de cada corrida del núcleo, medida a lo largo del eje del núcleo. Un núcleo sólido se define como un núcleo con al menos un diámetro completo (no necesariamente una circunferencia completa) medido a lo largo del eje del núcleo entre dos discontinuidades naturales (DAVIS, 2006 recuperado de CHAPMAN, 2010).

El RQD proporciona una evaluación general de la calidad de la roca y puede usarse como base para términos descriptivos de la calidad de la roca. Sin embargo, se limita a la estructura mecánica de la roca y no proporciona información sobre las propiedades de discontinuidad o resistencia. Existen algunos problemas potenciales con la evaluación de RQD en el campo o al revisar los registros de perforación, ya que con frecuencia se registran incorrectamente. Los temas clave son:

- Las discontinuidades naturales y las características de perforación a menudo no se diferencian.
- Los perforadores a menudo solo incluyen núcleos de circunferencia completa mayor de 100 mm en lugar de núcleos de diámetro completo.

Ambos problemas conducen a valores reducidos de RQD. Palmström (1982) sugirió que, si no hay núcleo disponible, pero las trazas de continuidad son visibles en exposiciones de superficie, el RQD puede estimarse a partir del número de discontinuidades por unidad de volumen:

$$RQD = 115 - 3.3J_v \quad (2.9)$$

donde J_v es la suma del número de uniones por unidad de longitud para todas las familias de discontinuidad.

RQD (%)	CALIDAD DE LA ROCA
<25	Muy pobre
25-50	Pobre
50-75	Media
75-90	Buena
90-100	Excelente

Tabla 3.9 Valores de RQD relacionados a la descripción de la calidad de la Roca (DEERE AND DEERE 1989, de DEERE ET AL., 1967 recuperado de CHAPMAN, 2010.)

A. ROCK MASS RATING (RMR DE BIENIAWSKI)

El sistema Rock Mass Rating fue desarrollado por Bieniawski en 1972 y se ha modificado a lo largo de los años a medida que se dispone de más datos (Bieniawski 1989). Cabe señalar que el sistema RMR fue desarrollado para condiciones de roca dura y es de uso limitado en terrenos blandos. Los siguientes seis parámetros se utilizan para clasificar el terreno utilizando el sistema RMR:

- Resistencia a la compresión uniaxial del material de roca.
- RQD.
- Separación de discontinuidades.
- Condición de discontinuidades.
- Condiciones del agua subterránea.
- Orientación de discontinuidades.

La forma de aplicar este sistema es dividir la roca en varias regiones estructurales, de tal manera que ciertas características sean más o menos uniformes dentro de cada región.

VALOR DE RMR	DESCRIPCIÓN	CLASE
81-100	Muy bueno	I
61-800	Bueno	II
41-60	Medio	III
21-40	Malo	IV
0-20	Muy malo	V

Tabla 3.10 Determinación de la clase del macizo rocoso. (RAMÍREZ Y ALEJANO, 2004)

CLASE NÚMERO	I	II	III	IV	V
Tiempo de mantenimiento	20 años para 15 m	1 año para 10 m	1 semana para 5 m	10 horas para 2.5 m	30 minutos para 1 m
Cohesión (KPa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100
Ángulo de fricción (grados)	>45°	35°-45°	25°-35°	15°-25°	<15°

Tabla 3.11 Significado de las clases de macizos rocosos. (RAMÍREZ Y ALEJANO 2004)

B. Q DE BARTON

Barton et al. (1974) propusieron la calificación de calidad de masa de roca (método Q). para la determinación de las características de la masa rocosa y los requisitos de soporte del túnel. Se basa en datos empíricos obtenidos de 200 proyectos de construcción de túneles en Escandinavia. Es probablemente el sistema de clasificación de masas de roca más utilizado en la actualidad. Cabe señalar que el método Q se desarrolló para condiciones de roca dura y es de uso limitado en terrenos blandos.

El valor numérico del índice Q varía en una escala logarítmica de 0.001 a un máximo de 1000 y se define por la siguiente ecuación.

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

Donde:

RQD = Índice de designación de la calidad de la roca.

J_n = Número de familias de discontinuidades.

J_r = Rugosidad de las juntas.

J_a = Meteorización de las juntas.

J_w = Coeficiente reductor que tiene en cuenta la presencia de agua.

SRF = "Stress Reduction Factor", factor dependiente principalmente de las tensiones existentes en el macizo rocoso.

En la ecuación mostrada, el primer cociente RQD/J_n , representa el tamaño de los bloques, J_r/J_a permite estimar la resistencia al corte entre los bloques y J_w/SRF indica el estado de tensiones en el macizo rocoso.

TIPO DE MACIZO	VALOR DE Q
EXCEPCIONALMENTE MALO	$10^{-3} - 10^{-2}$
EXTREMADAMENTE MALO	$10^{-2} - 10^{-1}$
MUY MALO	$10^{-1} - 1$
MALO	1 - 4
MEDIO	4 - 10
BUENO	10 - 40
MUY BUENO	40 - 100
EXTREMADAMENTE BUENO	100 - 400
EXCEPCIONALMENTE BUENO	400 - 1000

Tabla 3.12 Tipos de macizos rocosos de acuerdo a Barton et al. 1974. (RAMÍREZ Y ALEJANO. 2004)

II.3 FRENTE MIXTO

Se han estudiado ya las características principales del terreno en frentes de excavación de suelo y roca necesarias para el estudio del comportamiento de estos materiales.

Por otro lado, cuando el frente de excavación está conformado por dos materiales con calidades muy distintas, como el suelo y la roca, se le denomina frente mixto debido a la heterogeneidad del terreno. En la actualidad no existen definiciones o clasificaciones exactas para subdividir este tipo de terreno, ya que pueden existir distintas maneras en las que se podría presentar la mezcla entre suelo y roca. Sin embargo, al tener presencia de roca se puede hacer uso de las clasificaciones geomecánicas para tener una idea del comportamiento del frente.

El frente mixto es el terreno donde hay dos o más materiales geológicos, presentes de manera simultánea en el frente del túnel con diferencias significativas en las propiedades de los materiales. El medio ha aceptado una definición de frente mixto en una condición donde la relación de resistencia a la compresión uniaxial (UCS) es igual o inferior a 1/10 entre el material más débil y el más fuerte. (Tóth et al., 2013).

A continuación, se describen los tipos de frente mixto que se pueden distinguir de acuerdo con Tóth et al. (2013).

II.3.1 TERRENO MIXTO EN INTERFAZ ROCA-SUELO (IRS)

Este tipo de frente mixto se compone por una matriz de suelo que cubre la roca, como se muestra en la figura 3.50. En zonas cercanas a la superficie, la roca es cubierta a menudo por suelos residuales o transportados. Áreas de karst relleno y minas llenas de materiales blandos también son consideradas como frente mixto IRS.

En relación con la excavación mecanizada de túneles, este tipo de terreno mixto es quizá el frente en condiciones más comúnmente encontrado hasta ahora. Los problemas encontrados durante la excavación en terrenos tipo IRS, son vibraciones en la máquina, cargas de impacto sobre la cabeza de corte y una desigual distribución de fuerzas en el frente del túnel. (PAT, 2019)

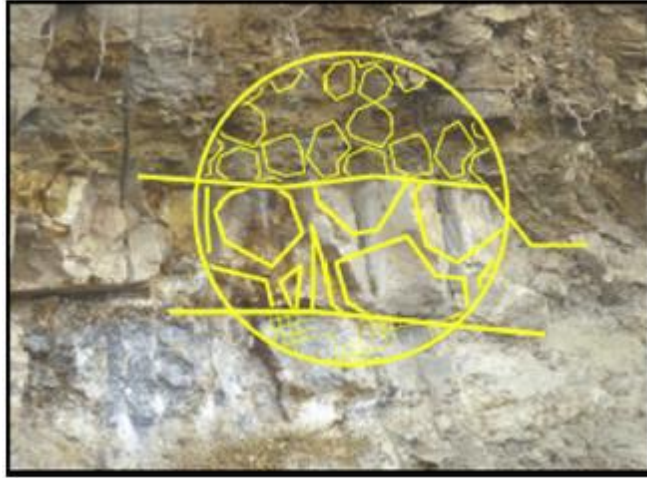


Figura 3.50 Frente de excavación de material mixto en una Interfaz roca-suelo. (TÓTH ET AL., 2013 recuperada de PAT, 2019).

II.3.2 BOLEOS DE ROCA EN UNA MATRIZ DE SUELO (BRS)

En este tipo de frente mixto podemos identificar piedras de río y rocas incrustadas en una matriz más blanda, como depósitos del río y granito completamente erosionado, como se observa en la figura 3.51. El tamaño de los bloques de roca puede variar entre centímetros y metros.

El terreno mixto tipo BRS, comúnmente se presenta en los depósitos de aluvión donde piedras de río de diferentes tamaños están rodeados por materiales arenosos y otros tipos de rocas meteorizadas donde los bloques de roca están incrustados en suelos residuales. (PAT, 2019)

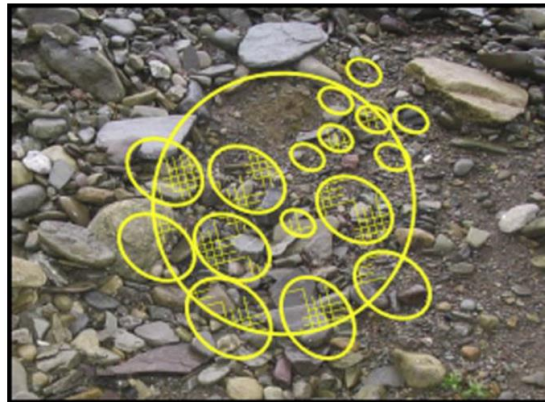


Figura 3.51 Frente mixto con bloques de roca en una matriz de suelo, (TÓTH ET AL. 2013 recuperada de PAT,2019).

II.3.3 INTERCALACIONES DE SUELO EN UNA MATRIZ ROCOSA (ISR)

El tipo de frente mixto ISR, como el mostrado en la figura 3.52 está formado por masas de roca en estratos con materiales significativamente diferentes o con distintas propiedades de la roca, algunas de ellas pueden ser las típicas formaciones sedimentarias, zonas de fallas e intrusiones en rocas homogéneas.

La excavación de un terreno mixto como éste no sólo está principalmente influenciada por su área, por las propiedades del material y por la orientación de los estratos mencionados.



Figura 3.52 Terreno mixto de tipo capa de suelo en roca, (TÓTH ET AL. 2013, recuperada de PAT, 2019).

FACTORES DEL FRENTE MIXTO QUE INFLUYEN EN LA EXCAVACIÓN CON TBM		
Parámetros y condiciones del terreno	Consideraciones de la TBM	Parámetros Operativos
Propiedades mecánicas: RCS, resistencia al corte, módulo de elasticidad, abrasividad de la roca, de cohesión del suelo, diferencia entre las propiedades mecánicas de las zonas débiles y las fuertes del frente mixto.	Tipo de TBM; validación del modo de operación; disponibilidad del torque y empuje	Empuje Torque
Formaciones geológicas y sus dimensiones: porcentaje del afloramiento de cada tipo de componente en el frente mixto, tamaño y distribución de boleos de roca o piedra de río, presencia de discontinuidades.	Diseño de la rueda de corte (área de apertura, disposición de las herramientas de corte)	RPM (revoluciones por minuto)
Propiedades hidrogeológicas: distribución y presión del agua subterránea, permeabilidad de la parte denominada como débil y de la interfaz.	Diseño de la rezaga del material excavado	Método para sostener el frente; Acondicionamiento del material

Tabla 3.13 Factores que influyen en la excavación con TBM en frentes mixtos (HONGSU ET. AL., 2015 recuperado de PAT, 2019).

CAPÍTULO III. ACONDICIONAMIENTO DEL FRENTE DE EXCAVACIÓN

III.1 OBJETIVO DEL ACONDICIONAMIENTO

Con frecuencia, emplear una tuneladora EPB sin un acondicionamiento del terreno representa bajos rendimientos de avance, daño en las herramientas de corte y la cabeza de corte, dificultad para el transporte de la rezaga y peligrosos incrementos del riesgo de colapso del terreno. De hecho, en casos extremos, sin el apoyo del acondicionamiento resulta imposible avanzar un solo milímetro.

Los terrenos rara vez tienen todas las características requeridas para su uso como medio de soporte en el modo de operación EPB, por lo tanto, deben ser acondicionados. Dependiendo de la geología particular, el acondicionamiento es posible agregando agua, bentonita, polímero o espuma.

El tratamiento de terreno mediante espumas y polímeros, por ser de gran trascendencia y de laboriosa elección, se considera esencial a la hora de abordar un nuevo proyecto. No tratar correctamente el terreno implica bajos rendimientos de avance, atascos en la cabeza de corte y elevados costos de mantenimiento. Un acondicionamiento inadecuado del terreno puede generar un impacto negativo en el desempeño general de la EPB debido al incremento de intervenciones, mantenimiento y podría llevar incluso a un daño importante del equipo. Por ello, este tema debe ser tratado con gran cuidado. Cuando un sistema de acondicionamiento está siendo aplicado, es necesario revisar constantemente las propiedades del material.

Los costos del empleo de espumas o polímeros son considerables, sin embargo, debe relativizarse con la reducción de costos en energía y desgaste de las herramientas de corte, además de menores costos por mantenimiento, repuestos y paradas de la máquina.

Objetivos del acondicionamiento del suelo (modo cerrado)

- Para su uso como medio de soporte, el terreno debe cumplir con las condiciones requeridas. Se le debe otorgar temporalmente propiedades adecuadas.
- Comportamiento de flujo adecuado y trabajabilidad.
- Transferencia de presión de soporte uniforme basada en la plastificación homogénea del material.

- Reducción de la permeabilidad.
- Comportamiento de compresión mejorado para reducir las fluctuaciones de presión.
- Reducción de la fricción interna.

Objetivos del acondicionamiento del suelo (modo abierto / modo de transición)

- Reducción de la abrasión de las herramientas y otros componentes de la máquina.
- Flujo de material a través de aberturas de la rueda de corte.
- Transporte mediante el tornillo sinfín.
- Solo se requiere la adición de suspensión, cuando el proceso de corte solo produce pequeñas multas.

Puede decirse que las EPB se han ideado para excavar suelos arcilloso-limosos y limo-arenosos de consistencia pastosa y blanda, con un contenido de finos superior al 25% - 30% (curva 1 de la figura 3.53). Por ello, cuando el material no tiene esas características, debe ser acondicionado debidamente con aditivos en la cámara, formando la mezcla idónea.

Las EPB permiten actuar, dentro de ciertos límites en el campo de los “hidros”, ya que las citadas mezclas de aditivos están haciendo posible el trabajo en terrenos no cohesivos. Con ellas, el comportamiento de un escudo EPB en terrenos entre las curvas 2 y 3 de la figura 3.53, puede ser muy aceptable, aún con agua a presión a menos de 3 bar. Por debajo de la curva 3, y si la permeabilidad del terreno es alta, los actuales productos de adición pueden no lograr el efecto deseado.

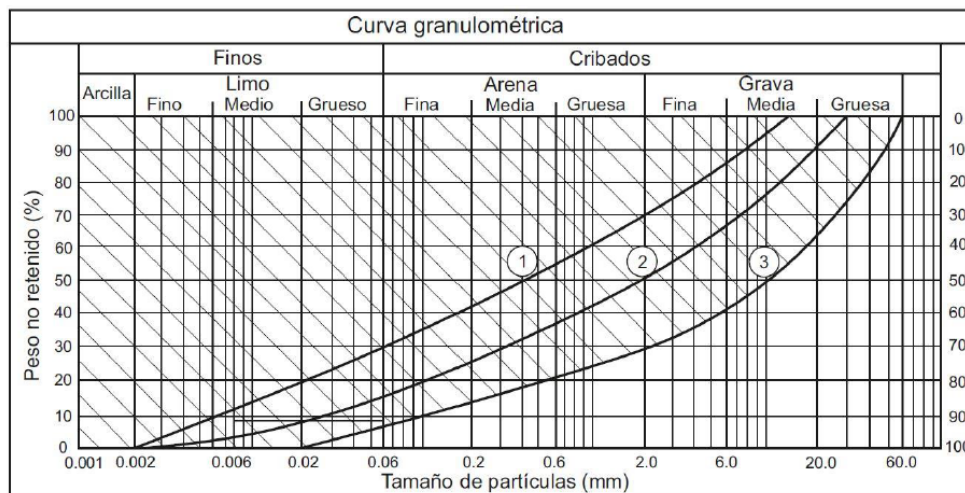


Figura 3.53 Campo de aplicación de los escudos EPB (GLULIELMETTI ET AL., 2008 recuperado de GONZÁLEZ, 2017)

III.2 TIPOS DE ACONDICIONAMIENTO

III.2.1 ESPUMA

Las espumas se definen como una dispersión de burbujas de gas en un líquido o en un sólido, en la cual al menos una dimensión queda dentro del rango coloidal (1 – 1.000 μm). Por tanto, las espumas generalmente contienen o bien burbujas muy pequeñas o bien unas bastante más grandes separadas por unas finas películas de líquido denominadas “lamellas”. (SÁNCHEZ, I. 2007)

Las espumas pueden ayudar a mejorar el rendimiento y se puede adaptar a la geología encontrada. A su vez, las espumas pueden lograr una reducción del torque y un menor desgaste en las herramientas, lo cual es importante para mejorar la seguridad y la economía en proyectos tuneleros excavados mediante tuneladoras de tipo EPB.

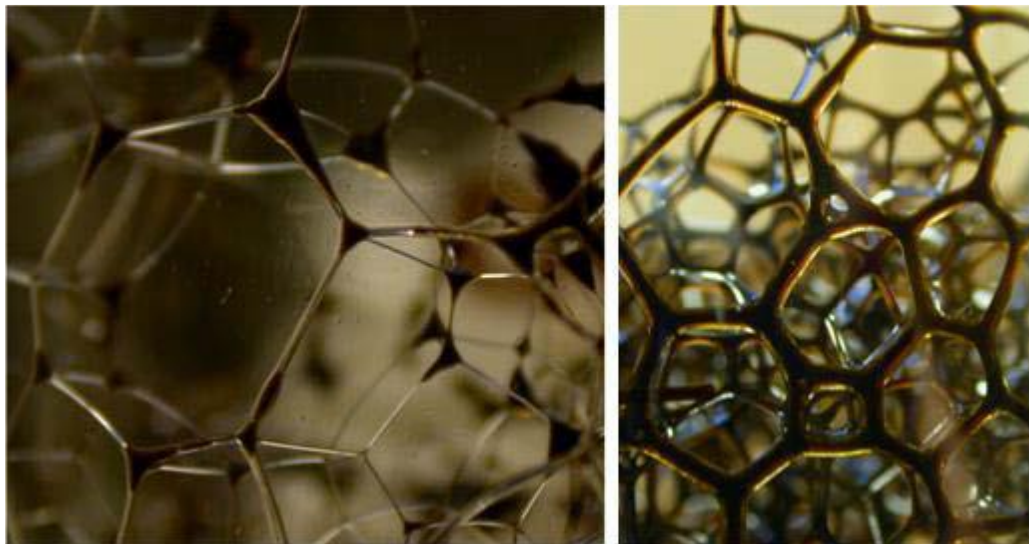


Figura 3.54 Ejemplo de lamellas en espumas. (SÁNCHEZ, 2007)

Las espumas pueden ser generadas en un líquido si se inyectan burbujas de aire y si el líquido que queda entre las burbujas puede drenarse. En los líquidos puros, las burbujas de aire tienden a ascender y a separarse de acuerdo con la ley de Stokes por lo que, en líquidos puros, la estructura de la espuma será inestable, debido a que no existe persistencia en la película líquida de separación entre burbujas. Esta persistencia puede conseguirse añadiendo tensoactivos en la formulación, que transforman las burbujas en celdas de espuma. La formación de espuma para un correcto tratamiento conlleva el control de tres elementos como son: agua, aire y por último la adición del agente espumante.

El papel de los tensoactivos es reducir la tensión superficial del sistema. Se trata de compuestos químicos, normalmente de cadena corta, compuestos por ácidos grasos que pueden ser de carácter hidrófilo o hidrófobo. La mejor orientación de estas moléculas se produce sobre superficies o interfaces de forma que dada parte de la molécula pueda situarse en la parte del fluido para la cual tenga más afinidad. De esta forma, crean monocapas en las interfaces. La absorción superficial de un tensoactivo en la interface actúa en contra de la tensión normal entre fases. (SÁNCHEZ, I. 2007)

Los tensoactivos se clasifican en función de la carga existente en la zona polar. Así tenemos:

- tensoactivos aniónicos
- tensoactivos catiónicos
- tensoactivos no-aniónicos
- tensoactivos anfóteros

En adición, los agentes espumantes o tensoactivos pueden reducir la pegajosidad del terreno excavado y evitar así el bloqueo de la cabeza de corte y las paradas para su mantenimiento. Al mismo tiempo, el tratamiento con espumas evita la formación de grandes bloques en la cámara de amasado lo que facilita el rezagado del material a través del tornillo sin-fin, incrementando los rendimientos de avance.

La disolución del agente espumante en agua dependerá de la composición físico-química del terreno; los valores de concentración están comprendidos entre un 0.5-5%.

El tipo de agente espumante y las propiedades de la espuma generada caracterizada por los parámetros, tasa de expansión (FER) y la tasa de tratamiento (FIR), dependen del tipo de terreno (grado de humedad, granulometría, presencia o no de arcillas, etc.) puede determinarse mediante ensayos de laboratorio, los cuales se estudiarán más adelante. Factores como la sensibilidad iónica, la capacidad espumante y dispersante, y la sensibilidad al agua son claves para la correcta selección del agente espumante a emplear.

La estabilidad de la espuma (entendida como persistencia de las paredes) está relacionada con el espesor de la película líquida y el proceso de coalescencia. Según Bikerman (1973), la estabilidad también viene determinada por varios factores como son: el drenaje por gravedad, la succión capilar, la elasticidad de las superficies, viscosidad, repulsión eléctrica de cargas, fuerzas de atracción / dispersión, repulsión estérica e idoneidad de los tensoactivos. (SÁNCHEZ, I. 2007).

Aparte del tipo de agente espumante empleado, un parámetro esencial que determina la “durabilidad” de la espuma es el tamaño de burbuja. La estabilidad de la espuma no es necesariamente función del tamaño de burbuja, aunque sí existe un tamaño óptimo para cada tipo de espuma.

Algunas de las espumas son sensibles a los rayos UV y a las bajas temperaturas, por lo que frecuentemente son susceptibles a ser destruidas por efectos de congelamiento, por lo que es recomendable su almacenamiento en cuartos protegidos contra el congelamiento en el caso de excavaciones en zonas de muy bajas temperaturas. Además, la vida de almacenamiento de los productos está limitada a un par de meses.

Los requerimientos técnicos y operacionales para un terreno acondicionado con espumas son:

- Transferencia de la presión de soporte al frente de excavación del túnel.
- Suficiente deformabilidad.
- Bajo nivel de permeabilidad.
- Notable manejabilidad.
- Reducción de la pegajosidad.
- Evitar/reducir el atascamiento en la cabeza de corte.
- Evitar/reducir el desgaste en la estructura de la cabeza de corte, la cámara de excavación, el tronillo sinfín y las herramientas de corte. (Reducción de la abrasividad)
- Reducción en el torque requerido por la cabeza de corte y por lo tanto en la energía.

La unidad de espumas en la EPB comprende los siguientes componentes:

- Tanque del agente espumante (tensoactivo) / tanque de polímero.
- Bomba para el tensoactivo y bomba para el polímero.
- Unidades de dosificación.
- Unidad de control de líquidos.
- Unidad de control de aire comprimido.
- Compresor de aire / alimentación de aire comprimido.
- Generadores de espuma (10 mínimo).
- Puntos de inyección en la rueda de corte (8 puntos).

- Puntos para la junta giratorio (8 puntos).
- Puntos de inyección a los estatores (4 puntos).
- Flujómetros (14 unidades).
- Controladores / Equipos de medición.
- Intercambiador de agua a descarga.
- Intercambiador a bentonita.

El líquido resultado de la mezcla de agua y agente espumante es generado en el back-up de la EPB. La generación de espuma es el resultado de la turbulencia mecánica de aire y líquido a través de varios generadores de espuma, ambos componentes son dosificados a través de un controlador lógico de elementos programables y sistema de caudalímetros que alimentan a los generadores de espumas. Los parámetros son cambiados dependiendo de la velocidad de avance, la presión de soporte y la configuración predeterminada del mezclado (receta). Estas operaciones pueden ser realizadas en modo manual, semi-automático o automático, dependiendo de la configuración del equipo.

La colocación de los generadores de espuma debe estar lo más cercano al escudo, para evitar la degradación y calidad de la espuma y pérdida de presión en las líneas de conducción de espuma. El sistema debe tener la posibilidad de inyectar espuma al frente de excavación, cámara de amasado y tornillo sinfín. Las líneas de salida de los generadores de espuma no deberán unirse en ningún punto hasta su salida en los inyectores, sí podrán dividirse, por ejemplo, entrada simultánea a la cámara de amasado y al frente de excavación. La presión máxima recomendada para la formación de espuma en máquinas tuneleras tipo EPB está sobre los 8 – 10 bar.

Todas las espumas tienen un tiempo de vida media, que viene caracterizado por el parámetro definido como tiempo de estabilidad media. Dicho parámetro es el tiempo que tarda la espuma en perder la mitad del contenido líquido que posee la misma. Normalmente, ese periodo oscila entre los 5 y 30 minutos. La mezcla de la espuma con el terreno hace que ese tiempo de estabilidad sea mucho mayor, dando un tiempo abierto suficiente para el montaje del anillo de dovelas en la TBM, permitiendo mantener la cámara de amasado llena, manteniendo el equilibrio de presión de tierras sin que el terreno sufra ningún cambio físico-químico.

Mediante las llaves de paso, el operador de la EPB puede también (usando las opciones de control en la cabina de control) regular el acondicionamiento con espumas de varios puntos de salida al frente en la cabeza de corte, la cámara y el tornillo sinfín individualmente.

Adicionalmente, el sistema de transporte de espumas puede ser usado para alimentar de agua o bentonita.

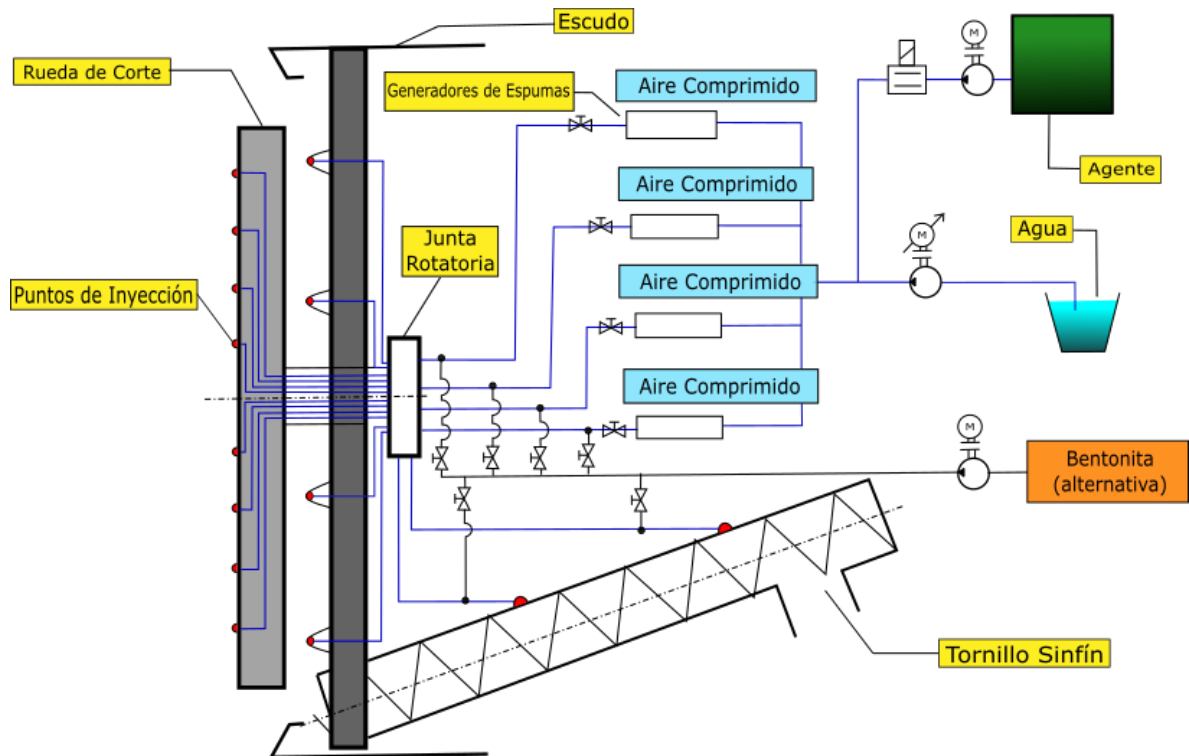


Figura 3.55 Esquema simplificado del sistema de espumas (HERRENKNECHT, 2013)

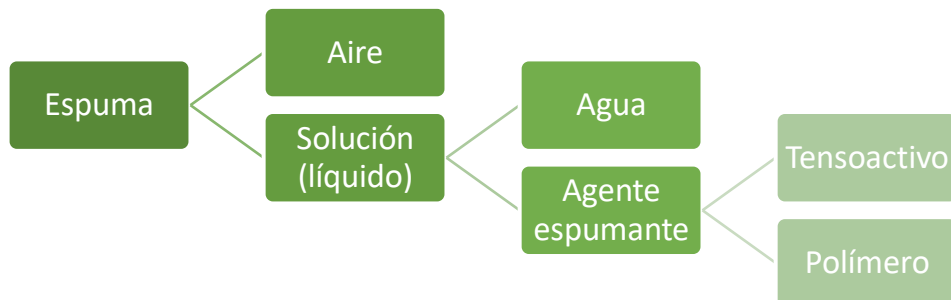


Figura 3.56 Diagrama de generación de espuma.



Figura 3.57 Acondicionamiento con espuma a través de la rueda de corte (MAIDL TUNNELCONSULTANTS, 2014)

III.2.2 POLÍMEROS

Los polímeros están formados por la unión de monómeros (estructuras químicas simples), mediante procesos químicos se puede lograr la unión de estos para formar cadenas de moléculas de longitud variable, a su vez estas cadenas pueden ser simples o ramificadas. Por su origen, los polímeros pueden ser naturales, semi-sintéticos o sintéticos. Polímeros orgánicos como celulosa, almidones y proteínas pueden ser utilizados en una EPB; como ejemplos de polímeros sintéticos están las poliacrilamidas, la carboxilmetilcelulosa y la celulosa polianiónica.

Las poliacrilamidas han tomado gran importancia en el acondicionamiento de suelos y particularmente en el campo de las EPB, pues han demostrado que junto con espuma o bentonita pueden actuar como agente estabilizador del frente, con la función principal de inhibir la absorción de agua por parte del suelo y la deshidratación; y cuando se emplean con aceites, la lubricación de la perforación tanto en la cabeza, cámara de excavación y tornillo sinfín. Los polímeros absorbentes de agua, como las poliacrilamidas parcialmente hidrolizadas (PHPA) pueden ser empleados con las espumas en pequeñas cantidades para plastificar de algún modo los suelos de grano grueso.

Los polímeros, en general, se utilizan para combatir los altos contenidos de agua, condiciones de suelo inestables y en suelos de grano grueso.

Los polímeros se inyectan por los mismos puntos que las espumas, además pueden emplearse solos, junto con la bentonita o con la espuma. En la mayoría de las ocasiones entran conjuntamente con las espumas. La entrada de inyección de un segundo aditivo (polímero orgánico) debe estar conectada siempre antes de la entrada al generador de espuma ya que se dispersa más eficazmente en la espuma si se produce de esta forma y no colocando dicho punto de inyección después del generador de espuma.

La utilización de los polímeros puede realizarse con elevados contenidos de agua libre, a fin de transformar la masa líquida en un cuerpo plástico, que permita ser transportado como un sólido moldeable y así ser descargado sin problemas por el tornillo sinfín y a través de la cinta transportadora.

Por otro lado, existen polímeros también que pueden ser usados en terrenos faltos de cohesión interna, estos polímeros permiten dar un efecto de “pegado” de las partículas de tal forma que la masa suelta adquiera cohesión y mediante la actividad de las espumas pueda ser transportada a un sólido moldeable de suficiente plasticidad. Su actividad química radica en la floculación de las partículas finas guardando el agua dentro de la matriz de rezaga generando así un lodo plástico, cohesivo y con nulo efecto de pegajosidad.

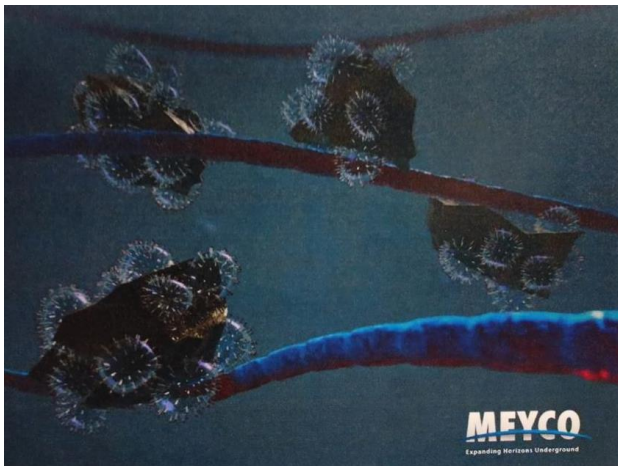


Figura 3.58 Formación de cadenas gracias a la actividad del polímero retiene el agua libre en la matriz de escombros (MEYCO, 2010)



Figura 3.59 Terreno tratado con polímeros. (MEYCO, 2010)

POLÍMERO	NATURALEZA	INDICACIONES
Poliacrilamidas (PA)	sintético	aumento de la viscosidad
Poliacrilamidas parcialmente hidrolizadas (PHPA)	sintético	absorción o reducción de contenido de agua
Carboximetilcelulosa (CMC)	sintético	aumento de la cohesión y reducción de agua
Celulosa polianiónica (PAC)	sintético	control de filtrado
Ésteres celulósicos	natural	modificación de la reología de lodos bentoníticos

Tabla 3.14 Polímeros empleados en excavaciones con EPB. (SÁNCHEZ, 2007)

De entre los distintos polímeros disponibles en el mercado cabe destacar los siguientes:

- Anti-abrasivos
- Viscosificantes
- Lubricantes
- Absorbentes de agua
- Estabilizantes y controladores de filtrado
- Defloculantes y dispersantes de arcillas

Los efectos que tiene sobre los terrenos son:

- Efectos estructurantes en suelos no cohesivos
- Estabilización de las espumas
- Estabilización de los suelos
- Absorción de agua
- Aumento o modificación de la viscosidad
- Reducción de la abrasión sobre la cabeza de corte, útiles, forros, etc.
- Disminución o desaparición de la pegajosidad en suelos arcillosos

Especialmente significativo es el caso de perforar en suelos altamente cohesivos con alto contenido en fracción arcillosa. Aquí los aditivos anti-atascos suelen emplearse para prevenir los atascos derivados de la pegajosidad de las arcillas sobre la cabeza de corte. Estos aditivos son de tipo polimérico y basan su funcionamiento en un efecto defloculante y dispersante de las arcillas. Gracias a ello, permiten también reducir el par de giro de la cabeza de corte y facilitan la entrada del material excavado a la cámara de trabajo.

El uso de agentes acondicionantes en las EPB son recomendables en terrenos extremadamente heterogéneos y terrenos con una alta consistencia.

Para suelos típicos, el uso de espumas y polímeros son recomendados de la siguiente manera:

Tipo de terreno	Propiedades del suelo	Qué espuma	Qué polímero
Arena gravosa Arena de fina a gruesa	Sin plasticidad Alta permeabilidad	Usar espuma relativamente estable con alto FIR	Usar polímero plastificante (Biopolímero, celulosa, CMS)
Arena limosa Arena arcillosa	Plasticidad dependiendo del contenido de finos	Usar espuma general con bajo a medio FIR	Dependiendo del contenido de agua, usar polímero controlador de la consistencia de la rezaga
Arcilla arenosa Arcilla	Alta plasticidad Cohesividad y pegajosidad del suelo dependiendo del tipo de arcilla	Usar una espuma altamente dispersante con medio a alto FIR	Usar un polímero antiarcilla para reducir la pegajosidad y la cohesividad.

Tabla 3.15 Acondicionamiento recomendado para suelos típicos (HERRENKNECHT, 2015)

Rangos de aplicación EPB (Rangos de aplicación extendidos)

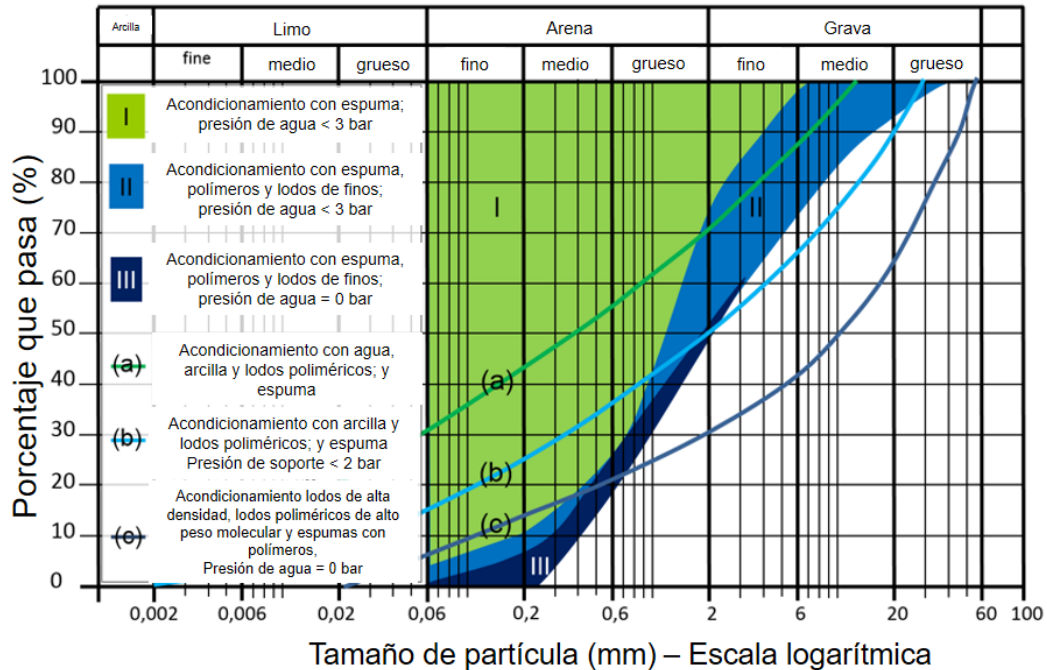


Figura 3.60 Acondicionamiento del suelo según granulometría. (MAIDL TUNNELCONSULTANTS, 2014)

La aplicación típica de acondicionamiento de acuerdo al tamaño de las partículas se muestra a continuación:

Los siguientes productos pueden tener uno o más efectos:

- Espuma: mantener la presión de soporte, mejora en la consistencia del suelo excavado, creación de una pasta homogénea, reducción de la permeabilidad del suelo (principalmente útil en el transporte por el tornillo sinfín), reducción del torque en la rueda de corte y consumo de energía, reducción de atascamientos, reducción de desgaste en las herramientas de corte.
- Agentes antitaponamientos: principalmente para arcillas altamente pegajosas.
- Otros aditivos (polímeros, bentonita, etc.): estructurantes de suelos no cohesivos (arena + grava), estabilización de espumas o suelo, retención de agua, cambio en la viscosidad y consistencia.

En resumen, estos productos permiten reducir la permeabilidad e incrementar el sellado en la cabeza de corte de la TBM dotando al terreno de propiedades de deformación plástica, lo cual permite una mayor estabilidad del frente y una presión constante y controlada. Reducen la fricción y la abrasividad en la cabeza de corte y en el tornillo sinfín, con lo que se reduce el par y el consumo energético, permitiendo la extracción del terreno con mayor facilidad. Son productos esenciales para un correcto funcionamiento del modo de trabajo en EPB, la cámara de amasado únicamente la podremos llevar llena mediante un uso correcto de los agentes definidos para el tratamiento de terreno, para poder de esta forma aplicar correctamente la contrapresión debida.

III.3 PARÁMETROS CLAVE.

Los siguientes parámetros son de vital importancia para la calidad del acondicionamiento con espumas.

- *Concentración de agente espumante (C_{AE})*
- *Foam Injection Rate – Tasa de Inyección de Espuma ó Tasa de Tratamiento (FIR)*
- *Foam Expansion Rate – Tasa de Expansión de Espuma (FER)*

Los parámetros anteriores pueden ser calculados como se presenta a continuación:

III.3.1 TASA DE CONCENTRACIÓN (C_{AE})

La tasa de concentración o concentración de agente espumante es la tasa entre el volumen del agente espumante y el volumen de la solución generada (agua + agente espumante). La concentración de agente espumante en agua dependerá de las condiciones físico-químicas del terreno y se ajusta de acuerdo a la recomendación del proveedor, normalmente en rangos de 0.5-5%.

$$C_{AE}(\%) = \frac{100 \times \text{masa del tensoactivo (en kg)}}{\text{masa de la solución espumante (en kg)}}$$

C_{AE} = tasa de concentración de agente espumante (%)

III.3.2 TASA DE EXPANSIÓN DE ESPUMA (FER)

La tasa de expansión de espuma se puede definir como el volumen de espuma generado a partir de un volumen dado de solución, por lo que el FER es un indicador de la proporción de aire en la espuma y de la calidad de la espuma.

Los valores de la Tasa de Expansión de una espuma estarán sujetos a las distintas condiciones geológicas y físico-químicas del terreno a excavar por la TBM. Típicamente el FER se encuentra en un rango de 5-30. Entre más alto el valor del FER, más seca será la espuma generada; entre más bajo el FER, más húmeda será la espuma generada. En este sentido, el contenido de humedad del terreno será un factor determinante en la optimización de la Tasa de Expansión, por lo que valores altos de humedad del terreno condicionan a la generación de una espuma seca, con valores FER entre 14-20; por el contrario, si el terreno tiene un bajo contenido de humedad o baja cohesividad, se buscará acondicionar con una espuma húmeda, con un FER entre 7-10 a fin de mejorar su maleabilidad y ductibilidad.

$$FER = \frac{\text{Volumen de espuma (en } m^3)}{\text{Volumen de solución (en } m^3)}$$

FER = Tasa de Expansión de la Espuma

III.3.3 TASA DE INYECCIÓN DE ESPUMA O TASA DE TRATAMIENTO (FIR)

Se define como el volumen total de espuma inyectado al frente de excavación relacionada con el volumen de terreno excavado por avance. Para alcanzar el efecto óptimo de la espuma en el frente de excavación, la cámara de excavación y en el material transportado, la cantidad de espuma usada en para mezcla con el terreno es de gran importancia.

La tasa de inyección de espuma es entonces, la relación entre el volumen de espuma y el volumen de suelo a excavar generalmente va en un rango de 10-100%. Los valores de tratamiento dependen de las características geológicas del terreno a excavar. Terrenos con un alto efecto de pegajosidad (sticky) requieren un FIR elevado ($\geq 60\%$) y por el contrario terrenos con baja pegajosidad requieren menos espuma por metro cúbico de terreno excavado. Para determinar el FIR, deben realizarse pruebas de laboratorio.

$$FIR (\%) = \frac{100 \times \text{Volumen de espuma (en m}^3\text{)}}{\text{Volumen excavado (en m}^3\text{)}}$$

FIR = Tasa de Inyección de Espuma (%)

III.4 ENSAYOS PARA LA SELECCIÓN DEL ACONDICIONANTE Y DOSIFICACIÓN

Aunque a continuación se describirán de manera general las pruebas de laboratorio comúnmente realizadas para la selección y dosificación de la espuma, estas deben ser consideradas como referentes o comparativas, pues la excavación con EPB y el sistema de acondicionamiento es bastante complejo, por lo que los ensayos sólo ofrecen una indicación inicial del comportamiento esperado del agente espumante, o agente espumante más polímero, empleados. Sin embargo, aquellos ensayos realizados con muestras del suelo a excavar y que reproduzcan las condiciones de inyección y excavación de la tuneladora, podrían dar una idea más acertada y demostrar la efectividad real de estos productos y sus dosificaciones.

III.4.1 GENERACIÓN DE ESPUMAS EN LABORATORIO

Existen dos métodos para la generación de espumas en laboratorio que pueden agruparse en dos tipos:

- mediante un generador a escala
- mediante un agitador de hélices de alta velocidad

A. GENERADOR DE ESPUMAS A ESCALA

Consiste en un dispositivo similar al empleado en las EPB, con una calidad de espuma de consistencia similar a las espumas de afeitar. Este dispositivo es el más adecuado para generar espumas de prueba. El generador de espumas a escala debe tener la capacidad de generar espumas con tasas de expansión (FER) de entre 3 y 20.

A pesar de las ventajas de este dispositivo, los mayores inconvenientes son dificultades en su manejo, como la medición de caudales estables de aire y la existencia de dispositivos lo suficientemente pequeños como para limitar el volumen de espuma generada. La medición de la cantidad de espuma producida se da en forma de caudal, como litros por minuto (l/min).

En el dispositivo es requerido un recipiente presurizado para albergar el agente espumante. Esto simplifica su diseño y permite proporcionar de forma sencilla un caudal constante de producto controlado por un caudalímetro.

También es necesario disponer de suficiente volumen de aire a presión tanto para mantener la presión en el recipiente como para tener un flujo de aire a través del caudalímetro. La línea de agente espumante y la de aire comprimido alimentan una premezcladora (opcional) donde la solución y el aire forman una mezcla homogénea antes de llegar al atomizador donde, finalmente, se genera la espuma.

Con un montaje simple como el mostrado en la figura 3.60, se pueden producir decenas de litros de espuma por hora con cualquier concentración de agente espumante y diversas tasas de expansión.



Figura 3.61 Ejemplo de Generador de Espuma a escala (SÁNCHEZ, 2007)



Figura 3.62 Espuma generada para su ensayo. (SÁNCHEZ, 2007)

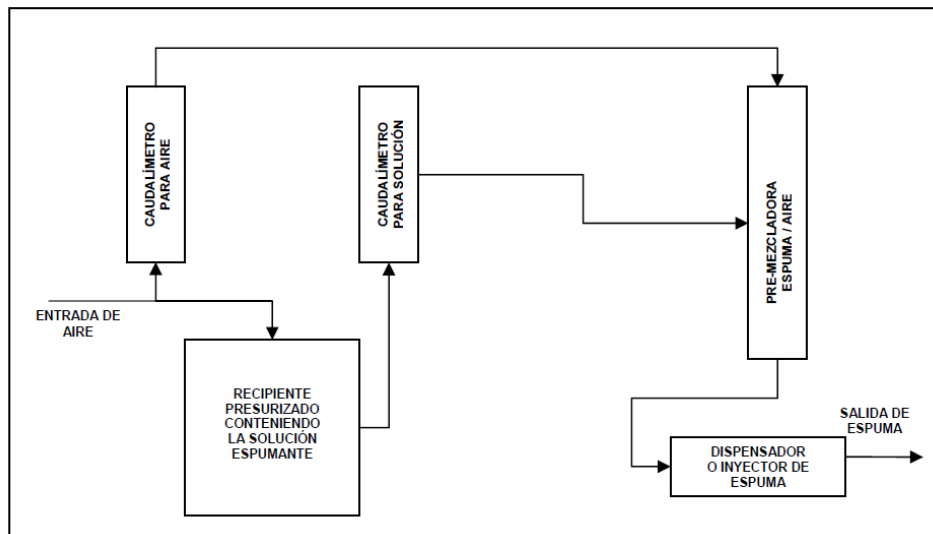


Figura 3.63 Diagrama de generación de espuma mediante Generador de Espumas a Escala. (SÁNCHEZ, 2007)

B. GENERADOR DE ESPUMAS MEDIANTE AGITADOR DE ALTA VELOCIDAD.

Aunque el método anterior es el más recomendable, en ciertas ocasiones el agitador de alta velocidad es el único método factible debido a la disponibilidad de equipo.

Este ensayo se realiza empleando un agitador de alta velocidad como el de la figura 3.64 que va provisto de una paleta con forma de hélice con agujeros circulares en las aspas. Agitando la solución (agua + agente espumante) con 1.500 rpm – 2.000 rpm pueden obtenerse espumas razonables con tasas de expansión de entre 7 y 12.

El volumen de espuma generado por este método (aproximadamente 1 lt) es menor que el anterior, además, la espuma resultante es ligeramente más húmeda. En cuanto a la degradación de la espuma es también mayor en este método, por lo que no se debe generar hasta momentos antes de ser ensayada.



Figura 3.64 Agitador de alta velocidad. (www.waringproducts.com recuperado SÁNCHEZ, 2007)

III.4.2 PARAMETROS DE LAS ESPUMAS A ESTUDIAR EN LABORATORIO

Los parámetros más importantes para la caracterización de una espuma en un suelo son los siguientes (SÁNCHEZ, I. 2007):

- Densidad, a partir de la cual puede ser calculado el FER.
- Estabilidad o vida media de la espuma.
- Estabilidad o vida media de la espuma homogeneizada con una arena normalizada o muestras de suelo.
- Efecto plastificante de una espuma, dado por el comportamiento de la masa espuma-suelo en el cono de mortero.

Realmente existen poca experiencia acumulada al día de hoy sobre el tipo de pruebas que ayudan a determinar los parámetros antes descritos, sin embargo, los fabricantes realizan las recomendaciones prudentes para el uso de sus productos a partir de sus ensayos laboratorios. Actualmente estos ensayos sirven como puntos de partida en formulaciones con agentes espumantes y/o polímeros.

III.4.3 PARAMETROS DEL SUELO A ESTUDIAR EN LABORATORIO PARA EL ACONDICIONAMIENTO.

Antes de poder realizar pruebas de acondicionamiento y definir el producto y la dosificación a emplear, es necesario caracterizar el suelo mediante pruebas de laboratorio realizadas con las muestras.

Los ensayos necesarios para la caracterización del suelo previo a las pruebas con acondicionantes se mencionan a continuación, sin embargo, no se describirán los procedimientos, por lo que se recomienda consultar libros, tesis y artículos relacionados:

- Ensayo de contenido de agua.
- Ensayo de contenido en carbonatos. El método pone en contacto el material con ácido clorhídrico (HCl) que reacciona con la fracción carbonatada de la muestra.
- Ensayo de contenido en arcillas (azul metileno). Para tener una idea de la proporción de arcillas expansivas presentes en las muestras.
- Ensayo de densidad. Para conocer la densidad aparente y en seco de cada una de las muestras.

- Ensayo de saturación con agua. Para conocer el límite de saturación por agua.
- Ensayos de granulometría. Por medio de tamizado.
- Ensayos de permeabilidad.

III.4.4 ENSAYOS DE AJUSTE DE PARÁMETROS DE TRATAMIENTO

El ajuste en los parámetros de tratamiento se realiza mediante una serie de ensayos en los que para cada uno se hacen variar la tasa de Tratamiento (FIR) para una tasa de Expansión (FER) y Tasa de Concentración (C_{AE}) determinadas. Las tasas de Expansión y de Concentración se hacen variar solamente en la generación de la espuma mediante los métodos descritos anteriormente.

Con la espuma generada en laboratorio (a partir de un FER teórico) se rellena un volumen constante y se obtiene también su masa, con estos datos es posible calcular el valor real de FER, admitiendo un error de ± 2 puntos sobre el FER teórico. A partir de aquí se puede partir para realizar pruebas tratando con la espuma algunas muestras de suelo.

A. SLUMP TEST

Una vez que se tiene la espuma generada a partir de un FER y C_{AE} establecidos, se procede a la homogeneización de la espuma (a partir de un valor inicial de FIR) con el suelo mediante una operación de amasado y se observan de forma cualitativa la consistencia (en términos de pegajosidad), cohesión y estabilidad del suelo acondicionado. Posteriormente, se definen sucesivos escalones con aumentos en el FIR y se vuelve a repetir el ciclo anterior.

Durante el amasado se instala un amperímetro en el sistema eléctrico de la amasadora para poder medir la intensidad eléctrica demandada en las amasadas. De este modo, se pretende conocer el poder lubricante del acondicionamiento aplicado.

La forma de observar cualitativamente la cohesión y estabilidad del suelo acondicionado es mediante el ensayo “slump test”, el cual consiste en un cono de Abrams modificado como el mostrado en la figura 3.66.



Figura 3.65 Equipo para el amasado. (SÁNCHEZ, 2007)



Figura 3.66 Cono modificado para la prueba slump test. (SÁNCHEZ, 2007)



Figura 3.67 Ejemplo de una prueba slump test (SÁNCHEZ, 2007)

De acuerdo con SÁNCHEZ (2007), los parámetros recopilados para cada serie de ensayos son:

- **V_E (ml):** volumen de espuma añadido a la muestra de terreno en cada escalón de la serie.
- **ΣV_E (ml):** volumen acumulado de espuma añadido a la muestra de terreno en cada escalón de la serie.
- **M_E (g):** masa de espuma generada según los parámetros (FER, FIR) del escalón correspondiente de la serie, medida en gramos.
- **V'_E (ml):** volumen de espuma generado según los parámetros (FER, FIR) del escalón correspondiente de la serie, medido en mililitros.
- **FER:** tasa de expansión de la espuma generada para el escalón correspondiente de la serie, adimensional.
- **FIR (%):** tasa de tratamiento del terreno considerada para el escalón correspondiente de la serie, expresada como tanto por ciento.
- **ΔW_i (ml):** aumento de humedad experimentado en la muestra i para cada escalón de la serie como resultado del acondicionamiento, expresado en mililitros.
- **ΔW_i (%):** aumento de humedad experimentado en la muestra i para cada escalón de la serie como resultado del acondicionamiento, expresado en tanto por ciento sobre peso.

- **W_i TOT (%)**: humedad total existente en la muestra *i* para cada escalón de la serie como resultado del acondicionamiento, expresado en tanto por ciento sobre peso.
- **% LÍM. SAT. _i (%)**: porcentaje sobre el límite de saturación alcanzado para la muestra *i* en cada escalón de la serie como resultado del acondicionamiento, expresado en tanto por ciento sobre el valor del límite de saturación
- **I (A)**: intensidad eléctrica registrada durante el amasado de la muestra *i* en cada escalón de la serie, medido en Amperios.

B. PRUEBAS DE PERMEABILIDAD

Se realizan posteriormente ensayos de permeabilidad para aquellas muestras que logran el acondicionamiento adecuado.

Estas pruebas de permeabilidad se realizan empleando un filtro prensa en el que se introduce la cantidad de muestra necesaria y se hace pasar a través de él un caudal conocido de agua. El tiempo del ensayo se controla igualmente y la cantidad de agua que pasa a través de la muestra se recoge en una probeta, de modo que se conoce el volumen de agua que atraviesa la muestra. Mediante los resultados de esta prueba se pueden realizar comparativas junto con los resultados de las muestras de suelo o los ensayos in situ y tener una idea de la reducción de la permeabilidad por el acondicionamiento.



Figura 3.68 Equipo empleado para pruebas de permeabilidad en suelo acondicionado. (SÁNCHEZ, 2007)

C. PRUEBA DE DESGASTE

Para concluir si el acondicionamiento seleccionado ayuda en realidad a reducir tanto el desgaste de las partes metálicas de las máquinas como la fricción del lodo, existe un dispositivo de prueba en laboratorio, donde un disco se gira dentro del suelo a una velocidad constante mediante un proceso y un tiempo predefinido desarrollado. El control del desgaste se lleva a cabo mediante la medición de la pérdida de material del disco de prueba (hecho de latón o aluminio) o la herramienta de corte dispuesta para la prueba. Además, se mide el par aplicado tanto antes como después de la prueba.

Este procedimiento de prueba ha demostrado ser factible y permitir una buena comparación entre diferentes conjuntos de acondicionamiento.



Figura 3.69 Máquina de la Prueba de desgaste. (PEILA, 2007)

D. SIMULACIÓN DE EXTRACCIÓN DE LA REZAGA POR EL TORNILLO SINFÍN

La simulación de extracción de la rezaga permite evaluar la idoneidad de los materiales acondicionados para ser extraídos de una cámara bajo presión a través de un tornillo sinfín.

El prototipo de dispositivo de laboratorio como el de Peila et al. (2007) es un modelo a escala 1:10 de un tornillo sinfín de una EPB. El dispositivo fue diseñado para permitir realizar una prueba de laboratorio en el que pudiera manejarse una muestra de terreno a ser excavado, pero también para analizar suelos con partículas relativamente grandes (hasta 20 mm).

El dispositivo está conformado por un tanque de 800 mm de altura con un diámetro interno nominal de 600 mm que se llena de suelo acondicionado. Una placa de aluminio, conectada a un gato hidráulico, con una carrera de 500 mm, aplica una presión nominal al tanque de hasta 2 MPa, que es el valor que se puede encontrar en varios túneles urbanos a una profundidad de 10-20 metro. Un tornillo sinfín de 1500 mm de largo está acoplado al tanque con una inclinación hacia arriba de 30 °.

El diámetro del cilindro del tornillo es de 168 mm, las hélices tienen un diámetro de 100 mm y el eje del tornillo tiene un diámetro de 60 mm.

El dispositivo creado por Peila et al., (2007) fue equipado con sensores como los que se muestran en la figura. 3.71: tres celdas de presión total para medir la tensión normal total aplicada a lo largo de la caja del transportador de tornillo. Las celdas están separadas 250 mm y la primera celda tiene una distancia de 430 mm del tanque; un medidor de torque, en línea con el eje del tornillo, para medir el torque transferido desde el motor; un transductor de alambre de desplazamiento para controlar el movimiento de la placa superior; dos celdas de presión total, para medir la carga debajo de la placa superior y en el fondo del tanque.

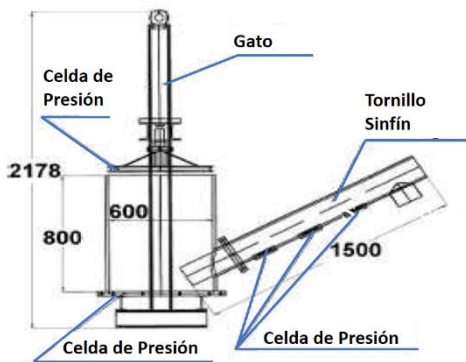


Figura 3.70 Dispositivo experimental de extracción de la rezaga por tornillo sinfín. (PEILA, 2007)

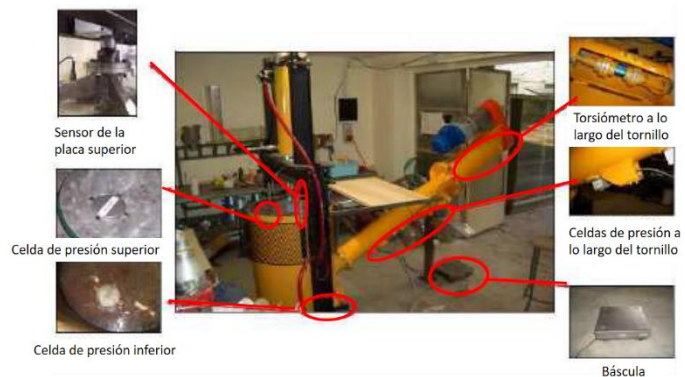


Figura 3.71 Sensor y celdas de medición instalados en el dispositivo de Peila et Al. 2007. (PEILA, 2007)

La espuma utilizada para el acondicionamiento del suelo se obtiene de un generador de espuma industrial adaptado para fines de laboratorio.

Esencialmente la prueba permite verificar la eficiencia de los parámetros de acondicionamiento del suelo encontrados durante la prueba "Slump Test" en una mayor escala y con un procedimiento más cercano a la acción real de una máquina EPB.

Se considera que el suelo está acondicionado correctamente si el transportador de tornillo puede extraer tierra constantemente y las presiones registradas a lo largo del tornillo disminuyen regularmente desde la celda más cercana a la cámara hasta la última.

PROCEDIMIENTO

La muestra de suelo se prepara mezclando espuma, agua y suelo en un mezclador de concreto. El suelo acondicionado se vierte en el tanque. Esta operación se repite hasta que el tanque esté lleno (aproximadamente 350 kg de suelo acondicionado). La placa superior se coloca y se empuja hacia abajo por el gato para alcanzar la presión de prueba.

Luego se inicia el giro del tornillo sinfín y el material transportado se recoge y se pesa en la salida de descarga. Durante la extracción del material, la placa superior se mueve hacia abajo para mantener constante la presión en el tanque.

El caso de estudio seleccionado es el tramo 6 del TEO (Túnel Emisor Oriente). La obra se ha seleccionado por su complejidad y relevancia, además, por ser un caso reciente de excavación mediante EPB. Se ha seleccionado sólo un tramo debido a la magnitud de la obra, en particular ha sido el tramo 6 por la disposición de la información para el análisis.

4.1 INFORMACIÓN GENERAL DE LA OBRA

El Túnel Emisor Oriente (TEO) es un proyecto con el objeto de satisfacer la insuficiencia del antiguo sistema de desalajo de aguas residuales y pluviales del Valle de México. El TEO tendrá una capacidad de desalajo de aguas negras de 150 m³/s, el sistema actual de drenaje profundo de la Ciudad de México tiene una capacidad de 195 m³/s por lo que una vez puesto en operación el TEO, la capacidad total de drenaje de la Ciudad de México será de 345 m³/s. Así pues, el TEO trabajará conjuntamente con el Emisor Central en temporada de lluvias, abatiendo el riesgo de inundación en la ciudad y dando seguridad a 20 millones de personas. En temporadas secas, se cerrarán alternadamente el TEO y el Emisor Central para mantenimiento.

Al ser concebida como una obra de emergencia en el año 2007 por el Gobierno Federal y quedando a cargo de CONAGUA, el consorcio Constructora Mexicana de Infraestructura Subterránea, S.A. de C.V. (COMISSA) se consolidó como la contratista encargada de la realización de estos trabajos. COMISSA se conformó por 5 empresas mexicanas: Ingenieros Civiles Asociados S.A. de C.V. (ICA), CARSO Infraestructura y Construcción S.A. de C.V., Construcciones y Trituraciones, S.A. DE C.V. (COTRISA), Constructora Estrella S.A. DE C.V. y Lombardo Construcciones, S.A. DE C.V.

El TEO representa uno de los más grandes desafíos en los últimos años para la ingeniería mexicana; y es uno de los más importantes proyectos subterráneos en el mundo debido a su magnitud y a la compleja geología del valle de México.

La longitud total del TEO de 63 km, ha sido excavada en su totalidad por 6 tuneladoras tipo EPB (3 de marca Robbins y 3 de marca Herrenknecht). Este túnel tiene un diámetro exterior de 8.4 m de la lumbrera L-00 a la L-10 (21 km) y 8.6 m en el resto del túnel (de la lumbrera L-10 al portal de salida); el diámetro interior para todo el TEO es de 7m y su estructura está compuesta por un revestimiento primario formado por anillos de

dovelas y un revestimiento secundario de concreto reforzado colado in situ. Para el tramo de la lumbrera L-00 a la L-10 ambos revestimientos son de 0.35m de espesor y para el tramo de la lumbrera L-10 al portal de salida, ambos de 0.40m de espesor.

Esta obra inicia en la Ciudad de México, pasando por el Estado de México en nueve municipios (Ecatepec, Coalco, Tecámac, Tonanitla, Nextlalpan, Jaltenco, Zumpango, Teoloyucan y Huehuetoca), pasando por Tepeji del Río de Ocampo en el Estado de Hidalgo y concluyendo en la planta de tratamiento de aguas en Atotonilco, también Estado de Hidalgo. Este factor hace que también los aspectos político y social tengan un peso importante en la complejidad de la obra.

El TEO tiene un total de 24 lumbreras y un portal de salida. El túnel inicia en la intersección de las Av. Gran Canal y Río de los Remedios, enseguida corre casi paralelo a la margen izquierda del Gran Canal con dirección Norte-Oriente aproximadamente 10 km; luego cambia su dirección hacia el Norte-Poniente por la margen derecha del Gran Canal y cruza los municipios de Ecatepec, Coalco, Tecámac, Tonanitla y Nextlalpan a lo largo de otros 20 km. A partir de ahí se separa del Gran Canal, pasa al poniente de la laguna de Zumpango y cruza los municipios de Jaltenco, Teoloyucan y Zumpango por 15 km más; después sigue por la margen derecha del Tajo de Nonchistongo, atraviesa el municipio de Huehuetoca y finalmente cruza en el estado de Hidalgo los municipios de Tepeji del Río de Ocampo y Atotonilco de Tula, hasta llegar al Portal de salida en la planta de tratamiento “Atotonilco”, en el municipio Atotonilco de Tula, Estado de Hidalgo. El portal de salida se ubica paralelo a la desembocadura actual del Emisor Central en el Río El Salto, Estado de Hidalgo.

Para su construcción, el TEO se ha dividido en seis tramos de aproximadamente 10 km cada uno.

- Tramo 1: de la lumbrera L-00 a la lumbrera L-05
- Tramo 2: de la lumbrera L-05 a la lumbrera L-10
- Tramo 3: de la lumbrera L-10 a la lumbrera L-13
- Tramo 4: de la lumbrera L-13 a la lumbrera L-17
- Tramo 5: de la lumbrera L-17 a la lumbrera L-20
- Tramo 6: de la lumbrera L-20 al portal de salida (PS)

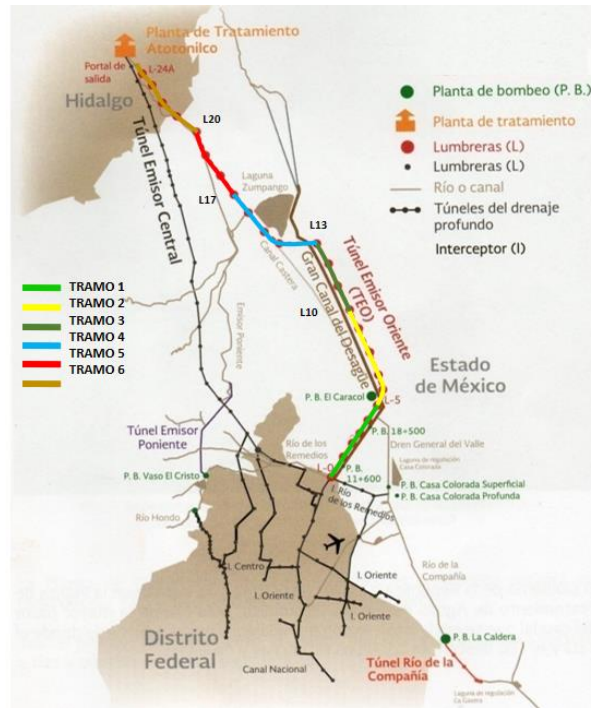


Figura 4.1 Trazo del TEO. (Cortesía COMISSA)

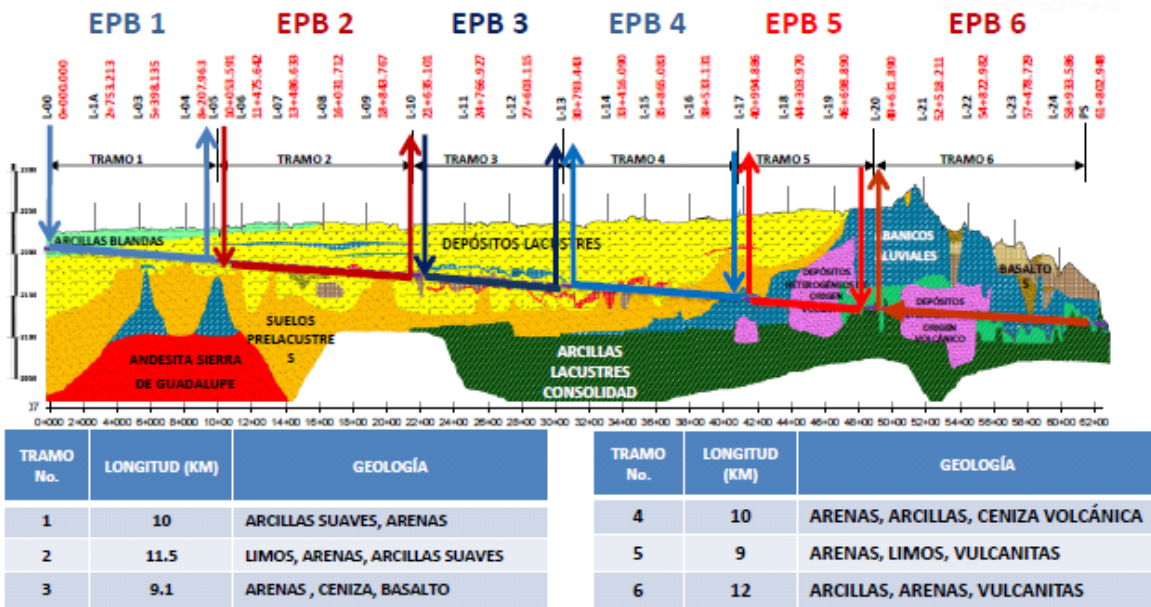


Figura 4.2 Perfil geológico del TEO con la división de tramos y lumbreras. (Cortesía COMISSA)

4.2 TRAMO 6

Los estudios geológicos, geohidrológicos y geotécnicos desarrollados para el tramo 6 del Proyecto Ejecutivo en su versión original, que comprende desde la lumbrera L-20 hasta el Portal de Salida, confirmaron la presencia de materiales por excavar cuya estratigrafía y propiedades geotécnicas, complejas y heterogéneas, podían afectar el buen desempeño de la máquina tunelera, además de presentar un riesgo de daño significativo en sus herramientas de corte.

Por lo anterior y para mejorar el desempeño de la tuneladora, se propuso modificar el trazo original del proyecto ejecutivo en el tramo 6; es decir, a partir de la Lumbrera L-20 y hasta el Portal de salida, desviándolo hacia el poniente, para alejarlo de los materiales de estratigrafía y propiedades desfavorables y acercándolo hacia los materiales competentes de la formación Taximay que por experiencia han mostrado un mejor comportamiento. Este nuevo trazo alternativo denominado Tramo 6A tiene una longitud aproximada de 12 km y comprende las lumbreras L-20, L-21A, L-22, L-23A, L-24A y el portal de salida.

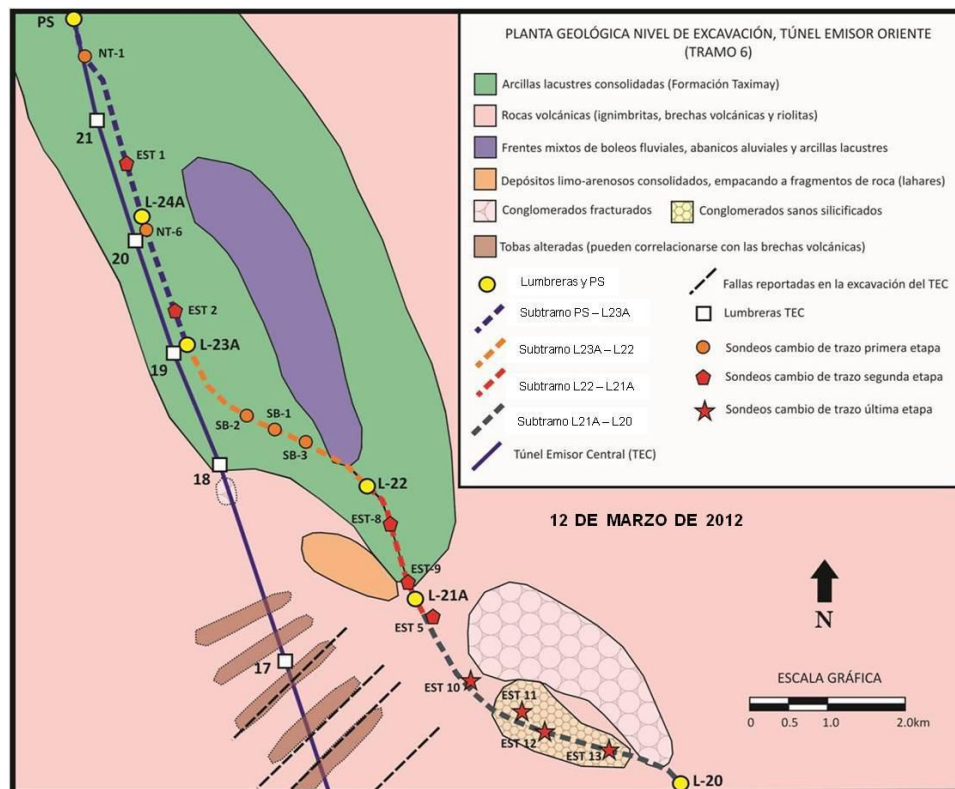


Figura 4.3 Trazo modificado definitivo del tramo 6 del TEO. (Cortesía COMISSA)

4.2.1 INFORMACIÓN GEOMÉTRICA

Túnel en la Lumbrera L-20. El eje del túnel está a 141.458 m de profundidad y tiene un diámetro exterior de 8.6 m. Por lo tanto, sus niveles superior (clave) e inferior (cubeta) del túnel se ubican a profundidades de 137.15m y 145.75m respectivamente.

Túnel en la Lumbrera L-21A. El eje del túnel se sitúa a 100.12 m de profundidad, con un diámetro exterior de 8.6 m. Por lo tanto, sus niveles superior (clave) e inferior (cubeta) del túnel se localizan a las profundidades de 95.82 m y 104.42 m, respectivamente.

Túnel en la Lumbrera L-22. El eje del túnel se sitúa a 103.11m de profundidad, con un radio diámetro exterior de 8.6 m. Por lo tanto, sus niveles superior (clave) e inferior (cubeta) del túnel se localizan a las profundidades de 98.81m y 107.41m, respectivamente.

Túnel en la Lumbrera L-23A. El eje del túnel se sitúa a 108.91m de profundidad, con un diámetro exterior de 8.6 m. Por lo tanto, sus niveles superior (clave) e inferior (cubeta) del túnel se localizan a las profundidades de 104.61 m y 113.21 m, respectivamente.

Túnel en la Lumbrera L-24A. El eje del túnel se sitúa a 71.24m de profundidad, con un diámetro exterior de 8.6 m. Por lo tanto, sus niveles superior (clave) e inferior (cubeta) del túnel se localizan a las profundidades de 66.94 m y 75.54 m, respectivamente.

Túnel en el Portal de Salida. El eje del túnel se sitúa a 9.6m de profundidad, con un diámetro de exterior 8.6 m. Por lo tanto, sus niveles superior (clave) e inferior (cubeta) del túnel se localizan a las profundidades de 5.3 m y 13.9 m, respectivamente.

4.2.2 GEOLOGÍA

En la figura 4.4 se presenta el perfil geológico del tramo 6A, donde se observa que al inicio del tramo entre las lumbreras L-20 y L-21A, y a la profundidad del túnel, se presenta una formación vulcanitas Huehuetoca, posteriormente se encuentra la formación Taximay superior y en un tramo pequeño la Taximay inferior.

La formación Taximay es principalmente de origen lacustre, se le asigna el Plioceno medio, tiempo en el que abundaron numerosos lagos extensos, aunque someros, en el Eje volcánico Transmexicano. La Taximay contiene secuencias alternantes de arcilla, arcillas limosas y limos arenosos finamente estratificadas y consolidadas, también contiene capas de pómez fina o granular. Los ensayos de compresión no confinada llevados a cabo en estos materiales reportan valores de resistencia última entre 1000 kPa y 3000 kPa. En cuanto al contenido de agua se encontró un valor de 38% y permeabilidad de 10^{-7} cm/s.

Por otra parte, la formación vulcanitas Huehuetoca está formada por lavas fracturadas permeables del plioceno superior con depósitos piroclásticos y horizontales de conglomerados, brechas volcánicas y fragmentos de rocas de basalto, andesita e ignimbrita empacados en una matriz limo-arenosa. Debido a la presencia de fragmentos de rocas sueltas empacadas en suelos finos, las máquinas tuneleras tendrían problemas tanto en las actividades de ataque del frente como en la rezaga. De acuerdo con la información geológica, la zona donde se ubica la formación vulcanitas Huehuetoca marca una discontinuidad geológica debida a la presencia de una fosa. Los resultados de los estudios en esta formación indicaron la presencia de vulcanitas y conglomerados competentes (RQD mayor de 70%), 27.31 kg/cm² en tensión brasileña, de baja permeabilidad (3×10^{-5} cm/s) en la mayoría del trayecto rocoso, excepto en los contactos con la formación Taximay, donde la permeabilidad, controlada por las fallas, resulta ser más fracturada y permeable. Sin embargo, luego de obtener los datos anteriores, el Panel de Expertos sugirió calcular la permeabilidad de la masa rocosa con base en los gastos obtenidos en los pozos de bombeo PB-03 (2 l/s) y PB-01 (35 l/s) para compararlas con los obtenidos con las pruebas Lugeon. La abrasividad de la roca resultó ser baja o moderada (con índice de abrasividad CERCHAR menor a 1.5). Se confirmó además la magnitud de la carga hidráulica en el trayecto con un valor cerca de 5.5 bares.

En la figura 4.4 también podemos observar el perfil geológico del tramo 6 del TEO. En color rojo encontramos las líneas del trazo del túnel, al lado izquierdo la lumbrera 20 y del lado derecho el portal de salida. Podemos observar también, que el trazo del túnel atraviesa en color verde oscuro la formación Taximay inferior en algunas zonas, sobre todo al inicio y el final del tramo; en color verde claro la formación Taximay superior en casi toda la excavación desde el portal de salida hasta la lumbrera 21A; en color rosa se distingue la formación Vulcanitas de Huehuetoca entre las lumbreras 20 y 21A (aproximadamente 4 km). Aunque el trazo del túnel no atraviesa los Abanicos Aluviales, identificados en color azul, es importante mencionarlos debido a que fueron encontrados al atravesar fallas geológicas a lo largo del tramo por decenas de metros; estos abanicos aluviales estaban formados por conglomerados, fragmentos de roca y boleos sueltos en matriz de arena suelta (depósitos fluvio-aluviales) con alta permeabilidad y carga hidráulica de 5 bares.

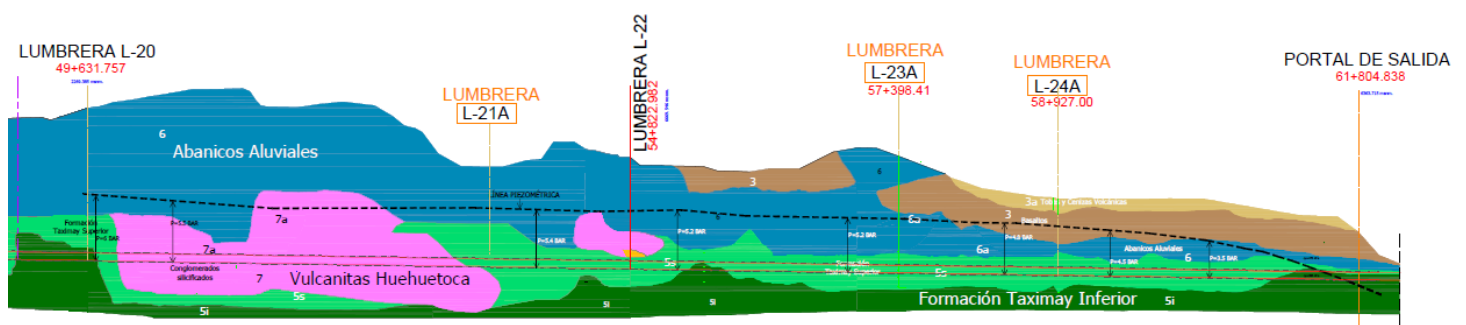


Figura 4.4 Se muestra el perfil geológico de excavación del tramo 6.

4.2.3 MÁQUINAS TUNELERAS EMPLEADAS

Para el tramo 6 de aproximadamente 12 km, se emplearon dos máquinas tuneleras, S-519 y S-497, de tipo EPB de la marca Herrenknecht, aunque la segunda en realidad fue modificada para quedar como una TBM Modo Dual EPB-Roca.

La EPB S-519 trabajó en modo cerrado desde el portal de salida hasta la lumbrera L-21A, la TBM Dual S-497 trabajó desde la lumbrera L-21A hasta la lumbrera L-20 en modo abierto.

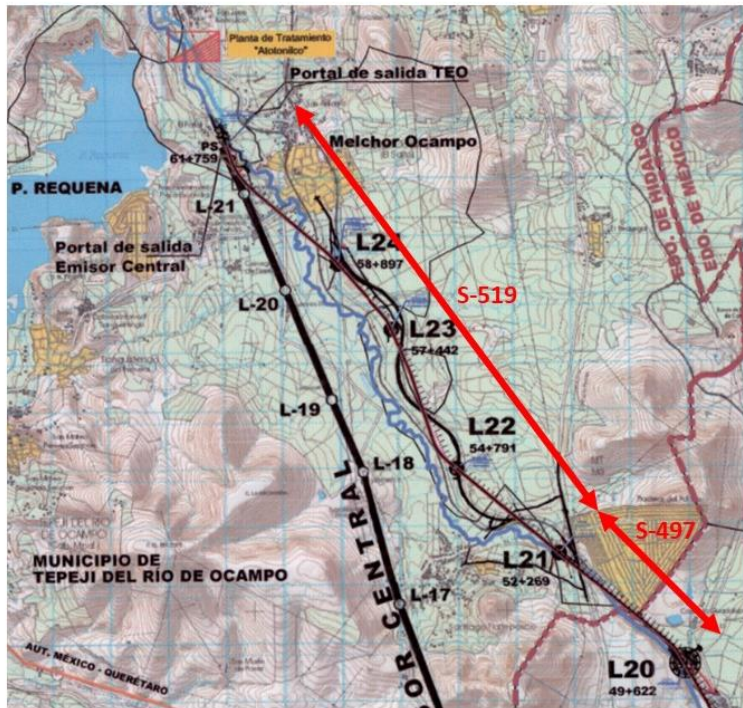


Figura 4.5 Operación de las máquinas tuneleras en el tramo 6.

4.2.3.1 EPB HERRENKNECHT S-519:

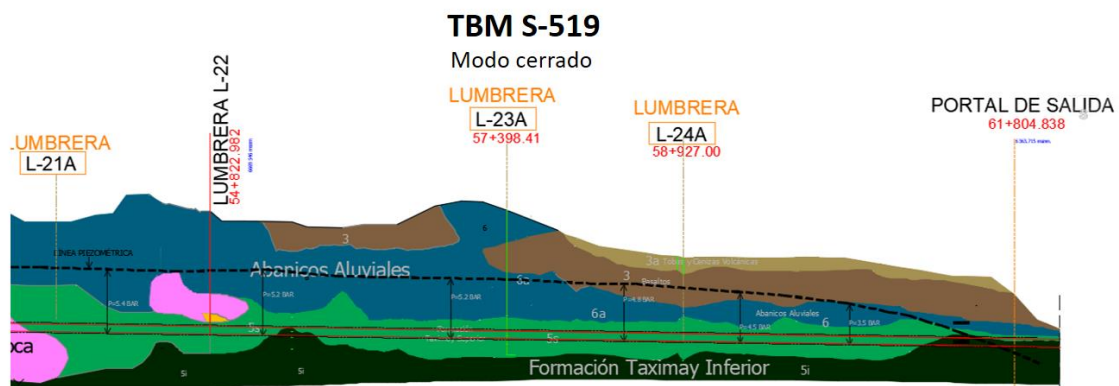
Esta máquina excavó dentro de la formación Taximay (ver figura 4.6), encontrando en su paso algunas fallas de unas decenas de metros donde se encontraba material de los Abanicos Aluviales. El modo de operación fue siempre en modo cerrado rezagando por el tornillo sinfín, bandas transportadoras y equipo de carga de cangilones. Los avances mensuales registrados de excavación fueron buenos, del orden de 305 m/mes en la Taximay.

La rueda de corte de esta EPB contaba con 6 puntos de inyección de acondicionamiento y tenía dispuestas como herramientas de corte: Discos, cubetas (en las dos direcciones de giro) y rascadores.

Algunos datos sobre los diámetros de la EPB S-519, se muestran a continuación:

- Diámetro de excavación: 8930 mm
- Escudo delantero 8890 mm
- Escudo intermedio 8875 mm
- Escudo de cola 8760 mm (170 mm menos diámetro exc.)
- Dovela 8600 mm (330 menos diámetro de exc.)

La EPB S-519 terminó de excavar en el tramo 6 en febrero del 2016, se desarmó y se llevó a la lumbreira 17 para excavar hacia la 18 después de ser reacondicionada.



Excavación en Formación Taximay Superior e Inferior

Figura 4.6 Geología atravesada por la EPB 519.



Figura 4.7 Rueda de corte de la EPB 519. (Cortesía de COMISSA)

4.2.3.2 EPB (dual) HERRENKNECHT S-497:

Esta EPB fue modificada a modo dual, tuvo un muy buen desempeño al excavar en roca en modo abierto con un promedio de 10-11 anillos por día. El consumo de cortadores fue bastante bajo y con un comportamiento general de la máquina muy bueno.

Esta máquina operó durante todo su tramo de excavación en modo abierto con la banda transportadora y la cabeza de corte en giro unidireccional.

La S-497 terminó de ensamblarse en sitio en agosto de 2016 y terminó de excavar a mediados de 2018.

Algunas dimensiones de los diámetros de esta máquina se muestran a continuación.

- Diámetro de excavación 8930 mm
- Escudo delantero 8890 mm
- Escudo intermedio 8875 mm
- Escudo de cola 8760 mm (170 mm menos diámetro exc.)
- Dovela 8600 mm (330 menos diámetro de exc.)

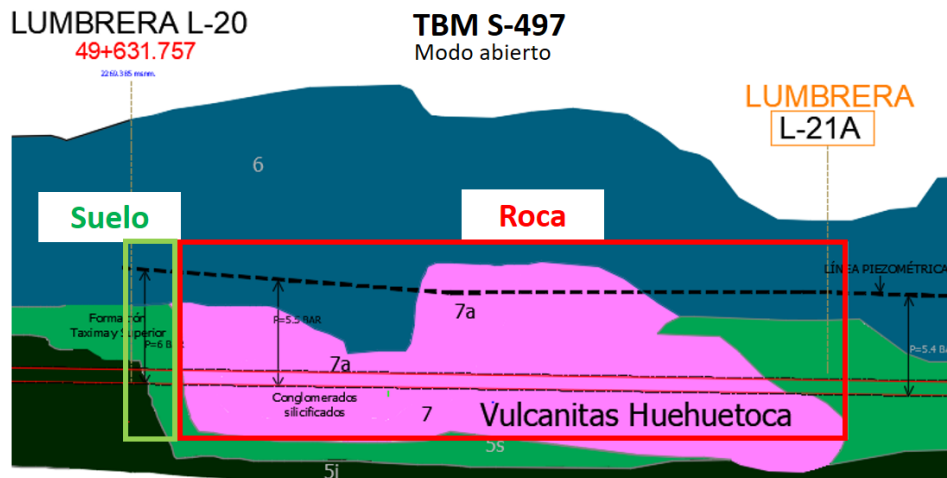
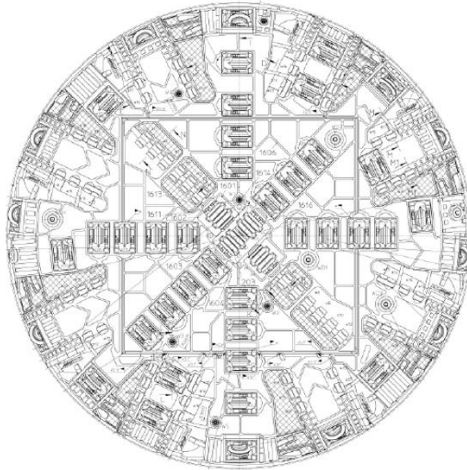


Figura 4.8 Geología atravesada por la TBM 497.

MODO ROCA



MODO EPB

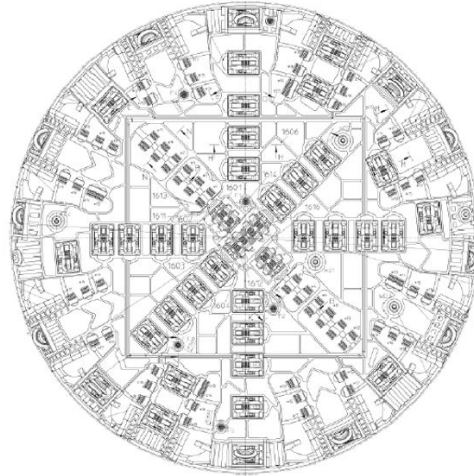


Figura 4.9 Rueda de corte en sus dos modos de operación; Roca del lado izquierdo (con discos de corte) y EPB del lado derecho (con discos y rippers). (Cortesía COMISSA)

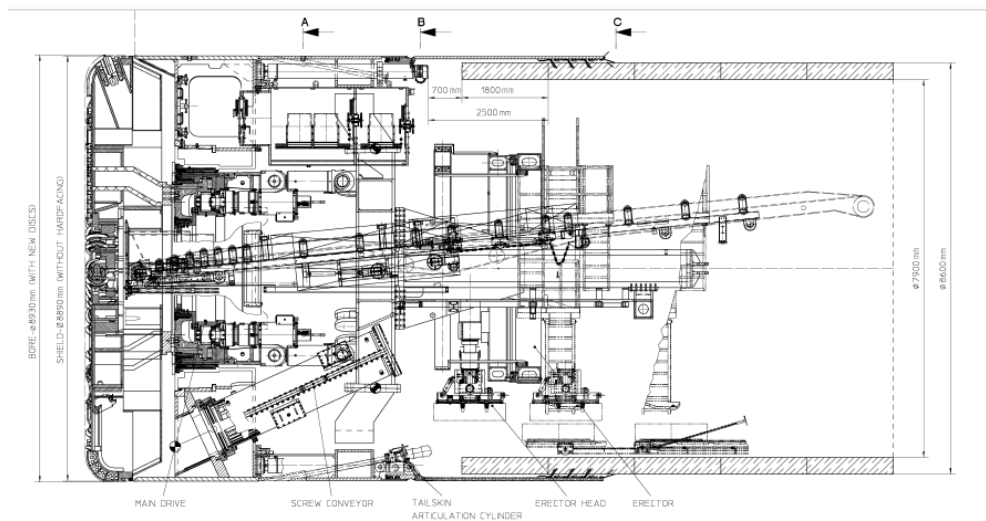


Figura 4.10 Perfil de la máquina S-497, operación en modo abierto, mediante bandas. (Cortesía COMISSA)

4.2.4 ACONDICIONAMIENTO

4.2.4.1 LABORATORIO

En México aún no existen laboratorios especializados en el acondicionamiento del terreno para la excavación por medio de máquinas tuneleras tipo EPB, por lo que, en acuerdo con la empresa MAPEI (proveedores de productos para acondicionamiento) se llevaron muestras de suelo a Italia, al Politécnico de Turín, a fin de realizar algunos ensayos. A partir de los resultados obtenidos de los ensayos en laboratorio, se logró plantear una propuesta para de acondicionamiento del terreno a excavar en el tramo 6 del TEO.

La prueba para la generación de espumas en este laboratorio se realizó por el método de “generador de espumas a escala”, como el descrito en el apartado 3.3.4.1 A y mostrado en la figura 4.11, esta máquina permite colocar la concentración de agente espumante en agua, el caudal líquido (agua + agente) junto con el caudal de aire crea entonces la espuma con las propiedades solicitadas. Enseguida, la espuma generada es agregada a la muestra de suelo en una mezcladora durante algunos minutos. La consistencia adecuada del material acondicionado es comprobada por medio de una prueba de estabilidad “slump test”.



Figura 4.11 Generador de espumas empleado en el Politécnico de Turín y sus componentes. (Cortesía COMISSA)

De acuerdo al reporte de laboratorio, las muestras de material enviadas desde México eran principalmente arcillas y arcillas sobreconsolidadas. A primera impresión, el principal problema planteado con este material al excavar con una TBM tipo EPB sería la presencia de algunos bloques bastante duros y cohesivos de arcillas sobreconsolidadas. Por lo que el material en su estado natural, sería imposible de excavar con una EPB. Las grandes piezas de arcilla extremadamente compactas tenían una muy baja permeabilidad y presentarían mucha dificultad para ser acondicionadas. Además, la pegajosidad de la arcilla representaría un gran problema en el ciclo de excavación.



Figura 4.12 Muestra de suelo enviada al laboratorio de Turín. (Cortesía de COMISSA)



Figura 4.13 Se observa la pegajosidad de la arcilla en superficies metálicas. (Cortesía de COMISSA)



Figura 4.14 Ejemplo de grumos duros y cohesivos formados en la arcilla. (Cortesía de COMISSA)

Para encontrar la solución al acondicionamiento adecuado para este suelo se realizaron dos pruebas empleando productos diferentes.

a) Primera prueba

En la primera prueba se agregó una cantidad de espuma con las siguientes características:

- $C_{AE}=2\%$ (Tasa de concentración)
- $FER = 8$ (Tasa de expansión)
- $FIR=20\%$ (Tasa de tratamiento)

Tipo de agente espumante: De acuerdo al tipo de suelo a excavar, se empleó el Polyfoamer FL (MAPEI) para esta primera prueba. Este es un agente espumante de alto rendimiento a base de tensoactivos aniónicos, combinado con un agente dispersante natural que genera una espuma de alta resistencia con propiedades lubricantes. Este agente es compatible con diversos tipos de suelo y agua, pero en particular, es útil en presencia de suelos ricos en arcilla, actuando como desestructurante y previniendo atascamientos y bloqueos. Además, este producto puede ayudar en la excavación de túneles en terrenos fracturados o en condiciones extremadamente permeables. Este producto puede ayudar a reducir la fricción entre las partículas de suelo y la rueda de corte, minimizando el desgaste en las herramientas y en la propia rueda. El desempeño de la máquina también puede ser mejorado respecto al uso de energía al tener un material más manejable, mejorando la eficiencia de la máquina.

La concentración establecida en el generador de espuma (2%) es un valor normalizado para el agente espumante probado.

Como resultado de la primera prueba, se llegó a la conclusión que la adición de dicha solución espumante fue útil para mejorar la consistencia del material a excavar, pero parecía no ser suficiente.

b) Segunda prueba

Una segunda prueba se realizó con otra muestra de suelo natural, a esta muestra se le adicionó un polímero.

Polímero utilizado: Mapedrill M3 (Mapei), que es un polímero sintético en forma líquida. De acuerdo con su información técnica, este polímero tiene un efecto estabilizador en terrenos para ser excavados con escudos mecanizados, con un efecto lubricante capaz de reducir los pares y el desgaste.

Este polímero tiene la propiedad de alta absorción, lo que disminuye la fluidez del suelo donde se inyecta. Una vez que el polímero ha absorbido el agua, estos sólo pueden ser separados por medios químicos. De acuerdo a su ficha técnica, Mapedrill puede absorber hasta 200 veces su propio peso en agua, con un 60% de hidratación alcanzada en aproximadamente 5 minutos.

Este producto fue creado especialmente para aplicación en excavación de túneles por medios mecanizados y es empleado en presencia importante de agua en la excavación, dando al material excavado las características plásticas requeridas para su remoción a través del sistema de rezagado.

La dosificación para este polímero fue:

- $C_{AE} = 0.5\%$
- $FIR = 20\%$

Como resultado se observó que este polímero permitía alcanzar una mejor consistencia en el material, al formarse una masa de consistencia más pastosa con la pegajosidad completamente eliminada, lo que permitiría una mejor excavación y extracción de la rezaga.



Figura 4.15 Suelo acondicionado con el polímero Mapedrill M3. (Cortesía de COMISSA)



Figura 4.16 Imagen de la cubeta empleada para el mezclado del suelo y el polímero, se observa la superficie limpia, pegajosidad eliminada. (Cortesía de COMISSA)

Con los resultados obtenidos del uso del polímero, solo fue necesario agregar un pequeño porcentaje de solución espumante para obtener un material un poco más húmedo.

Se agregó entonces el Polyfoamer FL bajo los siguientes parámetros:

- $C_{AE}=2\%$
- FER= 8%
- FIR= 20%



Figura 4.17 Muestra de suelo acondicionada con polímero Mapedrill M3 y la adición de Polyfoamer FL. (Cortesía COMISSA)

Como se observa en la figura 4.17, todavía quedaron algunos grumos de arcilla sobreconsolidada que no lograron ser acondicionados porque la espuma no pudo penetrar en ellas. Sin embargo, tales grumos quedan encerrados en la pasta acondicionada y no representan un riesgo significativo para las operaciones de EPB.

Conclusiones de las pruebas

A través de las dos pruebas realizadas en la muestra de suelo, se determinó que la mejor solución alcanzada para un correcto acondicionamiento es:

Adición de Mapedrill M3 con una dosificación:

- $C_{AE}= 0.5\%$
- FIR = 20%

Más la adición de agente espumante con Polyfoamer FL, en dosificación:

- $C_{AE}=2.0\%$
- FER=8
- FIR=20%

El uso del polímero MAPEDRILL M3 se justificó como necesario para minimizar la pegajosidad de la arcilla y para crear una pasta adecuada que no existe en el suelo natural. La espuma generada con POLYFOAMER FL se agregó para mejorar la consistencia del suelo, haciéndola más húmeda y más fácil de excavar y extraer. La inyección de espuma ayudaría a reducir el torque de la rueda de corte y el desgaste de sus herramientas. Además, la presencia de un agente dispersante en el POLYFOAMER FL mejora aún más las operaciones de EPB en suelos arcillosos, ya que ayuda a lograr un material más fluido.

El laboratorio resolvió que también como alternativa al MAPEDRILL M3, es posible lograr el mismo rendimiento con: MAPEDRILL BIO / L: polímero natural y rápidamente biodegradable, que ayuda a lubricar la rueda de corte EPB y minimizar el efecto pegajoso de la arcilla sobre las superficies metálicas. La concentración de MAPEDRILL BIO / L que podría ser necesaria para lograr un acondicionamiento adecuado del suelo puede evaluarse al 1% en volumen y volumen de agua.

La sugerencia después de encontrar los productos adecuados y su dosificación fue concentrar las mayores cantidades de flujo en las líneas que inyectan:

- La parte central de la rueda de corte, donde normalmente es más probable que tenga problemas de bloqueo.
- La parte más externa de la rueda, que cubre la distancia más larga y representa la parte de la rueda donde los problemas de abrasión son más altos.

Dentro de las recomendaciones por el laboratorio, otro punto importante a ser evaluado en el sitio de trabajo era la inyección eventual de solo agua a través de una línea. Lo cual, podría ser útil para excavar en la arcilla y reducir el consumo de agente espumante.

4.2.4.2 APLICACIÓN DEL ACONDICIONAMIENTO EN LA OBRA

Cabe mencionar que las pruebas de laboratorio se realizaron con muestras de arcillas que corresponden a la formación Taximay superior, que conforma prácticamente toda la zona de excavación desde el portal de salida hasta la lumbrera 21A.

Como se ha tratado en el apartado de geología del tramo 6 y luego de la experiencia de la excavación en este tramo, se puede dividir para hablar del acondicionamiento en tres partes: las arcillas correspondientes a las formaciones Taximay (inferior y superior); las arenas correspondientes a los Abanicos Aluviales encontrados en pequeños tramos a lo largo de la excavación entre el portal de salida y la lumbrera 21A; y las rocas de la formación Vulcanitas de Huehuetoca.

A. ACONDICIONAMIENTO EN FORMACIÓN TAXIMAY

Para las arcillas de la formación Taximay se atendieron las recomendaciones realizadas por el laboratorio de Mapei en Turín, pero además, considerando el factor económico se observó en sitio que al agregar el agente espumante sin el polímero, se obtenían buenos resultados, por lo que junto con la asesoría de la empresa proveedora de productos, se optó por acondicionar solamente con el agente espumante Polyfoamer FP, similar en características al Polyfoamer FL pero que se comercializa bajo ese nombre en Mapei México.

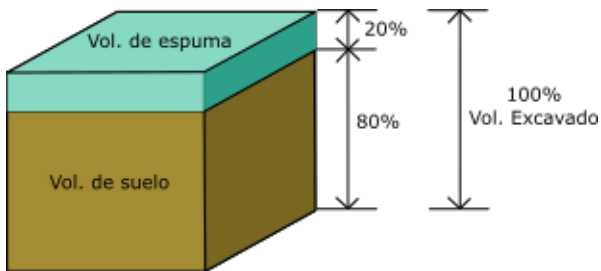
El cálculo de inyección en la máquina se realizó de la siguiente manera:

Datos:

Dosificación de agente espumante Polyfoamer FP empleado en las arcillas:

- $C_{AE}=2.0\%$ (concentración de agente tensoactivo en agua)
- $FER=8$ (volumen de espuma / volumen de solución)
- $FIR=20\%$ (volumen de espuma / volumen excavado)

Se calcula la cantidad de agente tensoactivo para un metro de avance. Conociendo el diámetro de excavación de 8.93 m y que el volumen de excavación por metro lineal de avance con la TBM es de 62.07 m³, tenemos:



$$FIR = \frac{100\% \times \text{Volumen de espuma}}{\text{Volumen excavado}}$$

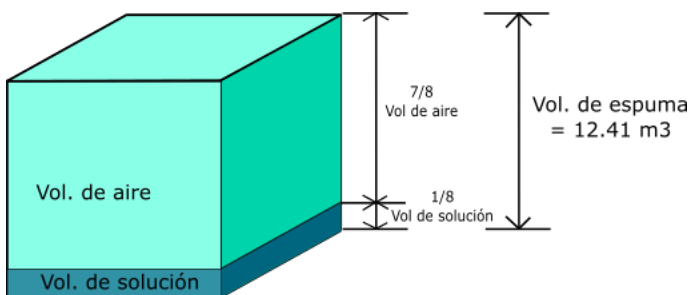
$$20\% = \frac{100\% \times \text{Volumen de espuma}}{62.07 \text{ m}^3}$$

$$\text{Volumen de espuma} = 0.2 (62.07 \text{ m}^3) = \mathbf{12.41 \text{ m}^3}$$

Posteriormente tenemos:

$$FER = 8$$

Espuma = Solución (agua + agente tensoactivo) + aire

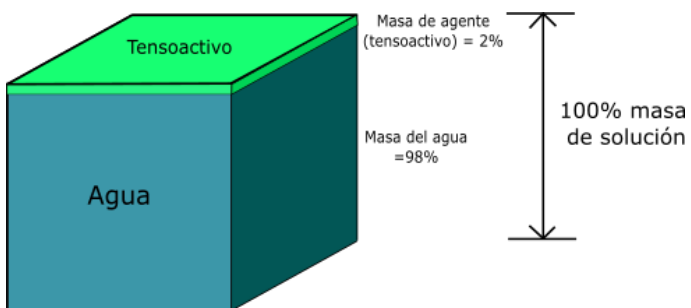


$$FER = \frac{\text{Volumen de espuma}}{\text{Volumen de solución}}$$

$$8 = \frac{12.41 \text{ m}^3}{\text{Volumen de solución}}$$

$$\text{Volumen de solución} = \frac{12.41 \text{ m}^3}{8} = \mathbf{1.55 \text{ m}^3}$$

Finalmente, por medio de la ecuación de concentración tenemos:



- Densidad del agua = 1000 kg/m^3
- Densidad del agente tensoactivo = 1040 kg/m^3

$$\text{Densidad de la solución} = \frac{(0.98) \left(1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) + (0.02) \left(1040 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right)}{0.98 + 0.02} = 1000.8 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{masa de la solución} = (1.55 \text{ m}^3) \left(1000.8 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) = 1551.24 \text{ kg}$$

$$C_{AE} = \frac{100 \times \text{masa del tensoactivo}}{\text{masa de la solución espumante}}$$

$$2 = \frac{100 \times \text{masa del tensoactivo}}{(1551.24 \text{ kg})}$$

$$\text{masa del tensoactivo} = \frac{(2)(1551.24 \text{ kg})}{100} = 31.02 \text{ kg}$$

Es decir que por cada metro de avance de excavación se necesitan 31.02 kg

$$\text{Cantidad de tensoactivo por m}^3 \text{ de avance} = \frac{31.02 \text{ kg}}{62.07 \text{ m}^3} = 0.5 \text{ kg/m}^3$$

De acuerdo con los reportes de control de procesos correspondientes al tramo 6, particularmente del portal de salida a la lumbrera L-21A; se identifica que se establecieron como valor alto de FIR mayores a 60% y valores de FER bajos entre 7 y 10, y altos entre 14 y 20. Además, se observa que en realidad se registraron niveles de FIR elevados, con valores de 70-77% y con algunos picos de hasta 88%, sin embargo, estos valores fueron necesarios para controlar la pegajosidad del material. En lo que respecta al FER se mantuvo alrededor de 6 con picos de 8. El registro de los parámetros de acondicionamiento empezó realizarse a partir de 1.8 km de avance, por lo que anterior a esto no ha sido posible estudiar su comportamiento.

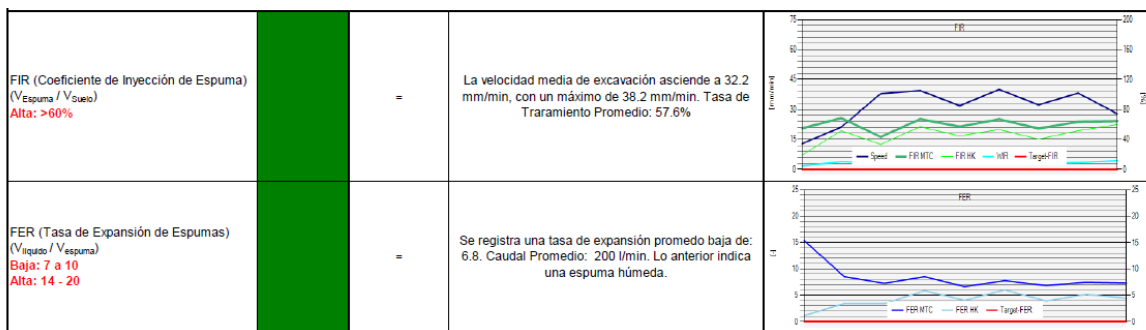


Figura 4.18 Ejemplo de registro de acondicionamiento en una tabla de reporte semanal de control de procesos (Cortesía COMISSA)

B. ACONDICIONAMIENTO EN ABANICOS ALUVIALES

La formación Taximay, excavada entre el portal de salida y la lumbrera 21A, presentaba fallas verticales persistentes que intersectan la arcillolita y se comunican con el depósito aluvial, de alta permeabilidad y con carga hidráulica de 5 bares. Sin embargo, las fallas eran relativamente angostas, de apenas unas decenas de metros, y espaciadas a cientos de metros a lo largo de la excavación.

Para este material no se habían realizado pruebas de acondicionamiento laboratorio, pero se conocía a través de la segunda prueba en las arcillas en el laboratorio de Turín que Polímero Mapedrill M3 había presentado grandes resultados como absorbente por lo que se optó por probar este producto, aunque en México con el nombre de Mapedrill SA1. Se determinó que el polímero necesitaba inyectarse a la cámara cerca de la salida del tornillo sinfín, por lo que fue necesario instalar una bomba en ese punto, esto llevo a una parada prolongada, pero finalmente, esto fue suficiente para controlar el agua debida a la permeabilidad de este material y lograr la consistencia requerida para su desalojo.

La dosificación para este polímero fue:

- $C_{AE} = 0.5\%$
- $FIR = 20\%$

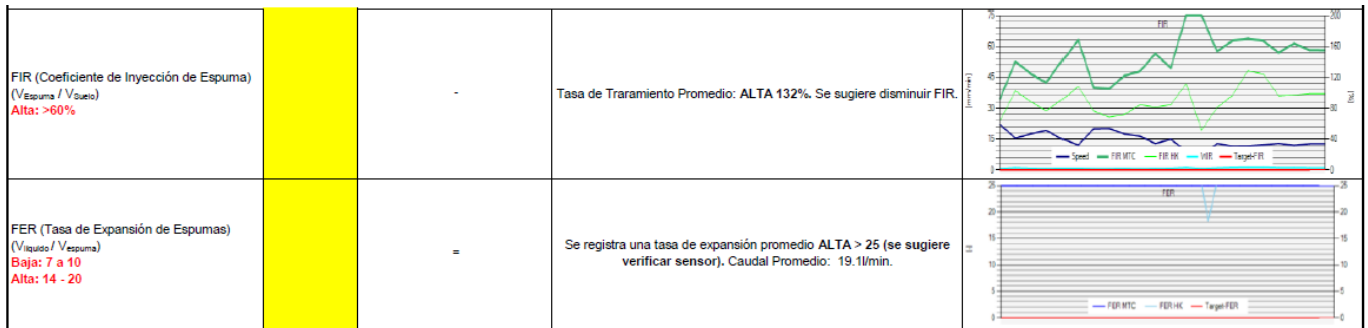


Figura 4.19 Ejemplo de registro de acondicionamiento en abanicos aluviales en una tabla de reporte semanal de control de procesos (Cortesía COMISSA)

En algunos tramos donde se encontraba la transición o zona de fallas con material de los abanicos aluviales, los rendimientos bajaron fuertemente debido a la dificultad para manejar la rezaga, gracias al acondicionamiento se pudo corregir la consistencia de la rezaga y manejar el agua que ingresaba, con esto mejoraron los rendimientos.

C. ACONDICIONAMIENTO EN FORMACIÓN VULCANITAS DE HUEHUETOCA

La formación Vulcanitas de Huehuetoca, fue identificada de la lumbrera 21A a la lumbrera 20, donde se excavaría por medio de la EPB S-497. Analizando los posibles inconvenientes que podrían presentarse en la excavación de esta formación mediante una EPB y su rendimiento, se llegó a considerar incluso excavar por medios convencionales. Finalmente se optó por adecuar la máquina y convertirla en una Dual EPB-Roca, que en sitio sería operada en su totalidad en modo abierto con la banda transportadora (sin tornillo).

Debido a la conclusión que se tendría un mayor beneficio mediante la operación de la máquina en modo abierto durante todo el tramo, se optó por no realizar acondicionamiento. El sistema de rezagado en estas condiciones presentó buenos resultados, extrayendo fragmentos de roca mayormente entre 1 y 2 pulgadas. Cabe destacar que los flujos de agua durante todo el tramo fueron bastante elevados, entre 30 y 40 l/s, sin embargo, al tener la pendiente a favor, se dejó fluir el agua hacia la lumbrera L21A y desde ahí bombearla.

En los últimos metros de excavación hacia la lumbrera 20 se entró en la formación Taximay, para ello, el Panel de Expertos sugirió la inyección de espuma seca en el frente para lubricar la rezaga, mejorar su flujo y evitar taponamientos, pero esto no se realizó.



Figura 4.20 Rezagado del material en la lumbrera 21A con gran cantidad de agua. (Cortesía de COMISSA)



Figura 4.21 Fragmentos de roca excavados en la formación Vulcanitas de Huehuetoca. (Cortesía de COMISSA)

5. CONCLUSIONES

Se concluye que la selección y diseño del acondicionamiento para la excavación del terreno existen una serie de parámetros determinantes propios del terreno que se deben estudiar en laboratorio. Los parámetros fundamentales del suelo en este proceso son: granulometría, contenido de agua, permeabilidad, densidad, contenido de carbonatos, contenido de arcillas, límites de Atterberg, pegajosidad, abrasividad y resistencia al cortante. A partir de estos parámetros se pueden realizar el ajuste de los parámetros de tratamiento mediante ensayos con generador de espumas a escala o mediante un agitador de hélices de alta velocidad, así como las pruebas “slump test” (cono) para analizar la estabilidad del suelo acondicionado. Los resultados serán útiles como parámetros de dosificación de arranque.

Desafortunadamente en México no existen laboratorios que puedan realizar pruebas para el diseño del acondicionamiento. En este caso de estudio, las muestras de suelo tuvieron que ser enviadas a Italia para determinar el tipo y parámetros de acondicionamiento (FIR, FER y C_{AE}). Sería un gran logro que, para futuros proyectos, las pruebas puedan ser realizadas en el país, a fin de tener un mejor registro y control, comparando con lo que sucede en sitio y permitiendo realizar ajustes.

De acuerdo con la revisión de los reportes de control de calidad, los valores correspondientes a los parámetros de las espumas (FIR y FER) en la excavación de las arcillas Taximay fueron considerablemente diferentes a los establecidos por el laboratorio, los cuales solamente funcionaron como valores de partida, pues la realidad en el sitio fue bastante diferente. Para lograr la consistencia y propiedades adecuadas para rezagar el material se necesitó subir el FIR hasta un 40% más en promedio del valor establecido en laboratorio; en cuanto al FER se mantuvo variable entre 4 y 8 (2 era el valor de laboratorio). En la actualidad existen relativamente pocos estudios y experiencia recabada respecto a la dosificación del acondicionamiento, el cuál prácticamente está determinado por los fabricantes. En este sentido, queda mucha experiencia por recuperar a través de los proyectos futuros que apoyen a dar bases técnicas más sólidas y certeras al momento de la selección y dosificación de espumas y polímeros.

En cuanto a la selección del acondicionamiento del terreno de excavación en el tramo 6 del TEO, podemos concluir que el procedimiento fue el correcto, pero los resultados y recomendaciones realizadas por el laboratorio de Turín para las arcillas sirvieron únicamente como valores de partida, los ajustes en dichos parámetros se realizaron controlando cualitativamente la consistencia de la rezaga en sitio. El encontrar de forma imprevista fallas con material de los abanicos aluviales llevó a complicaciones fuertes para el rezagado, pues no se esperaba cruzar esta formación, el tiempo de instalación del equipo para la inyección de los polímeros llevó a una parada prolongada de la máquina, pero al lograr acondicionar con polímero, el ciclo logró reestablecerse con normalidad.

El acondicionamiento del terreno sí juega un papel importante en la continuidad del ciclo de excavación, pues tanto el desgaste de las herramientas, el bloqueo de las ventanas en la cabeza de corte, el correcto funcionamiento del tornillo sinfín y la consistencia del material de rezaga, están íntimamente ligados al acondicionamiento y sin un control correcto de este, los tiempos para completar el ciclo de excavación pueden resultar afectados. En este caso de estudio, debido a las propiedades de los materiales a excavar, poco abrasivos, el desgaste de las herramientas no fue representativo, por lo que las intervenciones tampoco afectaron el ciclo de excavación. La pegajosidad (bloqueo de ventanas y atascos), el funcionamiento del tornillo sinfín y la consistencia del material, se pudo comprobar mediante este caso que sí se lograron controlar exitosamente en las arcillas Taximay gracias al acondicionamiento mediante espumas. En el caso de la excavación en la formación Vulcanitas de Huehuetoca, debe resaltarse que nunca se excavó en modo EPB, por lo que las condiciones del rezagado eran completamente diferentes y se pudo prescindir del acondicionamiento.

Finalmente, se concluye también que el éxito en la excavación de un túnel con EPB viene determinado por diversos factores relacionados, no puede ser atribuido específicamente de un factor aislado. Una buena campaña de exploración del terreno para lograr buenos modelos geológicos, geotécnicos y geohidrológicos es fundamental para la selección correcta de la máquina tunelera y el diseño óptimo de la rueda de corte (materiales, herramientas de corte, posición de las herramientas y diámetro de los discos). Por otro lado, el modo de operación de la EPB, el acondicionamiento y el control de procesos correcto, juegan también un papel relevante para los proyectos.

6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Herrenknecht AG (Consultada en julio, 2019):
<https://www.herrenknecht.com/en/>
- The Robbins Company (Consultada en julio, 2019):
<https://www.therobbinscompany.com/es/>
- AMITOS (2012). "Túneles en México". México.
- BUDHU, M. (2010). "SOIL. Mechanics and Foundations. 3rd Edition. John Wiley & Sons Inc. USA.
- CARSO (2013). "Challenging Conditions on Mexico's Megaproject: Pushing the Limits at the Emisor Oriente Tunnel". Presented on Seattle, Washington.
- CHAPMAN, D., MEJTE, N. Y STARK, A. (2010). « Introduction to Tunnel Construction ». CRC Press. UK.
 - FERNÁNDEZ, R. "Recomendaciones principales relativas a la operación y mantenimiento de los escudos de frente en presión de tierra"
 - MENDAÑA, F. "Escudos EPB de última generación: 15 años de experiencias en España"
 - THEWES, M. "Bentonite Slurry Shield Machines: state of art and important aspects for application".
- FERNÁNDEZ, R. (2009). "Recomendaciones principales relativas a la operación y mantenimiento de los escudos de frente en presión de tierra." Jornada Técnica: Operación y Mantenimiento de Escudos: Presente y Futuro. Madrid, España.
- GONZÁLEZ, A. (2017). Excavación de túneles en frentes mixtos mediante tuneladora EPB. UNAM. México
- GONZÁLEZ, C. (2014). "Rendimiento, desgaste y abrasividad en excavación mecanizada de túneles en terrenos heterogéneos". Tesis de Doctorado. Universitat Politecnica de Catalunya. Barcelona, España.
- GONZÁLEZ, R. (2019) "Cambio de cortadores en condiciones atmosféricas". Apuntes de clase. C.U. Ciudad de México, México.

- GUGLIELMETTI, V. ET AL. (2007) “Mechanized Tunneling in Urban Areas”. Taylor & Francis. London UK.
- HERRENKNECHT, (2013). “Basic Aspects on Underground Conditioning for The Passenger Transportation Project Interurban Train México-Toluca”.
- HERRENKNECHT, (2015). “Pioneering Underground Technologies”. Schwanau, Alemania.
- MAIDL, B., HERRENKNECHT, M., MAIDL, U. & WEHRMEYER, G. (2012). “Mechanised Shield Tunnelling”. 2nd Edición. Ernst & Sohn. Alemania.
- MAIDL TUNNELCONSULTANTS. (2014). “Túnel Emisor Oriente – Interim Report (In Situ Assistance)”
- MEYCO (2010). Tratamiento de terreno en la construcción de túneles con tuneladoras de equilibrio por presión de tierras (TBM-EPB).
- PAREDEZ, M. ET AL. (2009). “Durabilidad de los cortadores en máquinas tuneladoras tipo TBM de acuerdo a su posición en el cabezal”. Revista del Instituto de Investigaciones FIGMMG. Lima, Perú.
- PAT, FRANCISCO (2019). “Control de procesos para la excavación de túneles en frente mixto con TBM de tipo EPB”. Tesis para Maestría. UNAM, México, D.F.
- PEILA, D. & PICCHIO, A. “Influence of chemical additives used in EPB tunneling and its management”. Department of Land, Environment and Geo-Engineering. TUSC. Politecnico di Torino.
- PÉREZ, E. Y ÁLVAREZ, M. (2009) “*Jornada técnica. Operación y Mantenimiento de Escudos: Presente y Futuro*” Barcelona.
- RAMÍREZ, P. Y ALEJANO, L. (2004). “Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes.” Red DESIR, Madrid, España.
- SÁNCHEZ, I. (2007). “Propuesta de acondicionamiento en terrenos abiertos para su excavación con TBM-EPB. Nuevo túnel a la CELA. Terminal 4 Aeropuerto de Madrid-Barajas”. Tesis de Maestría. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. España.

7. BIBLIOGRAFÍA

- ITA-AITES. Construcción Mecanizada. (Consultada en mayo, 2019):
<http://tunnel.ita-aites.org/es/how-to-go-underground/construction-methods/mechanized-tunnelling>
- ITA-AITES. ¿Por qué ir subterráneo? (Consultada en abril del 2019):
<https://tunnel.ita-aites.org/es/why-go-underground>
- ITA WF MECHANIZED TUNNELING (2000). « Recommendations and Guidelines for Tunnel Boring Machines (TBMs) ». Mechanized Tunneling. ITA-AITES. (Consultada en abril 2019):
http://tunnel.ita-aites.org/media/k2/attachments/public/Recommendations_ITA_TBM.pdf
- MANUAL DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TÚNELES CARRETEROS. (2016). SCT. Capítulo 7. (Consultado en abril, 2019):
http://www.sct.gob.mx/fileadmin/DireccionesGrales/DGST/Manuales/Manual_Tuneles/CAP07.pdf
- Master Builders Solutions. BASF. (Consultado en octubre, 2019)
https://www.ugc.basf.com/en/documents/underground-tbm_brochure.pdf
- Underground Technology Construction Products (Consultada en agosto, 2019):
<https://utt.mapei.com/>

- BADILLO, J. & RICO, A. (2005). "Mecánica de suelos. Tomo 1: Fundamentos de la mecánica de suelos". LIMUSA. México, D.F.
- BORGHI, X. (2006). "Influencia del acondicionamiento del material excavado en la operación y control de las tuneladoras EPB". Kaelin Toscano. Zurich, Suiza.
- CALVA, R. (2013) "Operación del escudo EPB y un caso práctico en el tramo I del Túnel Emisor Oriente". Tesis para Especialista en Geotecnia. UNAM. México, D.F.
- GIRALDO M., ORTIZ O., BLAS, W. (2009). *Durabilidad de los cortadores en máquinas tuneladoras tipo TBM de acuerdo a su posición en el cabezal*. Revista del instituto de Investigaciones de la Facultad de Geología, Minas, Metalurgia y Ciencias Geográficas. Perú.

- HEUER, R. (1974). "Important ground parameters in soft ground tunneling." ASCE. New York, USA.
- KRAUTER, D. "Attacking Boulders" Roller Cutters in Soft Ground.
- LOMBARDO, A. & PÉREZ, J. (2013). "Excavación de frentes mixtos altamente abrasivos y su relación con los parámetros de avance de un escudo del tipo EPB. Cuarto congreso de ingeniería de túneles y obras subterráneas. México, D.F.
- LÓPEZ, C. (2011) Manual de túneles y obras subterráneas. Madrid.
- MEGAW, T and BARTLETT, J. (1981). « Tunnel. Planning, Design, Construction ». Volume 1. Ellis Horwood. Inglaterra.
- O'CARROLL, J. (2005). "Earth Pressure Balance. TBM Tunneling". Parson Brinckehoff. New York, USA.
- PAYMACOTAS. (2009) "JORNADA TÉCNICA: Operación y Mantenimiento de Escudos. Presente y Futuro". Barcelona, España.
- PONNUSWAMY, S. & JOHNSON, D. (2016). "Transportation Tunnels". Taylor & Francis. London, UK.
- REQUENA, M. (2011). "Análisis del rendimiento y parámetros de una tuneladora". Tesis de Maestría. Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona, España.
- SERRADELL, D. (2017). "Análisis de rendimientos en las diferentes etapas de excavación de un túnel en suelo firme utilizando un escudo EPB. Tesis para Maestría. UNAM. México, D.F.
- TÓTH, A., GONG, Q. & ZHAO, J. (2013). "Case of studies of TBM tunneling performance in rock-soil interface. Tunneling and Underground Space Technology.
- VALLEJO, L. (2002). "Ingeniería Geológica". Pearson-Prentice Hall. Madrid, España.