



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL – TÚNELES Y OBRAS SUBTERRÁNEAS

EXCAVACIÓN DE TÚNELES EN FRENTES MIXTOS  
MEDIANTE TUNELADORA TIPO EPB

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

PRESENTA:  
ALBERTO GONZÁLEZ PASCUAL

TUTOR PRINCIPAL  
JOSÉ FRANCISCO, SUÁREZ, FINO, FACULTAD DE INGENIERÍA

CIUDAD DE MÉXICO, NOVIEMBRE 2017



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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).

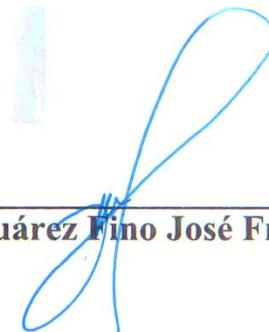
El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición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

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: M. en I. Marco Tulio Rosas Mendoza  
Secretario: M. en I. Hugo Sergio Haaz Mora  
1er Vocal: M. en I. José Francisco Suárez Fino  
2do Vocal: M. en I. Andrés A. Moreno y Fernández  
3er Vocal: Dra. Alexandra Ossa López

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: CIUDAD DE MÉXICO, MÉXICO

**TUTOR DE TESIS:**

A handwritten signature in blue ink, consisting of several loops and a horizontal line, positioned above the printed name.

**M. en I. Suárez Fino José Francisco**

## **DEDICATORIAS**

A mis padres, por darme su aliento y confianza para seguir adelante.

A mi esposa y mi hija, quienes son mi mayor motivo para mejorar cada día como persona.

A mis hermanos, por ser ejemplo de perseverancia.

## **AGRADECIMIENTOS**

A mis padres, por otorgarme su apoyo sin condicionamiento alguno.

A mi esposa, por ayudarme a superar las dificultades afrontadas.

Al M. en I., José Francisco Suárez Fino, por fungir como mi tutor principal en el desarrollo de este trabajo y por el tiempo otorgado para su enriquecimiento.

Al Ing. Carlos Sáenz Fucugauchi, por apoyarme en la definición del tema de esta tesis.

Al Ing. Anselmo Pérez, por guiarme en la estructuración de este proyecto y por la información aportada para su integración.

Al CONACYT, por el apoyo económico otorgado para la realización de mis estudios de Maestría.

A mis sinodales, por invertir parte de su valioso tiempo para la retroalimentación de este trabajo.

## ÍNDICE GENERAL

CAPÍTULO 1:	GENERALIDADES.....	1
1.1	Antecedentes históricos.....	1
1.2	Actualidad y futuro de los túneles .....	3
1.3	Criterios de selección del método de excavación .....	4
1.4	Método mecanizado en la excavación de túneles .....	6
1.4.1	Máquinas convencionales para roca dura .....	8
1.4.2	Escudo simple.....	9
1.4.3	Doble escudo.....	10
1.4.4	Hidroescudos.....	11
1.4.5	Escudos EPB.....	13
CAPÍTULO 2:	EXCAVACIÓN DE TÚNELES EN FRENTES MIXTOS .....	15
2.1	Los frentes mixtos .....	15
2.2	Escudo EPB para la excavación de túneles en frente mixto: ventajas .....	16
2.2.1	Campo de aplicación .....	18
2.2.2	Funcionamiento y componentes de los escudos EPB .....	20
2.2.3	Organización y recursos .....	23
2.2.4	Paradas de la máquina .....	24
2.2.4.1	Procedimientos para las intervenciones .....	24
2.2.4.2	Intervenciones hiperbáricas.....	26
2.2.4.3	Paradas prolongadas.....	27
2.3	Interacción de la excavación con TBM en el frente mixto .....	27
2.3.1	Inestabilidad o colapso en el frente .....	27
2.3.2	Flujo abundante de agua desde el frente .....	29
2.3.3	Desgaste excesivo en las herramientas de corte .....	31
2.3.4	Cabeza de corte: obstrucción, desgaste, deformación .....	33
2.3.5	Desgaste en los cepillos.....	35
2.3.6	Dificultad en el transporte de la rezaga .....	36
2.3.7	Asentamientos y bufamientos superficiales .....	37
2.3.8	Atrapamiento de la tuneladora.....	40
2.3.9	Desviaciones.....	42
2.4	Control de los procesos involucrados en la excavación.....	42
2.4.1	Parámetros mecánicos de operación de la tuneladora .....	44

2.4.2	Parámetros de operación de otros procesos .....	45
2.4.2.1	Control de la presión del sostenimiento del frente y densidad de material en la cámara de excavación .....	45
2.4.2.2	Acondicionamiento del material .....	47
2.4.2.3	Control del peso y volumen del material excavado .....	49
2.4.2.4	Control de inyección para el gap .....	51
CAPÍTULO 3: CASOS REPRESENTATIVOS.....		53
3.1	El Túnel Kranji de DTSS (Deep Tunnel Sewerage System) en Singapore.....	53
3.1.1	Descripción general del proyecto.....	53
3.1.2	Información geológica general.....	54
3.1.3	Investigación geotécnica complementaria .....	54
3.1.4	Tuneladora utilizada.....	56
3.1.5	Problemas encontrados durante la excavación .....	56
3.1.6	Soluciones y modificaciones recomendadas.....	58
3.1.7	Eficacia de las modificaciones y disminución del nivel freático .....	59
3.2	Túnel Emisor Oriente .....	62
3.2.1	Descripción general del proyecto.....	62
3.2.2	Condiciones geológicas generales.....	64
3.2.3	Tramo 3 .....	64
3.2.3.1	Condiciones geológicas particulares .....	64
3.2.3.2	Tuneladora empleada para la excavación del Tramo 3 .....	66
3.2.3.3	Problemas causados por la presencia de frentes mixtos.....	67
3.2.3.4	Eficacia de las modificaciones y soluciones implementadas .....	67
3.2.4	Tramo 4 .....	68
3.2.4.1	Condiciones geológicas generales.....	68
3.2.4.2	Tuneladora utilizada.....	68
3.2.4.3	Problemática en la excavación .....	69
3.2.4.4	Investigación geológica de la zona de atrapamiento .....	69
3.2.4.5	Hipótesis de atrapamiento.....	71
3.2.4.6	Modelo de análisis previo y durante el atrapamiento .....	72
3.2.4.7	Propuesta y análisis de liberación de la TBM.....	76
3.2.4.8	Trabajos de excavación y seguimiento geológico-geotécnico .....	77
3.2.4.9	Segundo modelo de elementos finitos para la nueva valoración de la condiciones de inestabilidad .....	78
3.2.4.10	Instrumentación y seguimiento de las excavaciones para la liberación .....	81

3.2.4.11	Modelo de liberación de la TBM .....	82
CONCLUSIONES	.....	83
REFERENCIAS	.....	85



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Representación del escudo rectangular utilizado por Brunel. (Guglielmetti et al., 2008)

Figura 1.2 Componentes de tuneladora para roca dura. (therobbinscompany.com, 2016)

Figura 1.3 Componentes de escudo simple. (therobbinscompany.com, 2016)

Figura 1.4 Componentes de doble escudo. (herrenknecht.com, 2016)

Figura 1.5 Componentes de hidroescudo. (herrenknecht.com, 2016)

Figura 1.6 Campo de aplicación de slurry shields. Adaptada de Guglielmetti et al. (2008)

Figura 1.7 Mecanismo de trituración de hidroescudos. (herrenknecht.com, 2016)

Figura 1.8 Campo de aplicación de hidrosields. Adaptada de Guglielmetti et al. (2008)

Figura 1.9 Principio de operación de tuneladoras EPB

Figura 1.10 Componentes de tuneladora EPB. (herrenknecht.com, 2016)

Figura 2.1 Condición representativa de los frentes mixtos

Figura 2.2 Modos de operación de las tuneladoras EPB. Adaptada de Maidl et al. (2008)

Figura 2.3 Campo de aplicación de los escudos EPB. Adaptada de Guglielmetti et al. (2008)

Figura 2.4 Técnicas de acondicionamiento de acuerdo a distribución granulométrica. Adaptada de Guglielmetti et al. (2008)

Figura 2.5 Configuración convencional de medidores de presión situados en el mamparo. (Guglielmetti et al., 2008)

Figura 2.6 Juntas de grasa en los escudos EPB

Figura 2.7 Colapso por inestabilidad en el terreno. (Zhao et al., 2007)

Figura 2.8 Ingreso de agua desde el frente del túnel. (Zhao et al., 2007)

Figura 2.9 Desgaste plano y multiplano en discos de corte. (Hongsu et al., 2007)

Figura 2.10 Tipos de falla en discos de corte. (Zhao et al., 2007)

Figura 2.11 Asentamientos superficiales y presubsistencia. (Guglielmetti et al., 2008)

Figura 2.12 Efecto de abatimiento del nivel freático. (Sánchez, y Suárez, 2016)

Figura 3.1 Mapa geológico simplificado de Singapore y alineamiento parcial del DTSS. (Zhao et al., 2007)

Figura 3.2 Distribución de las condiciones del suelo a lo largo del T-05. (Zhao et al., 2007)

Figura 3.3 perfil geológico de un tramo de estudio seleccionado. (Zhao et al., 2007)

Figura 3.4 Desgaste anormal de los discos de corte (plano y multiplano). (Zhao et al., 2007)

Figura 3.5 Cabeza de corte de la tuneladora antes y después de la modificación. (Zhao et al., 2007)

Figura 3.6 Curva de avance del túnel T-05 antes y después de la modificación. (Zhao et al., 2007)

Figura 3.7 Utilización promedio de la TBM antes de la modificación. (Zhao et al., 2007)

Figura 3.8 Utilización promedio de la TBM después de la modificación. (Zhao et al., 2007)

Figura 3.9 Inactividad en los subsistemas de la tuneladora antes de la modificación. (Zhao et al., 2007)

Figura 3.10 Inactividad en los subsistemas de la tuneladoras después de la modificación. (Zhao et al., 2007)

Figura 3.11 Desgaste de los discos de corte antes de la modificación. (Zhao et al., 2007)

Figura 3.12 Desgaste de los discos de corte después de la modificación. (Zhao et al., 2007)

Figura 3.13 Trayecto del Túnel Emisor Oriente. (Morgado, 2010)

Figura 3.14 Perfil geológico a lo largo del Túnel Emisor Oriente. (COMISSA, 2011)

Figura 3.15 Escudo Robbins tipo EPB "Hidalgo". (Lombardo, y Pérez, 2014)

Figura 3.16 Tornillo sin eje tipo Ribbon. (Lombardo, y Pérez, 2014)

Figura 3.17 Eje falso agregado al tornillo sinfín. (Lombardo, y Pérez, 2014)

Figura 3.18 Tuneladora "La Corregidora". (therobbinscompany.com, 2016)

Figura 3.19 Condición de frente mixto de atrapamiento. (Sánchez, y Suárez, 2016)

Figura 3.20 Perfil geológico y situación de la TBM durante el atrapamiento. (Sánchez, y Suárez, 2016)

Figura 3.21 Sección geológica en la posición de atrapamiento de la TBM. (Sánchez, y Suárez, 2016)

Figura 3.22 Ángulo entre el escudo y el faldón. (Sánchez, y Suárez, 2016)

Figura 3.23 Secuencia de análisis implementada en modelo de elementos finitos. (Sánchez, y Suárez, 2016)

Figura 3.24 TBM durante el avance previo al atrapamiento. (Sánchez, y Suárez, 2016)

Figura 3.25 Fuerzas normales sobre la TBM durante el avance, previo al atrapamiento. (Sánchez, y Suárez, 2016)

Figura 3.26 Simulación de atrapamiento de la TBM. (Sánchez, y Suárez, 2016)

Figura 3.27 Secuencia de excavación de galería. (Sánchez, y Suárez, 2016)

Figura 3.28 Desplazamientos generados por la excavación de la galería. (Sánchez, y Suárez, 2016)

Figura 3.29 Excavaciones laterales izquierda y derecha para la construcción de galería. (Sánchez, y Suárez, 2016)

Figura 3.30 Esfuerzos normales de atrapamiento sobre el escudo. (Sánchez, y Suárez, 2016)

Figura 3.31 Desplazamientos y esfuerzos generados por la excavación de galerías. (Sánchez, y Suárez, 2016)

Figura 3.32 Esfuerzos normales de contacto sobre el escudo después de excavadas las galerías. (Sánchez, y Suárez, 2016)

Figura 3.33 Desplazamientos totales generados por la remoción del pilar central. (Sánchez, y Suárez, 2016)

Figura 3.34 Esfuerzos normales de contacto después de la remoción del pilar central. (Sánchez, y Suárez, 2016)

Figura 3.35 Geometría final de la zona demolida. (Sánchez, y Suárez, 2016)

## **INDICE DE TABLAS**

Tabla 2.1 Principales factores involucrados en la excavación de frentes mixtos

Tabla 2.2 Tipos de acondicionamiento requerido conforme a las propiedades plásticas del material

Tabla 3.1 Clasificación del suelo de acuerdo a su grado de meteorización

Tabla 3.2 Resultados de pruebas de laboratorio realizadas a la roca hallada en el sitio

Tabla 3.3 Geología a nivel de la excavación del Tramo 3 del TEO

## INTRODUCCIÓN

A lo largo de la historia, la construcción de túneles ha tenido diversos propósitos, desde la protección del propio hombre hasta la utilización para el alojamiento de vías de comunicación y para el suministro de servicios públicos. En la actualidad, factores como la necesidad de utilizar y distribuir adecuadamente los espacios subterráneos han conducido a un incremento en su utilización. Incluso, el empleo de los espacios compone un importante grupo de incentivos en el futuro dadas las enormes ventajas que su utilización puede suponer.

Desde su concepción, los métodos de excavación han sufrido importantes cambios, definidos en gran medida por requerimientos de seguridad, calidad y tiempos de ejecución, al grado de que los métodos actuales se asemejan a procedimientos industriales, por lo que se les ha otorgado la denominación de métodos mecanizados. Para poder lograr estos avances han sido necesarios grandes esfuerzos, de hecho, los primeros precedentes de la mecanización se establecieron en 1825, cuando Brunel desarrolló el primer escudo para la excavación del Río Támesis, en Londres.

A partir de la invención de Brunel, las innovaciones y mejoras tomaron diversas vertientes, las cuales han concluido en el desarrollo de las tuneladoras actuales. Las tuneladoras para roca dura, los escudos simples, los escudos dobles, los hidroescudos y los escudos EPB son las que han alcanzado un buen grado de aceptación, bajo distintos campos de aplicación.

Durante este largo periodo de desarrollo el método convencional no dejó de ser aplicable, incluso, hasta hoy en día su implementación sigue siendo preferible bajo ciertas circunstancias. La selección de entre estos dos métodos está influenciada por factores de carácter económico, técnico, de tiempos de ejecución, seguridad, así como de carácter geotécnico, geológico e hidrológico.

A la fecha no se ha desarrollado una tuneladora capaz de excavar en “todoterreno” y esto todavía representa un reto para las firmas fabricantes de este tipo de máquinas. Una de las condiciones que representa mayores dificultades durante la excavación de los túneles está definida por los denominados frentes mixtos. Una buena cantidad de túneles excavados alrededor del mundo han dejado constancia de las dificultades que representa la excavación bajo estas condiciones.

Los escudos que han otorgado mayores ventajas para la excavación de este tipo de terreno son los de tipo EPB, pero al igual que los demás tipos de tuneladoras, algunas dificultades pueden acontecer durante su utilización. El conocimiento somero de estas dificultades motivó el desarrollo del presente trabajo, mismo en que se pretende describir a detalle los factores asociados a su ocurrencia y establecer medidas de prevención y corrección para disminuir los impactos generales que provocan en este tipo de obras, que al final se ven reflejados en los costos y tiempos generales de ejecución.

En la excavación de túneles mediante métodos mecanizados, se debe considerar que para que la construcción de un túnel sea exitosa, no basta con elegir adecuadamente el tipo de tuneladora, también resulta necesario implementar otras medidas como el monitoreo sistemático de los parámetros mecánicos de operación de la tuneladora y los relacionados a otros procesos involucrados en la excavación.



## CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

### 1.1 Antecedentes históricos

La construcción de túneles data desde hace unos 5000 años, incluso se remonta hasta los mismos orígenes de la humanidad. Su construcción ha tenido diversos objetivos, como para la protección del propio hombre ante las inclemencias del tiempo, resguardo de bienes materiales, para la aceleración de los medios de transporte, incluso para otros propósitos como para su utilización como pasajes secretos.

Los métodos de excavación más antiguos se basaban en el simple empleo de herramientas manuales, como cinceles, mazos y palancas para la remoción de rocas y suelos blandos. Más tarde, en el caso de las excavaciones mineras, se recurrió al calentamiento y enfriamiento súbito de la roca, lo cual facilitaba su extracción con palancas y martillos. A inicios del siglo XII se expandió el empleo de pólvora para realizar trabajos de minería superficial y subterránea. Para entonces ya se había aprendido a soportar con madera la caída de terrenos sueltos, seguidos del revestimiento con ladrillo. Incluso, la última técnica podía aplicarse exitosamente en terrenos con pequeños ingresos de agua pero no en túneles situados bajo el nivel freático. Estos principios fueron aplicados hasta comienzos del siglo XIX.

En 1807 tuvo lugar uno de los acontecimientos más relevantes en la historia de los túneles, cuando se comenzó a excavar el primer túnel bajo el Río Támesis en Londres, a cargo de Isambard Brunel, el cual tuvo que ser suspendido por las dificultades que presentaba el terreno blando debido a su alto contenido de agua, el cual generaba inestabilidades en el frente en forma de avalanchas.

Hacia 1808 Brunel presentó planes de construcción alternativos para la excavación del túnel, presentando su invento denominado máquina excavadora escudada. La oportunidad de aplicar su tecnología surgió en 1825; en este año el ingeniero francés retomó la excavación, empleando para ello un escudo de sección circular. En realidad este dispositivo solamente consistía en una simple coraza metálica para sostener el terreno, el cual era empujado hacia adelante mediante un sistema de gatos. Este era el único elemento mecanizado pues el resto de las operaciones seguían haciéndose con los sistemas tradicionales: revestimiento por métodos manuales y transporte de rezaga por tracción animal. El escudo se caracterizaba por su división en celdas, con una persona trabajando en cada una de ellas, de forma independiente. Sin embargo, en 1828, debido al surgimiento de nuevas dificultades se sustituyó el escudo utilizado por uno de sección rectangular.

El nuevo escudo estaba fabricado de hierro fundido y tenía 11.43 metros de ancho, 6.78 metros de ancho y 2.72 metros de longitud. Estaba dividido en 12 compartimentos, de casi un metro de ancho cada uno, que a su vez estaban divididos en tres celdas verticales (Véase Figura 1.1), dentro de las cuales los obreros realizaban las actividades de excavación. Cada compartimento operaba de forma independiente y las tres celdas estaban conectadas por elementos deslizantes que le permitían avanzar alternadamente hacia adelante, para poder cortar el terreno y sostener inmediatamente el frente.

El avance de cada compartimento se conseguía mediante un par de tornillos apoyados sobre el revestimiento terminado del túnel. Cada uno soportaba su parte del frente por medio de unos 15 elementos horizontales de madera. El avance en cada etapa no superaba los 15 centímetros, de

modo que los mejores rendimientos alcanzados se ubicaron dentro del orden de 4.3 metros por semana. La excavación completa era soportada por revestimiento de ladrillos, el cual era rellenado en el trasdós.

La construcción de este túnel se acompañó de por lo menos cinco inundaciones severas. La conclusión del túnel se efectuó hasta 1843. Resulta interesante mencionar qué ante la primera inundación, en 1828, Callodan sugirió a Brunel el empleo de aire comprimido para estabilizar el frente, idea que fue rechazada por Brunel.

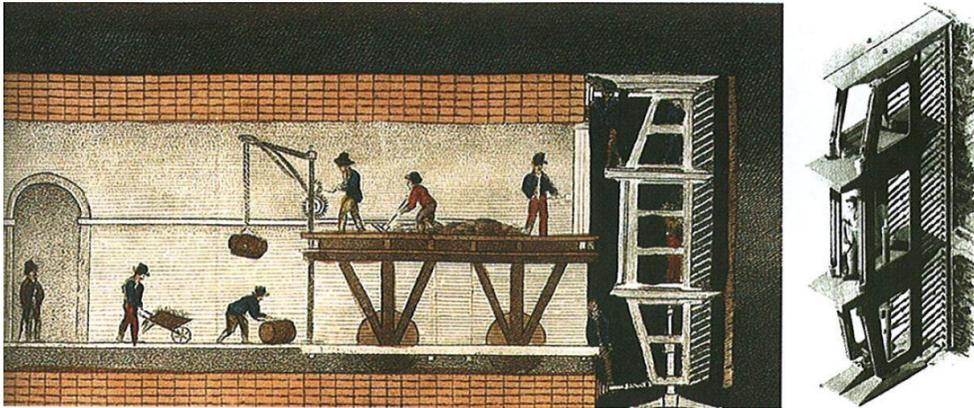


Figura 1.1 Representación del escudo rectangular utilizado por Brunel. (Guglielmetti et al., 2008)

La aplicación exitosa de la máquina de Brunel motivó a algunos inventores sugerir innovaciones para mejorar la productividad, seguridad y capacidad para enfrentar afluencias de agua intensas. Hacia 1838 Thomas Chocrane pudo controlar en gran medida el flujo de agua, siguiendo la recomendación de Callodan a Brunel con anterioridad, mediante la utilización de aire comprimido con esclusas de aire y facilitando el acceso a los espacios de trabajo sujetos a presiones elevadas. Respecto al proceso de revestimiento, mejoras importantes se produjeron en 1869, cuando James Henry Greathead utilizó segmentos de hierro fundido por primera vez para tal propósito.

La construcción de un escudo compuesto por una cabeza cortadora semiesférica rotatoria se produjo en 1876, desarrollado por John Dickison y George Brunton. Las cubetas verían el material sobre una banda transportadora, la cual trasladaba el material hacia atrás del escudo.

La aplicación exitosa de un escudo trabajando con aire comprimido fue conseguida por Greathead en 1886, simplificando considerablemente la excavación en estratos con acuíferos.

Más tarde Price desarrolló un escudo en el cual cinco brazos fueron configurados concéntricamente sobre la cabeza de corte, los cuales estaban adicionados con herramientas de corte y "raspadores" (o scrappers). La cabeza de corte también contaba con cubetas de forma cóncava, las cuales recogían el material excavado y lo depositaban en un canalón que terminaba en la zona de carros para su acarreo subsecuente. Su impulso se conseguía eléctricamente a través de un eje de gran longitud.

A mitades del siglo pasado comenzó a adoptarse el uso de discos de corte como sistema principal de excavación en roca. Durante esta época también se desarrolló el escudo abierto no presurizado como máquina de excavación, resultado de la adición de sistemas de excavación en el frente, con

equipos de tipo rozados, en los que la coraza podía adoptar cualquier forma. Su uso se vio limitado debido a la imposibilidad de mantener estable el frente.

En el caso de los suelos blandos, hasta 1960 la única forma segura de mantener la estabilidad en el frente era a través de los llamados cajones neumáticos. La excavación seguía haciéndose por métodos manuales, por lo cual era necesaria la instalación de un mamparo bajo condiciones de presurización. Esta técnica involucraba ciertas limitaciones, como afecciones a la salud de los trabajadores, posibles roturas del terreno, permeabilidad al aire del revestimiento, entre otras.

El primer uso del escudo de lodos, con la excavación del frente por rueda de corte y remoción hidráulica del lodo fue una máquina fabricada en 1966 en Japón. Como la suspensión se descargaba a través de tubería, se le dio el nombre de “slurry shield”. Un escudo similar fue desarrollado en Alemania en 1974 y básicamente era un “slurry” pero estaba provisto de una cámara de aire comprimido cerca del mamparo, con el fin de evitar variaciones bruscas de presión en el frente del túnel, asociadas a pérdidas de suspensión bentonítica.

El desarrollo de los escudos de presión de tierras balanceadas empezó mucho más tarde. Su desarrollo pleno tuvo lugar a finales de la década de 1970. Los aspectos que motivaron en gran medida su desarrollo fueron más de índole ambiental, seguido de las condiciones hidrológicas difíciles, pero también medidas precautorias para evitar enfermedades y accidentes en condiciones de aire comprimido. El principio subyacente del método EPB radica en que el material excavado se utiliza para proporcionar apoyo continuo al frente del túnel mediante el equilibrio de presión de tierras en contra de la presión de avance de la máquina.

Acompañando este desarrollo, el trabajo en terrenos inestables exigió enseguida añadir la mecanización del proceso de colocación del revestimiento, con anillos prefabricados formados por dovelas metálicas de acero fundido, único material empleado hasta que los prefabricados de concreto alcanzaron un nivel aceptable de calidad.

En conclusión se puede decir que hubo dos períodos relevantes de las innovaciones de túneles, uno a finales del siglo XIX y otro a finales del siglo XX, destacando los avances conseguidos de 1970 a 1990. Durante ese periodo de tiempo, la capacidad de diseñar y construir los túneles tanto en suelo y roca mostraron enormes mejoras a tal grado que los costos de construcción se han reducido notablemente hasta la actualidad.

## **1.2 Actualidad y futuro de los túneles**

En los últimos años, el crecimiento demográfico ha conducido a la necesidad de solucionar las demandas en los servicios que ello representa. Planeadores, gobernantes, arquitectos, ingenieros, entre otros han tenido que participar para plantear la utilización del espacio subterráneo y específicamente los túneles como una solución aparentemente invisible. Para esto se han tenido que considerar aspectos fundamentales como la ubicación apropiada y distribución de los espacios adecuada.

De hecho, como se ha mencionado previamente, los espacios subterráneos han sido creados para alojar vías de comunicación (pasajes, trenes, ferrocarriles, carreteras) y para el suministro de servicios públicos (suministro de agua potable y alcantarillado). Hoy en día, los espacios

subterráneos también son utilizados para otros fines como almacenamiento, seguridad, comercio, estaciones eléctricas subterráneas, entre otros.

En ambientes urbanos, la construcción de estructuras subterráneas conduce a la obtención de espacios superficiales libres para necesidades humanas más nobles, mejorando así las condiciones de vida. En el caso de conexiones interurbanas, la construcción de túneles de gran longitud se justifica por el tiempo ahorrado y la reducción en los costos, maximizando la seguridad y minimizando los impactos ambientales.

El desarrollo y uso de los espacios subterráneos en el futuro, las funciones comunes como transporte (a través de infraestructura como metros y ferrocarriles), servicio (suministro de agua, alcantarillado, telecomunicaciones, calefacción, gas, etc.) y seguridad (como protección para inundaciones) compone un prometedor grupo de incentivos a usar los espacios subterráneos. Otras grandes razones para considerar las obras subterráneas como una buena alternativa son determinadas por la reducción en los impactos visuales, la contaminación acústica y la preservación del ambiente superficial.

Claramente, en un mundo más poblado, el uso de espacio subterráneo será uno de los instrumentos más útiles para conservar y mejorar la calidad de vida.

En resumen, se puede decir que las obras de infraestructura lineales que permiten desarrollo superficial también admiten desarrollo subterráneo, lo cual representa un enorme potencial para la utilización de túneles excavados por métodos mecanizados. La recuperación de la inversión inicial en este tipo de proyectos se refleja en un tiempo bastante razonable comparado con la duración de su vida útil.

### **1.3 Criterios de selección del método de excavación**

La clasificación general de los métodos de excavación de túneles abarca dos grandes grupos: los métodos mecanizados y los métodos convencionales. La excavación mecanizada involucra el empleo de tuneladoras y el corte, la carga y el transporte se realiza de manera simultánea. Por su parte, la excavación convencional involucra la utilización de equipos diversos de perforación, carga y transporte; el ataque en el frente se ejecuta por fases y no a sección completa. Una de las técnicas que destacan en esta última clasificación es la de perforación y voladura, en condiciones que implican la presencia de roca. El denominado método alternativo “cut and cover” también puede integrarse en la clasificación de los métodos convencionales.

La elección específica del método de excavación para un determinado túnel debe realizarse con base en varios factores, de carácter económico, técnico, tiempos de ejecución y seguridad, así como con base en los aspectos geológico-geotécnicos y geohidrológicos. Cada aspecto puede adquirir mayor o menor relevancia, en función de las condiciones particulares de cada proyecto; cada método tiene sus ventajas y desventajas, para determinar el más apropiado es conveniente llevar a cabo un análisis y evaluación detallados. Uno de los aspectos principales que se deben considerar en el análisis es la evaluación de los riesgos que implica cada alternativa.

La cuestión económica es sin duda uno de los referentes más importantes para la elección del sistema constructivo. El empleo de tuneladoras implica un alto costo de inversión inicial, así que la definición de este método es rentable en túneles de gran longitud, del orden superior a los 4

kilómetros; solo en estas condiciones es posible su amortización. En la mayoría de los casos, el costo de la excavación mecanizada es menor que a través del método convencional.

En cuanto a las condiciones de seguridad, el empleo de tuneladoras de escudo brinda mejores condiciones de seguridad; el personal permanece protegido ante la posible caída de material. Por el contrario, el otro método es susceptible de falla en el frente o colapso en el techo del túnel, por lo tanto los niveles de confort ofrecidos por la excavación mecanizada son mayores.

Otro de los aspectos más importantes en la definición del método de excavación de túneles es el trazo geométrico, sobre todo en planta. La selección del alineamiento más adecuado se basa en consideraciones como el uso destinado del túnel, así como la presencia de estructuras aledañas.

Algunos tipos de interferencias pueden afectar en la selección de un alineamiento óptimo, como la existencia de servicios existentes, pasos inferiores o a desnivel, líneas de transporte subterráneo, suministro de agua, alcantarillado y estacionamientos subterráneos. Este último caso representa un caso especial, pues a veces estos se encuentran anclados al terreno circundante mediante anclas. Limitaciones semejantes están definidas por la presencia de estructuras históricas, vestigios y pasajes antiguos, incluso cisternas en desuso. El trazo geométrico también se ve influenciado por los impactos medioambientales que pueden generar en el entorno y, sin duda, las condiciones geológica-geotécnicas y geohidrológicas son otro factor determinante.

En lo referente al perfil longitudinal, en menor medida, las condicionantes se vinculan sobre todo al establecimiento de inclinaciones permisibles o requeridas, de acuerdo a la funcionalidad o tipo de proyecto. La pendiente longitudinal de una ruta puede constituir un diseño restringido, induciendo varios problemas en los métodos de logística de los trabajos (transporte de segmentos, por ejemplo), aunque los valores de inclinación en infraestructura de este tipo no son particularmente altas (normalmente menores a 3%, excepcionalmente 5 a 6%).

La sección de excavación del túnel es otra de las condicionantes del método constructivo. La geometría de la excavación a través de tuneladora es prácticamente circular, siendo la única variable el diámetro, mientras que el método convencional puede ajustarse a variaciones en las dimensiones.

Los túneles de sección circular usualmente son proyectados para túneles de conducción hidráulica, suministro de agua potable o alcantarillado. En túneles carreteros o ferroviarios, por ejemplo, donde se requiere una base plana, su implementación puede resultar poco ventajosa al desaprovecharse una gran área de la sección de excavación que se obtiene con el primer método. En tales casos unas de las pocas utilidades que se le puede dar a este espacio es para el alojamiento de instalaciones de servicios básicos como instalaciones hidráulicas, eléctricas, etc. La experiencia también ha mostrado que en túneles de diámetro pequeño es más conveniente usar los métodos convencionales de excavación. Por el contrario, en túneles de diámetro mayor puede resultar más rentable recurrir a los métodos mecanizados, con las restricciones ya descritas.

Particularmente en túneles en roca, los contornos conseguidos por la excavación con TBMs son prácticamente lisos; no hay presencia de protuberancias como en el caso de la excavación con método convencional. La sobreexcavación con tuneladora es mínima, del orden del 5%, en comparación con el método convencional, situada en rangos desde 25 hasta 35%. Asimismo, la perturbación del entorno con TBM es prácticamente nula.

La estabilidad prevista en la excavación también influye en la definición del método de excavación. En la excavación con método convencional comúnmente se hace uso de sistemas de estabilización y refuerzo como concreto lanzado, anclas y marcos metálicos. En la mayoría de los casos donde se excava con tuneladora, a excepción de los casos donde se emplean “topos”, el revestimiento primario se consigue mediante la colocación de anillos de dovelas. En el caso del concreto lanzado, su espesor es superior al conseguido mediante la excavación mecanizada, a través de segmentos de revestimiento, de menor espesor.

Por otro lado, dado que la excavación mecanizada se considera un proceso industrializado y automatizado en las actividades de excavación, revestimiento, transporte, extracción de material, entre otras, se facilita el control de las fases constructivas. En condiciones apropiadas, esto representa una ventaja ya que se pueden conseguir notables tasas de avance y por lo tanto, se minimiza la duración y costos generales de construcción. La excavación mecanizada también posibilita la medición y control de los principales parámetros de excavación (como la cantidad de material excavado, la presión de apoyo aplicada en el frente, los movimientos del suelo en la zona circundante del túnel, y los asentamientos superficiales).

Sin embargo, entre las limitaciones del empleo de tuneladoras TBM es que es un método extraordinariamente rígido, de tal forma que si la tuneladora es elegida erróneamente los rendimientos son muy bajos y en casos extremos, el túnel puede quedar inconcluso. El empleo de tuneladoras está limitado por los amplios radios de curvatura que implica su utilización; el método convencional es más flexible en este aspecto. Además, debido a la construcción creciente de túneles, se ha incrementado la demanda de personal especializado en la utilización de métodos convencionales, teniendo como consecuencia la necesidad de recurrir a personal sin experiencia. La capacitación en este tipo de trabajos excavación requiere mayores tiempos de aprendizaje, contrario a lo que ocurre en la excavación con métodos mecanizados: las nuevas generaciones se adaptan mejor a las nuevas tecnologías.

El empleo de tuneladoras debe tomar en cuenta los tiempos de fabricación y ensamblaje, pues para ello se requiere de periodos prolongados, definido usualmente en meses. El ensamblaje y la excavación inicial requieren disponer de amplios espacios sobre la superficie y en la zona a excavar para las instalaciones pertinentes, lo cual representa una desventaja en túneles urbanos. Algunas veces es necesario usar distintas áreas para la operación de preensamblaje.

Se puede decir que las tuneladoras son equipos complejos y de gran envergadura que requieren asistencia técnica especializada, que sin embargo, requieren menor personal para su operación. De menor relevancia pero no despreciable es el tipo de energía mediante el cual opera cada método; la operación de las TBM requiere de instalaciones que soporten altos voltajes, útiles para su funcionamiento. En contraste, el método convencional involucra el empleo de equipos de combustión, produciendo una emanación de gases considerable en el interior del túnel.

#### **1.4 Método mecanizado en la excavación de túneles**

Una vez que se ha elegido el sistema mecanizado en la excavación como método de excavación de un túnel, se debe elegir específicamente el tipo de tuneladora a emplear. Este proceso define en buena medida el éxito o fracaso de una obra que, sin embargo, bajo ninguna condición garantiza el éxito total de la obra. La decisión de elegir la TBM a menudo corresponde al contratista, quien

debe tomar en cuenta los aspectos relevantes del proyecto y su experiencia. Se debe reconocer que hasta la fecha no existe una tuneladora capaz de excavar en todo tipo de terrenos. Para la elección de la tuneladora también es necesario conocer su alcance y analizar los riesgos que supone su utilización.

La ideología para la selección no debe concentrarse únicamente en buscar conseguir altos rendimientos, sino que también se debe buscar cómo evitar paradas frecuentes y prolongadas, pues situaciones como averías están presentes en todo momento, concluyendo muchas veces en la interrupción de la cadena de producción.

Una vez que se lleva a cabo la elección y se ha comenzado la excavación, puede ser necesaria la modificación de los sistemas de excavación. Esta situación es indeseable en la fase constructiva, ya que aumenta los costos por los tiempos y costos que ello implica. De ahí la importancia de analizar detalladamente las diversas alternativas desde el principio del proyecto. Una vez, que la máquina está en excavación es complicado introducir grandes cambios.

Las condiciones geológicas, geotécnicas e hidrológicas del sitio a excavar pueden conducir a la necesidad de emplear una máquina capaz de aplicar soporte en el frente. En los túneles urbanos, es imprescindible la necesidad de utilizar una tuneladora con esta característica.

Dado que en la excavación de túneles siempre está presente la incertidumbre de encontrarse variación en los materiales en el frente respecto de los previstos es conveniente realizar una tramificación geológica-geotécnica a lo largo del túnel, y en base a las condiciones prevalecientes definir el tipo máquina más adecuada. Para esta decisión, también es importante analizar las propiedades del terreno a excavar (como permeabilidad, granulometría, entre otros) en el frente. Esto último obedece a que algunos tipos de tuneladoras determinan su campo de aplicación en función del contenido de finos en el suelo.

Otro de los factores definitivos del tipo de tuneladora a utilizar es el comportamiento esperado en la excavación. La TBM de doble escudo se puede emplear ante comportamiento elástico y ante deformaciones moderadas. Para excavaciones donde se esperan deformaciones intensas se recurre a hidroescudos o tuneladoras EPB. No obstante las los escudos simples y máquinas convencionales se utilizan solo para excavaciones en roca.

Las tuneladoras referidas conforman parte del grupo de máquinas desarrolladas hasta la actualidad. Es difícil incluirlas en distintas categorías ya que comparten entre sí ciertas similitudes en sus componentes e instalaciones, sin embargo, una de las formas comunes de clasificarlas es de acuerdo al grado de mecanización: tuneladoras de tipo manual, semimecanizadas y mecanizadas.

Los escudos manuales son las tuneladoras más elementales de frente abierto. Únicamente están provistos de un sistema de empuje, soporte frontal y colocación de dovelas. Los escudos semimecanizados son muy similares a los manuales, pero la diferencia principal radica en que cuentan con un brazo mecánico para excavar parcialmente el frente y con una serie de bandas transportadoras para la extracción de la rezaga. Por su parte, en los escudos mecanizados, la principal característica es que cuentan con una herramienta de soporte en el frente, que puede ser una cabeza cortadora o un brazo excavador.

Otra manera de clasificar las tuneladoras, es de acuerdo a la técnica de soporte del frente: de frente abierto y de frente cerrado. Las primeras trabajan en contacto directo con el terreno a excavar. Cuando es necesario llevar a cabo trabajos de estabilización en el frente, esto solo es posible mediante sistemas alternativos como aire comprimido, inyecciones de mejoramiento en el frente, abatimiento del nivel freático, entre otros. En los escudos de frente cerrado, la característica principal es que la cabeza de corte soporta mecánicamente al terreno, además de poseer un sistema integral de presurización al frente. A menudo son capaces de operar en modo abierto y semiabierto (o modo de transición). Esta última modalidad se consigue llenando la zona inferior con el material excavado, mientras que en la superior restante se inyecta aire comprimido.

Asimismo, una manera más general de clasificar las tuneladoras es de acuerdo al terreno a excavar: para roca, suelos blandos y suelos firmes.

De acuerdo con lo descrito hasta aquí, se puede decir que es conveniente entender el proceso de funcionamiento de las diversas tuneladoras utilizadas en la actualidad, por lo que en las siguientes subsecciones se hace una descripción detallada de cada una de ellas, conforme a su orden de escala. Al ser las tuneladoras EPB el objeto de estudio del presente trabajo, se hace mayor énfasis en ellas.

#### 1.4.1 Máquinas convencionales para roca dura

A estas máquinas también se le ha dado la denominación de “topos”, están equipadas únicamente con herramientas para roca dura: los cortadores de disco (Véase Figura 1.2). Aunque su concepto es relativamente simple, su diseño puede resultar muy complejo. Su diseño está desarrollado para ejecutar excavaciones en terrenos competentes hasta rocosos ligeramente fracturados.

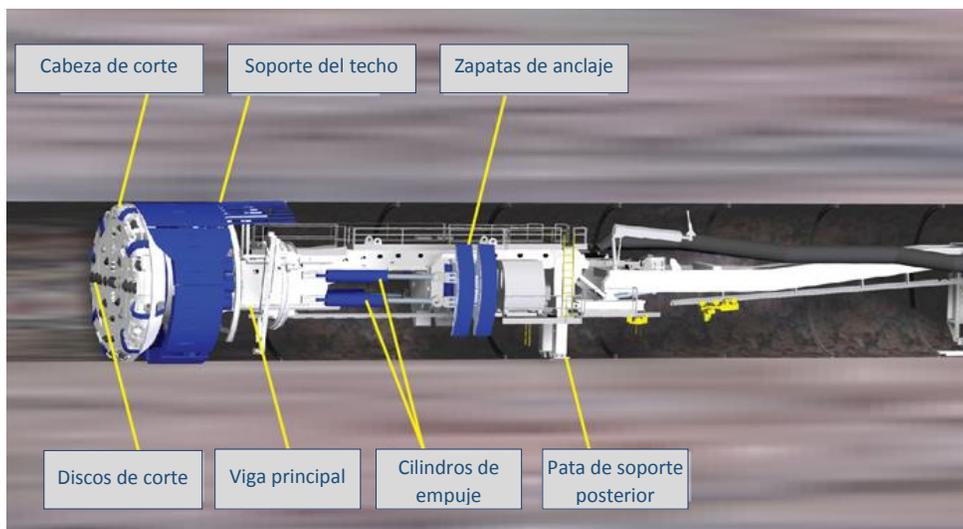


Figura 1.2 Componentes de tuneladora para roca dura. (therobbinscompany.com, 2016)

Su parte delantera está conformada por la cabeza de corte giratoria, del diámetro nominal del túnel a excavar. La propia cabeza de corte provee alojamiento a los cortadores de disco.

El empuje y par de giro en la cabeza de corte se equilibran por las fuerzas de fricción entre la roca y el sistema de agarre (también llamadas zapatas de anclaje o “grippers”); mientras la cabeza gira,

un sistema de empuje presiona los discos contra la roca. La transferencia de estos empujes a la roca a través de los cortadores hace que esta se fracture, creándose fragmentos que se desprenden del frente de excavación.

El sistema de agarre conformado por codales o “grippers”, reacciona contra los hastiales del túnel, permaneciendo estático mientras los cilindros de empuje se extienden haciendo que la viga principal de la tuneladora se desplace hacia adelante. Este tipo de tuneladora no cuenta con un sistema de colocación de dovelas, pero si con sistemas para la instalación de sostenimientos flexibles como anclas, concreto lanzado y marcos metálicos.

La cabeza de corte también cuenta con cangilones, los cuales recogen y depositan el escombros en una cinta transportadora ubicada en la viga principal. El escombros se desplaza hacia la parte trasera para su extracción hacia el exterior del túnel.

Este tipo de máquinas también dispone de patas traseras, las cuales una vez que el sistema de empuje alcanza su máxima extensión se apoyan en el piso, seguido de la retracción de los sistemas de empuje y anclaje. De esta manera los codales se pueden retraer nuevamente contra los hastiales, permitiendo el levantamiento de las patas y la continuación del ciclo de excavación.

#### 1.4.2 Escudo simple

Este tipo de tuneladora es apropiada para excavar túneles en roca fracturada, ofreciendo protección ante los posibles desprendimientos de material, hasta que el anillo de revestimiento sea instalado de manera segura (Véase Figura 1.3).

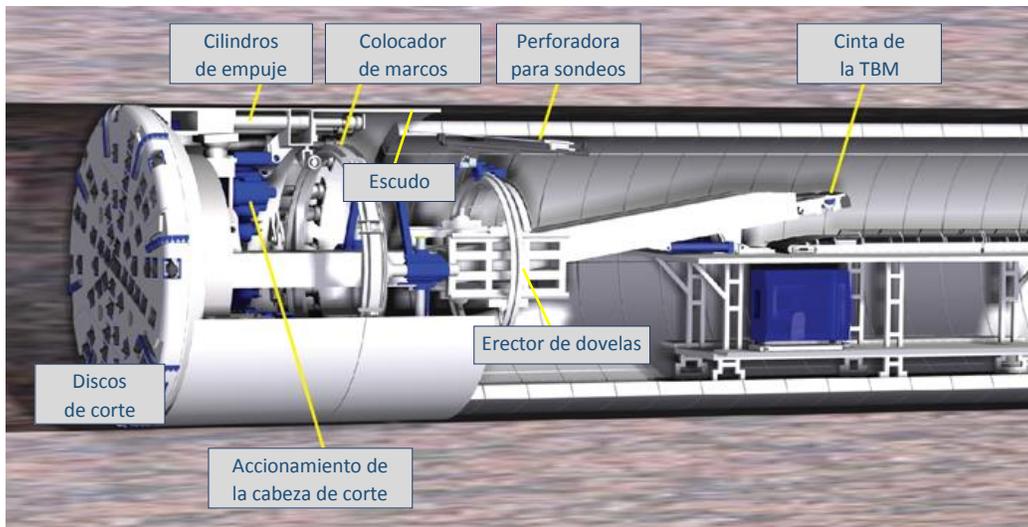


Figura 1.3 Componentes de escudo simple. (therobbinscompany.com, 2016)

El cuerpo de la máquina se aloja en un escudo cilíndrico de diámetro ligeramente menor al del túnel. La parte frontal de la tuneladora consta de una cabeza de corte rotativa de diámetro similar al de la excavación. Mientras esta gira, un conjunto de cilindros hidráulicos dispuestos circularmente hacen avanzar la máquina, apoyándose contra el anillo de revestimiento prefabricado.

En la cabeza de corte se encuentran alojados los cortadores de disco. Los elevados empujes son transmitidos a la roca mediante los discos de corte giratorios, creando fracturas en la misma y provocando desprendimiento de pequeños fragmentos.

Este tipo de máquinas están dotadas de colocadores de dovelas y su direccionamiento es posible gracias a la articulación dispuesta en la cabeza de corte. El proceso de excavación y revestimiento se llevan a cabo de forma secuencial.

### 1.4.3 Doble escudo

Las tuneladoras de doble escudo son consideradas de entre las máquinas más sofisticadas para la excavación de túneles. Su implementación es viable aun cuando las condiciones geológicas sean de distinta naturaleza, siempre y cuando sean estables. En el caso de roca, su aplicabilidad es posible cuando esta es competente o incluso cuando se encuentra fracturada.

El escudo principal está constituido de dos secciones telescópicas a las que se les denomina escudo delantero y escudo trasero (Véase Figura 1.4). La parte que los une se denomina escudo telescópico, mismo sobre el cual se sitúan los cilindros de empuje del sistema principal.

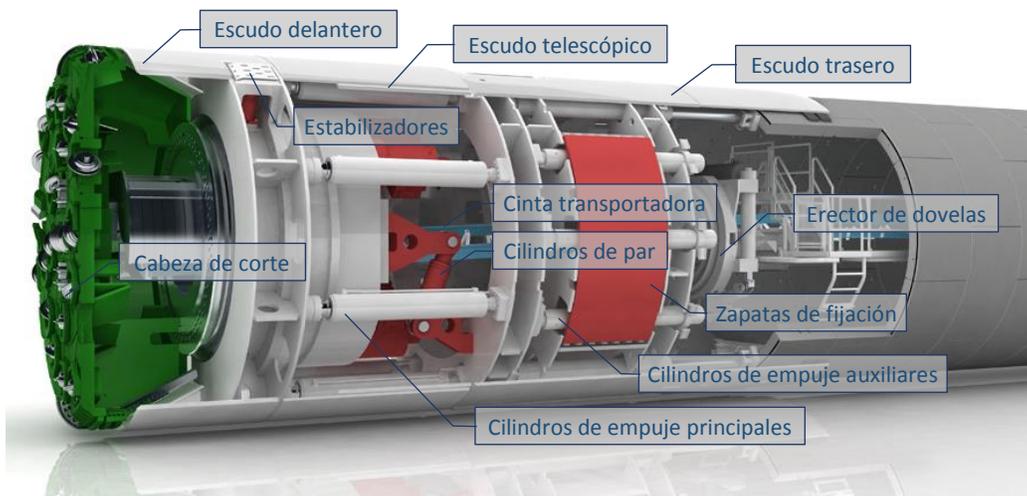


Figura 1.4 Componentes de doble escudo. (herrenknecht.com, 2016)

En el modo de funcionamiento normal, denominado modo doble escudo, las zapatas de fijación (también denominadas de anclaje o “grippers”) empujan sobre los hastiales del túnel para conseguir el impulso hacia adelante. Los cilindros de empuje principales se extienden longitudinalmente para empujar la cabeza de corte hacia adelante, la cual va cortando la roca al mismo tiempo. La función del escudo telescópico es mantener la máquina cubierta y protegida durante su la excavación. El escudo trasero se mantiene estático durante el avance.

En el escudo trasero va montado un colocador de dovelas, el cual permite su instalación al mismo tiempo que la máquina avanza. El mismo escudo provee de protección para que las dovelas sean instaladas de manera segura.

Estas características que otorgan la posibilidad de colocar el revestimiento de forma simultánea a la excavación, confiere la capacidad de alcanzar altos rendimientos. Además, el diseño de máquina completamente escudada proporciona un medio seguro para desarrollar los trabajos.

Cuando el terreno resulta demasiado débil para soportar el empuje de las zapatas de anclaje, el empuje necesario para la excavación consigue de otra manera; la máquina puede trabajar en “modo de escudo simple”. Mediante el uso de cilindros de empuje auxiliares situados en el escudo de anclaje, se transfiere el empuje al anillo de dovelas de revestimiento. Sin embargo, en este modo de trabajo no es posible construir el anillo de dovelas simultáneamente al avance de la máquina, así que dichas operaciones deben llevarse a cabo secuencialmente.

#### 1.4.4 Hidroescudos

Este tipo de máquina tuneladora es ideal para la excavación de terrenos poco cohesivos (rocas con arena o suelos granulares), inestables y con cargas importantes de agua. El material excavado por la cabeza de corte se mezcla con lodos, formando un fluido espeso y bombeable, el cual es aspirado y bombeado al exterior por la tubería de salida (Véase Figura 1.5). Simultáneamente, por una tubería de entrada, se aporta al frente de excavación un caudal equivalente de lodos, procedente de la separación de los finos y material excavado en la planta de recuperación situada en la superficie. El circuito cerrado incluye el espacio cerrado entre el frente y la cabeza de corte.

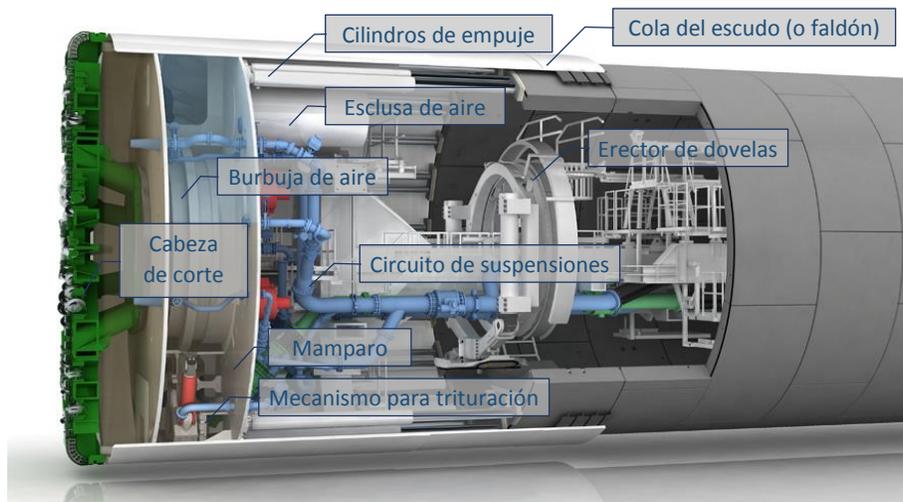


Figura 1.5 Componentes de hidroescudo. (herrenknecht.com, 2016)

El desarrollo de este tipo de tuneladoras se consiguió bajo dos enfoques distintos: el primero desarrollado en Japón, denominado “slurry shield”, basado en el empleo de todo tipo de arcillas para formar el lodo, principalmente las excavadas en el frente, y el segundo, desarrollado en Alemania, basado exclusivamente en el empleo de lodos bentoníticos (hidroshield). Estos últimos son los más usados en la actualidad.

Los escudos “slurry” se caracterizan por tener la cabeza de corte cerrada, lo cual contribuye en gran medida a la estabilización del frente. El mantenimiento de la presión se consigue por la regulación del caudal de lodo. Su enfoque de diseño está dirigido principalmente a suelos arenosos o limosos. En presencia de arcillas sólidas y gravas densamente consolidadas conducen a

bloqueo de la abertura de la cabeza de corte, aumentado el toque requerido para superar las fuerzas de fricción en la cabeza de corte. Incluso, la propia abertura de la cabeza de corte representa una limitación de los tamaños de material a excavar. Estos aspectos delimitan su campo de aplicación a materiales con granulometrías definidas en la Figura 1.6. En tales casos su alcance se puede ampliar mediante la adición de algunos aditivos o agentes acondicionantes.

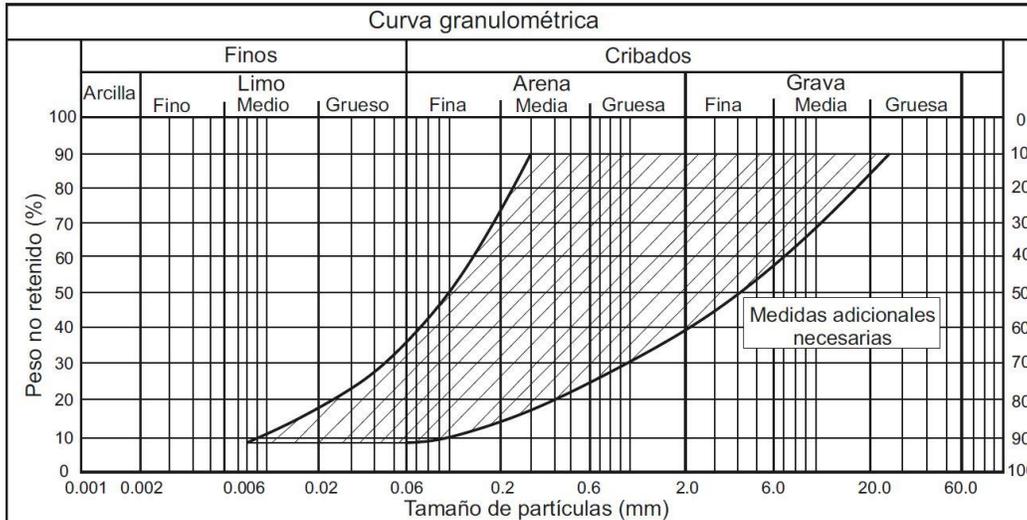


Figura 1.6 Campo de aplicación de slurry shields. Adaptada de Guglielmetti et al. (2008)

En cuanto a los hidroschields, la presión de soporte no es controlada directamente a través de la presión de la suspensión bentonítica, sino a través de una burbuja de aire comprimible (o tabique sumergido), en función del tipo de suelo y la presión del agua; así que esta se puede considerar la diferencia esencial con los slurry shields, aunque están presentes otras variantes, como la cabeza de corte abierta, la cual permite el manejo de materiales de mayor tamaño. En presencia de roca, bloques o boleos, para facilitar su bombeo es necesario instalar trituradores en la parte frontal del mamparo (Figura 1.7)

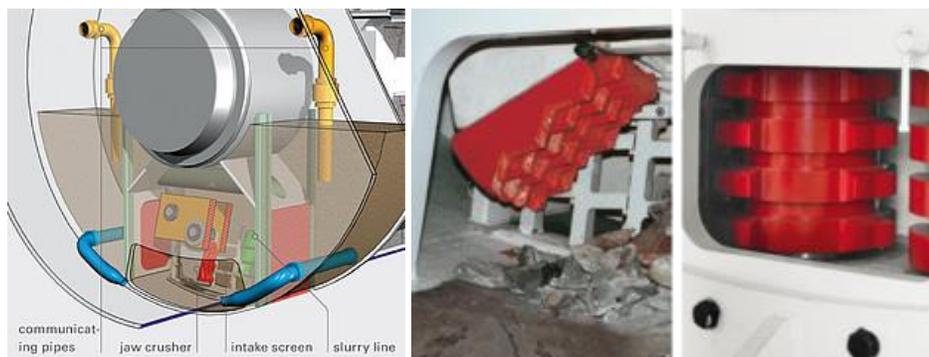


Figura 1.7 Mecanismo de trituración de hidroescudos. (herrenknecht.com, 2016)

Los hidroschields son usados principalmente en suelos granulares y suelos de granulometría mixta, como se puede apreciar en la Figura 1.8. Sin embargo, la presencia de suelos muy permeables dificulta la formación de una membrana (también denominada cake) y transferencia de la presión de apoyo en el frente. Cuando la permeabilidad supera un valor de aproximadamente  $5 \times 10^{-3}$  m/s

aumenta el riesgo de que la suspensión de que la bentonita fluya descontroladamente hacia el propio suelo. Asimismo, para que el manejo del material sea adecuado es conveniente que el nivel freático se ubique encima de la clave o corona con suficiente margen de seguridad. Aun con estas limitantes, su campo de aplicación puede extenderse mediante la adición de material fino y otros aditivos que mejoran las propiedades reológicas de la suspensión de lodo.

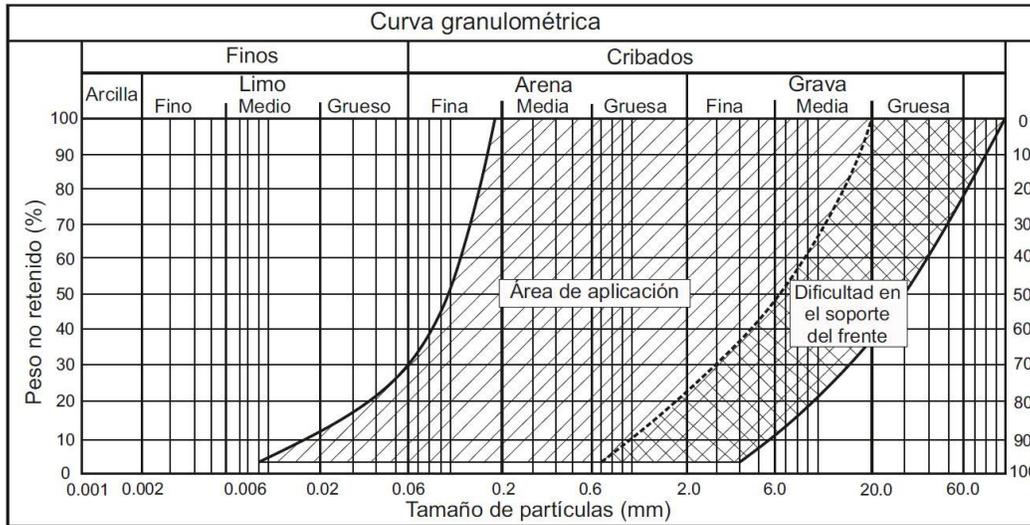


Figura 1.8 Campo de aplicación de hidroschields. Adaptada de Guglielmetti et al. (2008)

Por otra parte, el empleo de ambos tipos de tuneladoras está limitado principalmente por la dificultad en la separación de los finos para su reutilización y en zonas urbanas por los grandes espacios requeridos para la ubicación de las plantas de separación. Además, este tipo de plantas representa un costo importante del total del proyecto, incluso del orden de costo semejante al de la propia tuneladora.

A fin de cuentas, tanto los slurry shields como los hidroschields llevan a cabo el transporte del material excavado hidráulicamente, lo que ha conducido a que se les de la denominación de hidroescudos de forma indistinta.

#### 1.4.5 Escudos EPB

El desarrollo de los escudos de presión de tierras (EPB por sus siglas en inglés) se ha enfocado en la excavación de túneles que involucran problemas de estabilidad en el frente. Esta situación se presenta en túneles excavados en terrenos heterogéneos, en roca blanda a grandes profundidades y/o en condiciones donde la excavación se realiza por debajo del nivel freático.

En este tipo de tuneladoras, el manejo de la inestabilidad generada en el frente es controlada mediante el propio material excavado. La presión ejercida por el terreno circundante y el agua existente es equilibrada por la presión ejercida por la cabeza de corte y el mamparo, en sentido contrario (Véase Figura 1.9), de ahí su denominación de Presión de Terreno Balanceado (o Presión de Tierras Balanceadas).

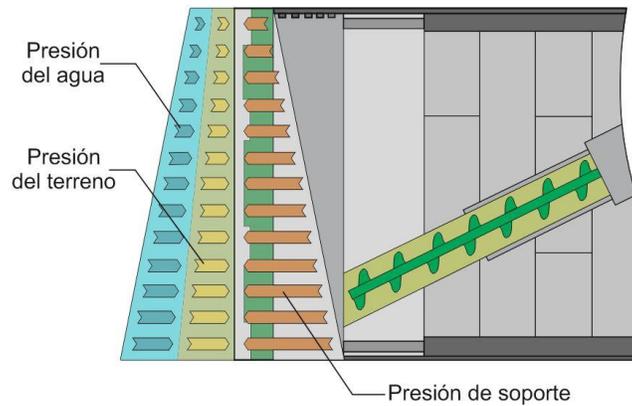


Figura 1.9 Principio de operación de tuneladoras EPB

La excavación del material se consigue debido a las herramientas de corte dispuestas en la cabeza de corte (discos y “rippers”), la cual gira a medida que el escudo avanza. Dicho material es almacenado y controlado en la cámara de excavación, situada en el 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 cilindros hidráulicos, mismos que se apoyan sobre el revestimiento del túnel, constituido comúnmente por anillos de dovelas (Véase Figura 1.10).

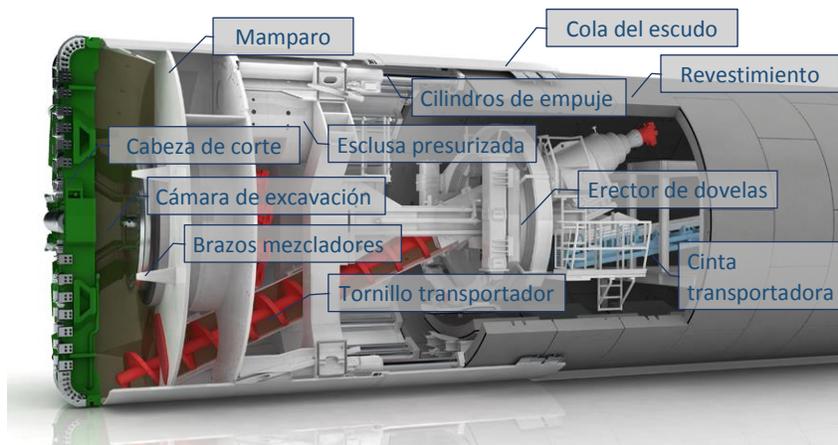


Figura 1.10 Componentes de tuneladora EPB. (herrenknecht.com, 2016)

## CAPÍTULO 2: EXCAVACIÓN DE TÚNELES EN FRENTES MIXTOS

### 2.1 Los frentes mixtos

En la excavación de túneles, una de las condiciones más críticas que pueden hallarse es la denominada condición de frentes mixtos, debido a la dificultad para conseguir rendimientos constantes y satisfactorios. En la sección 2.3 de este trabajo se describen algunos de los fenómenos que influyen en el retraso general de la obras. Incluso, varios de ellos conducen a la necesidad de efectuar paradas frecuentes y/o prolongadas en la máquina, con el fin de corregir las consecuencias negativas.

Bajo este entendimiento, conviene definir el concepto de frentes mixtos, el cual desde el punto de vista geológico, se define como la ocurrencia simultánea de dos o más formaciones geológicas con marcadas diferencias de sus propiedades mecánicas (Véase Figura 2.1), tanto en ingeniería geológica como de hidrología, o la misma formación geológica pero con diferentes grados de meteorización.

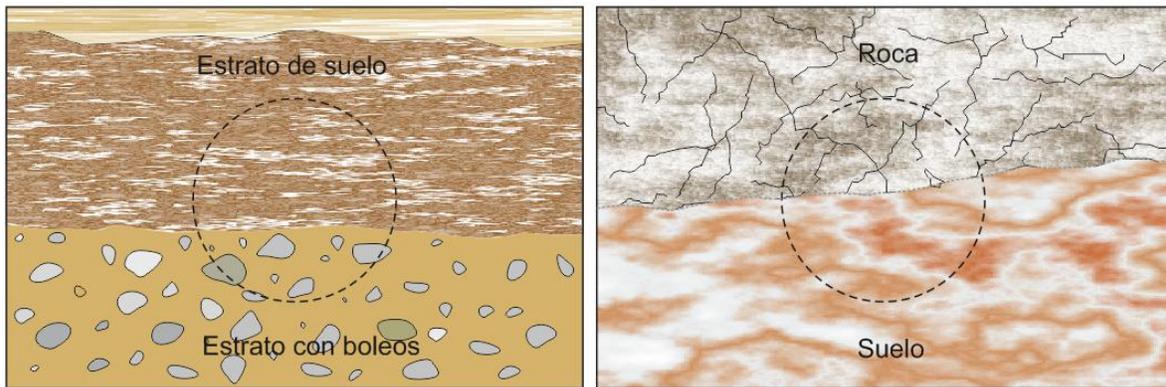


Figura 2.1 Condición representativa de los frentes mixtos

En opinión de Zhu [2005] “el término de condiciones de frente mixto se utiliza cuando el frente del túnel se compone de al menos dos tipos de roca con diferente excavabilidad; en términos simples una mezcla de roca suave y dura”. Se sugiere la resistencia a compresión uniaxial (UCS por sus siglas en inglés) como una referencia directa de excavabilidad de la roca. Es bastante aceptable considerar 1:10 como proporción mínima entre los valores de las resistencias para considerar un terreno como frente mixto.

Del mismo modo, recientemente en el ámbito de la excavación de túneles mediante tuneladora, algunos autores establecieron la definición de frente mixto como la “ocurrencia simultánea en el frente de la excavación de dos o más áreas suficientes de material con propiedades significativamente diferentes que afectan el funcionamiento de la TBM. Este consta de dos o más formaciones geológicas o la misma formación geológica con distinta intensidad de fracturación o grado de meteorización” [Lombardo et al., 2014].

Con base en una recopilación de las características geológicas de diversos túneles excavados alrededor del mundo, se ha propuesto una clasificación de los tipos de frentes mixtos, estableciéndose las siguientes categorías: 1) clase I, que comprende terrenos conformados por diferentes capas, estratos o lechos de roca, así como diques, fallas o zonas de cizalla; 2) clase II,

que incluye interfaces de materiales suelo-roca, o material meteorizado dispuesto encima de la roca madre y; 3) clase III, que comprende bloques de roca mezclados con suelo, o roca meteorizada esferoidalmente mezclada con una formación suave (boleos).

Por otra parte, en condiciones de frentes mixtos, se puede decir que los aspectos que mayor influencia ejercen en el comportamiento del terreno y de las dificultades que se presentan bajo esta condición, se asocian a los factores descritos en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Principales factores involucrados en la excavación de frentes mixtos

Aspectos generales	Propiedades específicas
Propiedades mecánicas	Resistencia a compresión uniaxial (UCS)
	Módulo de elasticidad
	Abrasividad de la roca
	Cohesión del suelo
Formación geológica y su geometría en el frente de excavación	Proporción de la resistencia de los diversos materiales que componen el terreno
	Porcentaje de afloramiento de roca que compone el frente
	Tamaño y distribución de cantos rodados, bloques de roca y roca meteorizada esferoidalmente
Propiedades geohidrológicas	Propiedades de las discontinuidades
	Distribución y presión de las aguas subterráneas
	Permeabilidad de los diversos materiales contenidos en el frente
	Permeabilidad de la interfaz entre los materiales

## 2.2 Escudo EPB para la excavación de túneles en frente mixto: ventajas

Puede decirse que para la excavación de frentes mixtos, puede optarse por utilizar hidroescudos o tuneladoras EPB. Para esta elección debe considerarse el tipo de suelos, la distribución de tamaños de partículas de las litologías involucradas, la presencia o ausencia de agua subterránea, la altura del nivel freático (si está presente) con respecto a la profundidad del túnel, etc. También debe tomarse en cuenta otros factores determinantes en el tipo de tuneladora a emplear, de carácter ambiental, técnico y económico, y en todo momento debe tenerse claro que ninguna excluye problemas a causa de la presencia de frentes mixtos y boleos con grandes dimensiones o altas cantidades.

El problema ambiental relevante en el uso de los “hidros” se deriva de la dificultad que implica la separación de los finos de los lodos de transporte para su reutilización, así como amplios espacios requeridos para en la superficie para emplazamiento de las plantas de separación. Además, en ambientes urbanos o en obras próximas a ciudades, tiene la dificultad adicional del impacto ambiental que origina la eliminación de la rezaga, producto de la excavación. Esto hace que en países con grandes restricciones ecológicas sea más frecuente el empleo de tuneladoras tipo EPB.

Sin embargo, desde el punto de vista del control de la estabilidad en el frente y control de asentamientos, las dos técnicas pueden considerarse casi equivalentes. Los hidroescudos se caracterizan por proporcionar una excelente contención en el frente mediante lodos, mientras que la contención con escudos EPB ofrecida por el propio material excavado, es bastante razonable, así que los asentamientos producidos a menudo se ubican dentro de valores aceptables.

Otra de las grandes ventajas que ofrece el empleo de tuneladora tipo EPB, para la excavación de terrenos cohesivos inestables, son los altos rendimientos que con ella se pueden conseguir, aun cuando existan dificultades para conseguir mezclas idóneas del material. En los últimos años, los avances tecnológicos enfocados en la fabricación de tuneladoras EPB han permitido mejorar los rendimientos, al grado de permitir el doble de los obtenidos con el empleo de hidroescudos.

Anteriormente, una de las desventajas que presentaba el uso de escudos EPB en túneles de grandes diámetros, superiores a 12 metros, estaba relacionada a la dificultad para conseguir el alto torque para hacer rotar la cabeza de corte. Sin embargo, hoy en día, el incremento en la capacidad y potencia de las máquinas modernas ha permitido superar esta limitante. Asimismo, era complicado hacer frente a altas presiones de agua, lo cual se ha superado, al grado que las máquinas actuales son capaces de enfrentar presiones superiores a los 8 bar. Lo mismo ocurría con el excesivo desgaste que presentaban los componentes que estaban en contacto con el material excavado, con alto grado de abrasividad. Este problema ha sido resuelto con la utilización de metales más duros y la adición de espumas o aditivos.

Por último, puede decirse que entre 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 2.2.

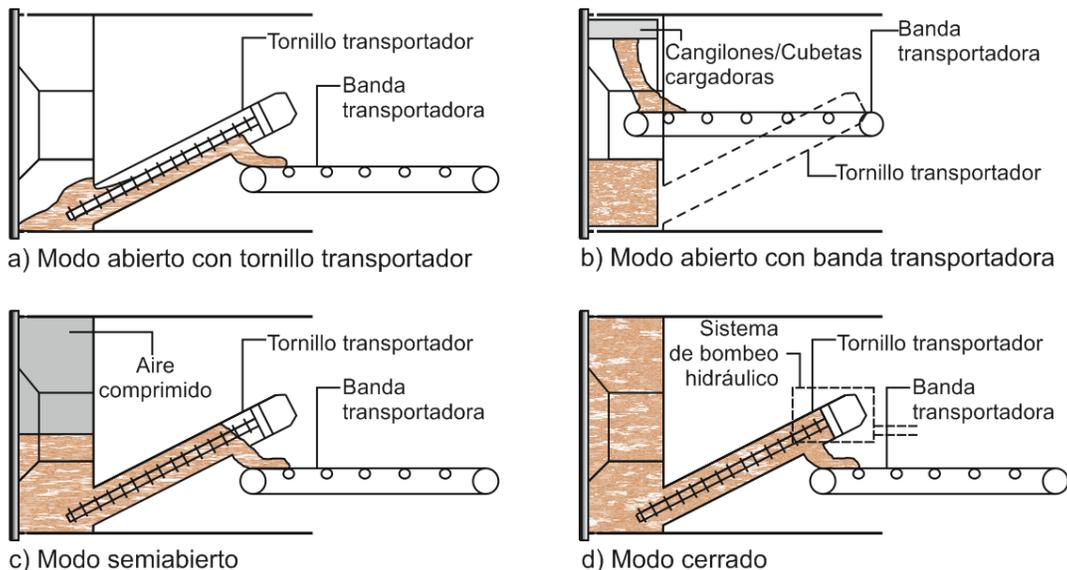


Figura 2.2 Modos de operación de las tuneladoras EPB. Adaptada de Maidl et al. (2008)

En modo abierto la cámara de excavación trabaja en condiciones atmosféricas (Véase Figura 2.2a) y sin ningún tipo de soporte en el frente. La extracción de la rezaga se realiza mediante el tornillo

transportador. 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.

Actualmente algunos escudos EPB, además del tornillo transportador, cuentan con un sistema alternativo para el rezagado, el cual consiste en una banda transportadora que inicia excéntricamente en el pleno (Figura 2.2b). Este sistema solo puede ser utilizado cuando el escudo opera en modo abierto. Cuando es necesario efectuar paradas la banda se retrae rápidamente y la abertura por donde pasa la banda se cierra, pudiendo así efectuar las acciones de presurización en el frente.

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 2.2c), 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 el pleno se mantiene lleno 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 2.2d), aunque para manejar la presurización con menores niveles de riesgo, el material también puede descargarse sobre un sistema de bombeo hidráulico. El medio de transporte hidráulico puede ser alimentado directamente de la cámara de excavación presurizada o dentro 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.

### 2.2.1 Campo de aplicación

Como se ha comentado anteriormente, el empleo de los escudos EPB está enfocado en frentes inestables, pero su espectro completo de aplicación se puede observar en la Figura 2.3. Por encima de una línea de umbral (curva granulométrica 1); con un mínimo contenido de finos de 30% prácticamente no hay límites de aplicación de los escudos EPB. Comúnmente estos suelos son predominantemente impermeables, y su consistencia está determinada por el contenido de agua. Sin embargo, los suelos no cohesivos no deben considerarse como un área predestinada de aplicación de los escudos EPB y en materiales con alto contenido de finos los hidroescudos pueden resultar más ventajosos que los EPB.

Cuando el suelo tiene una consistencia rígida (Índice de consistencia  $I_c > 1$ ), alta cohesión y baja permeabilidad normalmente es posible trabajar sin presión de apoyo. Sin embargo, si la presión en el frente es necesaria entonces la consistencia del suelo debe ser pastosa a suave ( $I_c = 0.4 - 0.75$ ). Para conseguir esta consistencia, dependiendo de la composición mineralógica y de su contenido de agua, suspensiones de alta viscosidad (bentonita o polímeros) o espumas pueden usarse como agentes acondicionantes (Véase Tabla 2.2).

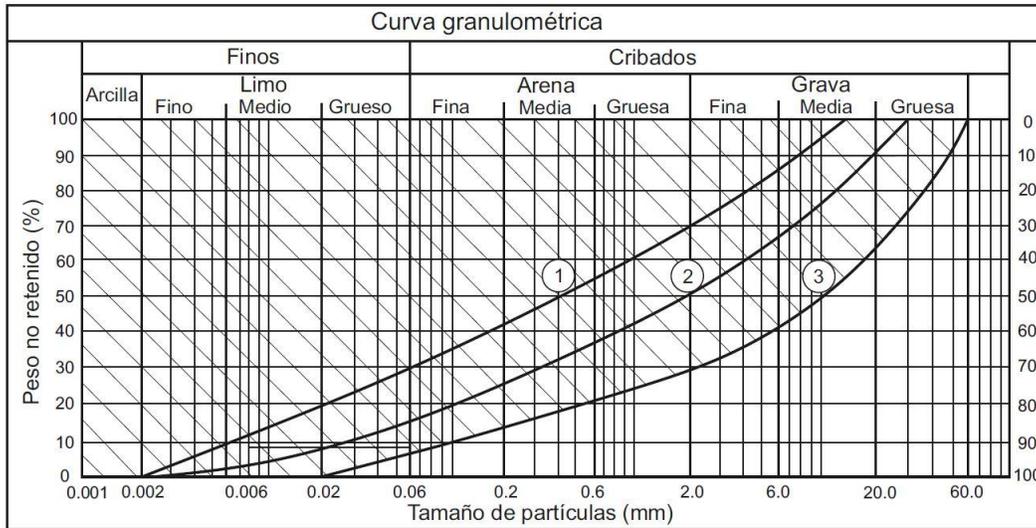


Figura 2.3 Campo de aplicación de los escudos EPB. Adaptada de Guglielmetti et al. (2008)

Bajo la línea de umbral (curva 1 de la Figura 2.3), los límites de aplicación son determinados por el coeficiente de permeabilidad  $k$  y la presión prevaeciente del agua subterránea; la permeabilidad no debe superar un valor de  $10^{-5}$  m/s.

En el área entre las curvas 2 y 3, los escudos EPB ya no deben utilizarse bajo presión de agua subterránea. Bajo la curva 3, la permeabilidad es demasiado alta y el uso de agentes de acondicionamiento no tiene efecto ya que drenan sin obstáculos delante del frente y no son útiles para aumentar la presión de apoyo.

Tabla 2.2 Tipos de acondicionamiento requerido conforme a las propiedades plásticas del material

Zona	Condiciones preexistentes	Agentes acondicionantes
1	$I_c$ de soporte medio = 0.4 - 0.75	Agua Arcilla y suspensiones poliméricas Espumas tensoactivas
2	$k < 10^{-5}$ m/s Presión del agua < 2 bar	Arcilla y suspensiones poliméricas Espumas poliméricas
3	$k < 10^{-4}$ m/s Sin presión de agua subterránea	Suspensiones de alta densidad Suspensiones poliméricas de alto peso molecular Espumas poliméricas

El apropiado acondicionamiento de suelos debajo de la curva granulométrica 2 se puede conseguir solo con la adición de suspensiones de alta viscosidad (suspensiones de alta densidad) o espumas poliméricas. Si la proporción de líquidos de agentes de acondicionamiento excede un valor de 40-45% del volumen excavado, entonces la consistencia es normalmente fluida y el transporte del material sobre una cinta tiene que ser reemplazado por transporte hidráulico.

Entonces el rango de aplicación de los escudos EPB puede ser extendido lejos del área de aplicación de los escudos slurry mediante el uso de agentes de relleno (como bentonita o arenas muy finas) o aditivos (como polímeros y espumas).

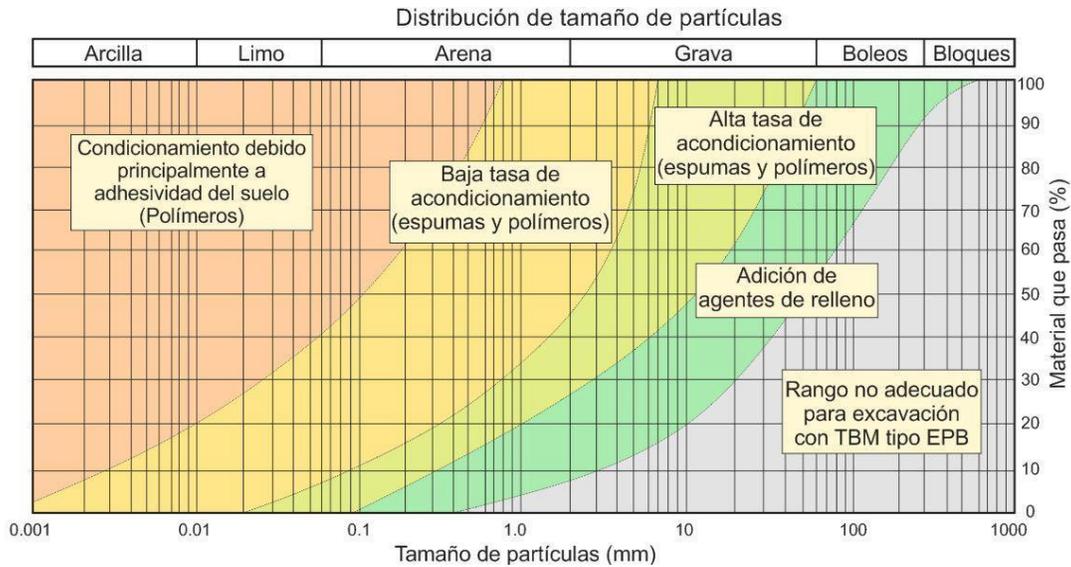


Figura 2.4 Técnicas de acondicionamiento de acuerdo a distribución granulométrica. Adaptada de Guglielmetti et al. (2008)

Un criterio alternativo para establecer el rango de aplicación de estas técnicas de acondicionamiento, así como sus proporciones generales necesarias, está basado en la distribución granulométrica del terreno a excavar, según se aprecia en la Figura 2.4. En todo momento el propósito general de la adición de agentes de acondicionamiento es otorgar una consistencia visco-plástica al material para facilitar el manejo. Sin embargo, se debe reconocer que existen limitantes económicos ligados a su alto costo, que deben ser considerados para su definir su utilización.

### 2.2.2 Funcionamiento y componentes de los escudos EPB

Como se ha descrito anteriormente, en la excavación con escudos EPB, el frente excavado es soportado por el propio material excavado. Dicha excavación se consigue debido a la rotación de la cabeza de corte y las herramientas de corte dispuestas en la misma (discos de corte y rippers).

En presencia de frentes mixtos los discos de corte sirven para la excavación de rocas y bloques. Estos discos comúnmente son herramientas de rotación de metal endurecido. Presionan contra el frente y ruedan con la rotación de la cabeza de corte. Son configurados en la cabeza de corte de forma concéntrica, con espaciamiento constante que usualmente va de los 70 a los 100 mm, de acuerdo al comportamiento de la roca. Discos dobles o triples se han desarrollado también, facilitando la instalación en espacios restringidos, sin embargo, tienen el inconveniente de reducir los rendimientos específico durante la excavación. Todos estos factores, al igual que la fuerza de contacto, son determinantes en la profundidad de penetración de la roca. Dado que para el manejo de las curvas se requiere realizar un sobrecorte, en el perímetro de la cabeza de corte también se instalan discos de corte.

Por su parte, los rippers son utilizados como herramienta de excavación o para trabajar parcialmente “desgarrando” el material fracturado o suelto en el frente. Para lograr este último propósito, es necesario que los discos de corte sean montados ligeramente delante de las otras herramientas, conforme a la profundidad de penetración que se desea conseguir.

Sin duda, otro componente importante de los escudos EPB es el tornillo transportador, el cual tiene como función principal transportar la rezaga desde la parte inferior de cámara de excavación hasta una banda transportadora situada en la parte trasera de la TBM, misma sobre la cual se instalan básculas para la medición del peso instantáneo y acumulado en cada ciclo de excavación. Una vez que el material llega a este lugar el transporte hasta el exterior del túnel todavía puede llevarse a cabo mediante cinta transportadora, aunque también es posible hacerlo por métodos convencionales como vagonetas, locomotoras, entre otros.

Otras de las funciones importantes del tornillo es controlar la presión en el frente de excavación y adecuar el índice de descarga al índice de avance de la TBM. El control de la presión se consigue adecuando la velocidad de rotación (entre 0 y 18 revoluciones por minuto) e índice de descarga del material. De esta manera es posible conseguir que el gradiente de presión en el pleno decazca desde un cierto valor, a lo largo del “tapón”, hasta alcanzar la presión atmosférica en la puerta de descarga. La presión en la cámara de excavación es medida por celdas de presión distribuidas en el frente del mamparo (Véase Figura 2.5). Es importante que ante la presencia de materiales permeables se garantice el sellado o “tapón” a lo largo de este componente y así evitar la pérdida de presión en el frente. Este propósito se logra más fácilmente tomando medidas alternativas como la inyección de agentes acondicionantes.

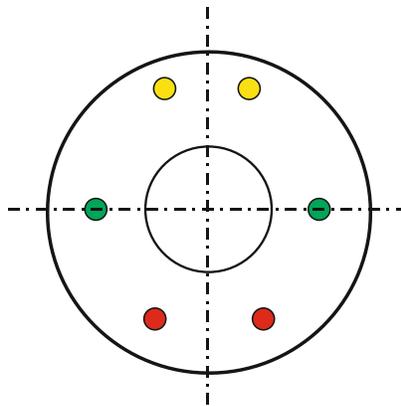


Figura 2.5 Configuración convencional de medidores de presión situados en el mamparo.  
(Guglielmetti et al., 2008)

El tornillo sinfín se sitúa dentro de una “caja”, normalmente fijo a un eje de rotación central, aunque también puede estar constituido sin eje central; esta última versión permite que fragmentos de roca o material más grande sean transportados. Aunque su parte delantera puede situarse en la zona central de la cámara de excavación, usualmente se ubica en la zona inferior. En la primera configuración el material de la parte inferior debe recogerse contra la gravedad, mientras que con el tornillo situado a nivel inferior el vaciado de la cámara de excavación cuando se requiere presurización con aire comprimido es menos problemático. Su extensión dentro del pleno mediante cilindros de desplazamiento facilita la alimentación del material; en posición retraída o normal, la alimentación se tiene que llevar cabo por presión. Su funcionamiento es eficiente debido a la componente de fricción normal a la cara anterior del tubo y que es consecuencia del propio peso del material y la cara del tubo. Esta fricción impide que el material rote dentro del tubo, favoreciendo el avance del material en sentido longitudinal.

En lo referente a la colocación de los segmentos de los anillos de revestimiento, los escudos EPB disponen de una estructura o carcasa metálica que aísla totalmente la excavación y evita interferencia alguna por parte del terreno excavado. De esta manera, a medida que el escudo avanza, los anillos ya montados, van saliendo del interior del escudo.

Para la erección de los anillos, estas tuneladoras disponen de una grúa móvil, llamada erector, que permite manipular y posicionar las dovelas para ensamblar el anillo completo. La mayor parte de los erectores manipulan las dovelas sujetándolas mediante un sistema de succión, al igual que los sistemas de elevación necesarios para descargar las dovelas que llegan al escudo para ser colocadas. Las tuneladoras modernas cuentan con un sistema de guiado, equipado con un software que permite calcular el posicionamiento óptimo de cada segmento de revestimiento, de manera que se puede alcanzar un buen grado de coincidencia entre el eje real y el eje teórico del túnel, dentro de las tolerancias permisibles.

Para realizar el posicionamiento, es necesario que los cilindros de empuje alineados al segmento en colocación sean retraídos. Una vez que los segmentos son posicionados correctamente, los cilindros son extendidos hasta hacer contacto con el segmento erigido. El procedimiento es el mismo para todos los segmentos, hasta concluir la erección de la denominada dovela "llave". Para la colocación de rieles, cuando es necesario, también se debe colocar un segmento adicional en la cubeta del túnel, el cual sirve de base.

La colocación de los anillos de revestimiento se realiza una vez que el ciclo de excavación es concluido, así que previamente al término de este último, se debe garantizar el suministro de los segmentos prefabricados, los cuales se sitúan en la bahía de suministro para su manipulación inmediata.

Ya colocados, los anillos de dovelas proporcionan sostenimiento al túnel y a la vez sirven de apoyo a los cilindros del sistema de empuje. Estos cilindros, al operar de forma independiente, apoyados del sistema de guiado, permiten el direccionamiento de la tuneladora.

Dado que el diámetro de la excavación es mayor que la del diámetro exterior de los anillos de revestimiento, se genera un hueco anular (también denominado "gap") entre ambos (Véase Figura 2.6) con ancho teórico de 70 a 120 mm, el cual debe ser rellenado inmediatamente para contrarrestar los asentamientos en la superficie. Esta inyección se realiza a presión mediante inyectoros embebidos en la cola del escudo, mediante bombas de alimentación situados en el back up, y con frecuencia el tipo de inyección más utilizada para este fin es mortero de cemento.

Con el objetivo de que el mortero de inyección (también denominado grout) no invada la zona de trabajo protegida por el escudo y para asegurar condiciones desfavorables a causa de altas presiones de agua, las tuneladoras EPB tienen en su cola un dispositivo denominado juntas de grasa, ilustradas en la Figura 2.6. Aquí se muestra un esquema de la junta de grasa típica de un escudo, constituida por tres filas circunferenciales de cepillos de acero, entre las que se inyecta grasa consistente constantemente para conseguir la estanqueidad. Esta cantidad se ha estandarizado ya que el empleo de dos filas conduciría a disponer de una sola cámara de grasa y no podría asegurarse suficiente protección ante la posible entrada de suspensión o mortero de inyección, trayendo consigo riesgos en proyectos urbanos.

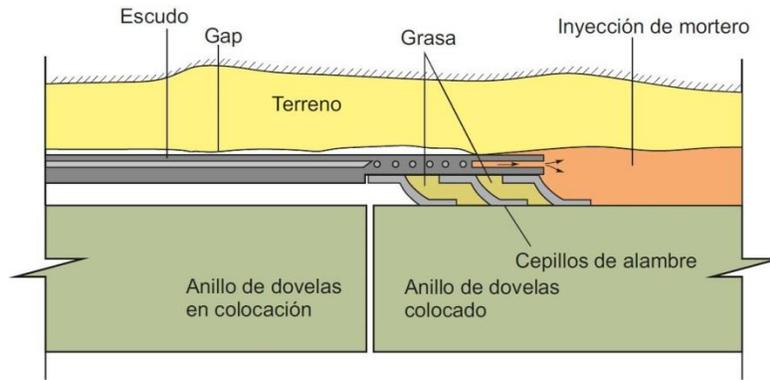


Figura 2.6 Juntas de grasa en los escudos EPB

Cuando es necesario llevar acciones de acondicionamiento del material, los agentes empleados para este propósito pueden ser inyectados a través de boquillas de inyección, la cámara de excavación o incluso a través del tornillo transportador.

Los escudos de presión de tierras son máquinas complejas y las funciones que desarrolla son muy complicadas y variadas, por ello, tienen instalaciones auxiliares complejas, que van unidas en un conjunto de remolques, también llamados back up, arrastrados por el propio escudo. Es normal que en conjunto el escudo y sus instalaciones remolcadas ocupen una longitud de túnel de 120 y 180 m.

Todos los escudos de presión de tierras disponen de un puesto de mando (o cabina de operación) desde el que se operan los diversos sistemas involucrados en el proceso de excavación, así como los parámetros de operación y funcionamiento. Una descripción más detallada de estos procesos es descrita en la sección 2.4 de este trabajo.

### 2.2.3 Organización y recursos

El personal involucrado en la excavación de un túnel es diverso, pero a grandes rasgos, se puede decir que los que tienen mayor participación durante el proceso son: el gerente de proyecto, el gerente de seguridad, higiene y medio ambiente, el gerente del túnel (también llamado superintendente del túnel), el superintendente de la máquina, el superintendente de turno, el operador de la máquina y el operador del erector de dovelas.

El gerente de proyecto (PM, por sus siglas en inglés) se encarga de la gestión y supervisión de los trabajos, así como de la definición de los aspectos administrativos y técnicos del proyecto.

El gerente de seguridad (SM) es responsable de la revisión y documentación de las actividades involucradas en el proyecto, con el fin de establecer mejoras al interior de los sistemas de gestión. Esto también permite le permite realizar una evaluación de los riesgos asociados con la excavación y preparación de un plan de seguridad, mismo que debe estar en constante actualización en relación a las condiciones del sitio. Además, se encarga de capacitación de los trabajadores y del cumplimiento regulatorio de las leyes y reglamentos vigentes aplicables al sector.

El gerente del túnel (TM) o Superintendente del túnel (TS, por sus siglas en inglés) es el encargado de la planificación, presupuestación de los materiales, insumos y mano de obra. Quizá su función más importante es la construcción de las obras subterráneas y complementarias, conforme a las

especificaciones establecidas, mismas que deben ser registradas y reportadas, principalmente al PM. También debe supervisar el personal de seguridad, aplicación de las reglas de seguridad y manejo de las inspecciones externas.

El superintendente de la máquina (MS, por sus siglas en inglés) es responsable del manejo del personal y del equipo involucrado en la excavación del túnel. Debe supervisar la producción y el mantenimiento del equipo para la excavación. La información de la cual dispone debe ser proporcionada al TM. Asimismo, en los cambios de turno, es quién debe transferir la correcta transferencia de información entre el personal homólogo.

Los superintendentes de turno (SS, por sus siglas en inglés), uno para cada turno de trabajo, bajo la supervisión del intendente de máquinas, son los responsables de llevar a cabo las siguientes operaciones: planeación de las actividades de trabajo asociadas a la excavación, erección de los segmentos de los anillos del revestimiento prefabricados y el relleno del “grout” detrás del revestimiento.

El operador de la máquina (MO) es responsable de las operaciones asociadas a: control de soporte del frente; control del peso y volumen del material excavado fluyendo desde la cámara de excavación; acondicionamiento del material excavado y; control de la excavación ante situaciones anómalas.

El operador del erector de dovelas (EO) es responsable de la erección de los anillos prefabricados de acuerdo con la posición adecuada, establecida por el MS.

Por último, el operador del equipo de relleno de revestimiento (LO) es el responsable del control del suministro, presión y volumen de inyección del “grout”.

## **2.2.4 Paradas de la máquina**

### **2.2.4.1 Procedimientos para las intervenciones**

Frecuentemente la utilización de tuneladoras tipo EPB se asocia a la necesidad de realizar algunas paradas durante la excavación, ya sea debido a eventos programados o a imprevistos. Algunas de las actividades que se ejecutan durante estas paradas son mantenimiento mecánico y eléctrico, así como la sustitución de herramientas de corte y reparaciones a daños ocasionados a la cabeza de corte.

Dependiendo del tipo de las operaciones que han de realizarse, las paradas pueden efectuarse de diversos modos; el primero no implica el vaciado del pleno mientras que el segundo involucra el vaciado parcial o total. A su vez, el procedimiento específico de intervención se define en función de la posición del túnel respecto a la del nivel freático del terreno.

Cuando no se considera necesario vaciar el pleno y el túnel se ubica debajo del nivel freático, la parada se realiza bajo las presiones establecidas en el tramo homogéneo del túnel y no es necesario cerrar las puertas hidráulicas de saturación del pleno (cuando se disponga de ellas).

El operador de la máquina debe permanecer en la cabina de operación durante las paradas y verificar que el soporte del frente permanezca dentro de los rangos prescritos. La “relajación normal” del terreno puede provocar que la presión decrezca y caiga dentro de los valores de los

umbrales de atención. En tal caso se debe bombear lodo bentonítico en el frente, hasta alcanzar los valores de presión requeridos. Algunas tuneladoras disponen de un sistema activo de inyección, de tal manera que el bombeo se hace de manera automática, mientras que en las que no se dispone de dicho sistema (sistema pasivo) corresponde al operador efectuar manualmente esta operación.

Antes de reiniciar la excavación, se debe poner en funcionamiento la cabeza de corte y empujar el escudo contra el frente, sin que el tornillo entre en funcionamiento, provocando un efecto de aumento de la presión. Una vez que la presión alcance valores adecuados, se puede activar el tornillo transportador y reiniciar la excavación.

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. Durante dicha parada no es necesario cerrar las puertas de flujo situadas en la cabeza de corte, cuando se disponga de ellas. El mantenimiento de la presión durante la detención y el reinicio de la excavación es efectuado mediante el procedimiento arriba descrito.

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.

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.

Alternativamente, cuando el terreno es estable, al abrir las puertas de saturación, la excavación puede ser reiniciada sin poner en funcionamiento el tornillo transportador pero abriendo las válvulas de liberación, de modo que el suelo sustituya progresivamente el aire del pleno. Entonces se puede abrir la puerta de descarga del tornillo y reiniciar la excavación.

La elección de los dos métodos descritos depende de las condiciones del suelo y debe ser acordado por las diversas áreas involucradas en la excavación del túnel (contratante, de diseño y construcción).

Por último, cuando la excavación se ubique por encima del nivel freático y sea necesario vaciar la cámara de excavación pero la estabilidad del terreno esté en duda las operaciones de parada y reinicio de la máquina deben realizarse suponiendo que el túnel se excava por debajo del nivel freático.

Por el contrario, cuando se considera que la estabilidad del terreno es apropiada, el ciclo previo a la detención debe operarse manteniendo las presiones prescritas. Una vez que la máquina es parada, se cierran las puertas de saturación (si se dispone de ellas) y el tornillo se pone en funcionamiento hasta vaciar el pleno hasta el nivel requerido para la intervención.

Antes del reinicio, la cámara se satura con una mezcla de bentonita agua y arena hasta alcanzar la presión mínima. Enseguida se abren las puertas de saturación y se reinicia la excavación, mezclando los materiales descritos mientras se mantiene se abre la compuerta del tornillo con la intención de mantener la presión. Al continuar la excavación, al alcanzar la presión apropiada se puede abrir la puerta de descarga del tornillo y rezagar el material “mezclado”, que ha de ser sustituido por el material natural excavado.

#### **2.2.4.2 Intervenciones hiperbáricas**

Como se ha descrito en la sección previa, durante las paradas puede resultar necesario recurrir a los trabajos de presurización, los cuales consisten en inyectar y generar una burbuja de aire en el frente de excavación, contribuyendo a estabilidad y la reducción del riesgo de ingreso de agua hacia el propio frente y, por tanto hacia el interior de la tuneladora. Para conseguir este propósito, la presión generada debe ser mayor que la presión que actúa sobre el frente.

Estas operaciones son ejecutadas accediendo al pleno bajo condiciones de presurización, así que debe ser vaciado y presurizado antes de entrar. El aire comprimido es alimentado a través del mamparo, mismo que separa las condiciones de presurización de las condiciones atmosféricas. Como no hay acceso directo a este lugar, la forma en que el personal puede acceder es a través de esclusas de aire situadas en la parte superior del mamparo, las cuales deben disponer de un mecanismo de cierre de sellado y presurizado.

Estas esclusas permiten a los trabajadores la transición gradual entre las presiones de las condiciones normales y las presiones de las condiciones del frente. Una práctica común es disponer de otra esclusa de aire para material, situada en la parte inferior del mamparo. Las regulaciones de aire comprimido estipulan que las esclusas de aire para personal no deben ser usadas para material y que no deben tener forma circular.

El personal asignado debe estar capacitado para llevar a cabo estas labores y un requisito primordial es que deben estar sujetos a exámenes médicos de manera constante. El rango de edad de los trabajadores establecido para trabajar en condiciones de presurización comúnmente es de 18 a 50 años. Para garantizar la seguridad el aire comprimido debe ser acompañado de medidas de seguridad adecuadas, un suministro ininterrumpido del mismo, así como de las demás medidas establecidas en las disposiciones legales aplicables.

Las regulaciones de aire comprimido establecen que en todos los sitios donde se empleen presiones de apoyo en el frente de más de 7 bar, las tuneladoras debe contar con una cámara hiperbárica, en la cual se efectúe el tratamiento de compresión y descompresión.

Existen otras restricciones asociadas a las intervenciones hiperbáricas como las asociadas a la permanencia de los trabajadores dentro de la cámara hiperbárica; los tiempos de presurización son demasiado largos para permitir un ciclo de trabajo en tiempo aceptable. Aun cuando se llevan a cabo por turnos, los rendimientos de trabajo son bastante reducidos. La ejecución inapropiada

de los trabajos de presurización y despresurización del personal puede conducir a riesgos y problemas graves en su salud. Otros factores que pueden influir en los tiempos de permanencia dentro de las cámaras son la temperatura y la humedad.

Una vez que se accede al pleno para llevar a cabo los trabajos de mantenimiento, se debe tener especial cuidado pues a menudo el lugar de trabajo es estrecho y resbaladizo, las actividades involucran el manejo y ensamblaje de elementos metálicos pesados, por lo que los trabajadores están expuestos a diversos riesgos de manera constante.

#### **2.2.4.3 Paradas prolongadas**

Cuando por alguna razón es necesario efectuar las paradas de la máquina durante periodos prolongados, durante la última fase de excavación se debe inyectar lodo bentonítico a través del pleno, mezclándolo con el material excavado hasta obtener una “masa” rica en bentonita, con el propósito de estabilizar e impermeabilizar el frente. Una vez que restos de bentonita son detectados en la puerta de descarga, esta debe cerrarse y concluir el ciclo de excavación. Después de que se han realizado las inyecciones de “grout” y han transcurrido algunas horas, se hace avanzar la TBM una distancia mínima (alrededor de cinco centímetros) y se inyecta lodo bentonítico en la cola del escudo para llenar el vacío creado por el avance. Esto se hace para prevenir el ingreso de grout hacia los cepillos y evitar la ocurrencia de daños hacia los mismos.

Enseguida deben cerrarse las puertas de saturación y permanecer así durante el periodo completo que dura la parada. La intervención debe acompañarse de un seguimiento riguroso de la presión, verificando que no caiga dentro de los valores de los umbrales de atención y en caso necesario inyectar lodo bentonítico.

### **2.3 Interacción de la excavación con TBM en el frente mixto**

En cualquier excavación, es deseable que la ejecución se lleve a cabo bajo condiciones normales, es decir, que los parámetros característicos se ubiquen dentro del rango de valores admisibles. Sin embargo, al trabajar en condiciones de frentes mixtos es muy probable que se presenten situaciones anómalas en las distintas etapas de excavación de un túnel, las cuales pueden impactar en un retraso general de la obra y en dificultades económicas, además de que comúnmente conducen a trabajos complementarios para afrontarlos.

Algunas dificultades están asociadas a aspectos como la inestabilidad en el frente y a la presencia abundante de agua en el terreno. Otros problema de carácter técnico y operacional de la tuneladora están asociados al desgaste excesivo de las herramientas de corte, dificultades diversas en la cabeza de corte, desgaste de los cepillos y dificultad en el sistema de transporte de la rezaga. Igual de importantes resultan problemas relacionados al comportamiento del entorno excavado: atrapamiento de la tuneladora, desviaciones, así como asentamientos y bufamientos superficiales.

En las siguientes subsecciones se detallan las causas de algunos de estos problemas y se describen aspectos importantes a considerar para su prevención y corrección.

#### **2.3.1 Inestabilidad o colapso en el frente**

En la excavación de túneles, la complejidad de la geología subterránea como lo es la ocurrencia de los frentes mixtos es generalmente una de las causas potenciales de inestabilidad en frente, que

incluso pueden concluir en colapsos. La presencia abundante de agua en el entorno excavado, asociado a una alta permeabilidad en el terreno también contribuye al fenómeno. La problemática deriva en la dificultad para mantener una presión adecuada en el frente, a través del material contenido en la cámara de excavación.

En condiciones de frentes mixtos los cortadores trabajan con diferente empuje; los que trabajan en las partes resistentes requieren mayor empuje y los que trabajan en las partes suaves requieren uno menor. Lo anterior provoca un desequilibrio entre las presiones actuantes en el terreno y las de sostenimiento de la tuneladora, que junto con las vibraciones inducidas por los cortadores que giran en sobre los materiales de distinta resistencia, conducen a problemas de estabilidad y colapsos en el propio frente y en la clave, los cuales se reflejan superficialmente como asentamientos.

Una condición semejante ocurre ante la presencia de “bolsas de arena” en el frente, la cual puede causar salidas violentas del propio material hacia la máquina. Un colapso en el frente aumenta la presión en dirección de la tuneladora y puede ocasionar que el material entre repentinamente hacia el pleno (Véase Figura 2.7), con alto riesgo de taponamiento de la cabeza de corte.



Figura 2.7 Colapso por inestabilidad en el terreno. (Zhao et al., 2007)

Vale la pena mencionar que la relación entre la abertura de la cabeza de corte y la sección excavada tiene una relación directa sobre la presión de apoyo mecánico sobre el frente; una cabeza de corte más cerrada proporciona mayor soporte. En tuneladoras tipo EPB esta característica usualmente se sitúa en un rango de entre 20 y 35%.

Como una regla general, las TBMs tipo EPB son equipadas con sensores de presión, instalados sobre el mamparo. Las medidas de presión son mostradas al operador en la pantalla de la cabina, permitiéndole manejar y prevenir inestabilidad en la clave, así como controlar el efecto del flujo de agua. El empleo de aire comprimido en el frente resulta bastante ventajoso para lograr este propósito. El manejo de una presión adecuada ayuda a reducir los asentamientos superficiales a valores aceptables; si el volumen es controlado adecuadamente la inestabilidad y los colapsos en el frente pueden reducirse significativamente.

Los túneles están sujetos a posibles variaciones en su geología y por tanto se vuelven susceptibles de presentar condiciones de inestabilidad en el frente. Cuando la información disponible no permita conocer con precisión tales condiciones, es conveniente que la máquina cuente con

sistemas para la investigación delante del frente que proporcionen información más precisa, como los sistemas de perforación sin extracción de núcleos, que también permitan el registro de los parámetros de perforación.

Para lograr la investigación del terreno circundante delante de la excavación, la TBM debe estar diseñada para permitir operaciones de perforación ya descritas, con plataformas de perforación compactas que permiten su ejecución de manera inclinada hacia adelante en un rango del 10 al 15°. De igual manera, para poder realizar estas acciones la cabeza de corte debe adoptar una posición particular, la cual debe ser identificada y alineada con los agujeros situados en el mamparo.

En casos más críticos, debe ser posible llevar a cabo la investigación mediante herramientas de perforación que permitan la recuperación de núcleos, con el fin de conocer con mayor detalle las características de los materiales del sitio. Para llevar a cabo estas labores, se debe tener especial cuidado pues su ejecución puede originar la pérdida de los tubos de las herramientas de perforación, lo cual puede dañar la cabeza de corte una vez que se atraviesa la sección más tarde. Para solucionar este inconveniente, una solución segura es usar herramientas de perforación de aluminio.

Cabe mencionar que las investigaciones desde la TBM también son recomendadas como medida secundaria cuando el túnel se excava debajo de construcciones o estructuras existentes y en áreas particularmente sensibles. Alternativamente a los métodos de excavación descritos, estas labores se pueden realizar a través de métodos geofísicos (prospección sísmica, electromagnética, etc.).

Una vez que los problemas de inestabilidad han sido identificados, puede resultar necesario implementar medidas de mitigación. En primera instancia la adición de agentes acondicionadores y espumas en el material excavado desde el mamparo ayuda a mejorar su fluidez y su cohesión, lo cual también contribuye a mejorar la estabilidad en el frente.

En situaciones más críticas, la inestabilidad y la alta permeabilidad en el frente pueden ser contrarrestadas mediante tratamientos para el mejoramiento del terreno, como inyecciones o columnas de jet-grouting, previamente al paso de la máquina. Estos usualmente se ejecutan desde la superficie pero también son posibles desde el interior del túnel. Los primeros son preferidos donde la profundidad es mínima (inferior a 50 metros aproximadamente), ya que no interfieren en el ciclo de producción como lo hacen los otros. En zonas urbanas la primera alternativa tiene el inconveniente de crear interferencia y molestia en el entorno de trabajo. Al final estas medidas facilitan considerablemente la excavación y previenen consecuencias secundarias. Además resultan bastante ventajosas para simplificar la entrada de personal al frente para ejecutar labores de mantenimiento en la cabeza de corte.

### **2.3.2 Flujo abundante de agua desde el frente**

La excavación de un túnel puede involucrar tramos situados debajo del nivel freático y materiales sueltos o lentos, los cuales pueden constituir un “nivel de agua suspendido”, si están confinados entre capas de baja permeabilidad. El agua presente tiende a fluir hacia el frente y su patrón de flujo está determinado por las propiedades geológicas, geotécnicas e hidrológicas del terreno a excavar.

Una de las propiedades que mayor influencia tiene sobre este comportamiento es la permeabilidad de los materiales a excavar, así como la permeabilidad de la interface de los materiales que conforman el frente mixto. Asimismo, aspectos hidrológicos como a presión y la distribución de las aguas subterráneas deben ser consideradas. Estos fenómenos tienen influencia directa en las presiones de poro que inducen en el terreno, las fuerzas de filtración, la reducción de la resistencia al corte, entre otros efectos.

El flujo excesivo de agua en el frente de excavación disminuye en gran medida la estabilidad en el frente causando dificultades en el transporte del material. La consistencia de la rezaga puede alcanzar demasiada fluidez, lo cual dificulta su manejo una vez que se vierte sobre la banda transportadora.

La afluencia excesiva de agua en la zona circundante a la excavación también puede ocasionar el arrastre de finos y por tanto la erosión del espacio anular de la excavación. En casos más críticos, como se ha descrito anteriormente, las filtraciones de agua y material arrastrado hacia el interior de la cámara de excavación puede estar acompañado de colapsos en el frente. Dado que en estas condiciones es difícil mantener la presión de apoyo en el frente, se pueden generar sobreexcavaciones o incluso el colapso en el frente, concluyendo en la inducción de grandes asentamientos superficiales.

Por otra parte, el aumento de la presión hidráulica en la cámara de excavación puede producir un efecto de presurización en el tornillo sinfín, que acompañado de la falta de generación del “tapón” puede concluir en derrames de agua bajo presión en la puerta de descarga. Al esparcirse en el interior del escudo (Véase Figura 2.8) se pueden dañar los componentes eléctricos, mecánicos e hidráulicos, siendo los primeros los más sensibles de daño. El mismo fenómeno puede arrastrar partículas de material circundante al interior del escudo, provocando condiciones poco higiénicas, que dificultan el paso del personal o de los propios componentes de la máquina. Queda claro que estas condiciones requieren de limpieza inmediata, y que si bien no representan mayores dificultades técnicas, si influyen en el retraso general de la excavación, dados los tiempos de labores que ello representa.



Figura 2.8 Ingreso de agua desde el frente del túnel. (Zhao et al., 2007)

La presencia excesiva de agua en el terreno puede suponerse con el aumento repentino de la presión medida en los sensores ubicados en el mamparo. La instalación de una videocámara cerca de la banda transportadora, inmediatamente después de la puerta de descarga del tornillo, otorga una idea de las condiciones de humedad del material dentro del pleno y del tornillo pero una

manera más precisa de determinar las condiciones hidrológicas del terreno es mediante perforaciones de investigación. Cabe señalar que si estas pruebas son efectuadas desde el interior de la tuneladora, es necesario interrumpir el proceso de excavación.

Una vez identificadas las zonas donde está presente la afluencia de agua, se pueden implementar soluciones como: 1) bombeo del agua proveniente del terreno hacia el exterior del túnel; 2) inyección de espumas u otros aditivos desde el túnel; 3) preinyección sistemática de mortero en las áreas con presencia de agua.

La “deshidratación” del terreno es aplicable en túneles localizados a profundidades menores a 50 metros y debe ejecutarse de forma parcial, ya que su mitigación implica altos costos técnicos y económicos. Cuando se realizan perforaciones para la investigación del terreno, los mismos barrenos pueden ser utilizados para este fin pero, como se ha mencionado, su ejecución puede resultar poco práctica al interrumpir continuamente el ciclo de excavación.

Cuando se implementa la inyección de espumas y/u otros aditivos, el procedimiento se debe ejecutar como sigue: 1) cerrar la puerta de descarga del tornillo transportador; 2) definir o hacer variar las características de la espuma y la cantidad de polímeros inyectados; 3) detener la rotación del tornillo y continuar con la excavación, con el fin de incrementar la densidad del material en el pleno, controlando que la presión no aumente significativamente; 4) poner el funcionamiento el tornillo y verificar la mejora en el comportamiento del material; si el flujo persiste, inyectar bentonita a través del tornillo hasta que el material alcance una consistencia plástica.

En lo referente a las medidas de mejoramiento del terreno mediante inyecciones de mortero o similares, en algunos casos estas pueden ser efectuadas desde la superficie, pero también desde el interior del túnel. Las primeras resultan más convenientes pues no interrumpen en proceso de excavación del túnel. Por su parte, los trabajos efectuados desde el interior de la excavación son extremadamente complicados y su eficacia puede ser escasa, debido a la falta de espacio para realizar el número y distribución de las perforaciones necesarias. Su ejecución supone efectuar paradas prolongadas, con el retraso del programa de y las repercusiones económicas pertinentes.

Cuando el flujo y la velocidad de filtración del agua son altos, el mejoramiento del terreno puede verse afectado ya que los materiales de inyección pueden ser arrastrados.

### **2.3.3 Desgaste excesivo en las herramientas de corte**

En condiciones de frente mixto, donde se involucra la presencia de roca fuerte o moderadamente resistente en combinación con suelos, se requieren discos para excavar la roca y “rippers” (también llamados picas de arrastre) para excavar el suelo. Por ello, desde el punto de vista operativo de la excavación de túneles con equipos TBM, uno de los aspectos más importantes es el desgaste indeseado de estas herramientas de corte, ya que para su inspección y sustitución comúnmente son necesarios trabajos bajo condiciones de presurización en el frente.

El rendimiento de la máquina en condiciones de frente mixto se ve seriamente afectado por las características geotécnicas, ya que las cargas que provocan sobre los cortadores son muy distintas, dependiendo de la posición en que se encuentren.

Los discos de corte son las herramientas de corte más susceptibles al desgaste. La presencia de material blando no proporciona suficiente fuerza de rodamiento para que los discos superen el pretorque existente en los rodamientos y como consecuencia se producen interrupciones en su rotación. El diferencial de carga se produce debido a que los cortadores que excavan el material de mayor resistencia reciben casi la totalidad de las fuerzas netas de empuje, mientras que los que excavan el material blando prácticamente percibe carga nula. Lo anterior se acompaña de un desgaste en la periferia de los discos. Este problema se puede agravar a tal grado que el disco ya no pueda girar. A partir de entonces, este tipo de herramientas deja de funcionar como mecanismo de corte y empieza a funcionar como medio de sostenimiento en el frente, lo que conduce al desgaste plano, ilustrado en la Figura 2.9.



Figura 2.9 Desgaste plano y multiplano en discos de corte. (Hongsu et al., 2007)

Cuando la zona libre existente entre el alojamiento del disco de corte y la placa de la cabeza de corte es obstruida por material arcilloso o similar, se originan paros en la rotación del disco. La rotación puede reactivarse al entrar en contacto nuevamente con roca dura. Sin embargo, el desarrollo continuo y repetitivo de este fenómeno conduce al desgaste multiplano (Ver Figura 2.9).

Ambos tipos de desgaste en cualquiera de los discos ocasionan que los discos adyacentes tomen mayor carga, que incluso puede superar la admisible, que a su vez puede inducir falla progresiva si ya presentan desgaste plano y no se inspeccionan y sustituyen a tiempo.

A medida que los discos cortadores se mueven sobre la superficie perciben cargas muy variables y producir efecto de martilleo, el cual puede producir la falla del disco de corte. En estos casos los discos muestran una tendencia de desconchamiento (Figura 2.10a), como pequeñas escamas que pueden ser arrancadas del borde del cortador. Además, debido a las altas cargas dinámicas y alta cantidad de movimiento de los cortadores, los rodamientos tienden a fallar, como se muestra en la Figura 2.10b.

Una de las medidas que se pueden implementar para reducir estos tipos de desgaste es el empleo de agentes acondicionadores y espumas en el material excavado, desde el mamparo, lo cual ayuda a reducir el impacto de martilleo.

Cuando hay gran inestabilidad en el frente, la caída de bloques es otro de los fenómenos que daña la integridad de los discos, provocando efectos como su fisuramiento. Estos impactos además del daño a los discos, también puede inducir daños en los rodamientos de apoyo.



Figura 2.10 Tipos de falla en discos de corte. (Zhao et al., 2007)

Por otra parte, las picas de arrastre (o “rippers”), aunque en menor medida, también son susceptibles de desgaste, y una forma frecuente de disminuir este fenómeno y aumentar su vida útil es reforzándolas con soldadura o insertos de metales duros.

Dado que, en la excavación de frentes mixtos no se pueden evitar los desgastes descritos, la medida más conveniente radica en la prevención. Una de las principales recomendaciones durante este tipo de trabajos, es realizar inspecciones periódicas, las cuales permiten analizar el desgaste y determinar las medidas de corrección como su reemplazo oportuno, de tal manera que se eviten daños a los cortadores adyacentes o incluso a la propia cabeza de corte. Es conveniente que para facilitar la sustitución de las herramientas estas estén conformadas por un sistema de poca complejidad.

En frentes poco variables, el desgaste en los discos puede ser uniforme, sin embargo, dado que por obvias razones en los discos más alejados del centro de la cabeza de corte es más recurrente este fenómeno, frecuentemente se pueden rotar la posición de los discos con el fin de aprovechar al máximo la vida útil de cada uno de ellos.

#### 2.3.4 Cabeza de corte: obstrucción, desgaste, deformación

Uno de los factores que influyen en la aparición de problemas en la cabeza de corte es su porcentaje de abertura, en relación al área de la sección excavada. Como se ha descrito anteriormente, 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.

La configuración de las herramientas de corte y su grado de abertura 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 “grizzli” 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 hacia el pleno.

Estas medidas 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 el torque necesario para hacer girar la cabeza de corte y 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 de la propia rueda de corte. Esto se debe a que el recorrido de los discos para alcanzar cierto grado de fragmentación se ve incrementado. Lógicamente con todo esto los rendimientos en la excavación se ven reducidos.

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. La percepción de ruidos metálicos dentro del pleno puede ayudar a validar el supuesto y, si es el caso, se deben llevar a cabo las intervenciones pertinentes dentro de la cámara.

Por otra parte, cuando los frentes mixtos involucran la presencia de terrenos arcillosos, su “pegajosidad” 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 agua y 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, entre otras suspensiones.

Cuando no hay indicios de que alguna de las causas anteriores provoca el bloqueo, se puede inyectar bentonita al frente, retraer el escudo en unos 10-15 milímetros y hacerla rotar la cabeza de corte alternadamente, tanto en sentido horario como antihorario. Si después de repetir este proceso varias veces no se consiguen resultados satisfactorios, aun cuando el máximo torque admisible es aplicado, se deben plantear alternativas más complejas, como la modificación de la abertura de la cabeza de corte (a una con mayor porcentaje de abertura).

La cabeza de corte también puede estar sujeta a una variación constante de cargas debido al rebote entre los cortadores entre 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 bloque de la rueda.

Es común la reducción del empuje o de la velocidad de rotación de la cabeza de corte con el fin de reducir eficazmente las vibraciones en la cabeza de corte. De acuerdo con la experiencia disponible en este tipo de terrenos, se sugiere reducir el empuje de 85 a 90%. En casos extremos donde la relación entre las resistencias de los componentes del frente mixto es mayor a cinco se recomienda reducir este parámetro incluso hasta un 50%, para reducir los niveles de vibración.

Asimismo, con el fin de proteger la cabeza de corte contra el desgaste, comúnmente se adiciona soldadura de dióxido de carbono o insertos de metal duro, o 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.

### **2.3.5 Desgaste en los cepillos**

Como se ha descrito previamente, en la cola del escudo se dispone de juntas de grasa, frecuentemente conformada por tres filas de cepillos de acero, entre las que se inyecta grasa consistente para conseguir estanqueidad. Estas juntas son un sello eficaz de entre el escudo de la tuneladora y los anillos de dovelas colocados y tienen como propósito principal evitar el ingreso de agua, material o mortero hacia el interior del escudo.

Tanto los cepillos como la grasa de sellado deben estar diseñados para resistir presiones elevadas provocadas por la presencia de altos niveles de agua. Además, esta última debe contar con buenas propiedades de bombeo y de adherencia hacia distintos tipos de terreno. Sin embargo, cabe mencionar que en comparación con otros componentes de las tuneladoras que han sido mejorados sustancialmente en los últimos años, estos no han sufrido grandes mejoras, al grado que su configuración permanece tal y como fue concebido en un principio.

Aun cuando su composición es relativamente simple, en condiciones de frentes mixtos o similares son susceptibles al desgaste gradual, conforme se avanza en la excavación. Dado que la excavación el frente y el espacio anular de la excavación se encuentran íntimamente ligados, al presentarse dificultad en la estanqueidad se puede ocasionar pérdida de presión en el frente, con sus implicaciones asociadas ya descritas.

Por otro lado, cuando la excavación se encuentra acompañada de flujo excesivo de agua, al filtrarse a través del espacio anular y atravesar la junta de grasa y los cepillos, se puede alcanzar el espacio relleno de mortero y por consiguiente erosión en el mismo; la pérdida de mortero implica una pérdida de masa, se puede reflejar superficialmente a través de asentamientos. El ingreso de agua al interior de la tuneladora también puede tener serias repercusiones en las tasas de avance de la excavación. Estas implicaciones son descritas con mayor detalle en la sección 2.3.2 de este trabajo, referente a flujo abundante de agua.

El desgaste excesivo de los cepillos puede acompañarse de pérdida constante de la grasa contenida entre los mismos. Ante esta situación la única medida que puede implementarse es la inyección constante con el fin de buscar asegurar su estanqueidad. Sin embargo, la identificación de estas condiciones difícilmente se puede percibir desde el interior de la tuneladora durante el proceso de excavación. Prácticamente la única medida de corrección es su reemplazo en zonas donde la excavación es interrumpida y se puede trabajar en condiciones atmosféricas.

### **2.3.6 Dificultad en el transporte de la rezaga**

La ocurrencia 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 la abertura de la propia cabeza de corte. La adición de barras sobre las aberturas mejora la fragmentación de los bloques, pero con las limitaciones correspondientes. Cabe mencionar que en los escudos EPB, en comparación con los “hidros”, no puede incorporar trituradores de roca dentro de la cámara de excavación.

Cuando la permeabilidad de los materiales excavados excede el límite aceptable 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 de acondicionamiento, a través de la cabeza de corte, la cámara de excavación o del propio tornillo sinfín. El acondicionamiento es una rápida y eficiente medida para modificar las propiedades del material. Cabe mencionar que el empleo de este tipo de agentes ayuda a evitar el desgaste excesivo en el tornillo.

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 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 sobre costos por los trabajos de limpieza requeridos, difícilmente mecanizables.

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, y la segunda, que consiste en la sustitución del tornillo por uno de mayor longitud.

### **2.3.7 Asentamientos y bufamientos superficiales**

Los movimientos del suelo son una inevitable consecuencia de la excavación y construcción de un túnel. La excavación de un túnel causa relajación de los esfuerzos in situ, la cual está parcialmente restringida por el sistema de soporte del túnel. De hecho, no es posible crear un vacío instantáneamente y proporcionar una rigidez infinita del revestimiento para llenarlo exactamente. En este sentido, cierta deformación del terreno toma lugar en la profundidad del túnel, lo cual origina una cadena de movimientos, resultando en asentamientos en la superficie, la cual es más significativa con la disminución de la profundidad del túnel. Ocasionalmente, la magnitud de estos asentamientos puede adquirir relevancia en zonas urbanas, debido a los daños inaceptables que puede ocasionar a las construcciones, estructuras, incluso a inmuebles de relevancia cultural.

Cabe mencionar que, en comparación con los hidroescudos, los escudos EPB presentan cierta dificultad para controlar adecuadamente los asentamientos. Esto radica que en los primeros el lodo denso ejerce presión a lo largo del “gap”, mientras que en los otros este efecto no puede conseguirse plenamente. Una mejor fluidificación en el frente va en contra de su principio de funcionamiento.

En general, puede decirse que los asentamientos son debidos principalmente a tres componentes: asentamientos a corto plazo, asentamientos debido a la deformación del revestimiento y asentamientos a largo plazo.

Los asentamientos a corto plazo son causados por la excavación del túnel y son una función de: la estabilidad en el frente, la tasa de avance, el tiempo que transcurre desde la excavación hasta que se instala el revestimiento y el tiempo necesario para realizar la inyección de cola. Los asentamientos inmediatos a lo largo del túnel comienzan a una cierta distancia delante del frente del túnel y se detienen cuando la inyección del “grout” (o mortero) del vacío de cola ha endurecido lo suficiente para contrarrestar cualquier desplazamiento radial adicional.

En lo referente a los asentamientos debidos a la deformación del revestimiento, se debe poner especial atención a los túneles de grandes diámetros y poca cobertura. Sin embargo, en túneles urbanos el revestimiento juega un papel importante y las cargas y las deformaciones deben ser bien definidas para el diseño apropiado de los segmentos de revestimiento.

Por último, los desplazamientos a largo plazo son debido a la consolidación primaria (que normalmente ocurre en suelos cohesivos compresibles, durante la disipación del exceso de presión de poro) y a la consolidación secundaria (una forma de fluencia lenta del suelo).

Existe otro tipo de movimientos superficiales que ocurren a una cierta distancia delante del escudo, denominada presubsidencia (Véase Figura 2.11), causada por la perturbación general del terreno. De acuerdo con experiencias de proyectos relevantes, este tipo de asentamientos constituyen un porcentaje más o menos definido de los asentamientos ya estabilizados. Dicho porcentaje está, sin embargo, condicionado por factores como el tipo de suelo y la tasa de excavación.

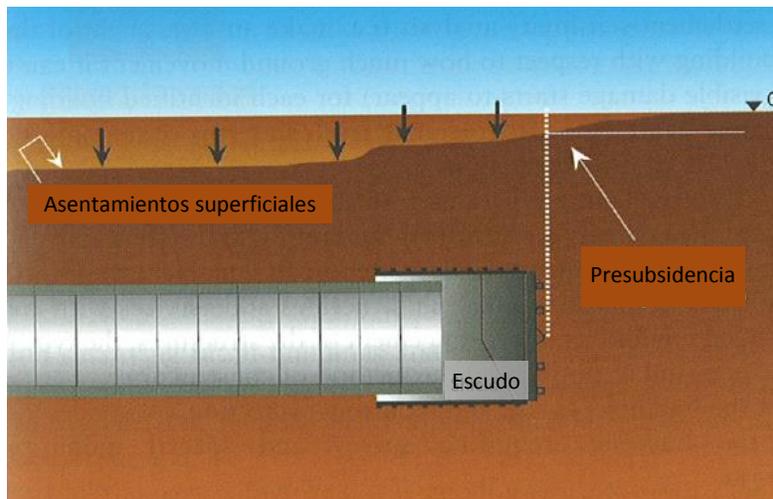


Figura 2.11 Asentamientos superficiales y presubsidencia. (Guglielmetti et al., 2008)

En relación al tipo de suelo, se puede decir que su influencia está determinada por su capacidad de autoapoye en el tiempo transcurrido desde la excavación hasta que se realiza la inyección de relleno del “grout”. Por su parte, la tasa de excavación influye en la posibilidad de efectuar dicho relleno tan pronto como sea posible, por tanto, en la minimización de los asentamientos transferidos a la superficie. El retraso en el avance y las paradas siempre causan un incremento en los asentamientos en la zona entre el frente y el escudo.

Durante el proceso de excavación el terreno circundante a la excavación tiende a moverse hacia adentro del túnel para que esfuerzos de alivio tomen lugar. Por lo tanto, siempre es necesario remover un volumen mayor al teórico. La diferencia de estos volúmenes representa el denominado “volumen perdido”.

Los factores individuales que contribuyen a la pérdida de volumen son la descompresión del frente del túnel, el sobredimensionado en la excavación y las dimensiones de los anillos de revestimiento.

La descompresión del túnel se origina por la remoción de material a causa del proceso continuo de rotación de los cortadores; el suelo sobresale fuera del frente del túnel en una zona de influencia delante del frente. Por su parte, el sobredimensionamiento se plantea como una forma de facilitar el avance del escudo y evitar su atascamiento. También permite manejar las curvas y redireccionar la máquina ante posibles desviaciones.

En referencia al revestimiento, como se ha descrito previamente, tiene menor diámetro que el escudo con el fin de permitir su ensamblaje dentro del mismo. El espacio anular formado debe ser inmediatamente rellenado, por lo tanto existe la posibilidad para que el terreno converja radialmente sobre el revestimiento, hasta que el “grout” ha completado el relleno del vacío y ha endurecido lo suficiente para resistir la presión del terreno. La zona más susceptible a este efecto es la situada detrás de la cabeza de corte y el escudo.

Sin embargo, hay un mínimo “volumen perdido” que no puede ser evitado, que es la pérdida radial sobre el escudo. Este componente de volumen puede ser calculado fácilmente tomando en cuenta las dimensiones de la sección excavada y las del revestimiento. Si el terreno es débil, una completa relajación de la excavación es esperada sobre el escudo antes de que la inyección de cola pueda intervenir y reaccionar contra los movimientos, entonces la pérdida de volumen radial sobre el escudo puede ser transmitida a la superficie como asentamientos.

De cualquier manera, el “volumen perdido” puede definirse como el originado por la suma de la “pérdida radial” causada por los desplazamientos radiales y por la “pérdida del frente”.

Tanto la pérdida del frente como la radial se pueden controlar apropiadamente mediante los procedimientos adecuados de la TBM. Un riguroso control del volumen extraído puede ser suficiente para que los daños no sean mayores. El volumen de material que entra en la cámara debe sustituir al que ha de extraerse, sin pérdida de presión. Todo esto se consigue mediante el ajuste de la velocidad del tornillo, lo cual permite manejar la presión en el frente de excavación y el índice de descarga. Estas operaciones deben reducir el riesgo de asentamientos, pero cuando el control del material extraído es inadecuado, junto con la sobreexcavación existente encima de algunos anillos, es suficiente para generar una chimenea que se extiende sobre la superficie. Una reducción significativa de la presión de soporte durante el avance de la excavación puede inducir una dramática pérdida de volumen si las características del terreno son desfavorables.

Desde un principio, el propósito de minimizar los asentamientos es uno de los principales aspectos que conducen a la elección de una máquina capaz de operar en modo cerrado y de proveer presión en el frente, mediante aire comprimido. La pérdida del frente puede ser mínima si la presurización es adecuada y por tanto, se minimizan los riesgos de asentamientos en zonas del túnel con poca cobertura. Sin embargo, se debe tener en cuenta que aplicación requiere un profundo entendimiento de los posibles mecanismos de falla del terreno. Una solución práctica a este problema es definir el rango más apropiado de la presión de distribución se define conforme a la geología encontrada, el nivel freático y la profundidad del túnel. Además, se debe asegurar que el suministro de aire hacia el frente sea constante.

Por su parte, la pérdida radial es fácilmente controlada mediante un volumen de inyección adecuado, una presión correcta, un adecuado diseño de la mezcla de inyección y el mantenimiento de la línea de inyección continua para evitar el taponamiento y la formación de huecos. Asimismo, el volumen inyectado de “grout” debe ser correlacionado con el teórico. Su medición sistemática es fundamental para controlar los asentamientos superficiales. Un volumen de inyección significativamente más alto que el teórico puede representar una sobreexcavación o una dispersión del suelo en una cavidad natural preexistente en el terreno natural. Una forma de corroborar la efectividad de las inyecciones es a través del empleo de técnicas como el georradar, antes y después de las inyecciones.

En ciertos casos, se puede implementar la inyección directa de lodos bentoníticos en el espacio anular, lo cual contrarresta los desplazamientos radiales inmediatos, aunque su efectividad puede ser menor.

En contraste a lo descrito hasta aquí, en ocasiones la presión en el frente de excavación puede ser excesiva, de manera que se ocasionan bufamientos superficiales coincidentes con la dirección vertical del frente de excavación. Para evitar este efecto en la mayor medida posible se recomienda operar la tuneladora por encima de la presión ejercida por el terreno, en un orden de 0.3 a 0.5 bar.

### **2.3.8 Atrapamiento de la tuneladora**

Cuando la tuneladora avanza regularmente, la excavación presenta un índice de avance muy alto, similar al de cualquier proceso industrial, pero si la máquina queda atrapada por el terreno, son necesarios trabajos complementarios desde el exterior para llevar a cabo su liberación. A menudo estas labores son tardadas y muy penosas, y repercuten en los tiempos establecidos en los programas de construcción. Con esto los costos generales de operación se pueden elevar drásticamente.

Las causas que producen el atrapamiento son diversas, normalmente debido a las condiciones geológico-geotécnicas del terreno excavado, aunque también puede deberse a la operación inadecuada de la tuneladora.

Las condiciones de frente mixto que involucren la presencia de roca de buena calidad y de suelos blandos en la misma sección de excavación es una de las más críticas, sobre todo si el primero se sitúa encima del otro. Bajo estas circunstancias, el empuje de la tuneladora se aplica de manera no uniforme: para excavar la zona con el material más resistente requiere mayor empuje en los cilindros. Un empuje excesivo y no uniforme puede causar la desviación y acuñaamiento de la cabeza de corte, concluyendo en el atascamiento de la tuneladora. Las tuneladoras desarrolladas recientemente cuentan con un sistema automático que impide desviaciones excesivas y por lo tanto son poco susceptibles de atascarse por estas razones.

Los aspectos hidrológicos también tienen influencia en la aparición de esta problemática, sobre todo cuando la máquina permanece parada. A causa de la excavación, en la zona circundante a la excavación se producen efectos como el abatimiento del nivel freático. Este abatimiento (Figura 2.12) ocasiona la disminución de las presiones de poro en la zona circundante a la excavación, con el consecuente aumento de presiones efectivas del suelo y también de deformaciones. Cuando estas deformaciones son excesivas y en sentido a la tuneladora se puede ocasionar el atrapamiento de la tuneladora.

En las zonas de falla, consideradas también una condición de frentes mixtos, el material de la brecha de falla puede colapsar súbitamente y causar el mismo fenómeno. Su previsión es posible mediante sondeos exploratorios con recuperación de núcleos. Una vez que estas condiciones son detectadas se puede implementar el mejoramiento del terreno mediante inyecciones de consolidación.

La excavación en tramos donde se presenta una fuerte plastificación del terreno (denominado squeezing) también puede inducir el atrapamiento de la tuneladora.

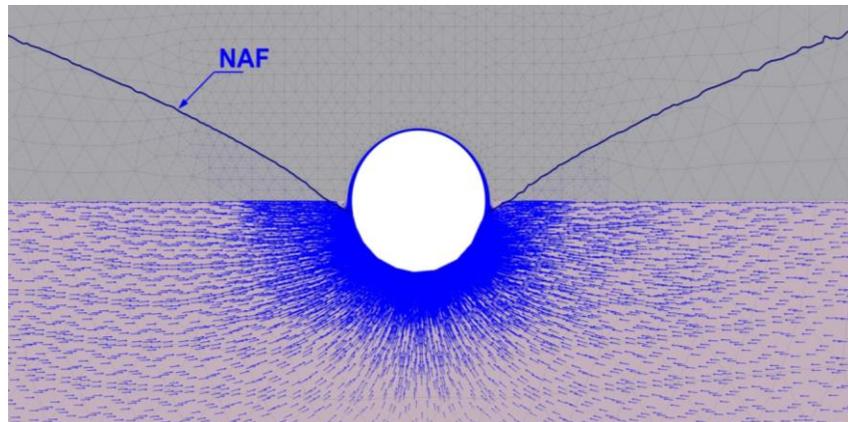


Figura 2.12 Efecto de abatimiento del nivel freático. (Sánchez, y Suárez, 2016)

En la definición de las labores de liberación, es conveniente llevar a cabo sondeos de exploración que proporcionen información de las condiciones del terreno en la zona circundante y por delante del frente de excavación. Estos sondeos pueden ser horizontales, desde el interior del túnel, o verticales, desde la superficie. Esto permite determinar las medidas más adecuadas para liberar la máquina.

Ante la presencia de roca, otros métodos y técnicas deben emplearse, como las inspecciones en el frente de excavación, con el fin de llevar a cabo una caracterización geomecánica. Aquí se deben determinar propiedades como su estructura, calidad geotécnica, litología, propiedades de las discontinuidades (rumbo, echado, persistencia, rugosidad, espaciamiento, relleno, presencia de agua) y otras características útiles que permitan plantear el “desatrapamiento” manteniendo la estabilidad en la excavación.

Ante el atrapamiento de la tuneladora, como primera medida se puede recurrir a la inyección de lodo bentonítico en la zona de contacto entre el escudo y la superficie de la excavación, con el fin de generar un efecto de lubricación y facilitar su avance. Si esta medida no proporciona resultados satisfactorios, se puede recurrir a la apertura de galerías, como una forma de acceso a la zona donde se supone el atascamiento, las cuales pueden situarse sobre la clave, en los hastiales, en ambos, o incluso a cierta distancia de la excavación.

La excavación de las galerías se efectúa por métodos convencionales y pueden ser acompañada de técnicas como: perforación y voladura, perforaciones desde la superficie, rompimiento de la roca por medios manuales bajo condiciones de presurización. Asimismo, en la excavación de las galerías puede resultar necesaria la implementación de sistemas de refuerzo y sostenimiento, como anclas, concreto lanzado y marcos metálicos; su aplicación se define en función de las características de estabilidad del terreno. Su ejecución puede verse afectada por el ingreso de agua y por lo tanto también deben efectuarse labores complementarias de drenaje y de limpieza.

Durante la excavación de las galerías es conveniente llevar a cabo un seguimiento geológico-geotécnico, con el fin de determinar la implementación adicional de otras medidas de estabilización o de reducir las empleadas hasta el momento. Incluso, con el fin de garantizar la estabilidad del túnel, puede ser necesario monitorear el comportamiento deformacional para garantizar la estabilidad.

Una vez que se logre el desatrapamiento, es conveniente inspeccionar el correcto funcionamiento de los componentes principales de la tuneladora, que pueden dañarse a causa del ingreso de agua y de las paradas realizadas, como las partes eléctricas y metálicas del equipo principal, así como la banda transportadora.

### **2.3.9 Desviaciones**

Como se ha mencionado brevemente en la sección anterior, las tuneladoras son muy propensas de presentar desviaciones cuando trabajan en frentes con terrenos variables. Cuando la sección de la excavación está conformada por terreno blando y duro (o roca), y el primero se ubica en la parte inferior en un proporción considerable, se generan fuerzas excéntricas en la cabeza de corte, de modo que la tuneladora puede hundirse de forma progresiva, resultando en impedimento para controlar adecuadamente la dirección, a tal grado que se tiene que detener el avance con el fin de proceder a su realineación.

El mismo efecto puede producirse cuando las condiciones descritas se han identificado con anticipación, y con el fin de compensar las desviaciones, se aplica mayor empuje en los cilindros en la zona donde se ubica el material de mayor resistencia. Si la fuerza es excesiva se provoca la desviación en sentido contrario a la prevista inicialmente.

Las tuneladoras modernas cuentan con un sistema de guiado muy avanzado, el cual proporciona coordenadas 3D de un punto situado en la cola del escudo y otro cerca de la cabeza de corte, su inclinación respecto a la horizontal y rotación del escudo respecto a sus propios ejes. En la cabina de operación se puede visualizar el desfase entre el centro real y el centro teórico del túnel, tanto en la cabeza de corte como en la cola del escudo. El sistema de guiado es capaz de procesar esta información y calcular la curva corregida para corregir el alineamiento, y conforme se avanza, permite visualizar la posición de la TBM con respecto a dicha curva.

Este comportamiento no tiene grandes repercusiones pero es conveniente verificar que las desviaciones se encuentran dentro de las tolerancias permitidas, mediante levantamientos topográficos periódicos del eje del túnel.

## **2.4 Control de los procesos involucrados en la excavación**

En la actualidad, los requerimientos de seguridad, calidad y tiempos de ejecución en la excavación de túneles, ha conducido a la implementación del control de procesos, el cual se basa en el monitoreo de los parámetros de operación de la tuneladora. Durante la construcción juega un papel importante para detectar situaciones anómalas y controlar los riesgos asociados a la excavación de túneles, sobre todo en áreas urbanas.

Anteriormente, el control de procesos únicamente consistía en registrar y evaluar los parámetros de excavación más importantes, sin embargo, hoy en día estas acciones no solo se dirigen a dicha evaluación, sino también a la identificación y análisis de la interacción de los procesos que constituyen la excavación, y muy importante también, la interacción terreno-tuneladora.

El control de los 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, en el análisis post-proceso, el objetivo es 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 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. Es conveniente que esta información sea presentada en el sitio en forma inteligible. El equipamiento de una gran cantidad de sensores en diversos componentes de la tuneladora hacen posible el registro de los parámetros de funcionamiento de la tuneladora, que van desde presiones y desplazamientos, hasta caudales y pesos, y gran parte de ellos pueden visualizarse en la cabina de operación.

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, como la ocurrencia de variaciones repentinas en los valores de los parámetros de operación 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 es un indicador 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, semiempíricos 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 rente. No obstante, en la actualidad en condiciones heterogéneas y complejas como los frentes mixtos, es conveniente apoyar su definición en base a métodos numéricos, ya que estos proporcionan una simulación realista del proceso constructivo y de su interacción con el suelo. Durante la fase constructiva, mediante el empleo de datos reales de excavación, es conveniente retroalimentar estos modelos, con el fin de validar o mejorar las hipótesis adoptadas inicialmente.

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.

Dependiendo de cada proyecto particular, otro tipo de información se puede integrar en el sistema de gestión de datos. Tal es el caso del número y frecuencia de sustitución de las herramientas de corte, los daños y fisuración en las dovelas.

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.

#### **2.4.1 Parámetros mecánicos de operación de la tuneladora**

En la excavación de túneles, los parámetros de operación de la tuneladora deben ser tomados en cuenta en diversas fases del proyecto, desde el diseño hasta la propia excavación. En un inicio o en la etapa de diseño, se debe considerar la potencia de accionamiento de la máquina y la potencia total de la máquina. Por otro lado, durante el control de los procesos de excavación, algunos de los parámetros mecánicos que deben ser monitoreados son: velocidad de rotación de la cabeza de corte, torque, empuje, grado de penetración (también denominado velocidad o tasa de penetración) y velocidad de rotación del tornillo transportador.

Si bien es cierto que la potencia de accionamiento no forma parte del control de procesos, es un parámetro que debe tomarse en cuenta en la elección y diseño de la tuneladora. Se distinguen dos tipos de potencia: la potencia de accionamiento de la cabeza y potencia total de la máquina. La potencia de accionamiento de la cabeza es la suma de las potencias requeridas de los motores de accionamiento para girar la cabeza de corte, cuando está sometida a un empuje frontal. La potencia total de la máquina es la potencia instalada en una tuneladora para accionamiento de los equipos auxiliares y complementarios, necesarios para la construcción del túnel. La unidad común de medición de este parámetro son los kilowatts (kW).

En referencia al proceso de excavación, quizá uno de los parámetros más importantes a monitorear durante esta etapa es la velocidad de rotación de la cabeza de corte (frecuentemente definida en revoluciones por minuto), la cual se define como la velocidad de giro que esta presenta durante la excavación.

Claramente, la velocidad de rotación está asociada al torque (o par de giro) que requiere la máquina para producir su efecto mecánico. Ante la presencia de materiales heterogéneos el torque requerido puede alcanzar valores elevados cerca de su límite superior pero la velocidad de rotación puede ser limitada. Variaciones repentinas en el torque son el principal indicativo para señalar la posible ocurrencia de inestabilidad en el frente o variaciones de las características geológicas del terreno. Si el torque instalado es superado se puede producir el bloqueo de la cabeza de corte. Se debe señalar que el torque requerido para proporcionar giro a la rueda de corte aumenta exponencialmente con el incremento del diámetro de la propia cabeza de corte.

En este sentido conviene puntualizar la definición del par de giro (dado en unidades de fuerza por longitud, KN-m, por ejemplo), que se define como el momento nominal aplicado para lograr el efecto mecánico de la cabeza de corte. El torque suministrado debe ser definido adecuadamente

desde la etapa de diseño o elección de la tuneladora, pues una vez definido y en funcionamiento, resulta muy complicado corregirlo.

El empuje (dado en unidades de fuerza) es otro de los parámetros monitoreados durante la excavación. Se distinguen dos tipos de empuje: el longitudinal y el de contacto. El primero se define como la fuerza total en dirección axial que la máquina transmite al frente durante la excavación. El empuje de contacto se define como el empuje total medio que se transmite a la cabeza de corte, descartando las pérdidas por rozamiento producidas que permiten a las herramientas de corte cumplir su función. En comparación con otros parámetros, el empuje no requiere mayor atención pues su deficiencia puede ser corregida aumentando la presión de trabajo de los cilindros dentro de ciertos límites.

Sin duda, la velocidad de rotación del tornillo transportador (dada en rev/min) es uno de los principales parámetros que deben ser monitoreados constantemente y permanentemente durante el proceso de excavación, pues, como se ha descrito previamente en otras secciones, influye directamente en la presión de sostenimiento que se consigue en el frente de excavación.

Uno de los parámetros en que se hace mayor énfasis durante el proceso de excavación es la velocidad (o grado) de avance (dada en mm/min usualmente), ya que es un indicativo general de la eficiencia de todo el proceso constructivo. Una baja velocidad de avance siempre es indeseable, de modo que su ocurrencia debe ser tomada en cuenta para ajustar en mayor o menor medida los parámetros asociados a ella, con el fin de mejorar los rendimientos en la excavación.

El ajuste de parámetros de operación de la TBM, tales como la velocidad de rotación del tornillo transportador, el empuje total y el torque tienen una influencia directa en la presión de sostenimiento conseguida en el frente. Del mismo modo, el ajuste de estos parámetros, en conjunto con los demás procesos involucrados en la excavación, tienen una influencia directa del proceso general constructivo. La correlación que guardan entre sí estos parámetros y otros procesos involucrados en la excavación son descritos a mayor detalle en la siguiente sección.

En referencia particular a las condiciones de los frentes mixtos, se puede decir que su ocurrencia difícilmente puede ser prevista. El monitoreo de algunos de estos parámetros puede ayudar a suponer su aparición cuando: el empuje aumenta drásticamente con pocos cambios en la tasa de penetración, el aumento de par tiene grandes fluctuaciones o el estado de la dirección de la TBM cambia notablemente. Conviene señalar que otra manera de prever esta condición es mediante la provisión de métodos sísmicos o métodos geofísicos a la tuneladora. Sin embargo, se debe mencionar que la confiabilidad de estos métodos es cuestionable; para su perfeccionamiento se requiere mayor investigación.

## **2.4.2 Parámetros de operación de otros procesos**

### **2.4.2.1 Control de la presión del sostenimiento del frente y densidad de material en la cámara de excavación**

El conjunto, el control de la presión de sostenimiento y el material extraído a través del tornillo transportador permiten asegurar la estabilidad en el frente, tanto en la etapa de excavación como en las paradas para inspecciones o mantenimiento. Se ha notado sobre todo que, durante las paradas, la presión de soporte del frente tiende a disminuir, por lo que es necesario mantenerla

por encima del nivel mínimo establecido. Estas consideraciones permiten que, en caso de presentarse el fenómeno de inestabilidad en el frente, no exista suficiente espacio para que el terreno se derrumbe, previniendo a su vez asentamientos superficiales. Como una regla general, se puede decir que un control y manejo de la estabilidad en el frente es posible cuando la cobertura es de al menos 1.5-2 veces el diámetro del túnel.

La presión aplicable en la cámara de excavación se establece en un documento de diseño denominado "Presión aplicable en el frente del túnel mediante EPBs en los distintos tramos homogéneos" y se define de acuerdo a aspectos como: 1) información resultante de los estudios previos de tipo geológicos, geotécnicos e hidrológicos (como la presión ejercida por terreno y las aguas subterráneas); 2) definición de tramos homogéneos en base a las características de los materiales intervinientes en la zona de influencia del túnel; 3) presencia de interferencias potenciales a lo largo del alineamiento y; 4) 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).

El documento que incluye los valores de las presiones debe estar integrado dentro de otro denominado Plan de Avance del Túnel (PAT). El PAT debe especificar los valores de referencia, de atención y de alarma para al menos los siguientes 300 metros del tramo en excavación y debe entregarse cuando la TBM haya avanzado unos 100 metros dentro del tramo. La experiencia adquirida en la excavación de los tramos previos, debe servir como base para su actualización.

Por otra parte, la forma en que la presión debe transferirse desde el mamparo es a través de partículas sólidas y no solamente a través de la presurización de la cámara mediante aire comprimido. La posibilidad de no incurrir en problemas de colapso o inestabilidad en el frente es más efectiva cuando la cámara de excavación está saturada, preferentemente con un material sólido e incompresible de densidad adecuada. Si la cámara está saturada con un material de densidad similar a la del material excavado, el fenómeno de inestabilidad no puede causar daños sustanciales, ya que no existe la posibilidad de movimiento del material del frente.

Sin embargo, 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  $14 \text{ kN/m}^3$ ). Las tuneladoras modernas son capaces de calcular y mostrar esta información en tiempo real en la cabina de operación, reduciendo las responsabilidades del operador (ya preocupado por los controles de presión y volumen). 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 la dirección de rotación de la cabeza de corte.

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 y; 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.

#### **2.4.2.2 Acondicionamiento del material**

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 a suave, baja fricción interna y baja permeabilidad al agua. Pocos materiales poseen estas propiedades en su estado natural, por lo que se tienen que ser acondicionados.

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 y 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, 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.

Con frecuencia, la espuma adicionada consiste en más del 90 % de aire, el cual escapa del material después de un cierto tiempo y regresa a su consistencia original, lo cual ofrece una ventaja para la reutilización o disposición de dicho material, ya que para su separación no se requieren trabajos laboriosos y costosos.

Es importante conocer el periodo total durante el cual la espuma permanece en la mezcla material excavado-espuma dentro del pleno y dentro del tornillo transportador. Su importancia radica en que si la espuma colapsa en el frente, se afecta la presión de soporte en el frente y la trabajabilidad del material disminuye al ser extraído.

En este sentido conviene mencionar algunos aspectos relacionados a las espumas; estas se producen en un generador al mezclar en proporciones variables componentes como aire, agua y un tensoactivo (también llamado surfactante). Este último es un producto capaz de producir burbujas como el jabón, con buenas características de estabilidad bajo presión en largos periodos. De esta manera el aire es encerrado dentro de una película, formando las burbujas de forma no esférica y de rigidez limitada, las cuales tienen una presión más alta que la atmosférica. Los principales factores que caracterizan el control de la espuma son: el Factor de Concentración (CF, por sus siglas en inglés), la Relación de Expansión de la Espuma (FER) y la Relación de Inyección de Espumas (FIR).

El factor de concentración, se define como la relación entre la masa de agente tensoactivo y la masa de la solución (usualmente agua), expresado en porcentaje. Este factor está fuertemente gobernado por la cantidad de agua contenida en el material excavado, tanto la inyectada como la

contenida en su estado natural, pero se recomienda que sea en una proporción de entre 0.5 y 5%. Conforme su valor se incrementa la espuma tiende a estar más seca, por lo tanto, a un material con alto contenido de humedad se le debe adicionar espuma más seca y viceversa.

La Relación de Expansión de la Espuma está definida como la relación entre el volumen de espuma en la presión de trabajo y el volumen de la solución original, y no tiene unidades de medida. El rango de valores normales va de los 10 a los 30.

En cuanto a la Relación de Inyección de Espumas (FIR), es la relación entre el volumen de la espuma y el volumen del material excavado, expresado en porcentaje. Este parámetro también tiene una fuerte relación a la presencia del agua contenida en dicho material. Sus valores pueden ubicarse entre 10 y 80%, aunque lo más conveniente es que se ubique entre 30 y 60%.

Sin embargo, la cantidad de espuma requerida y sus parámetros deben ser definidos tomando en cuenta el tipo de material y con base en propiedades como: granulometría, contenido de agua, límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad, índice líquido, entre otros. También pueden verse afectados por la adición de suspensiones como bentonita o suspensiones poliméricas, pero sobre todo, el factor determinante está basado en la inspección visual del material que sale en la puerta de descarga del tornillo transportador.

Por otro lado, los polímeros pueden usarse en combinación con espumas y bentonita, y puede adicionarse directamente sin mezclarse previamente. Su selección depende del tipo de material excavado y de las características de la tuneladora. Dependiendo de la concentración, estos polímeros pueden trabajar como agentes que modifican la viscosidad del material excavado para mejorar su comportamiento en el pleno. Otro de sus efectos es que reduce la rigidez de los suelos cohesivos e incrementa la estabilidad de la mezcla, por lo tanto mejora la consistencia del material una vez que circula a través de la cámara de excavación y el tornillo sinfín. Su concentración recomendada se encuentra en orden de 0.1 a 5% en la solución espumante. Cuando se usan en una concentración de entre 1 y 3% tienden a enlazar partículas más grandes en pequeños "trozos", lo que contribuye a un mejor manejo durante el transporte del material en la banda transportadora. Una forma más económica de manejar adecuadamente el transporte del material es a través de la adición de limo o cemento, siempre y cuando las condiciones existentes lo permitan.

Otras medidas pueden ser necesarias para mejorar la calidad del material excavado y rectificar su granulometría dentro del pleno, como la compensación finos en el material original (como bentonita o finos triturados). Vale la pena recordar que el contenido de finos (<0.6 mm) tiene que ser superior al 10%. Esto también contribuye a mantener la continuidad o generar el "tapón" en el tornillo transportador. Por el contrario, cuando se excavan materiales muy arcillosos, para evitar el taponamiento, se puede recurrir al empleo de productos desestructurantes.

### **2.4.2.3 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 debe 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: 1) analizar la relación entre el peso del material extraído y la velocidad de rotación del tornillo transportador para la misma tasa de avance; 2) analizar 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.

Además, 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.

#### 2.4.2.4 Control de inyección para el gap

Como se ha descrito anteriormente, 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 la excavación. 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 boquillas apropiadas. Con frecuencia, se dispone de líneas de inyección adicionales que ante situaciones como el taponamiento de las principales facilitan el desvío y la inyección del grout sin retrasar las operaciones de relleno, permitiendo además su limpieza posterior. El sistema de juntas de grasa (ya descrito en otras secciones) 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. Las de mayor importancia están asociadas al sobrecorte y desgaste de los discos de corte, así como a la permeabilidad del terreno. 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.

Con la intención de proteger estos segmentos de presiones excesivas, conviene que 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: 1) 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; 2) 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; 3) 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 del 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  $1.25 \text{ kN/m}^2$  en el primer día y al menos  $7.5 \text{ kN/m}^2$  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 provoca 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 3: CASOS REPRESENTATIVOS

### 3.1 El Túnel Kranji de DTSS (Deep Tunnel Sewerage System) en Singapore

#### 3.1.1 Descripción general del proyecto

El Túnel Profundo del Sistema de Alcantarillado (DTSS, por sus siglas en inglés) es un proyecto de infraestructura planteado para el transporte, tratamiento y disposición de las aguas residuales en Singapore. La intercepción del flujo se debe realizar mediante la antigua red de alcantarillado y llegar por gravedad hasta dos plantas de tratamiento, situadas en las costas del sureste y suroeste de Singapore. El efluente tratado en estas plantas tiene que descargar a través de emisores de aguas profundas en el mar.

La primera fase de construcción de los túneles del DTSS comprende el Túnel Norte y el Túnel Sur, como se aprecia en la Figura 3.1. El primer túnel está constituido por cinco tramos (T-01 a T-05), con una longitud de 38.5 kilómetros, un diámetro final que va de los 3.6 a los 6 metros y profundidad variable de 18 a 50 metros. Por su parte el Túnel Sur, conformado solamente por el tramo T-06, tiene una longitud de 9.6 kilómetros y debe descargar en el Túnel Norte; su profundidad oscila entre los 22 y 41 metros, con un diámetro terminado de 3.3 metros.

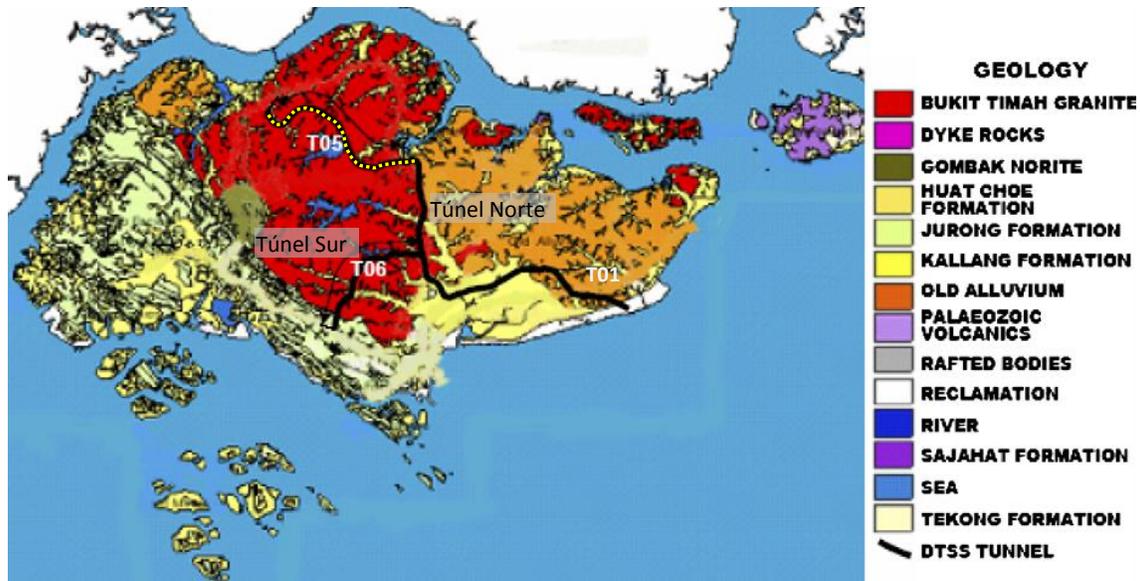


Figura 3.1 Mapa geológico simplificado de Singapore y alineamiento parcial del DTSS. (Zhao et al., 2007)

Al asociarse al tema de estudio, en el presente trabajo se aborda la construcción del tramo T-05, al cual se le otorgó el nombre de Tunel Kranji. Los trabajos fueron asignados al consorcio Holzmann-SembCorp JV (Joint Venture of Philip Holzmann of Germany y SembCorp Constructors and Engineers of Singapore) en diciembre de 1999. La excavación comenzó en septiembre de 2001 y finalizó en enero de 2005. El túnel se caracterizó por concluir en una longitud de 12.6 kilómetros y un diámetro interior terminado de 3.6 metros.

### 3.1.2 Información geológica general

Previamente a la asignación de los trabajos, durante la fase de licitación se otorgó información disponible del sitio a excavar. Dentro de esta se incluyó el mapa geológico mostrado en la Figura 3.1. Con ello, se suponía que en el túnel Kranji el lecho de roca dominante era el granito Bukit Timah y estaba cubierto por la formación Jurong en el suroeste y por un antiguo aluvión en el este. Los principales minerales que componían la formación eran cuarzo, feldespato, biotita y hornblenda. Conforme a la información disponible, la resistencia a la compresión promedio se estimó en 190 MPa, con un módulo de Young de unos 84 MPa y una resistencia a la tensión (o tracción) de 17 MPa aproximadamente. También se sabía que la formación contenía fallas verticales y entre sus principales defectos se puede mencionar su gran capacidad para portar agua, así como su recementación provocada por el contenido de calcita y otros minerales. La permeabilidad en las discontinuidades se suponía baja, del orden de  $10^{-9}$  a  $10^{-7}$  m/s, y que disminuía conforme aumenta la profundidad; en las zonas de falla recementadas también se esperaba fuera baja, del orden de  $10^{-7}$  m/s.

El grado de meteorización del granito parecía alto, y se debía principalmente a la descomposición química producida por el clima tropical que predomina en Singapore. Al aumentar la profundidad, la resistencia a la compresión uniaxial disminuía significativamente.

La profundidad del suelo residual era de hasta 70 metros aunque en la mayoría de las áreas se ubicaba entre 20 y 50 metros. Su permeabilidad parecía baja y la resistencia al corte (o cizalladura) mostraba valores de alrededor de 100 KPa a una profundidad de 20 metros, lo cual otorgaba una estabilidad considerable al terreno, siempre y cuando se estabilizara en un tiempo razonable después de la excavación. El material con mayor meteorización poseía propiedades de fluencia al ubicarse por debajo del nivel freático.

Debido a las variaciones en la topografía del granito y la meteorización uniforme ya descritas, a lo largo del trazo se esperaban cambios muy bruscos en la geología del terreno, que podían causar serias dificultades para la excavación.

### 3.1.3 Investigación geotécnica complementaria

Adicionalmente a los estudios geológicos y geotécnicos disponibles, previamente a la excavación se llevó una campaña de reconocimiento del sitio, a través de métodos geofísicos y sondeos con recuperación de núcleos. Los métodos de refracción sísmica fueron aplicados para explorar el espesor de las capas y de las estructuras por debajo de la alineación del túnel, mientras que estudios de resistividad eléctrica se llevaron a cabo de forma local para confirmar la presencia de algunas fallas y zonas de fracturamiento. En cuanto a las perforaciones, un total de 55 barrenos fueron realizados.

Según el informe final de la investigación, a lo largo de los 12.6 km de longitud del túnel T-05, y de acuerdo con la tabla de referencia de grados de meteorización (Tabla 3.1), el suelo predominante fue granito nulo a ligeramente degradado (G1), cubriendo el 47% de la longitud del túnel. Aproximadamente 3.2 km estuvieron conformados por granito completamente degradado o suelo residual (G4), 1.9 km por terreno de frente mixto y 1.6 km por granito altamente degradado (G2) (Véase Figura 3.2).

Se analizaron también otras características, como el Índice de Abrasividad Cerchar (CAI, por sus siglas en inglés), el cual es un indicativo para prever la vida útil en los discos de corte de acuerdo a propiedades de dureza y abrasividad de la roca. En todas las pruebas el valor de este parámetro fue superior a 4, entrando en la clasificación de extremadamente abrasivo.

Tabla 3.1 Clasificación del suelo de acuerdo a su grado de meteorización

Formación geológica	Designación tipo de material	Características generales
Granito Bukit Timaj	G1	Masa de roca nula a ligeramente meteorizado, considerable a moderadamente fracturada (meteorización grado I y II)
	G2	Masa de roca moderada a altamente meteorizado, altamente fracturada (meteorización grado II y IV)
	G3	Suelo con cantos rodados: boleas de tamaño variable y meteorizados dentro de un material completamente meteorizado o suelo residual
	G4	Roca completamente degradada o suelo residual (grado de meteorización V y VI)

La extracción de núcleos en el sitio también permitió llevar a cabo pruebas de laboratorio y obtener las propiedades enlistadas en la Tabla 3.2. Cabe señalar que en esta tabla el índice de fracturamiento está definido por el número de discontinuidades presentes por unidad de metro. El cuanto al nivel freático, este se ubicó a pocos metros por debajo del nivel del suelo, a 2.3 metros aproximadamente. Según el informe, la permeabilidad esperada en el suelo residual no debía causar el flujo de agua a través del frente durante la excavación.

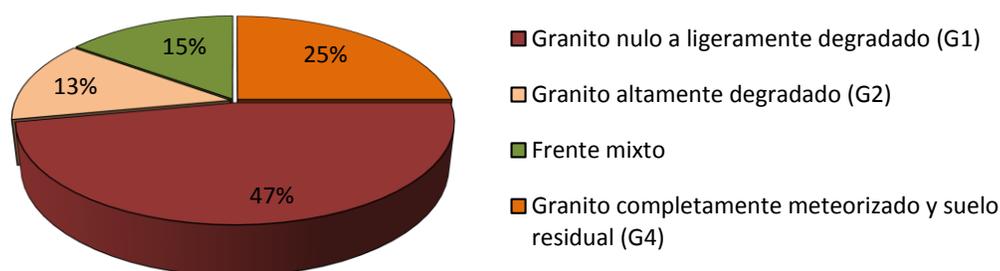


Figura 3.2 Distribución de las condiciones del suelo a lo largo del T-05. (Zhao et al., 2007)

A partir de este informe, se reconoció la variación de las condiciones del terreno y las transiciones del granito de alta resistencia a materiales meteorizados de baja resistencia y viceversa. De esta manera, en las condiciones de frente mixto, especialmente en suelos con alto contenido de finos se preveían dificultades para la tuneladora, en términos del ingreso de agua subterránea, meteorización del suelo y asentamientos superficiales.

Tabla 3.2 Resultados de pruebas de laboratorio realizadas a la roca hallada en el sitio

Tipo de roca	Unidad geotécnica	Índice de fracturamiento	RQD	UCS (MPa)	
				Rango	Promedio
Granito	G1-G2	>32-2	0-94	19-209	85
Bukit Timah	G2-G4	>16	0-25	-	51

### 3.1.4 Tuneladora utilizada

La tuneladora empleada para la excavación fue de tipo EPB, con diámetro exterior de 4.88 metros y una longitud de 110 metros, fabricada por la firma Herrenknecht AG. Como soporte inicial se emplearon segmentos prefabricados de concreto con diámetro interno de 4.1 metros, con espesor de 250 milímetros. Cada anillo se conformaba de cinco segmentos más la denominada dovela llave. Adicionalmente, se contempló el empleo de una membrana resistente a la corrosión, seguido de revestimiento final de concreto. El túnel también contempló la construcción de 10 lumbreras con diámetro variable de 1.8 a 4.8 metros.

La velocidad de penetración de diseño fue de 90 mm/min. La cabeza de corte fue diseñada y equipada con discos de corte dobles para roca dura y picas de arrastre (o rippers) para suelos blandos. Su accionamiento se consiguió mediante cinco motores con velocidad variable de hasta 10 rev/min. Una fuerza de empuje de hasta 26.6 kN era proporcionada por 10 pares de cilindros que actuaban sobre los anillos de dovelas, los cuales tenían una carrera de 2.3 metros.

Durante la excavación, todos los parámetros de funcionamiento de la TBM fueron monitoreados por un sistema de adquisición y registro de información. La lectura y presentación de los datos se llevó a cabo por computadora.

### 3.1.5 Problemas encontrados durante la excavación

Con base en el informe geotécnico e información adicional, se preveía el contacto ocasional entre granito competente y terreno blando en el perfil del túnel. Sin embargo, una vez que se llevó a cabo la excavación, en la TBM se observó una variación en el perfil pronosticado (Figura 3.3a) y el perfil real observado (Figura 3.3b). Dadas las variaciones ondulantes de las características reales del sitio, el modo de funcionamiento de la TBM tenía que cambiar con frecuencia, entre el modo abierto, modo de transición y modo cerrado. La presencia de frentes mixtos también aumentó en comparación con la prevista.

Durante el paso de la TBM a través del frente mixto una delgada capa de granito completamente meteorizado se presentó entre el contacto de la roca y el suelo residual, con mayor contenido de materiales granulares (arena y grava) que los previstos y como es de suponerse con mayor permeabilidad. La presencia de esta capa causó problemas graves en la tuneladora, durante la excavación y el mantenimiento de la cabeza de corte.

El elevado nivel las aguas subterráneas dio lugar a condiciones de inestabilidad y presencia de humedad excesiva en el frente, lo cual ocasionó el ingreso de un material muy fluido hacia la cámara de excavación. Esto condujo a la utilización del escudo en modo cerrado y de transición. La presencia excesiva de agua también provocó la erosión del suelo circundante y el lavado de la

inyección del hueco anular. Cabe recordar que este proceso puede inducir grandes asentamientos superficiales y eventualmente el colapso del terreno.

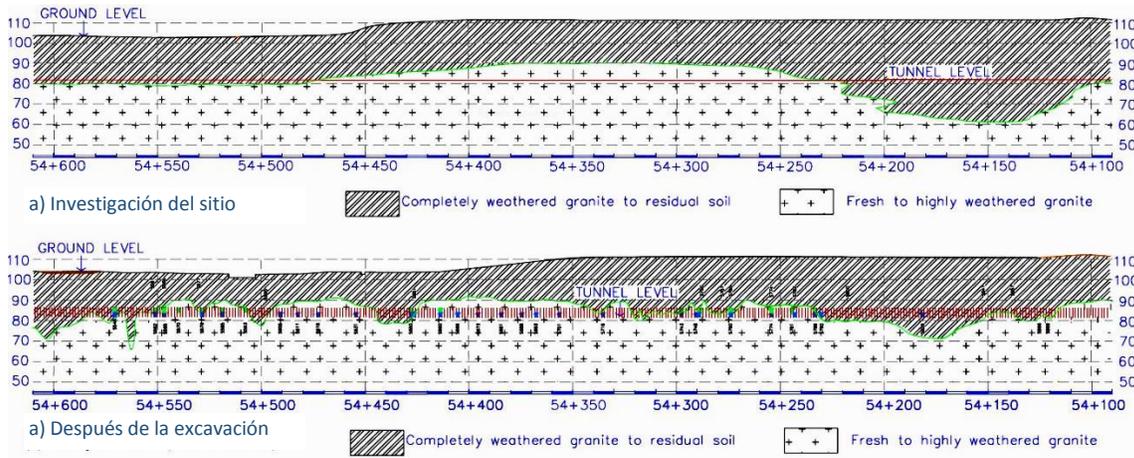


Figura 3.3 perfil geológico de un tramo de estudio seleccionado. (Zhao et al., 2007)

Por otra parte, los fragmentos generados por los discos de corte difícilmente eran transferidos a la cámara de excavación a través de los “buckets”. En el modo transición de la tuneladora, esto provocaba que el material excavado, al combinarse con el agua, formara una pasta que se mantenía entre el frente de excavación y la cabeza de corte de la tuneladora. Esto producía fuerzas axiales muy grandes sobre la propia cabeza de corte, incrementando considerablemente el desgaste por abrasión de la placa frontal, en las picas de arrastre (o “drag bits”) y labios de los “buckets” (o “buckets lips”)

Otro de los efectos producidos por la presencia de frentes mixtos en el frente fue el desgaste plano y multiplano, como puede observarse en el Figura 3.4. Estas condiciones también redujeron la vida de los cortadores, a un valor inferior a los 100 metros cúbicos de material excavado por cada cortador.



Figura 3.4 Desgaste anormal de los discos de corte (plano y multiplano). (Zhao et al., 2007)

Tres factores fueron los causantes de este desgaste. En primer lugar, la presencia de suelos blandos produjo el paro de la rotación de los discos que, acompañados de la elevada abrasividad de los materiales condujeron al desgaste plano de los cortadores. Una vez que entraban en contacto con la roca, la fuerza de rodamiento se reactivaba, siempre y cuando la superficie

desgastada no fuera suficiente para impedir por completo su rotación. La repetición del proceso condujo al desgaste multiplano en la circunferencia del anillo.

En segundo lugar, el espacio entre el alojamiento del cortador y la placa frontal de la cabeza de corte se saturaba de material, impidiendo a los discos girar, produciendo de igual manera el desgaste plano y multiplano.

En tercer lugar, las altas cargas de choques transversales en la transición roca-suelo bloqueaban los rodamientos, ocasionando el paro de rotación de los discos y por consiguiente el desgaste plano. Esto condujo a la falla progresiva de los cortadores adyacentes cuando los discos dañados no fueron detectados y reemplazados a tiempo.

El elevado desgaste producido en las herramientas de corte condujo a su sustitución con mayor frecuencia de la prevista. Debido a las altas presiones del agua subterránea y la alta permeabilidad del terreno, estas operaciones tuvieron que ejecutarse en condiciones de presurización. En algunas de las intervenciones, la pérdida de aire comprimido a través de las fisuras provocó el colapso del terreno y la entrada de agua, lo cual retrasaba las operaciones de sustitución de los cortadores. No obstante, esto produjo condiciones extremadamente complicadas y peligrosas.

Las condiciones de frente mixto también provocaron un incremento de la vibración de la cabeza de corte y en la máquina, resultando en un aumento de inactividad para reparación de los componentes de la máquina dañados. Lógicamente, durante el paso de la TBM a través de estas condiciones, el progreso fue más lento que en otros tipos de terreno; una vez que se atravesaban la cabeza de corte tenía que ser inspeccionada, reduciendo aún más el progreso general.

Por otra parte, el material excavado contenía humedad excesiva y presentaba baja fricción con la cinta transportadora y en las zonas donde la pendiente longitudinal era considerable, el material se deslizaba y caía sobre la cinta, acumulándose en el interior de la tuneladora. Su extracción por bombeo y su limpieza requirieron tiempo y trabajos imprevistos.

### **3.1.6 Soluciones y modificaciones recomendadas**

Con el fin de alcanzar los rendimientos previstos, se llevaron a cabo modificaciones en el sistema de excavación para adaptarse a las condiciones encontradas en el sitio. Dichas modificaciones podían ser de dos tipos: en base a la modificación de la tuneladora o mediante el acondicionamiento del terreno.

Se hicieron recomendaciones para modificar la cabeza de corte de la TBM y el tornillo transportador. En el primer caso, la cabeza de corte debía ser modificada para mejorar el flujo de material hacia la cámara, aumentando el área de abertura de la cabeza de corte y el número de “rippers”, con la consecuente disminución del número de discos. En referencia al tornillo transportador, con el fin de mejorar el manejo de la presión a través del mismo, se sugirió la adición de un segundo tornillo detrás del existente o su sustitución por uno de mayor longitud. Además, se propuso mejorar la cinta transportadora para manejar adecuadamente el transporte del material, modificando su pendiente longitudinal a una inclinación menor.

También se recomendó el acondicionamiento del terreno, haciéndolo más estable y menos permeable, sobre todo en los materiales más meteorizados como el granito moderadamente y

completamente degradado. Este efecto se conseguiría mediante la reducción temporal del nivel freático por delante de la tuneladora. Con esto también se conseguiría mejorar las condiciones para llevar a cabo la sustitución de las herramientas de corte.

Con la disminución del nivel freático se esperaba que se aliviaran los problemas relacionados con el lavado del suelo a causa de la penetración del agua. Un completo descenso del nivel del agua era difícil de conseguir pero si era factible hacerlo de forma parcial. Este descenso estaría limitado a la zona del frente de la tuneladora y avanzaría progresivamente con el propio avance del túnel.

### 3.1.7 Eficacia de las modificaciones y disminución del nivel freático

A final las modificaciones de la cabeza de corte, el tornillo transportador al igual que la “deshidratación” temporal fueron aprobadas e implementadas. Con esto, la cantidad de discos en la cabeza de corte se redujo, de 35 a 33, y la separación se incrementó de 90 a 100 mm (Véase Figura 3.5). En el perímetro de las aberturas se instalaron filas de dientes para facilitar el corte del material; la distancia que recorría el material fluyendo paralelamente al avance de la tuneladora en el frente disminuyó considerablemente, por lo tanto el desgaste en los discos y en la cabeza de corte debería reducirse.



Figura 3.5 Cabeza de corte de la tuneladora antes y después de la modificación. (Zhao et al., 2007)

El transportador de tornillo fue sustituido por uno de mayor longitud con el fin de controlar la presión de extracción y la velocidad de descarga. En condiciones de frente mixto se perforaron pozos para reducir el nivel freático y la presión del agua presente en el frente del túnel. Aunque esta última medida debería proporcionar un mejor control de presión en la cámara de excavación y la estabilidad, durante la inspección y sustitución de las herramientas de corte todavía fue necesario el empleo de aire comprimido para controlar la estabilidad en el frente.

En la curva de avance (Figura 3.6) de la tuneladora, se nota claramente la mejoría en los rendimientos de excavación. Sin embargo, la tasa de penetración promedio se vio afectada, pasando de 1.95 m/h previa a la modificación a 1.75 m/h en promedio después de tal modificación. De cualquier manera, al hacer una comparativa de los tiempos invertidos en las diversas actividades (Figura 3.7 y Figura 3.8) se puede concluir que la utilización y el número de anillos colocados se incrementaron a más del doble. En la Figura 3.7 se tomó como referencia el

tramo comprendido entre los anillos 488 y 1860, mientras que en la Figura 3.8 el tramo de referencia se compuso del anillo 1861 al anillo 5335.

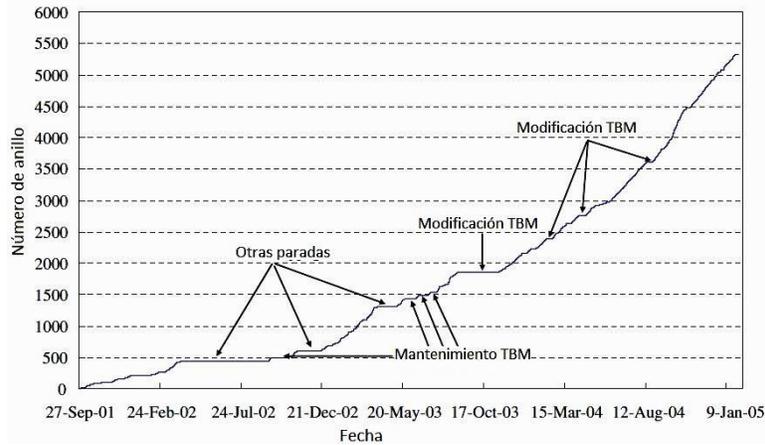


Figura 3.6 Curva de avance del túnel T-05 antes y después de la modificación. (Zhao et al., 2007)

Otros periodos de inactividad se produjeron debido a incidentes causados por la entrada de aguas subterráneas y colapsos del terreno. No obstante, una gran parte de tiempo se invirtió en realizar el cambio de la cabeza de corte y en los trabajos para abatimiento del nivel freático.

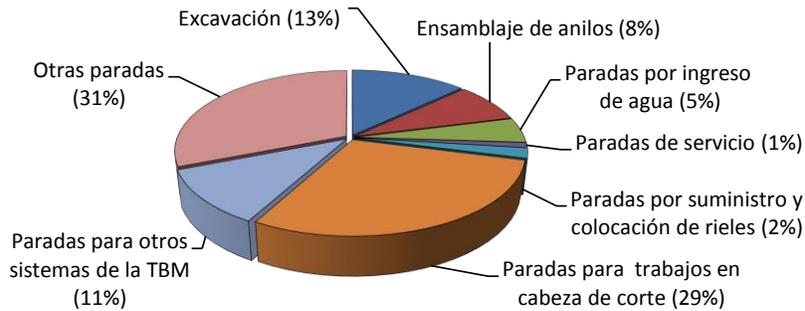


Figura 3.7 Utilización promedio de la TBM antes de la modificación. (Zhao et al., 2007)

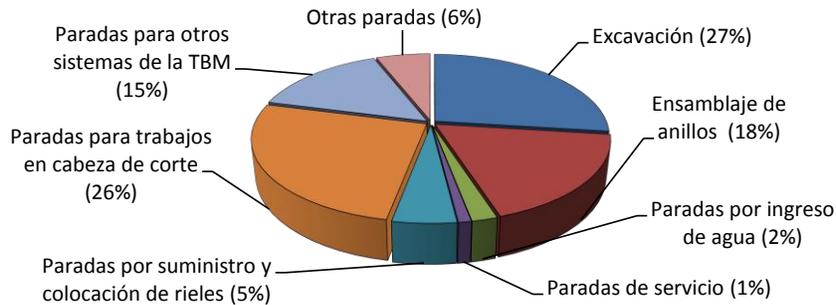


Figura 3.8 Utilización promedio de la TBM después de la modificación. (Zhao et al., 2007)

En cuanto los tiempos de inactividad de los subsistemas, estos son mostrados en la Figura 3.9 y Figura 3.10. Del mismo modo que las gráficas anteriores, la primera está basada en los registros comprendidos entre el anillo 488 y el anillo 1860, mientras que la segunda está basada en el tramo comprendido entre los anillos 1861 y 5335. En estas se incluyen los tiempos de parada

relacionados a inspección de la cabeza de corte, sustitución de las herramientas de corte tanto en condiciones atmosféricas como de presurización, restauración de la cabeza de corte, manejo de la cabeza de corte y el tornillo transportador.

Por otro lado, las medidas adoptadas de abatimiento del nivel freático redujeron los tiempos de presurización en el frente para la sustitución de los discos de corte. También se comprobó la eficacia de la deshidratación temporal acompañada del tornillo transportador más largo contribuyeron a mejorar la presión en la cámara de excavación.

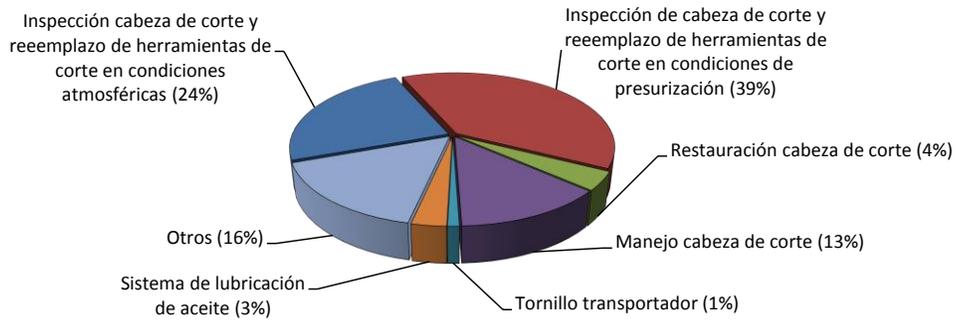


Figura 3.9 Inactividad en los subsistemas de la tuneladora antes de la modificación. (Zhao et al., 2007)

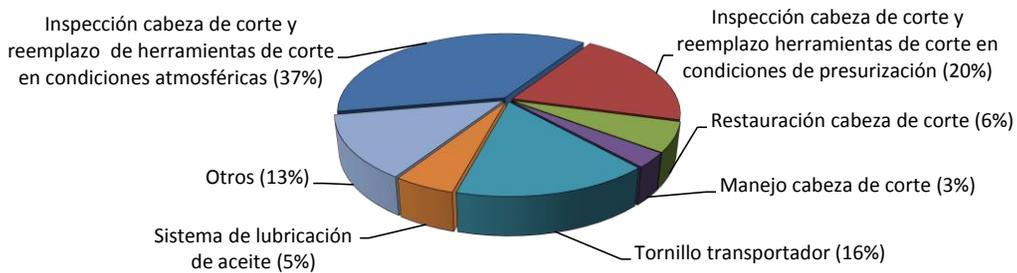


Figura 3.10 Inactividad en los subsistemas de la tuneladoras después de la modificación. (Zhao et al., 2007)

En cuanto al desgaste de los discos de corte, su desgaste antes y después de la modificación, está representado por la Figura 3.11 y la Figura 3.12. En estas se muestran los resultados normalizados a una cifra de 1000 anillos; varios rangos se omitieron al carecer de dicho registro.

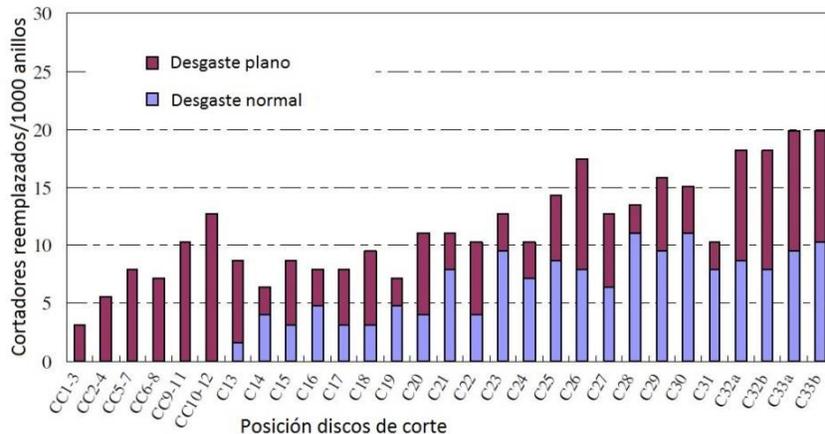


Figura 3.11 Desgaste de los discos de corte antes de la modificación. (Zhao et al., 2007)

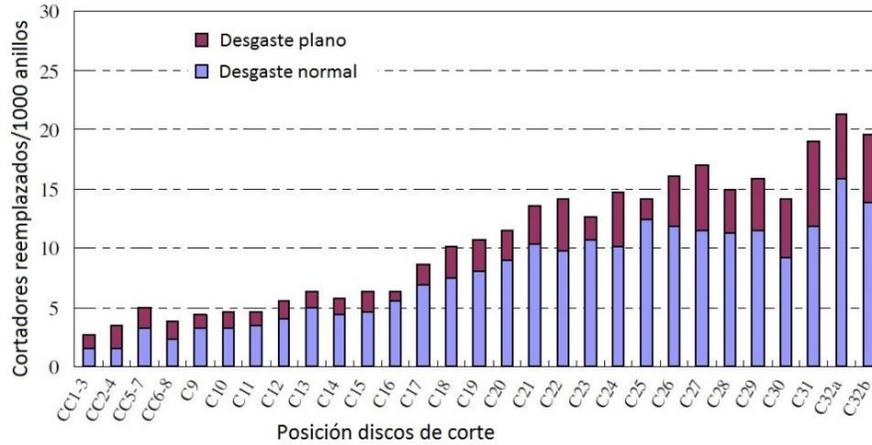


Figura 3.12 Desgaste de los discos de corte después de la modificación. (Zhao et al., 2007)

Se puede notar que la proporción del desgaste plano se redujo significativamente después de la modificación. Como se preveía, la ampliación de las aberturas de la cabeza de corte aceleró el flujo del material y disminuyó el desgaste de los discos de corte. Aunque el desgaste plano de los discos cortadores se redujo, la alta abrasividad del granito por el contenido de cuarzo siguió generando un alto desgaste normal en los discos de corte.

### 3.2 Túnel Emisor Oriente

La presente sección aborda parte de la construcción de dos tramos del Túnel Emisor Oriente: Tramo 3 y Tramo 4. Se hace énfasis en algunas de las dificultades que este presenta durante la excavación provocada por la presencia de frentes mixtos y se abordan aspectos importantes que pueden tomarse como referencia para proyectos futuros bajo condiciones similares. Sin embargo, conviene señalar que a la fecha de realización de este trabajo la construcción completa de los tramos mencionados aún está inconclusa.

#### 3.2.1 Descripción general del proyecto

El Túnel Emisor Oriente (TEO) es un proyecto planteado para satisfacer la insuficiencia del antiguo sistema de desalojo de aguas residuales y pluviales del Valle de México, lo cual puede dar lugar a inundaciones y afectaciones de la población local. Su trayecto inicia en el Nororiente de la Ciudad de México, en los límites con el Estado de México, y concluye en el municipio de Atotonilco, en el Estado de Hidalgo, como se muestra en la Figura 3.13.

A través de la Lumbrera L-02, el TEO debe captar las aguas residuales provenientes de los Interceptores Oriente y el Río de los Remedios. A partir de aquí, el agua se conduce por gravedad hasta su destino, el sitio denominado El Salto. Su capacidad de conducción proyectada es de 150 metros cúbicos por segundo.

El TEO está constituido por aproximadamente 63 kilómetros, de los cuales los primeros 21 kilómetros tienen un diámetro interior de 7 metros y exterior de 8.4 mientras que para el resto el diámetro exterior es de 8.6 metros. En los primeros 13.4 kilómetros el túnel presenta una pendiente de 0.19 % y para el resto una de 0.16%.

Para facilitar su construcción, la longitud del túnel está dividida en seis tramos, de aproximadamente 10 kilómetros cada uno (Véase Figura 3.14). A lo largo del túnel, se ubican un total de 25 lumbreras, con una separación promedio de 2.5 kilómetros. Cinco de estas lumbreras permiten el acceso y montaje de los equipos de excavación, mientras que las restantes son auxiliares para la construcción y para el mantenimiento del túnel, con diámetros de 16 y 12 metros respectivamente. Sus profundidades son variables y van desde los 28 hasta los 155 metros.



Figura 3.13 Trayecto del Túnel Emisor Oriente. (Morgado, 2010)

La excavación se lleva a cabo mediante métodos mecanizados, por lo que el revestimiento primario está formado por anillos de segmentos prefabricados de concreto. Estos anillos están conformados por 7 segmentos más la denominada dovela k. Cada una de estas tienen una longitud de 1.5 metros y un espesor es de 35 centímetros durante los primeros tramos y de 40

centímetros para los restantes. Seguido de los anillos de dovelas, un segundo revestimiento a base de concreto es colado para conseguir el diámetro interior antes definido (7 metros).

### 3.2.2 Condiciones geológicas generales

Previamente a la excavación del túnel, se llevó a cabo una investigación geológica y geotécnica básica del sitio a excavar, a partir de la cual se definió la presencia de una importante variedad de formaciones geológicas: arcillas de alta plasticidad, suelos areno-arcillosos de origen fluvial, depósitos de origen volcánico de media a alta resistencia y suelos arcillosos fuertemente consolidados con lentes empacados en arcillas y limos. El perfil geológico a lo largo del túnel puede observarse en la Figura 3.14. Conforme a esta información, se prevé que el túnel atraviese formaciones relativamente blandas en un 90% de su trayecto y solamente un 10% en rocas duras.

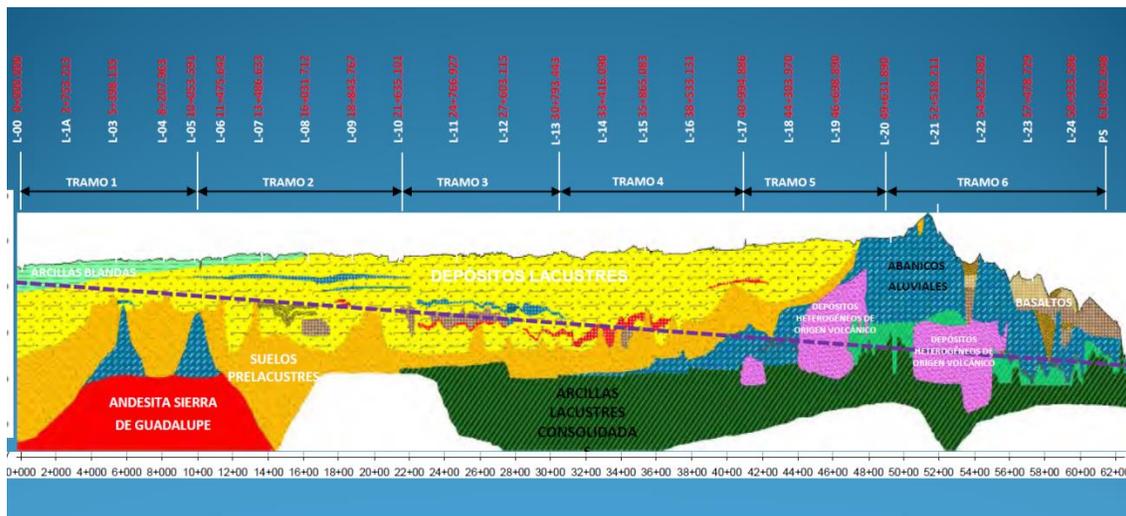


Figura 3.14 Perfil geológico a lo largo del Túnel Emisor Oriente. (COMISSA, 2011)

### 3.2.3 Tramo 3

#### 3.2.3.1 Condiciones geológicas particulares

A partir de los estudios realizados (Figura 3.14), a lo largo del Tramo 3, comprendido entre las lumbreras L-10 y L-13 se determinó la presencia de 11 unidades estratigráficas, de las cuales 8 intervenían en la zona de influencia del túnel. Los estratos superficiales al inicio del tramo mostraban un espesor considerable, de aproximadamente 40 metros y en la lumbrera L-13 de hasta 60 metros. A mayor profundidad, los estratos se encontraban muy estratificados y en espesores reducidos, lo cual daba origen a la ocurrencia de frentes mixtos en la sección de excavación.

De manera general, a lo largo del Tramo 3 se suponía la presencia de depósitos lacustres intercalados con basalto masivo y fracturado, así como abanicos aluviales en diferentes proporciones; en zonas específicas se determinó la presencia de frentes completos de basaltos. Una descripción más detallada de los materiales que se debían atravesar en el sentido de avance del túnel se muestra en la Tabla 3.3. En esta tabla también se muestran las presiones que se esperaban por el agua presente en el terreno, de valores relativamente admisibles.

Con lo anterior, se presumía la aparición de dificultades en gran parte del tramo. La presencia de cenizas volcánicas y lavas intercaladas altamente permeables entre limos y arcillas lacustres podía ocasionar fuertes entradas de agua hacia el frente de excavación, debido a que las primeras se encontraban sueltas y poco cementadas. Como conclusión general, se podía establecer que los materiales excavados a lo largo del Tramo 3 están conformados por roca, frentes mixtos y suelos, en proporciones aproximadas de 16, 23 y 61 %, respectivamente.

Tabla 3.3 Geología a nivel de la excavación del Tramo 3 del TEO

Longitud (m)	Descripción geológica	Presión esperada del agua (bar)	Situaciones previstas
65	Depósitos lacustres arcillo-arenosos	0.7	-
352	Basaltos permeables	0.8	Importantes flujos de agua
877	Depósitos lacustres arcillo-arenosos con horizontes de arena y ceniza volcánica.	0.8	Importantes flujos de agua
772	Frente mixto de depósitos arcillo-arenosos y basaltos permeables fracturados con estratos de ceniza volcánica.	0.9	-
530	Frente de basaltos permeables con limos arenosos y ceniza volcánica en la zona de la rasante del túnel.	1.5-1.9	Se estiman importantes entradas de agua entre las fracturas de la roca y en los contactos con los depósitos arenosos.
867	Frente mixto de basaltos permeables, depósitos lacustres arcillo-arenosos e intercalaciones de ceniza volcánica en la mitad superior del frente.	3.9	Roca masiva o fracturada en contacto con la parte superior; se esperan considerables entradas de agua en este contacto
251	Frente completo de basaltos.	1.9-2.5	-
1257	Frente mixto de basaltos permeables con estratos de cenizas volcánicas, depósitos lacustres arcillo-arenosos y gravas fluviales.	2.9-5	Aporte de agua variable.
201	Frente completo de depósitos lacustres arcillo-arenosos	2.9-5	-
485	Frente mixto de basaltos, ceniza volcánica y depósitos lacustres arcillo-arenosos	3.9	Roca masiva en la parte superior.
794	Depósitos lacustres arcillo-arenosos y gravas fluviales	2.9-5	Aporte de agua variable.
2731	Depósitos lacustres arcillo-arenosos, gravas fluviales y cenizas volcánicas	2.9-5	-

### 3.2.3.2 Tuneladora empleada para la excavación del Tramo 3

La excavación del Tramo 3 abordada en este trabajo se llevó a cabo mediante un escudo EPB, nombrada "Hidalgo", de fabricación estadounidense, con diámetro externo de 8.91 m (Véase Figura 4.16). La rueda de corte fue diseñada para excavar tanto suelo como roca, y con una determinada optimización para suelos considerando que en el tramo de estudio la proporción de estos es mayor. Su grado de abertura fue de aproximadamente 35% y estuvo adicionada con 48 discos de corte de 17 pulgadas de diámetro y con 72 "scrappers", según se muestra en la Figura 3.15. El espaciamiento entre los radios de giro fue relativamente grande, de aproximadamente 101 milímetros. La cabeza de corte también contó con la capacidad de girar en ambos sentidos.

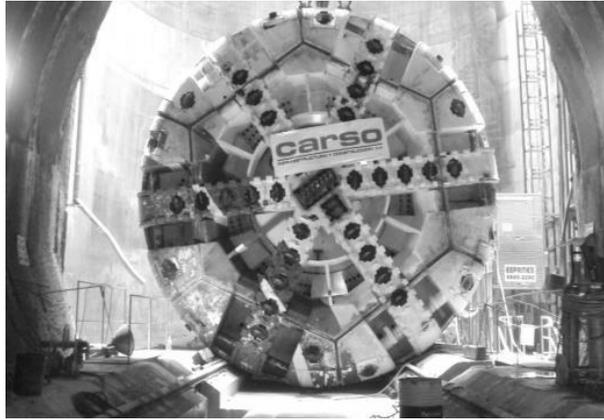


Figura 3.15 Escudo Robbins tipo EPB "Hidalgo". (Lombardo, y Pérez, 2014)

La máquina podría trabajar en modo abierto o modo cerrado. La cabeza de corte era capaz de alcanzar velocidades de hasta hasta 3 rev/min, con un torque nominal de 1,416 kN-m y un torque de ruptura de 17,900 KN-m. La presión estática máxima que podía proveer era de 10 bar y la potencia total de accionamiento de 1,900 kW.

La fuerza de empuje se conseguía al apoyar los cilindros sobre los anillos de revestimiento prefabricados, por lo cual dichos cilindros debían eran capaces de conseguir un empuje total de 78,000 kN. El transporte del material se realizaba mediante un tornillo sinfín doble.



Figura 3.16 Tornillo sin eje tipo Ribbon. (Lombardo, y Pérez, 2014)

Para el transporte del material, el tornillo transportador fue diseñado con la intención de reducir los gradientes hidráulicos, resultando en un tornillo doble sin eje, de tipo Ribbon, con una primera parte inclinada y la segunda horizontal. Su diámetro fue de 90 centímetros y su longitud de 35 metros (Véase Figura 3.16). Cabe señalar que debido a la alta abrasividad de los materiales que se iban a excavar, se preveía un alto desgaste en este elemento.

### **3.2.3.3 Problemas causados por la presencia de frentes mixtos**

Las condiciones del terreno previamente descritas, la alta abrasividad de los materiales excavados y la presencia de frente mixto en donde bloques de roca dura se acompañaron de materiales blandos en diferentes proporciones y competencias, lo cual condujo a diversos problemas y efectos sobre el avance de la TMB, como son: impacto excesivo sobre las herramientas de corte, bloqueo de los discos por ingreso de suelo a los rodamientos y desgaste excesivo del tornillo sinfín debido a la alta abrasividad de los materiales excavados.

La optimización de la cabeza de corte para todo el tramo fue uno de los factores que impactó considerablemente en el desgaste de las herramientas de corte; el amplio espaciamiento originó el ingreso de bloques de roca hacia la cámara de excavación, dificultando su transporte a lo largo del tornillo. Asimismo, a lo largo del propio tornillo no fue posible asegurar una extracción continua aun cuando se consiguió un alto grado de saturación.

### **3.2.3.4 Eficacia de las modificaciones y soluciones implementadas**

Una de las medidas implementadas para impedir el paso de grandes bloques a la cámara de excavación fue la reducción del área de las ventanas de la rueda de corte mediante la adición de “grizzli bars”, con la intención de que los bloques de roca más grande fueran triturados delante de la rueda de corte hasta permitir su paso hacia la cámara de excavación. Aunque estas medidas permitieron una mejora en la trituración de los bloques en el frente, con ello también se originó la consecuente reducción de la penetración y los rendimientos en la excavación, así como un aumento en el desgaste de los discos de corte. Lógicamente el grado de utilización y el consumo de energía por la cabeza de corte también se vieron afectados.

Por otra parte, para mejorar el manejo de material a través del tornillo sinfín, fue necesario equiparlo con un eje falso (Figura 3.17), lo cual permitió mejorar su grado de llenado. Sin embargo, la disminución de su diámetro originó bloqueos en repetidas ocasiones a causa de los clastos de roca. Para corregir esta deficiencia se implementó la fluidificación del material, mediante la inyección de espumas desde la cabeza de corte y la adición de lodos directamente al tornillo transportador.

El acondicionamiento a través del tornillo sinfín otorgó mayor viscosidad y rigidez, con lo facilitó el rezagado del material excavado. Sin embargo, esto dificultó la adecuada inmersión de los clastos de roca provenientes del frente dentro de este material. El hecho de que se evitó la inyección de lodos en la cámara de excavación, asociado a la alta abrasividad de los materiales excavado originó un costo considerable y desgaste inducido al equipo.

Los parámetros de las espumas se definieron de acuerdo a las propiedades del material excavado. La relación de inyección de espumas (FIR) se definió en un rango de entre 100 y 200%, mientras que el valor de la relación de expansión de espumas (FER) fue fijado entre 5 y 7. Desde luego, la

definición de estos parámetros consideró su relación con las proporciones de lodo adicionado en el tornillo.



Figura 3.17 Eje falso agregado al tornillo sinfín. (Lombardo, y Pérez, 2014)

### 3.2.4 Tramo 4

#### 3.2.4.1 Condiciones geológicas generales

La construcción del Túnel Emisor Oriente fue concebida como una obra de emergencia, de modo que el inicio de la obra se ejecutó sin contar con suficientes estudios geológicos y otras características del sitio importantes para la fase de excavación. La información de la cual se disponía al comienzo de la excavación era la mostrada en la Figura 3.14, y al igual que en cualquier obra subterránea de este tipo, se sabía del riesgo de las posibles variaciones en las condiciones reales respecto a las previstas.

#### 3.2.4.2 Tuneladora utilizada

La tuneladora empleada para la excavación del tramo 4 fue del tipo EPB y se le otorgó el nombre de “La Corregidora” (Véase Figura 3.18). Su característica principal es que estaba conformada por un total de 48 discos de corte, con diámetro de 17 pulgadas y una separación promedio de 80 milímetros entre sí.

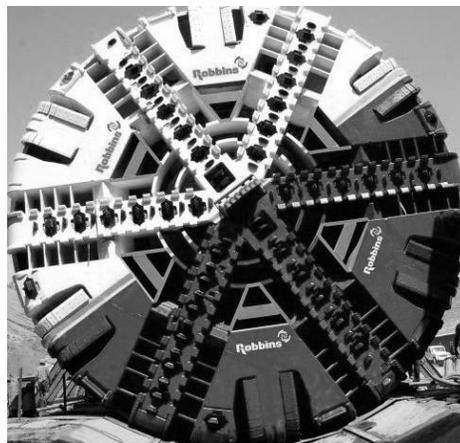


Figura 3.18 Tuneladora “La Corregidora”. (therobbinscompany.com, 2016)

### 3.2.4.3 Problemática en la excavación

El tramo 4, el problema más relevante provocado por las condiciones del sitio fue el atrapamiento de la tuneladora, el cual se originó mientras se avanzaba en un frente mixto (Véase Figura 3.19), con presencia de un macizo rocoso basáltico muy rígido y resistente sobre la parte superior de la sección de excavación y un suelo limo-arenoso muy compacto en la parte inferior.

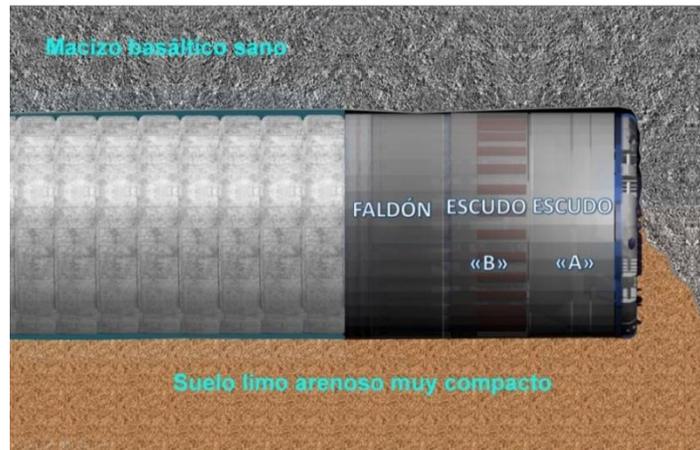


Figura 3.19 Condición de frente mixto de atrapamiento. (Sánchez, y Suárez, 2016)

Mientras se avanzaba en estas condiciones, el basalto se mantuvo estable y en la parte alta conservó adecuadamente el “gap” generado por los cortadores periféricos, con lo que el empuje total solo tuvo que vencer la fricción entre el escudo en la parte baja, la fuerza de los discos de corte y el arrastre del “backup”. Al entrar al anillo 1235 la TBM fue detenida para llevar a cabo la sustitución de herramientas de corte, con un periodo de duración de tres días. Una vez que se reanudó la excavación, una fuerza de empuje superior a los 100,000 kN fue aplicada, sin que la máquina pudiera avanzar.

Después de varios intentos por hacer avanzar la tuneladora y no conseguirlo, se concluyó que se encontraba atrapada. Con base en esta conclusión, se estableció la necesidad de definir un procedimiento apropiado para llevar a cabo la liberación de la tuneladora. Desde un principio, el procedimiento planteado fue la excavación de galerías mediante método convencional en la zona de clave, iniciando sobre la cabeza de corte y prolongándose hasta el faldón.

### 3.2.4.4 Investigación geológica de la zona de atrapamiento

La situación de atrapamiento condujo la necesidad de ampliar la investigación de la zona de atrapamiento. A partir de sondeos con recuperación de núcleos (denominados 11-A y 12) se definió el perfil geológico y la situación en que se encontraba la TBM durante el atrapamiento (Figura 3.20). Aunque el sondeo 11-A se ubicó a 15 m aproximadamente por delante del frente se consideró suficientemente representativo.

Adicionalmente con el fin de inspeccionar las condiciones de la sección superior del frente, se llevó a cabo la excavación de una “coyotera”, la cual permitió hacer una descripción geológica del macizo rocoso, definiendo características como la estructura y calidad geotécnica, así como otras propiedades útiles para el análisis del problema. Así se definió la presencia de tres familias de

discontinuidades en el basalto, las cuales formaban una estructura de bloques prismáticos casi verticales.

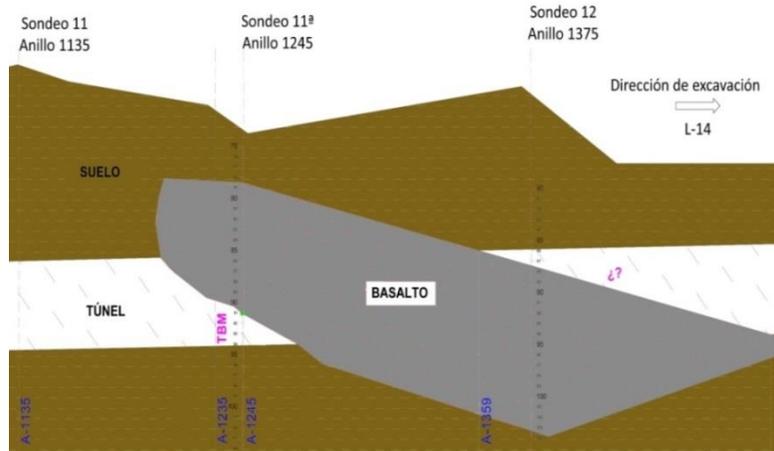


Figura 3.20 Perfil geológico y situación de la TBM durante el atrapamiento. (Sánchez, y Suárez, 2016)

En los primeros días en que la máquina permaneció inactiva, se formó una caverna de dimensiones importantes en el frente. Probablemente esto se produjo a causa del lavado del suelo, por el abundante flujo de agua que circulaba hacia el túnel.

Una comparación entre los sondeos y la inspección en el frente permitió comprobar que conforme aumenta la profundidad, el suelo se volvía más arenoso y menos limoso. Hasta los 92 metros de profundidad estaba compuesto en su totalidad por limos; aproximadamente a los 100 metros ya se tenía un 50% de finos y un 50 % de arenas; poco más abajo estaba compuesto en su mayoría por arena.

Las condiciones descritas hicieron suponer que la cavidad formada contenía originalmente un suelo con mayor contenido de arenas que limos, a juzgar por las grandes cantidades de arena limpia que se depositaron en el fondo y en las aberturas de la rueda de corte de la TBM.

Asimismo, al acceder a la caverna formada en el frente, se pudo apreciar un contacto arcilloso de color beige al que le sobreyacía un estrato de arena limpia de unos cinco centímetros de espesor, a través del cual circulaban cantidades importantes de agua.

La posición original no pudo ser definida con precisión pero se supuso elevado por el importante aporte de agua que presentaba el frente. El contacto inferior entre basaltos y limos de la Figura 3.21 es exacto ya que se determinó exactamente durante la inspección al frente, mientras que el contacto limos-basalto de la sección superior se infirió a partir de los sondeos.

Una vez definido el entorno geológico se llevó a cabo una integración geotécnica, con el fin de determinar el comportamiento mecánico del túnel en la posición de atrapamiento de la TBM. Esta integración se conformó por las propiedades físicas y mecánicas de los materiales del sitio, con el fin de establecer las bases para el análisis.

Con base en las muestras recuperadas por los sondeos, para determinar las propiedades de la roca matriz, se efectuaron pruebas de identificación de litología y peso volumétrico de los materiales

extraídos; también se dispuso de ensayos de resistencia a compresión triaxial y de tensión brasileña, con el objeto de determinar sus propiedades de deformabilidad y de resistencia.

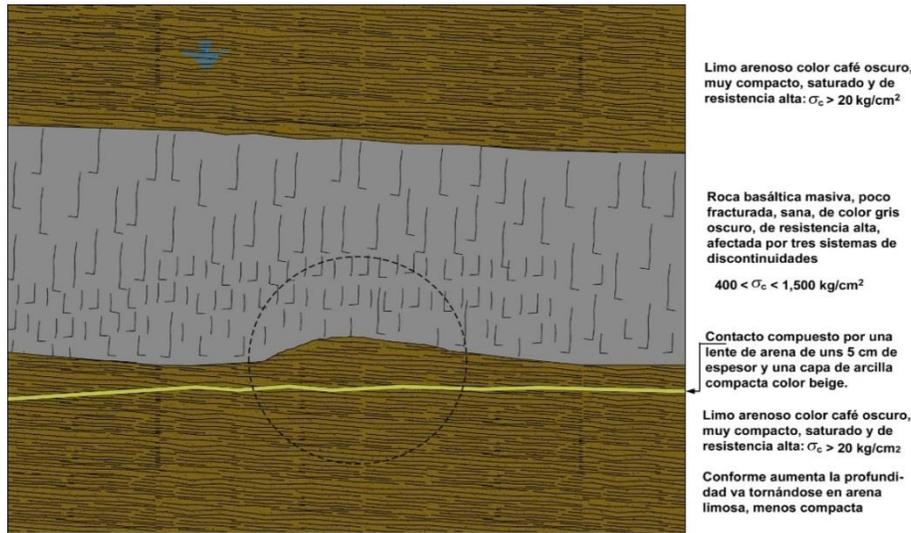


Figura 3.21 Sección geológica en la posición de atrapamiento de la TBM. (Sánchez, y Suárez, 2016)

Una vez determinado el comportamiento de la matriz del comportamiento de la roca matriz, el siguiente paso fue extenderlas a la escala del macizo rocoso.

Por otra parte, debido a la naturaleza litológica del macizo rocoso, se concluyó que la estabilidad de las obras para la liberación de la TBM estaba determinada por factores como: la calidad de la roca, los distintos sistemas de fracturamiento, la formación de bloques potencialmente inestables y el flujo abundante de agua.

#### 3.2.4.5 Hipótesis de atrapamiento

En un principio, ante el desconocimiento de las condiciones del macizo sobre la máquina, se propusieron varios escenarios por analizar. Algunas de las hipótesis que fueron establecidas inicialmente fueron: a) el escudo formó un ángulo positivo respecto del faldón, suficientemente grande como para acunarse en la roca; b) las condiciones geológico-geotécnicas y geohidrológicas, asociadas a la excavación y a la parada de la máquina produjeron una deformación en los basaltos situados en la sección superior, resultando en el atrapamiento y; c) una combinación de los fenómenos anteriores provocó el atascamiento de la TBM.

Respecto al primer escenario, se llevó a cabo un análisis geométrico a partir de los datos de inclinación del escudo, registrados en la propia tuneladora, mediante el cual se determinó que el gap en el extremo superior del escudo debería ser de aproximadamente 28 milímetros, como se muestra en la Figura 3.22.

Sin embargo, después de romper la roca en la parte superior de la cabeza a fin de inspeccionar la situación en ese punto, se detectó que existía un fuerte contacto entre el macizo y la chapa del escudo. A pesar de que esta situación no correspondía con el cálculo geométrico mencionado anteriormente, se decidió no descartar este escenario hasta ampliar las investigaciones sobre el atrapamiento.

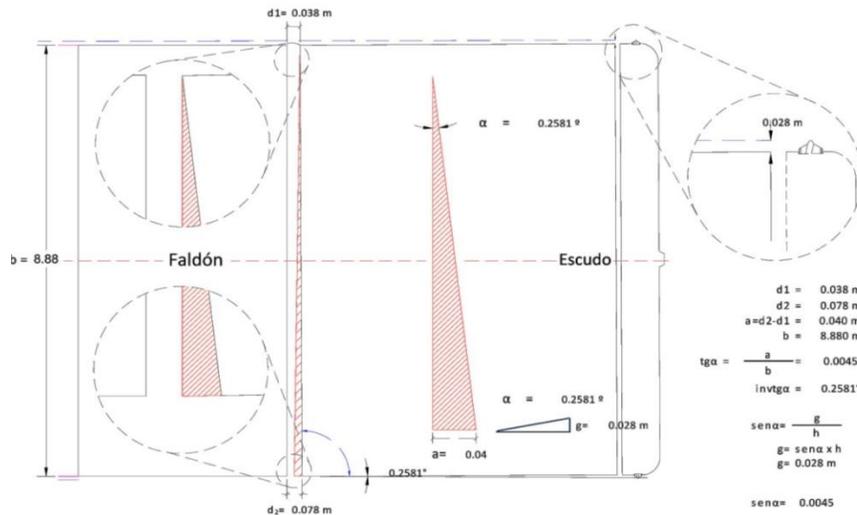


Figura 3.22 Ángulo entre el escudo y el faldón. (Sánchez, y Suárez, 2016)

Por otra parte, en el segundo escenario se estableció la hipótesis de que durante el tiempo de parada de la máquina, el agua migró hacia el túnel, lo cual pudo generar los siguientes efectos: a) Un abatimiento del nivel freático y la generación de un intensa red de flujo que produjo fuerzas de filtración; b) Una disminución importante de las presiones de poro en la zona inferior próxima a la excavación (estrato de suelo), con su correspondiente aumento en las presiones efectivas; c) El nuevo estado de esfuerzos se tradujo en un incremento de los esfuerzos desviadores, lo cual produjo deformaciones hacia abajo en las zonas laterales y hacia arriba en la zona interior, en el estrato de suelo; d) El flujo de agua produjo un arrastre de material delante del frente de excavación y posiblemente debajo de la TBM, formando una caverna dimensiones importantes; e) La deformación en la zona inferior del suelo, junto con las oquedades generadas por el arrastre, dejaron sin sustento al estrato de basalto, mismo que por su estructura pseudo-estratificada y prismática, sufrió una deformación, que terminó atrapando a la TBM.

### 3.2.4.6 Modelo de análisis previo y durante el atrapamiento

Previamente a la excavación de las galerías, y como parte de los trabajos para la liberación, una de las actividades realizadas de mayor trascendencia fue la elaboración de un modelo de elementos finitos bidimensional mediante el programa de análisis tensodeformacional Plaxis. En este modelo la tuneladora fue representada por elementos tipo placa con propiedades de rigidez y peso correspondientes al escudo. Asimismo, la interacción terreno-estructura se simuló mediante elementos especiales cohesivo-friccionantes tipo interface.

En una etapa inicial, con el fin de calibrar el modelo y aproximar las fuerzas que desarrollaban los gatos antes del atrapamiento, se simuló el avance de la tuneladora bajo la condición de no interacción en la parte superior del escudo debido al "gap" que proporcionaban los cortadores periféricos. En esta etapa la secuencia de la simulación para el análisis estuvo conformada por: la creación de un estado inicial de esfuerzos (véase Figura 3.23) permitiendo una relajación en el terreno de 2.5% del total, la excavación del túnel permitiendo una cierta relajación, la generación de la red de flujo de agua hacia el túnel, la inserción del escudo dejando un "gap" en la parte

superior, concluyendo en la obtención del nuevo estado tensodeformacional (de esfuerzos y deformaciones) provocada por el remanente de cargas, hasta completar el proceso de redistribución de esfuerzos.

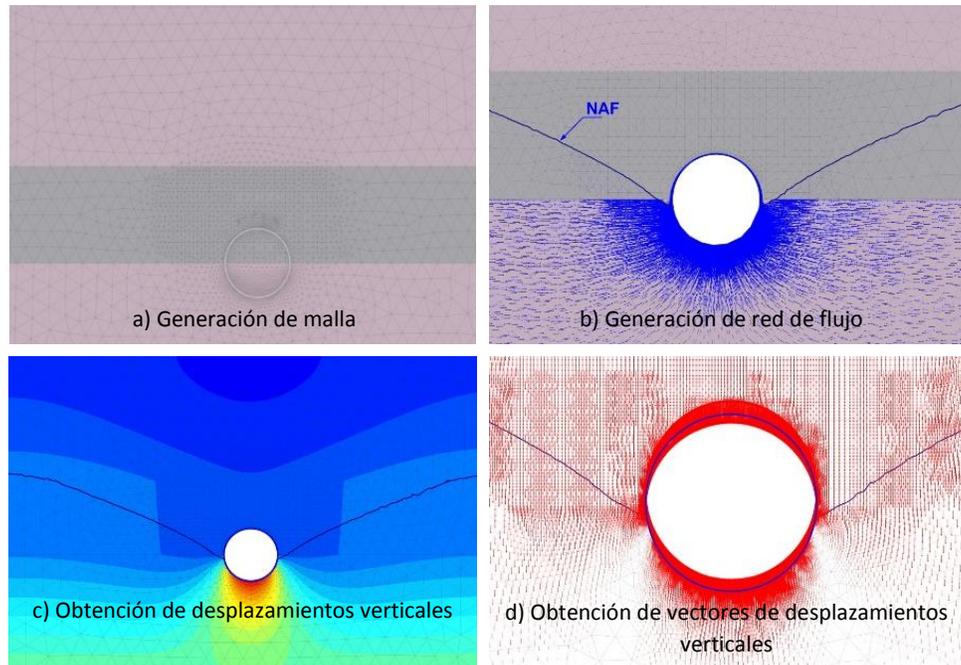


Figura 3.23 Secuencia de análisis implementada en modelo de elementos finitos. (Sánchez, y Suárez, 2016)

Para determinar las fuerzas normales actuantes en la zona de contacto entre la tuneladora y el terreno antes del atrapamiento, previamente fue necesario establecer las siguientes consideraciones: a) El empuje de los cilindros está limitado por la capacidad de carga de los discos de corte. La fuerza producida por los cortadores no es transmitida completamente hacia el frente de excavación; esta se ve disminuida por las fuerzas de fricción que actúan en la superficie del escudo y el terreno, así como por la fuerza de arrastre necesario para mover el “backup” de la tuneladora (Véase Figura 3.24) y; b) En condiciones homogéneas, la fuerza neta transferida al frente de excavación es igual a la suma de capacidad de carga de los discos cortadores. En condiciones de frente mixto, los cortadores que excavan en macizo rocoso reciben casi la totalidad de la fuerza de empuje, mientras que los que se encuentran en la zona de limo, prácticamente adoptan fuerza nula.

El escudo “La Corregidora” tenía un total de 48 cortadores, con diámetro promedio de 17 pulgadas y una separación promedio de 80 milímetros. La capacidad de carga equivalente de cada cortador se estimó en unos 314 kN, lo que al final permitió concluir que la fuerza neta ( $F_{neta}$ ) que se podía aplicar en el frente era de 15,072 kN.

A través del análisis, en la simulación de la fase previa al atrapamiento, se pudieron establecer las fuerzas normales actuando sobre la TBM (Véase Figura 3.25), las cuales mediante una integración a lo largo de la zona de contacto permitieron definir el valor de la fuerza total actuando sobre la TBM. Cabe señalar que debido a la presencia del “gap en la parte superior”, la TBM solo se suponía

comprimida en su sector inferior. Tomando en cuenta el coeficiente de fricción entre el escudo y el terreno ( $\mu=0.40$ ) se determinó que la fuerza de fricción adquirió un valor de 27,220 kN.

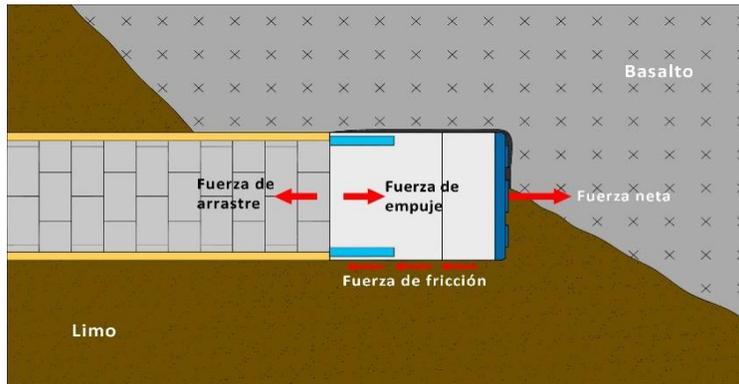


Figura 3.24 TBM durante el avance previo al atrapamiento. (Sánchez, y Suárez, 2016)

Respecto al peso del “backup” de la tuneladora ( $F_a$ ), de acuerdo con el manual de uso, se sabía que su valor era de aproximadamente 3,540 kN. Esto permitió determinar la fuerza de empuje aplicada antes del atrapamiento:

$$F_e = 15,072 + 27,220 + 3,540 = 45,832 \text{ kN}$$

Cuando se trabaja en frentes mixtos, no se considera la totalidad de los discos de corte en la determinación de  $F_{neta}$ . En este caso se supuso que el 50% de la sección estaba conformada por roca y la otra mitad por suelo,  $F_{neta}$  adquirió un valor de 7,536, por lo que la fuerza de empuje se encontraría en el siguiente intervalo:

$$38,296 \leq F_e \leq 45,832 \text{ kN}$$

Una comparación entre estos valores y los registrados en la TBM permitió corroborar que durante los metros de avance previos al atrapamiento se ubicaron en ese rango.

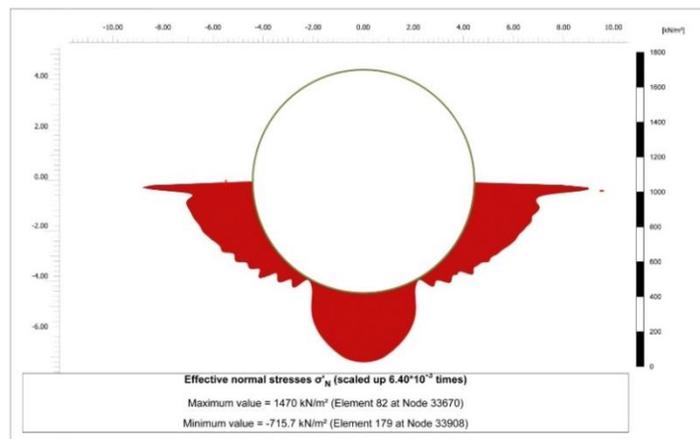


Figura 3.25 Fuerzas normales sobre la TBM durante el avance, previo al atrapamiento. (Sánchez, y Suárez, 2016)

Con base en esta aproximación pudo establecerse que el modelo desarrollado y los cálculos para determinar las fuerzas de empuje proporcionaron un escenario geotécnico y realista para representar el avance de la tuneladora en el frente mixto.

Antes de comenzar las excavaciones para la liberación de la TBM, se llevó a cabo una primera aproximación para estimar las posibles fuerzas de atrapamiento. El modelo de elementos finitos empleado para este fin fue el descrito previamente, con la diferencia de que contó con elementos interface para la representación de las discontinuidades del macizo rocoso. El procedimiento de cálculo se conformó por: a) Creación de un estado inicial de esfuerzos, b) Excavación del túnel con un grado de relajación del terreno del 2.5%; c) Colocación del escudo dejando la zona libre del “gap” en la parte superior, continuando el proceso hasta que los bloques de roca alcanzan valores de desplazamiento del mismo orden de magnitud que el propio gap, suponiendo que en ese momento hacen contacto con el escudo en la parte superior; d) Continuar el cálculo hasta concluir la redistribución de esfuerzos. Esta etapa representó la generación de las presiones del basalto sobre la TBM.

En la Figura 3.26 se muestra la red de flujo generada durante la simulación de la excavación, los contornos de igual magnitud de desplazamiento, la malla deformada durante el atrapamiento y las fuerzas normales de atrapamiento calculadas sobre el escudo.

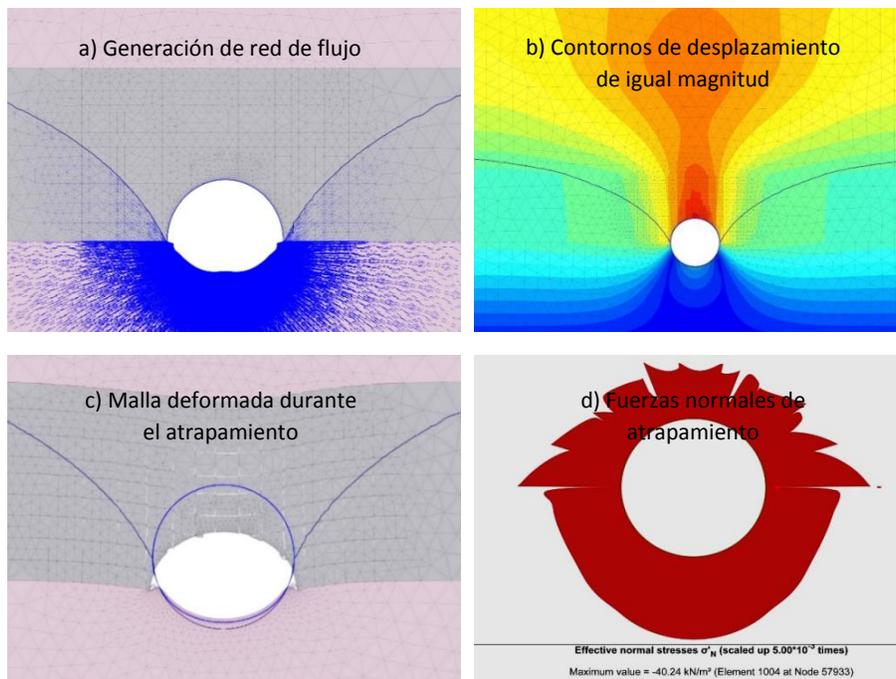


Figura 3.26 Simulación de atrapamiento de la TBM. (Sánchez, y Suárez, 2016)

Cabe mencionar que al mismo tiempo se llevaban a cabo los trabajos de excavación para la liberación de la TBM. Cuando estos alcanzaron un avance de un metro por encima de la cabeza de corte se realizó un intento de “despegue” de la tuneladora pero no se consiguió. De acuerdo con este comportamiento, la hipótesis de acuñaamiento comenzaba a perder sustento. La excavación continuó hasta que alcanzar la liberación completa de la cabeza de corte y un 15% del área

periférica del escudo, con lo cual se estableció la hipótesis de que las fuerzas de atrapamiento estaban repartidas a lo largo del escudo y el faldón.

Una vez calculadas las fuerzas de atrapamiento del escudo, se procedió a estimar las fuerzas necesarias para el “despegue” de la TBM, sin tomar en cuenta las excavaciones propuestas para la liberación. Con base en un conteo realizado, unos 15 discos estarían en contacto con el macizo rocoso, lo cual representaba un 30% del total aproximadamente.

Bajo el mismo procedimiento antes descrito, se determinó el valor de la fuerza de fricción existente,  $F_f$ , en las condiciones de atrapamiento, obteniendo un valor de 107,974 kN. Esto condujo a establecer que la posible fuerza de empuje necesaria para su liberación se ubicaba en el orden de 116,036 kN. Tomando en cuenta que la fuerza máxima de empuje que podía conseguir la TBM era de 110,000 kN, se concluyó que era imposible que la tuneladora pudiera avanzar bajo tales condiciones. Hasta entonces, casi se podía asegurar que el atrapamiento se produjo por una combinación de fenómenos geológico-geotécnicos y geohidrológicos asociados a la excavación y a la parada de la máquina, que produjeron el colapso de los basaltos, mismos que se asentaron sobre la parte superior de la máquina.

#### 3.2.4.7 Propuesta y análisis de liberación de la TBM

Derivado de lo anterior y con el propósito de liberar la TBM, con un método eficaz, seguro y hasta cierto punto rápido, se propuso la alternativa de excavar una galería por encima de la tuneladora ejecutada en tres frentes: primero dos laterales y concluir con el pilar central (Véase Figura 3.27a). Las dimensiones de cada una de estas eran de 2.10 metros de ancho y de 1.75 cm de alto.

Las galerías y secuencia de excavación fueron introducidas al modelo de elementos finitos con el fin de analizar el nivel de seguridad, sin tratamientos de estabilización (Figura 3.27b).

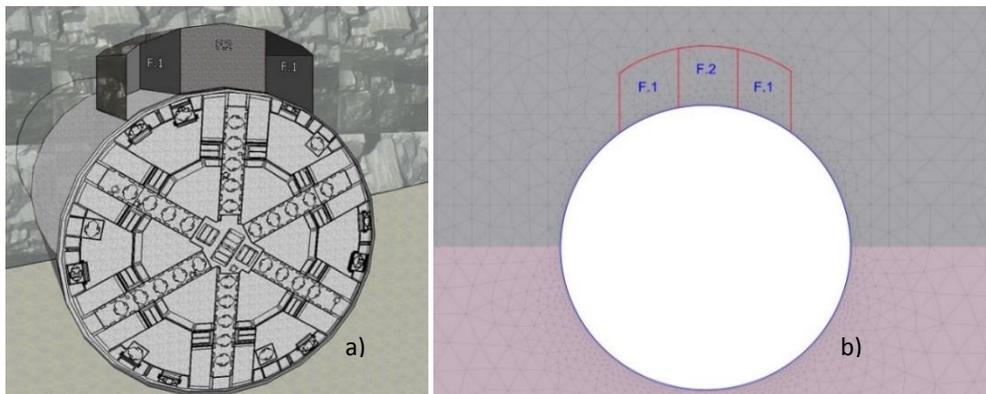


Figura 3.27 Secuencia de excavación de galería. (Sánchez, y Suárez, 2016)

La modelización de la galería se realizó retirando primero los dos frentes denominados F.1 y posteriormente el pilar central. Mediante este análisis se obtuvieron los contornos generados por el efecto de la excavación de la galería; los desplazamientos generados de mayor magnitud fueron de aproximadamente tres milímetros (Figura 3.28), lo cual se consideró normal para una excavación de este tipo, por lo tanto no suponía algún riesgo para la estabilidad.

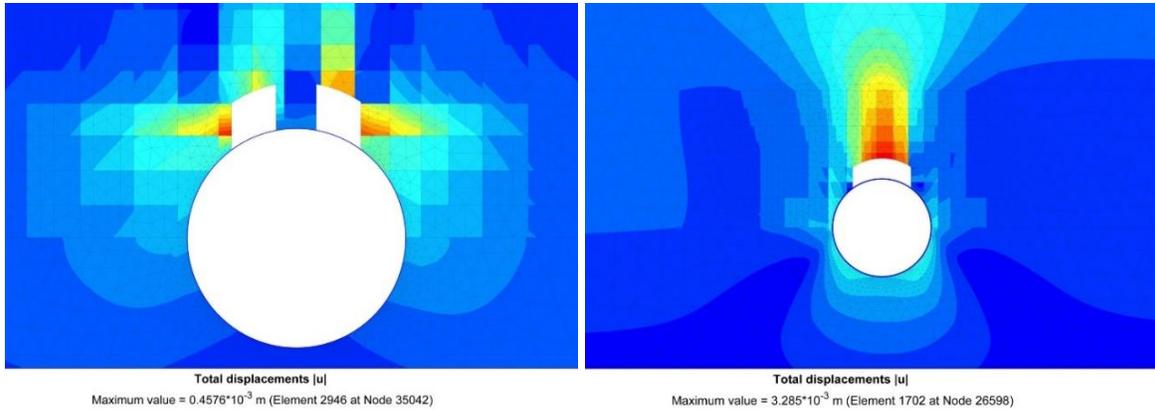


Figura 3.28 Desplazamientos generados por la excavación de la galería. (Sánchez, y Suárez, 2016)

Mediante este análisis también se pudo obtener un factor de seguridad igual a 2.7. Este valor permitió asegurar que la excavación sería estable sin la presencia de elementos de estabilización. De cualquier modo, se consideró pertinente que durante la excavación de la galería se llevara a cabo un seguimiento geológico-geotécnico e implementar un plan de instrumentación mediante registro de convergencias, con el fin de monitorear el comportamiento deformacional y garantizar la estabilidad.

Al igual que en los análisis previos, tomando en consideración la presencia de la galería superior, se determinó nuevamente la fuerza de empuje necesaria para movilizar la TBM, obteniéndose un valor de  $F_e$  igual a 86,700. Aunque el valor seguía siendo alto, teóricamente con la potencia de la máquina sería posible hacerla avanzar. Se estableció que en caso de que la tuneladora no despegara, se podría excavar por los laterales, que para entonces ya tenían una profundidad y apertura importante, y prolongar la excavación de la galería hacia los hastiales en dimensiones menores, muy cerca del perímetro del escudo.

#### 3.2.4.8 Trabajos de excavación y seguimiento geológico-geotécnico

Con base en las hipótesis planteadas inicialmente y el análisis desarrollado se estableció el procedimiento para la liberación de la tuneladora, ejecutada en tres fases, como se ha descrito previamente. Durante la ejecución de estos trabajos, se llevó a cabo un riguroso seguimiento geológico-geotécnico y geométrico de la sección excavada, acompañada de la medición de convergencias. El objetivo de este seguimiento fue la preservación de la seguridad de los trabajos.

En lo referente a la caracterización del macizo rocoso, este trabajo se conformó por: caracterización geológica general del macizo rocoso, determinación de las propiedades de las discontinuidades (orientación, persistencia, apertura, ondulación, rugosidad, relleno, grado de alteración y humedad), determinación del índice de fracturamiento RQD, estimación de la resistencia a compresión mediante esclerómetro, toma de datos de flujo de agua, determinación de índices de calidad geotécnica (RMR, Q y GSI) y estimación de las propiedades de las discontinuidades a partir de los datos cartográficos.

Con base en el nivel de fracturamiento obtenido de los sondeos iniciales, se determinó un rango de variación de RQD de entre 60 y 80. En un inicio la resistencia a compresión de la roca matriz se

había definido en un rango de entre 42 y 140; con base en pruebas de laboratorio y tornillo Schmith se redefinió un nuevo rango, entre 100 y 160.

Se observó también que la excavación se encontraba en condiciones de húmedas a secas; aunque una de las fracturas filtraba un poco de agua, no se consideró importante ya que ocurría en la parte más baja de la excavación y por lo tanto, no influía en la estabilidad de la bóveda.

En cuanto a la clasificación RMR (Bienawski, 1989), se determinó un valor ubicado en el rango de 51 a 80, que permite definir la roca como regular a buena. De acuerdo a la clasificación de Barton (1974), se definió un rango de variación de 20 a 30, que permite clasificarla como buena. Por su parte, la clasificación GSI arrojó un rango de variación de entre 45 y 70, entrando en la clasificación de regular a buena.



Figura 3.29 Excavaciones laterales izquierda y derecha para la construcción de galería.  
(Sánchez, y Suárez, 2016)

Por otra parte, una cuestión fundamental a lo largo de esta etapa fue comprobar el fuerte contacto que existía entre el macizo rocoso y el cuerpo del escudo; cuando la excavación lateral izquierda había alcanzado una longitud de excavación aproximada de 6.7 metros, pudo observarse este contacto en la parte central seguía extendiéndose, lo cual permitió asegurar que la TBM se encontraba aprisionada, desechando la hipótesis alternativa de acuñamiento. En la Figura 3.29 está remarcada la posición de la articulación de la TBM y puede apreciarse el contacto ya descrito.

#### 3.2.4.9 Segundo modelo de elementos finitos para la nueva valoración de la condiciones de inestabilidad

Con base en las inspecciones en las galerías, los levantamientos y la caracterización geológica fue posible afirmar que las condiciones de estabilidad eran adecuadas y que no existía peligro de desprendimiento de bloques de tamaño importante u otro mecanismo de rotura en la bóveda.

Es importante mencionar que el hecho de que el basalto se haya asentado sobre la TBM no tenía relación alguna con la estabilidad de las galerías; el fenómeno que atrapó la máquina era de escala mayor a las dimensiones de la galería y estaba asociado a la socavación que produjo el agua en los suelos de la zona inferior, así como al cambio en el estado de esfuerzos efectivos, producto también de la excavación del túnel.

Estas consideraciones y la caracterización in situ permitieron crear un modelo de elementos finitos más preciso, el cual tomó en cuenta las dos galerías excavadas hasta entonces, con su geometría real. El análisis incluyó el procedimiento antes descrito, simulando la excavación del túnel, la

generación de la red de flujo de agua hacia el túnel, el relajamiento del macizo hasta hacer contacto con la máquina y la excavación de las galerías laterales.

Mediante este modelo se obtuvo el diagrama de esfuerzos normales correspondientes al estado de atrapamiento (Véase Figura 3.30), el cual permitió calcular la fuerza de fricción, obteniendo un valor de  $F_f$  igual a 108,985 kN. Tomando en cuenta la fuerza neta de los discos que estaría en contacto con la roca (30% del total) y la fuerza de arrastre ya calculados, se obtuvo una fuerza de empuje necesaria aproximada de 117,047 kN.

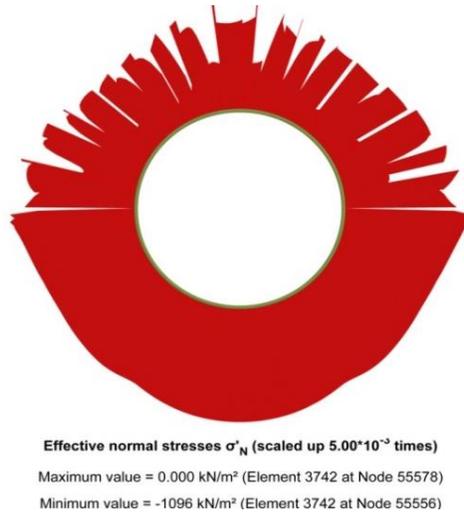


Figura 3.30 Esfuerzos normales de atrapamiento sobre el escudo. (Sánchez, y Suárez, 2016)

Al introducir la excavación de las galerías los desplazamientos producidos fueron ligeramente menores a tres milímetros, según se observó en la malla deformada (Figura 3.31a). Además, la excavación de las galerías laterales produjo presiones mayores a las que existían en el contacto de la roca con la TBM en la zona del pilar central y las partes cercanas a las esquinas de las galerías, esto como producto de la redistribución de esfuerzos asociados a la excavación, según se aprecia en los contornos de igual magnitud de los esfuerzos verticales de la Figura 3.31b.

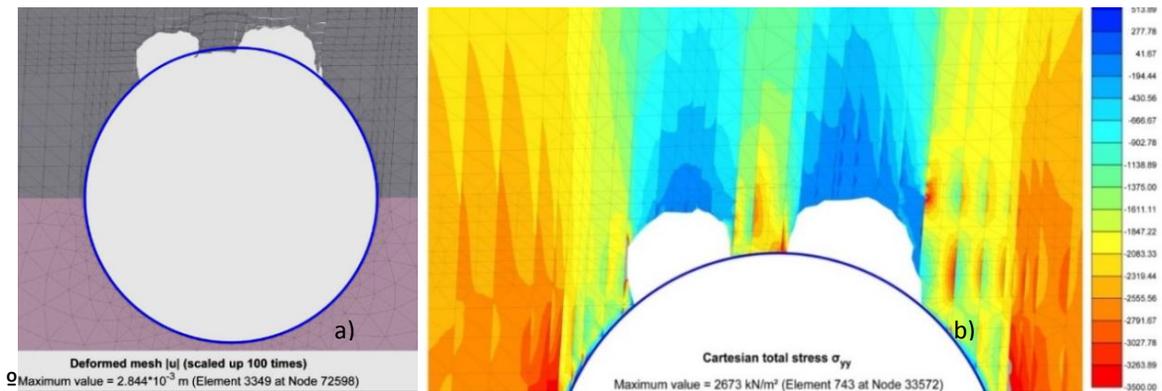


Figura 3.31 Desplazamientos y esfuerzos generados por la excavación de galerías. (Sánchez, y Suárez, 2016)

Los esfuerzos verticales generados en el pilar central fueron de magnitud mucho menor a la resistencia a la compresión simple de los basaltos; los esfuerzos más altos fueron de uno 35 kg/cm<sup>2</sup>, mientras la resistencia de la roca superó los 1000 kg/cm<sup>2</sup>.



Figura 3.32 Esfuerzos normales de contacto sobre el escudo después de excavadas las galerías.  
(Sánchez, y Suárez, 2016)

De forma semejante, los esfuerzos normales generados por la excavación de las galerías laterales fueron obtenidos, como puede apreciarse en la Figura 3.32. A partir de esta simulación se pudo calcular la fuerza de empuje que, en teoría sería necesaria para hacer avanzar la máquina. La fuerza de fricción,  $F_f$ , a vencer resultó en un valor de 88,715 kN. Considerando la fuerza neta de los discos que estarían en contacto con la roca, así como la fuerza de arrastre, se obtuvo una fuerza de empuje de 97,776 kN. De acuerdo con esto, aplicando la fuerza extraordinaria de la TBM podría conseguirse su “despegue”. Sin embargo, faltaba completar las galerías hasta el final del faldón. Mediante este análisis, el factor de seguridad calculado alcanzó un valor de 2.95.

Enseguida, se simuló la remoción del pilar central de roca. Los desplazamientos totales están representados mediante contornos de igual magnitud en la Figura 3.33. Los valores máximos de desplazamiento fueron de aproximadamente 5 mm, prácticamente imperceptibles en el interior de la excavación.

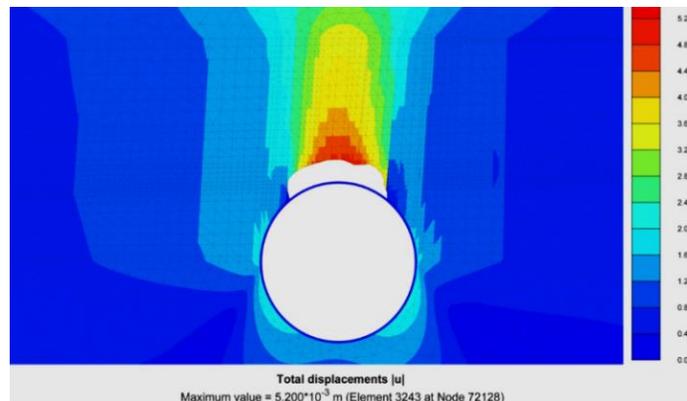


Figura 3.33 Desplazamientos totales generados por la remoción del pilar central.  
(Sánchez, y Suárez, 2016)

Como se había hecho previamente, con base en los esfuerzos normales actuantes (Figura 3.34) se calculó la fuerza de empuje  $F_e$  necesaria para despegar la máquina en tales condiciones, obteniendo un valor de 75,300 kN. El valor del factor de seguridad mediante este análisis alcanzó un valor de 2.23, el cual permitió determinar que la excavación sería suficientemente segura.

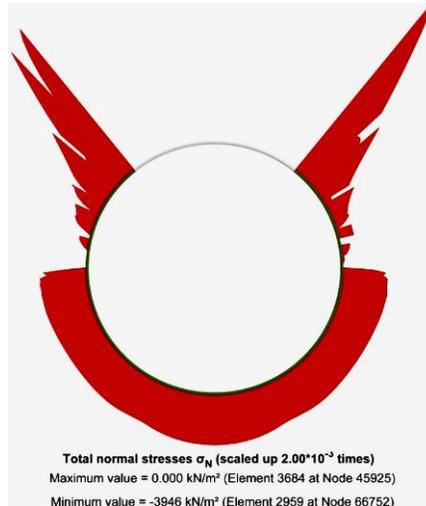


Figura 3.34 Esfuerzos normales de contacto después de la remoción del pilar central.  
(Sánchez, y Suárez, 2016)

#### 3.2.4.10 Instrumentación y seguimiento de las excavaciones para la liberación

Durante los trabajos de excavación continuó llevándose un seguimiento geológico geotécnico y, mediante una pequeña excavación transversal para unir las galerías denominadas F.1 pudo constatar de que la calidad de la roca era buena. Además, la campaña de medición de convergencias que acompañó la excavación de la galería por encima del escudo demostró que la cavidad de mantenía estable y con deformaciones nulas.

Con el avance de la excavación seguía observándose el fuerte contacto que existía entre la roca y la TBM en la zona central pendiente por liberar. También se pudo constatar que la hipótesis de acuñamiento propuesta en un principio era errónea.

Durante la remoción del pilar central, a causa de la liberación de esfuerzos se presentó la formación de grietas, generando el desprendimiento de bloques de tamaños variables, desde unos pocos centímetros hasta decenas de centímetros. Por ello, se consideró pertinente que las zonas que quedaban sin apoyo fueran acuñadas con madera tan pronto como fuera posible, a fin de evitar la caída de estos bloques y que la relajación del macizo se extendiera hacia las partes superiores al pilar.

Una vez que la excavación de parcial de las galerías y la remoción del pilar alcanzaron una longitud aproximada de 10 metros, al fondo se pudo apreciar una capa de mortero de dos a tres centímetros de espesor en contacto de la roca y la tuneladora, lo que hizo suponer que se había alcanzado la zona del faldón, sin embargo, todavía faltaba extender la excavación hacia los costados. Cabe mencionar que en el desarrollo de los trabajos se presentó un flujo importante de agua en el lado derecho de la galería.

A pesar de que todavía existía un contacto importante en las zonas laterales de la TBM, el hecho de haber realizado la excavación en la parte superior del faldón y del escudo podía ayudar de manera significativa en el proceso de liberación, pues ya se había eliminado una buena parte de la fuerza de fricción que actuaba desfavorablemente en sobre la máquina. Bajo estos argumentos, a medida que la excavación fue completándose, se realizaron varios intentos para hacer avanzar, con empujes promedio de hasta 100,900 kN, sin conseguir resultados favorables.

Como parte del seguimiento de las excavaciones se llevaron a cabo mediciones de las áreas liberadas sobre la máquina. Esto permitió establecer que una vez que la excavación alcanzó un avance superior al 71 % del área propuesta a excavar y con un empuje de 114,000 kN se produjo el primer movimiento de la máquina. Relativamente enseguida, la TBM consiguió liberarse y avanzar unos 20 centímetros con una fuerza de empuje de 78,500 kN.

### 3.2.4.11 Modelo de liberación de la TBM

Mediante el desarrollo de un nuevo modelo, se representó la geometría promedio de las excavaciones de la galería que permitió la liberación de la TBM (Figura 3.35). A través del procedimiento ya establecido, se concluyó que la fuerza de empuje ( $F_e$ ) necesaria para hacer despegar la máquina era de 77,764 kN. Este resultado es importante ya que coincide casi perfectamente con el empuje aplicada cuando la máquina avanzó 20 centímetros y da constancia de la precisión del modelo implementado a lo largo de los trabajos para la liberación.

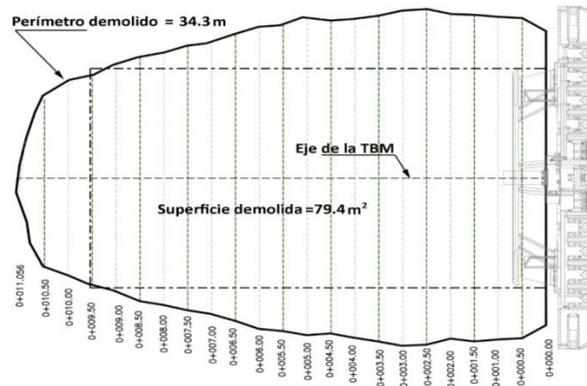


Figura 3.35 Geometría final de la zona demolida. (Sánchez, y Suárez, 2016)

## CONCLUSIONES

Durante el desarrollo del presente trabajo, enfocado en la excavación de túneles en frentes mixtos, algunas conclusiones que pudieron establecerse se enuncian enseguida:

- Como en la mayoría de las obras subterráneas, en la excavación de túneles una de las primeras etapas está conformada por la integración de información referente a las condiciones del sitio. En muchos de los casos, se presta poca atención a estos aspectos y el estudio del sitio se lleva a cabo de manera deficiente; su importancia es reconocida en la fase constructiva, cuando las condiciones encontradas durante su construcción son distintas a las definidas inicialmente. Sin duda, los túneles no están exentos de presentar tales variaciones, y para reducir estas incertidumbres se recomienda asignar un porcentaje aproximado del 3% del costo que representa la totalidad de la obra a la integración geotécnica y geológica. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que aun cuando ésta integración sea realizada bajo criterios razonables, las posibilidades de encontrar condiciones variables están presentes en todo momento.
- El estudio de las condiciones del sitio debe servir como base para establecer el método de excavación más adecuado. Una vez que se establece el método mecanizado como método de excavación se debe llevar a cabo un análisis detallado para definir el tipo de tuneladora más adecuada, tomando en cuenta que a la fecha no existe una tuneladora “todo terreno”. Una elección incorrecta puede ocasionar serias dificultades durante la excavación y comprometer la obra, resultando en la necesidad de introducir modificaciones en el método de excavación y la ejecución de trabajos complementarios. En el peor de los casos estas dificultades pueden agravarse al grado de imposibilitar la conclusión de la obra.
- La excavación exitosa de un túnel está determinada en gran medida por las condiciones geológico-geotécnicas y geohidrológicas halladas durante la excavación y por el tipo de tuneladora empleada, sin embargo, debe tenerse en cuenta que existen otros factores que influyen en esto significativamente. Tal es el caso de la participación de un operador de la tuneladora que cuente con suficiente experiencia, que maneje adecuadamente el surgimiento de los eventos desfavorables. Igual de importante resulta la implementación de un sistema de control completo que acompañe el proceso de excavación. En palabras de Guglielmetti et al [2008], “la correcta elección de la máquina sin una correcta operación es tan mala como elegir el peor tipo de máquina para el proyecto.
- A la fecha, la experiencia adquirida a nivel mundial en la excavación de túneles indica que una de las condiciones más desfavorables encontradas durante la excavación por métodos mecanizados está representada por la denominada condición de frentes mixtos. Su ocurrencia en el frente de excavación está asociada a dificultades diversas, que con frecuencia conduce a paradas prolongadas y trabajos complementarios para superarlas que al final se traducen en el retraso general de la obras y en enormes sobrecostos. El conocimiento de las posibles eventualidades puede ayudar en el planteamiento anticipado de soluciones adecuadas para su posible ocurrencia.
- En la actualidad algunas firmas dedicadas a la fabricación de tuneladoras, han desarrollado tuneladoras denominadas duales (o híbridas), las cuales posibilitan cambiar el sistema de excavación y el método de extracción de la rezaga. Por ejemplo, tuneladoras EPB pueden

ser modificadas para operar como hidroescudos y viceversa. Sin embargo, dado que los periodos requeridos para llevar a cabo tales modificaciones son bastante prolongados (medidos en meses usualmente) los rendimientos previstos en los programas de trabajo pueden verse afectados seriamente, además de que su ejecución debe realizarse bajo condiciones atmosféricas. En otros casos, por ejemplo, donde la modificación es de TBM tipo EPB a escudo simple (para roca), se tiene que prescindir del tornillo transportador y por tanto el modo de operación se ve afectado (ya no se puede operar en modo cerrado). La variación en las condiciones del terreno puede requerir operar en modo cerrado y al no contar con esta característica la obra puede comprometerse seriamente. El diseño y empleo de este tipo de máquinas solo es recomendable bajo un exacto conocimiento del terreno, de lo contrario el amplio costo que este tipo de tuneladoras representa puede resultar injustificable.

- El monitoreo de los parámetros de funcionamiento de la tuneladora, así como el de los procesos involucrados en la excavación, más allá de ser una herramienta para determinar el origen de problemas ya ocurridos durante la excavación, debe servir para establecer medidas preventivas tan pronto como sea posible una vez que tendencias irregulares sean detectadas. Todos estos procesos guardan una relación entre sí; su manejo adecuado puede ayudar significativamente a conseguir buenos rendimientos y reducir los asentamientos generados en la superficie, qué a fin de cuenta son los propósitos en que enfocan la mayoría de ellos.
- Hasta la actualidad existen diversos tipos de teorías para el cálculo de los rendimientos en la excavación de túneles: en función de los parámetros de operación de la tuneladora, incorporando los parámetros de la roca intacta y e incorporando los parámetros del macizo rocoso. Una de las teorías que otorga una buena aproximación de los rendimientos en la excavación de túneles en frentes mixtos, incluida en la última clasificación es el denominado método NTNU, qué como sus siglas lo indican, fue desarrollado por la Universidad Noruega de Ciencia y Tecnología de Trondheim. Sin embargo, dado el alcance y la extensión de este tema, se sugiere abordarlo en una línea de investigación futura.

## REFERENCIAS

- Caro, P. (2011). Túneles en terrenos con fallas. En: C. López (comp), Manual de túneles y obras subterráneas (pp. 1249-1251). Madrid, España. Ediciones ingeniería de túneles.
- COMISSA (2011). Procedimientos de construcción del Túnel Emisor Oriente, México, D.F. Recuperado de: <https://www.etcg.upc.edu/estudis/aula-paymacotas/tunels-a-mexic/ponencies/lombardo.pdf>
- Esquitino, F. (2005). Jornada técnica sobre criterios para la selección de tuneladoras. Recuperado de [http://www.geocontrol.es/publicaciones/3\\_jornadas\\_tecnicas\\_tuneladora.pdf](http://www.geocontrol.es/publicaciones/3_jornadas_tecnicas_tuneladora.pdf)
- Fernández, R. (2009). Recomendaciones principales relativas a la operación y mantenimiento de los escudos de frente en presión de tierra. Recuperado de <https://www.etcg.upc.edu/estudis/aula-paymacotas/escuts/publicacio>
- Galera, J. (2010). Métodos constructivos mecanizados, las máquinas tuneladoras. Recuperado de <http://www.iirmexico.com/documentacion/archivos/CO103/TBMs.pdf>
- González, C., Arroyo, M. y Gens, A. (2013). Abrasividad y su influencia en el rendimiento de una excavación mecanizada. Recuperado de <http://www.scielo.cl/pdf/oyp/n13/art01.pdf>
- González, C., Arroyo, M. y Gens, A. (2013). Thrust and torque components on mixed-face EPB drives. Recuperado de <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0886779815301814>
- Granadori, R. (2011). Túneles en terrenos con fallas. En: C. López (comp), Manual de túneles y obras subterráneas (pp. 1275-1279). Madrid, España. Ediciones ingeniería de túneles.
- Guglielmetti, V., Grasso, P., Mahtab, A. y Xu, S. (2008). Mechanized tunnelling in urban areas. Italia. Taylor & Francis.
- Herrenknecht.com. (2016). EPB Shield - Herrenknecht AG. Disponible en: <https://www.herrenknecht.com/en/products/core-products/tunnelling/epb-shield.html>.
- Herrenknecht.com. (2017). Mixshield - Herrenknecht AG. Disponible en: <https://www.herrenknecht.com/en/products/core-products/tunnelling/mixshield.html>.
- Hongsu, M., Lijun, Y., Qiuming, G. y Ju, W. (2015). TBM tunneling in mixed-face ground: Problems and solutions. Recuperado de : <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2095268615001020>
- Jimenez, V., Rocha, L. y Loera, I. (2014). Consideraciones para el rendimiento de la maquinaria en el túnel emisor oriente, México. Recuperado de [http://administracionytecnologiaparaeldisenio.azc.uam.mx/publicaciones/congreso\\_2014/11-consideracionesparaelrendimiento-victorjimenez.pdf](http://administracionytecnologiaparaeldisenio.azc.uam.mx/publicaciones/congreso_2014/11-consideracionesparaelrendimiento-victorjimenez.pdf)
- Juncá, J. A. (2011). Breve historia de los túneles y su evolución tecnológica. En: C. López (comp), Manual de túneles y obras subterráneas (pp. 63-65). Madrid, España. Ediciones ingeniería de túneles.
- Lombardo, A. y Pérez, J (2014). 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, Ciudad de México, México.

- Maidl, B., Herrenknecht, M., Maidl, U. y Wehrmeyer, G. (2012). Mekanished shield tunnelling. Alemania. Emst & Sohn.
- Mendaña, F. (2011). El proyecto de túneles. En: C. López (comp), Manual de túneles y obras subterráneas (pp. 71-89). Madrid, España. Ediciones ingeniería de túneles.
- Mendaña, F. (2011). Excavación de túneles con máquinas integrales para rocas y suelos. En: C. López (comp), Manual de túneles y obras subterráneas (pp. 567-615). Madrid, España. Ediciones ingeniería de túneles.
- Mendaña, F (2009). Escudos EPB de última generación: 15 años de experiencias en España. Recuperado de <https://www.etcg.upc.edu/estudis/aula-paymacotas/escuts/publicacio>
- Puerto, J. (2016). Túneles viales. Recuperado de <https://es.scribd.com/doc/30920531/TUNELES>
- Morgado, P. (2010). Análisis y diseño del revestimiento de un túnel en suelos del valle de México. Proyecto terminal en ingeniería civil. Universidad Autónoma Metropolitana. México.
- Saenz, I. (2008). Estado actual de la tecnología en tuneladoras. Recuperado de <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/4777/06.pdf?sequence=6&isAllowed=y>
- Sánchez, F. y Suárez, J.F. (2016). Memoria técnica de los estudios y los trabajos realizados para la liberación de la tuneladora “La Corregidora”. Ciudad de México, México.
- Secretaria de Comunicaciones y Transportes (2016). Manual de diseño y construcción de túneles de carretera 2016. Recuperado de [http://www.sct.gob.mx/fileadmin/DireccionesGrales/DGST/Manuales/Manual\\_Tuneles/Indice.pdf](http://www.sct.gob.mx/fileadmin/DireccionesGrales/DGST/Manuales/Manual_Tuneles/Indice.pdf)
- Therobbinscompany.com. (2016). Abiertas | The Robbins Company. Disponible en: <http://www.therobbinscompany.com/es/our-products/tunnel-boring-machines/main-beam/>.
- Therobbinscompany.com. (2017). Escudo simple | The Robbins Company. Disponible en: <http://www.therobbinscompany.com/es/our-products/tunnel-boring-machines/single-shield/>.
- Therobbinscompany.com. (2016). Doble escudo | The Robbins Company. Disponible en: <http://www.therobbinscompany.com/es/our-products/tunnel-boring-machines/double-shield/>.
- Therobbinscompany.com. (2016). EPB | The Robbins Company. Disponible en: <http://www.therobbinscompany.com/es/our-products/tunnel-boring-machines/earth-pressure-balance>.
- Vaquero, I. (2011). Influencia de la geología del terreno en el diseño y construcción de túneles. En: C. López (comp), Manual de túneles y obras subterráneas (pp. 330-336). Madrid, España. Ediciones ingeniería de túneles.
- Zhao, J., Gong, Q. y Eisensten, Z. (2007). Tunnelling through a frequently changing and mixed ground: A case history in Singapore. Recuperado de <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0886779806001143>