



# Operación y mantenimiento de escudos: PRESENTE Y FUTURO

JORNADA TÉCNICA 01-04-2009 BARCELONA



## UNIVERSIDAD Y EMPRESA: ABRIENDO CAMINOS

Salon de actos de la Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals y Ports  
de Barcelona, Edificio C2, Campus Nord, C Jordi Girona 1-3, Barcelona 08034

### PROGRAMA

<u>11.00-11.15</u>	Eduardo Alonso (UPC, Barcelona)
<u>11.15-12.00</u>	Escudos EPB de última generación: 15 años de experiencias en España <b>Felipe Mendaña Saavedra</b> (SPICC, Madrid, España)
<u>12.00-12.45</u>	Aspectos singulares relativos a la Operación y Mantenimiento de los Escudos EPB <b>Ramón Fernández</b> (SPICC, Madrid, España)
<u>12.45-13.30</u>	Bentonite Slurry Shield Machines: State-of-the-Art and important aspects for Application <b>Markus Thewes</b> (Ruhr-University Bochum, Alemania)

13.30-14.00 **Coloquio**

14.00-14.30 **Aperitivo**

### Inscripciones, reservas y plazas

**Inscripción: 80€ .**

Los asistentes recibirán un libro con la versión escrita de las ponencias. Durante las intervenciones en inglés estará disponible un servicio de traducción simultánea.

Plazas limitadas.

Fecha límite de inscripción 30 de Marzo de 2009. Inscripción en [www.etcg.upc.edu/docencia/aula-paymacotas](http://www.etcg.upc.edu/docencia/aula-paymacotas)  
Contacto [mar.obrador@upc.edu](mailto:mar.obrador@upc.edu).

Hay un número limitado de plazas gratuitas para PDI y alumnos de UPC



**JORNADA TÉCNICA**

**OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE ESCUDOS:**

**Presente y Futuro**

Barcelona, 01 de Abril de 2009

Eduardo Alonso Pérez de Ágreda  
Marcos Arroyo Álvarez de Toledo



## INDICE

Introducción (M. Arroyo).....	1
Escudos E.P.B. de última generación: 15 años de experiencias en España (F. Mendaña) .....	3
Recomendaciones principales relativas a la operación y mantenimiento de los escudos de frente en presión de tierra (R. Fernández).....	25
Bentonite slurry shield machines: State-of-the-art and important aspects for application (M. Thewes) .....	41



## **INTRODUCCIÓN**

Marcos ARROYO

*UPC, Dep. Ing. Terreno, Cartográfica y Geofísica, Barcelona, España*

Apenas han transcurrido quince años desde que se comenzó a excavar túneles mediante escudos EPB en España. Durante ese período su uso se ha extendido rápidamente y ha permitido acumular ya una considerable experiencia sobre su uso.

El Dr Felipe Mendaña ha sido actor de primera fila en este proceso, habiendo intervenido directamente en la selección y seguimiento de esta maquinaria para infraestructuras en Madrid, Sevilla o Barcelona, por citar algunos casos. En su contribución resume algunas de las lecciones principales que tal experiencia le ha otorgado. El escrito posterior, a cargo de D. Ramón Fernández profundiza en el detalle de algunos aspectos operativos y de mantenimiento, de gran interés para quienes trabajen en máquinas EPB. Por último, el Prof. Markus Thewes, de la Universidad de Bochum trata principalmente de unas máquinas que todavía no han encontrado ocasión de empleo en nuestro país, pero que, en ocasiones, pueden resultar ventajosas frente a las EPB: los hidroescudos –que emplean bentonita en la cámara de presión. En su trabajo se hace especial énfasis en la comparación con las EPB y en las posibilidades de ambos tipos de maquinaria en situaciones de frente mixto.



## ESCUDOS E.P.B. DE ÚLTIMA GENERACIÓN: 15 AÑOS DE EXPERIENCIAS EN ESPAÑA

Felipe MENDAÑA SAAVEDRA  
SPICC, S.L., Madrid España

### 1 BREVE RESUMEN HISTORICO

Las primeras máquinas tuneladoras con las que se inició la excavación mecánica integral (o a sección completa) de un túnel fueron *los escudos*, cuya aparición puede datarse en los primeros años del siglo XIX. Esta técnica se aplicó inicialmente a terrenos cuyas tres características genéricas eran: una resistencia baja; una impermeabilidad significativa y un nivel relevante de estabilidad al corte.

El trabajo de los operarios se desarrollaba al amparo de una estructura laminar de acero, en contacto con el terreno, el “escudo”, de la que la técnica tomó su nombre genérico. Pero el carácter de máquina de estos primeros escudos es muy discutible, dada la mínima mecanización que ofrecía el proceso constructivo cuyo desarrollo puede resumirse así:

- La excavación en el frente era totalmente manual, ayudada a partir de la década 1920 - 30, con herramientas neumáticas. Por otra parte, mediante una estructura metálica frontal, el acceso al frente se dividía en varios compartimentos, para reducir el tamaño del “hueco” a excavar por cada operario y asegurar la estabilidad de la sección parcial correspondiente. La carga del escombros sobre vagones era también manual y su transporte hasta el exterior se realizaba con tracción animal.
- El revestimiento final del túnel, que sustituía a la protección que ofrecía el escudo al desplazarse con el avance, consistió simplemente en fábricas de ladrillo, construidas de forma artesanal por albañiles especializados.

En resumen, *la única operación mecanizada era el desplazamiento del “escudo”, que comenzaba al concluir la excavación del módulo de avance y seguía el ritmo que permitía la construcción del revestimiento. Para dicho desplazamiento se utilizaban cilindros de empuje, es decir, la misma técnica actual, accionados primero con vapor, y después con agua a presión o aire comprimido.* La mecanización se amplió más tarde,



a finales del siglo XIX al introducir los revestimientos prefabricados metálicos y posteriormente los equipos mecánicos de excavación.

Ahora bien, puede decirse que esta tecnología se afianza a finales del siglo XIX, con la presurización integral neumática de los túneles, lo que permitió su construcción en terrenos inestables, tecnología que unos 100 años más tarde fue sustituida por la de los escudos de frente en presión, desarrollada hasta sus alternativas actuales, una de las cuales, los Escudos de presión de tierras (“Earth Pressure Balance”) va a ser tratada en esta Jornada.

Las tuneladoras de roca dura no aparecen hasta mucho más tarde, en la década 1950 – 60, porque el desarrollo de los explosivos permitió un brillante progreso de la excavación de túneles con ese método, que aún compite hoy día con las tuneladoras en proyectos de túneles de unas dimensiones adecuadas, o en terrenos de características especiales.

El Cuadro nº 1 siguiente puede servir de resumen del progreso de la tecnología de las tuneladoras en general y de los escudos en particular. La máquina de Brunel, con la que se fija la fecha estimada de origen, inició la construcción de un túnel bajo el Támesis, obra que no perduró al sufrir un colapso total del terreno en plena construcción, con la consiguiente inundación. En cambio, otras obras realizadas en el siglo XIX, como la de Greathead se terminaron con éxito y algunas todavía perduran hoy día.

Fecha aproximada de aparición	Tipo de máquina		Años desde origen (1818)
1818	Máquina de Brunel	ESC	0
1869	Máquina de Greathead	ESC	50
1875	Presurización integral	ESC	57
1956	TBM Robbins	TBM roca	145
1960/70	Anillos de hormigón	ESC	145
1960/70	Primeros “hidroescudos”	ESC	145
1979/89	Primeras EPBMs	ESC	165
1990/99	TBMs de tipo mixto		170

Cuadro nº 1: Breve resumen histórico de las TBMs

## 2 TÉCNICAS DE CONTENCIÓN DEL FRENTE

### 2.1 La presurización integral del túnel

Como se ha dicho antes, la primera técnica de contención, empleada ya en el siglo XIX y que continuó siendo la solución hasta los años 1960, para trabajar con máquinas abiertas en terrenos inestables, fue la *presurización integral del túnel*. Las serias afecciones a la salud de los operarios, principalmente, y las propias limitaciones del sistema (posibles roturas bruscas del terreno; permeabilidad al aire del revestimiento, etc.), hicieron que desde hace unos 15 años no se emplee esta técnica sino para labores complementarias, básicamente las actuaciones hiperbáricas para revisión y

cambio de herramientas con la máquina parada, en general, y con presiones inferiores a los 3 Bar. Con esta cifra los tiempos de descompresión se acercan a las 4 horas, lo que está en el límite de las condiciones de Seguridad y Salud internacionalmente aceptadas, de las que se ofrece un resumen en el Cuadro nº 2 siguiente.

Tiempos de descompresión en minutos S/ horas de exposición								Tiempo máximo de exposición
0,5 h	1 h	1,5 h	2h	2,5 h	3h	3,5 h	> 4 h	(horas)
4	4	9	14	24	29	39	44	9.25
5	10	25	45	60	70	80	90	8.50
11	26	56	76	96	106	116	136	7.75
12	42	82	107	127	137	157	187	6.75
18	68	113	138	153	168	183	253	5.75
24	89	134	164	184	199	219	344	4.25

Cuadro nº 2: Condiciones de trabajo con aire comprimido.

Ya se comprende que, incluso económicamente, el sistema no es aceptable para la construcción en sí. Aparte del riesgo que puede suponer la rotura de terrenos “permeables al aire”, los rendimientos son muy bajos porque la entrada y salida de los relevos de personal y de los trenes de materiales han de hacerse a través de esclusas, cuyas maniobras de apertura y cierre y de puesta en presión, consumen bastante tiempo.

La adopción de secciones circulares, que permitió la mecanización total del avance con la aparición de los escudos de rueda de corte, a veces con dispositivos complementarios de contención del terreno del frente, permitió una mejora importante de la seguridad de los operarios, pero no eliminó la presurización integral cuando había que trabajar en frentes altamente inestables con estos escudos de frente no presurizado, o escudos abiertos.

En la actualidad siguen fabricándose máquinas no presurizadas, pero solo cuando el terreno es estable en la práctica totalidad del trazado, es decir, si las situaciones de inestabilidad no van a ser ni frecuentes ni importantes. Hay que señalar, no obstante, que *las máquinas de esta tipología*, además de que no pueden excavar terrenos claramente inestables, *no permiten controlar en modo alguno los asientos*, con riesgo de convertir proyectos importantes en verdaderos fracasos, como viene sucediendo todavía con alguna frecuencia. De ahí que la tecnología moderna de contención se base exclusivamente en la presurización de la cámara frontal y no de la totalidad del túnel, es decir, en los escudos de frente en presión.

## 2.2 Escudos de frente en presión

Orientada la tecnología hacia la presurización exclusiva del frente (con lo que se asegura la salubridad en el trabajo, a la vez que se mejoran los rendimientos), se

ensayaron dos primeras soluciones: *Presurización con aire comprimido* y *Presurización con lodos arcillosos*.

Enseguida se vio el *alto riesgo de la presurización neumática* por la posible *rotura instantánea del terreno* (salvo que sea perfectamente homogéneo, situación prácticamente inexistente), que puede producirse hacia el exterior (recubrimiento escaso), o hacia el interior (rebordeando la junta terreno-anillo), por lo que se potenció el desarrollo de la contención hidráulica con lodos.

Los Escudos de frente en presión de lodos, o “Hidroescudos”, cuyos primeros prototipos aparecieron hace 50 años, fueron la primera solución a la presurización de los frentes y su tecnología se desarrolló con éxito creciente hasta nuestros días. Ahora bien, las limitaciones de los *escudos de lodos* para actuar en terrenos cohesivos obligaron a orientar la investigación hacia otras tipologías, llegándose, a finales de los años 80, a unos primeros prototipos de una segunda modalidad, la de los *Escudos de frente en presión de tierra* o *Escudos E.P.B.* (“*Earth Pressure Balance*” shields), cuya tecnología de última generación puede decirse que corresponde a la década 1998-2008<sup>1</sup>.

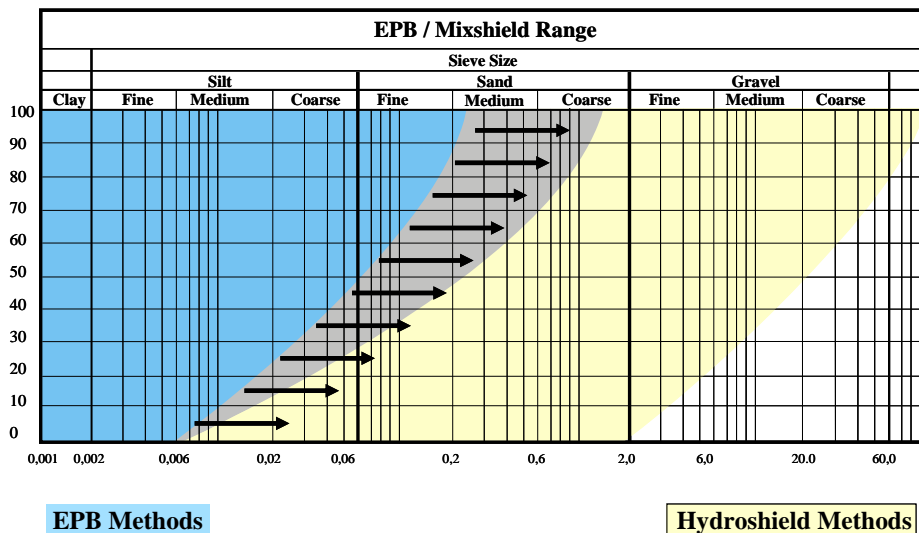


Figura 1: Campo de aplicación de los escudos de frente en presión.

Los campos de utilización de ambas tecnologías se representan en el gráfico de la Figura 1. La zona señalada con flechas es, en principio, un posible campo común a ambas tecnologías, campo que se ha aplicado con cierta frecuencia para ampliar el uso de los Escudos E.P.B. cuando el empleo de los Escudos de lodos no fue aprobado por otras razones<sup>2</sup>.

1 Se pueden considerar las fechas de 1975-80 para los primeros intentos japoneses y 1985-90 para los europeos y americanos, pero es opinión generalizada que hasta las TBMs japonesas de finales de los 80 y la canadiense de St. Clair River en 1992-93, no puede hablarse con propiedad de escudos de presión de tierra de primera generación.

2 Ejemplo reciente ha sido la construcción con escudo E.P.B. de los túneles gemelos del Metro de Sevilla, cuyo trazado discurre a través del aluvial del río Guadalquivir. Pese a ser un caso claro de aplicación de un “hidroescudo” se rechazó su empleo por no aprobarse el montaje de las plantas de

### 3 LA TECNOLOGÍA DE LOS ESCUDOS DE PRESIÓN DE TIERRA (“E.P.B.MS”)

#### 3.1 Principios de su diseño y funcionamiento

Esta tipología se desarrolló inicialmente para resolver el trabajo en terrenos arcillosos, procurando lograr un sistema de trabajo continuo, que incluyese el mayor número de las ventajas que ofrecía la tecnología existente, lo que se hizo a través de tres ideas básicas:

- *Estabilizar el frente con un material a presión*, que es el propio escombro excavado, una vez convertido con productos de adición en *una mezcla de consistencia visco-plástica* (con lo que se tiende a aplicar un principio análogo al de los hidroescudos).
- Lograr que la mezcla tenga la *consistencia adecuada para ser transportable por cinta y vagón* (sistema usual de los escudos no presurizados), y finalmente,
- Lograr que esa mezcla se pueda extraer sin *perder la presión en el frente* (continuidad del proceso).

En la Figura 2 siguiente se recoge el esquema de un escudo de presión de tierra en el que se distinguen 3 partes: la anterior, denominada *cabeza o rueda de corte*; el *escudo intermedio* y la posterior ó *cola de la TBM*.

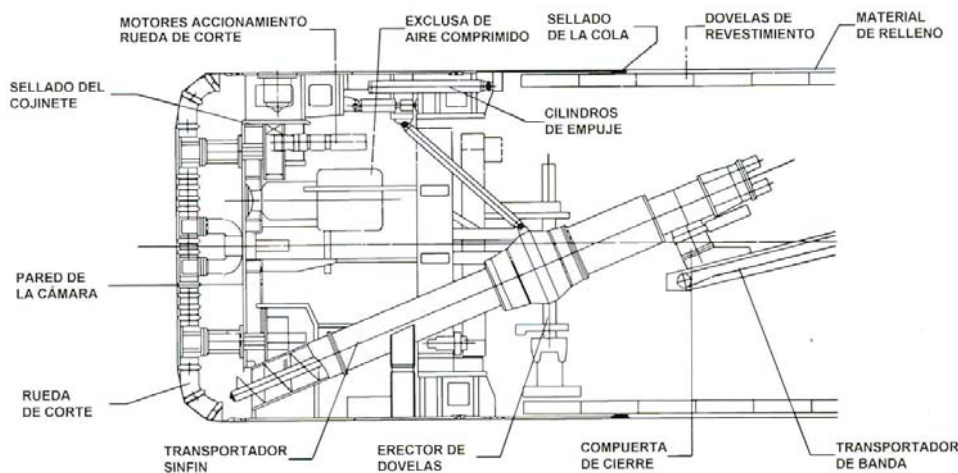


Figura 2: Esquema de un Escudo de presión de tierra.

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

---

separación en pleno centro de la ciudad y exigirse que no hubiese cantidad residual apreciable de lodo bentonítico en las escombreras autorizadas.

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

Por último, *la parte posterior o cola* del escudo es el espacio en el que se desarrolla el montaje de los anillos de revestimiento. En general, para facilitar la gestión de los trazados en curva, la junta entre escudo y cola está articulada.

Por lo que se refiere a su funcionamiento, puede decirse que se siguen los principios señalados anteriormente, por cuanto que:

La estabilización del frente se logra manteniendo la cabeza, con la cámara llena de una mezcla del terreno excavado con agua y productos químicos de adición, comprimida contra el frente por el esfuerzo longitudinal de los cilindros de empuje que se apoyan en el revestimiento.

El Par de giro de la rueda de corte hace posible la excavación mecánica del terreno, venciendo a la vez los rozamientos de la cabeza contra el frente. El volumen de terreno excavado que entra en la cámara, sustituye al equivalente que ha de extraerse de la misma sin pérdida de presión. Dicha extracción se hace por medio de un tornillo sinfín, que vierte el escombros a las cintas de carga de los trenes de vagones, o a la propia cinta de transporte a lo largo del túnel.

Puede decirse que las EPBMs se han ideado para excavar suelos arcilloso-limosos y limo-arenosos de consistencia pastosa y blanda, con un contenido de finos superior al 25% - 30% (Curva 1 de la Figura 3). Por ello, cuando el material no tiene esas características, debe ser acondicionado debidamente con aditivos en la cámara, formando la mezcla idónea.

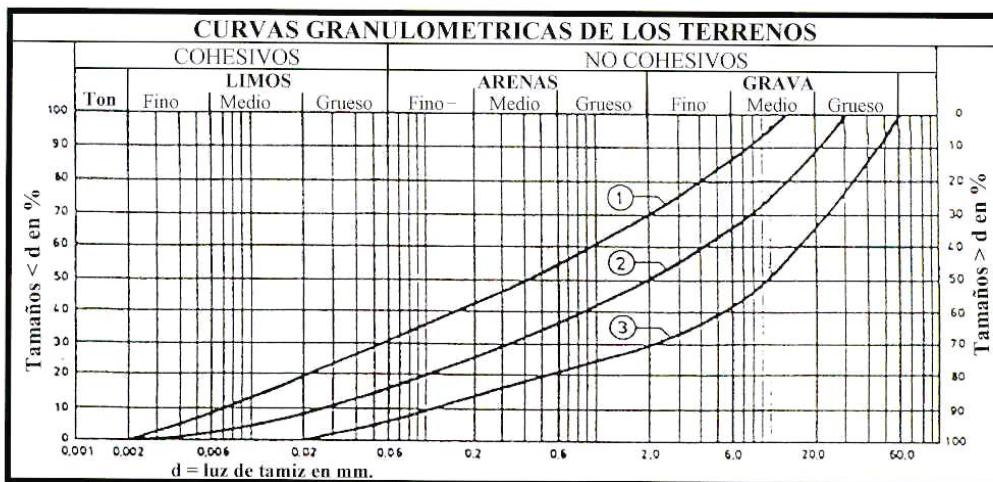


Figura 3: Granulometría de los terrenos y aplicación a los escudos EPB.

Para lograr esa mezcla hay que incorporar al escombros del frente suspensiones en agua de arcillas y/o espumas y polímeros en cantidades limitadas que se inyectan al frente y a la cámara de forma que el aditivo se reparta lo más uniformemente posible.

En general, el diseño de la mezcla es relativamente fácil de lograr en terrenos homogéneos, teniendo que recurrir a fórmulas estudiadas en el laboratorio del fabricante del producto y ensayadas en obra, para tratar los terrenos heterogéneos.

### **3.2 Ventajas principales de los escudos de presión de tierras**

En primer lugar, y en cuanto a la excavación se refiere, es claro que este tipo de escudo es hoy día la única solución para trabajar en terrenos cohesivos, pese a las dificultades para el logro de las mezclas con ciertos tipos de terreno.

*La dificultad reside en las formaciones geológicas heterogéneas* donde, en una misma sección del frente, se presentan terrenos cohesivos, alternando con suelos no cohesivos o bien con capas o “bolsas” de arenas y formaciones de roca dura. De hecho, cuando el terreno es heterogéneo, es difícil trabajar con un solo diseño de mezclas simples. Son frecuentes, bien sea salidas violentas de arena y agua, con caídas de presión, o bien, escombros arcillosos muy fluidos que complican el transporte por vagón o cinta, a causa de las pérdidas constantes de lodo que se deposita a lo largo del túnel, dando lugar a reducciones sensibles de rendimiento y generando un sobre coste importante de los trabajos de limpieza. La combinación del empleo de suspensiones de arcilla, junto con las mezclas de aditivos con más de un componente (espumas y polímeros) son las que actualmente están empezando a resolver satisfactoriamente la excavación en terrenos no homogéneos.

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

En segundo lugar y por lo que se refiere al mantenimiento de la presión en la cámara y consiguiente estabilización del frente, el amplio desarrollo de la tecnología de los tornillos sinfín, ha resuelto el problema. Iniciada con modelos de tamaño y potencia reducidos, ha evolucionado muy rápidamente en los últimos años, estando plenamente logradas unidades de gran capacidad y potencia (diámetros de 1.500 mm y capacidades del orden de los 1.000 m<sup>3</sup>/hora). El problema de los desgastes en terrenos abrasivos está perfectamente resuelto con los metales duros que se contemplan en los diseños de estas estructuras; con la adición en el interior del tornillo de espumas, para disminuir radicalmente dichos desgastes y con los diseños de las carcasas dotados de “ventanas” para la inspección y despiece que permite el recambio de los módulos de la hélice.

## **4 DESARROLLO DE LOS ESCUDOS E.P.B.: 15 AÑOS DE EXPERIENCIAS EN ESPAÑA**

A principios de los años 1985 - 90 la tecnología de los Escudos E.P.B. ofrecía unos primeros prototipos que presentaban bastantes limitaciones. Utilizamos estas primeras máquinas en España en proyectos de conducciones hidráulicas de pequeña sección y en algunos túneles de ferrocarril urbano, como fue el caso del llamado “Pasillo Verde” de Madrid.

En todos ellos era muy difícil mantener la presión en la cámara, por funcionamiento defectuoso de los tornillos sinfin. Los primeros modelos de tornillo, de tipo horizontal, fallaban en cuanto había carga de agua, porque el material se decantaba en la carcasa del tornillo, perdiéndose la presión por salidas violentas de aire y agua. En las máquinas pequeñas, los tornillos habían de tener dos cuerpos (inclinado el primero y horizontal el segundo) para alcanzar una longitud suficiente para mantener la presión. Por todo ello, en muchas máquinas se recurría a una extracción directa por compuertas hidráulicas accionadas por el operador, con lo que se suplía realmente el uso del tornillo, pero sin poder pasar de presiones en la cámara de 1,5 a 2 Bar como máximo.

Puede establecerse en 1990 - 92 la aparición de los primeros modelos que ofrecieron un funcionamiento aceptable. No obstante, cuando en 1995 se iniciaron en España las obras de las nuevas líneas de METRO, primero en Madrid y después, en 2001, en Barcelona, el enorme volumen de obra a realizar, la naturaleza cambiante de los terrenos de los trazados y los ritmos exigidos en los Programas de las Obras, nos obligaron a liderar, en colaboración con los diversos fabricantes, el rápido perfeccionamiento de esta tipología.

En lo que sigue, se expone la evolución general de la tecnología de los escudos E.P.B. hasta llegar a las máquinas de última generación, a través de las mejoras llevadas a cabo en las obras españolas realizadas en los últimos 15 años y las que se encuentran todavía hoy en ejecución.

#### **4.1 Parámetros básicos de un escudo E.P.B. y accionamiento de la rueda de corte**

De los dos parámetros básicos de un Escudo E.P.B., el más importante es el Par de Giro de la rueda de corte, ya que, en caso de diseño insuficiente, es muy difícil de corregir. No sucede así con el Empuje, que puede incrementarse, dentro de ciertos límites, aumentando la presión de trabajo de los cilindros.

El Par de giro de las primeras cuatro máquinas de  $\varnothing_{exc} = 9,40$  m, construidas para el Plan 1995-99 del Metro de Madrid, resultó demasiado ajustado para lograr los avances medios mantenidos que se estimaron posibles en los Programas. Dos de las máquinas alcanzaban con dificultad un Par nominal máximo de 20.000 kN\*m y las otras dos tenían un Par máximo de 17.500 kN\*m.

La causa principal fue que en la decisión sobre su diseño se aceptó el pragmatismo de los fabricantes, por lo que el comportamiento esperable de los suelos detríticos del área de Madrid fue equiparado por ellos de forma rutinaria, y de acuerdo con su experiencia, al de suelos que "a priori" consideraron semejantes, sin estudiar los valores de las características geotécnicas de los terrenos de Madrid, obtenidas en los ensayos. Entre otras, debería haberse comprobado, por ejemplo, que la Cohesión superaba claramente los valores supuestos para el diseño de la máquina.

Por otra parte, el accionamiento de la rueda se hacía con motores eléctricos con variación de frecuencia en las dos máquinas primeras, mientras que la motorización era hidráulica en las que tenían el Par de giro mas bajo.

Todo ello confirmó, en primer lugar, la necesidad de aumentar significativamente en el futuro el Par de giro y de tener en cuenta las ventajas del accionamiento eléctrico de frecuencia variable, que contribuía a facilitar lo anterior, por las siguientes razones, comprobadas reiteradamente en la operación de las máquinas:

- El accionamiento eléctrico, incluso con los diseños iniciales de variadores, ofreció la misma facilidad de cambio de velocidades que el de tipo hidráulico.
- A igualdad de potencia eléctrica instalada para el accionamiento, las pérdidas de potencia en la cadena cinemática del accionamiento hidráulico, suelen superar un 30%, mientras que con los motores eléctricos la pérdida no debe rebasar un 10%.
- En máquinas del mismo Par de giro efectivo, el ahorro de energía eléctrica de accionamiento de la rueda, a lo largo de un tramo de unos 5 Km de túnel del línea, puede ser muy importante, del orden de un 15% a un 20%

En resumen, como consecuencia de estas experiencias, desde 2005, y para las nuevas máquinas de última generación fabricadas para las obras españolas de Barcelona, Madrid o Sevilla, puede decirse que se han elegido preferentemente motores de frecuencia variable para el accionamiento de la rueda de corte y se ha dimensionado el Par de giro (M) con valores más altos, aplicando la fórmula

$$M = \alpha * D^3, \text{ con valores de } \alpha: 26 < \alpha < 30 \quad (3)$$

#### 4.2 Los diseños de tipo “dual” de los escudos E.P.B.

La idea de que el rendimiento de un escudo abierto (en el que la extracción del escombros se hace por medio de una cinta transportadora, sobre la que vierten los cangilones de la rueda de la máquina), era muy superior al de la extracción por tornillo, llevó a los diseños de escudos EPB llamados “de tipo dual”, al poder trabajar alternativamente uno de los dos “modos” siguientes:

- En “modo abierto” (frente “sin presurizar”) para trabajar en los tramos de terreno competente, con extracción por cinta desde el interior de la cabeza, y
- En “modo EPB” (frente “en presión de tierra”) para trabajar en los tramos de terrenos inestables.

Con diseños de tipo “dual” se construyeron las 5 máquinas primeras de  $\varnothing_{exc}$  9,40 m, construidas en 1996 y 2000, para trabajar en los suelos y rocas blandas de las nuevas líneas de los PLANES 1995 – 99 y 1999 – 2003 DE LA AMPLIACIÓN DEL METRO de Madrid.

La dificultad de determinar exactamente los puntos de aparición de frentes inestables, unida al plazo requerido para modificar la configuración de la cámara de la tuneladora (plazo del orden de 1 semana, como mínimo, para los diseños de la época) recomendó obligar a trabajar siempre con extracción de escombros por tornillo.

Dificultades similares se sufrieron en una de las dos máquinas de 12 m de diámetro construidas en 2002 con diseño de tipo “dual” para la nueva LINEA 9 DEL METRO DE BARCELONA, lo que llevó a fabricar una nueva rueda para el trabajo con extracción exclusiva por tornillo, tal como se había construido la segunda máquina.

Por otra parte, en dichos años tuvo lugar un importante accidente en las obras del METRO de Porto (terrenos graníticos) con resultado de muerte por el hundimiento de una vivienda próxima cuando el escudo trabajaba en “modo abierto”. La Autoridad

---

3 D: diámetro de excavación en metros / M: Par en kN x m.



competente obligó a realizar toda la obra restante en “modo EPB”, es decir, siempre con el frente en presión de tierra y, por tanto, con extracción del escombro con tornillo.

En definitiva, tanto en las máquinas construidas después para la LINEA 9 de Barcelona (una tercera máquina de 12 m de diámetro y dos máquinas de 9,40 m para trabajar en el área del Ramal al Aeropuerto) como para las de 6 m de diámetro de ferrocarriles suburbanos a Terrasa y Sabadell, así como las últimas máquinas EPB del METRO DE MADRID o de las Líneas de Alta Velocidad del ADIF en Cataluña, se adoptaron diseños para trabajar siempre con frente en presión de tierras y extracción por tornillo, sobre lo que podemos decir lo siguiente:

- En un Escudo E.P.B. sólo debe ser posible la extracción del escombro por tornillo, tanto si se trabaja en “modo abierto” como en “modo EPB”. Ello evita la grave dificultad que supone la aparición de modo instantáneo de un frente inestable, porque la presurización puede hacerse de inmediato.
- Se ha demostrado que la extracción por tornillo tiene la misma capacidad que si se hace por cinta. Lo que obviamente sucede es que el coste suele ser superior en la extracción por tornillo cuando se trata de materiales abrasivos, aunque se empleen aditivos adecuados.
- En todo caso, sólo trabajando en “modo EPB” se han podido lograr las afecciones mínimas al medio urbano en que se desarrollan la mayoría de estas obras.

### **4.3 Las aberturas de entrada y el problema del taponamiento de la rueda de corte al excavar en terrenos arcillosos**

#### *4.3.1 Las aberturas de entrada*

En el período 1995 – 2003 los diseños de los fabricantes para las ruedas de corte de los escudos E.P.B. que habían de trabajar en terrenos cohesivos, pero señaladamente heterogéneos, como eran la mayoría de las obras españolas, fueron totalmente erróneas por interpretar mal el mecanismo de contención del frente, lo que llevó a aberturas de entrada de material claramente insuficientes (del orden de un máximo del 25% de superficie suma de las aberturas respecto del total de la rueda).

En efecto, la mezcla del terreno excavado con agua y aditivos que existe en la cámara es la que debe actuar lo más directamente posible sobre el frente para su contención o sostenimiento. Para ello, se comprobó que eran necesarias aberturas del orden de un 30% como mínimo, para no perder capacidad del sostenimiento, al incrementar los rozamientos contra el terreno del frente de la estructura de la cabeza sobre la que se aplica, igualmente, la presión de empuje, y evitar, a la vez, un incremento injustificado del Par de giro.

En definitiva, ya en una de las máquinas de Barcelona construidas en 2003, y en todas las fabricadas para las obras españolas posteriores, se exigieron aberturas mínimas del 30%, recomendando cifras lo más altas posibles de la horquilla 30% - 40% siempre que no impidieran la colocación del número necesario de herramientas (sean del tipo “cortador de disco” o del tipo “ripper”) que se precisan para excavar las rocas de los frentes mixtos, o las pantallas de los recintos del proyecto del Túnel.

#### 4.3.2 *Taponamiento de las aberturas de entrada, al excavar terrenos arcillosos.*

La “pegajosidad” de las arcillas, es decir, su capacidad de adherirse fuertemente a las superficies, sean las de las herramientas o de la propia estructura metálica de la cabeza, produce rápidamente el taponamiento parcial y creciente de las aberturas de entrada.

Con el calor desprendido del proceso de corte mecánico, tanto mayor cuanto más alta sea la resistencia al corte del terreno, el proceso se acelera pudiendo llegar al taponamiento prácticamente total de las entradas a la cámara del escudo E.P.B.

La solución actual a este problema reside casi exclusivamente en la aplicación de los aditivos químicos necesarios para evitar la citada adherencia de las arcillas, uno de los temas más importantes de la Operación de estos escudos, sobre la que se consiguieron desarrollos muy importantes que se expondrán en otra conferencia.

Por lo que corresponde al diseño de las ruedas de corte, la colaboración con los fabricantes en estos 15 años se orientó a exigir el número necesario de líneas y las “lanzas” o “toberas” correspondientes que han de montar las ruedas, para aplicación de los aditivos al terreno arcilloso del frente. Por supuesto, hubo que tener también en cuenta la dificultad que ello añade al diseño del “paso o junta giratoria” del escudo, pero el tema exige resolver este tipo de cuestiones y no excluir la aplicación real del tratamiento con aditivos a zonas concretas del frente.

En resumen, por lo que a las líneas de aplicación de espumas se refiere, pueden establecerse, a título indicativo, los rangos siguientes:

$\varnothing_{exc}$ del escudo	Toberas en la rueda
4 m – 5 m	3 a 4 uds.
6 m	4 a 5 uds.
8 m	6 a 8 uds.
10 m	10 a 12 uds.
12 m	12 a 14 uds.

Cuadro nº 3: aplicación de espumas en terrenos arcillosos.

Un problema adicional, que pueden no resolver bien los aditivos, es el de la/s abertura/s de entrada en el centro de la rueda de corte. Su diseño debe ser lo más simple y amplio posible, buscando un circuito de entrada claro, que debe relacionarse con la forma de trabajar de la pieza de corte central (o “de nariz”) de la máquina.

#### **4.4 La formación de bloques en la cámara y su solución**

Este problema fue ampliamente tratado y resuelto en las obras del II Plan de Ampliación del METRO DE MADRID. A su vez, las experiencias se refieren a las dos causas diferentes, siguientes:

- Bloques de materiales arcillosos

El calor del corte mecánico puede llegar a producir el endurecimiento del material excavado no sólo antes de entrar en la cámara, sino, incluso dentro de esta si el avance no es rápido.

- Bloques por fraguado de materiales yesíferos

En el II Plan de Ampliación del METRO DE MADRID hubo una amplia experiencia al excavar en yesos masivos y en terrenos de formaciones yesíferas alternadas con arcillas o margas.

Los terrenos presentaban yesos hidratados que, con el calor del corte mecánico perdían una o las dos moléculas de agua, pasando a yesos semi-anhidros o anhidros que, con el agua existente en la cámara iniciaban un rápido proceso de endurecimiento que, a veces, proseguía incluso en los vagones de transporte dificultando su vaciado final.

Pues bien, tanto en uno como en el otro caso, la formación de bloques de tamaño decimétrico o mayor *impedía una correcta alimentación del tornillo sinfín, con reducción notable del rendimiento.*

La adición de inhibidores del fraguado de los yesos (borax, azúcares, polifosfatos cálcicos, etc.) fracasó porque era más rápido el proceso de endurecimiento que la actuación del producto inhibidor.

Ambos tipos de problema tuvieron solución mecánica, básicamente consistente en disponer “barras batideras” tanto fijas al mamparo, como a la rueda por su cara interior, que rompían los bloques formados o en formación. Como complemento de las barras, se dispusieron también inyecciones de agua a la cámara a muy alta presión (500 Bar) que producían efectos similares. En algún caso, la inyección de agua se hizo a través de las propias barras batideras.

#### **4.5 Otras mejoras desarrolladas en las máquinas españolas**

Además de lo expuesto en los apartados anteriores, a continuación nos referimos resumidamente a las mejoras más importantes, ensayadas primero y desarrolladas después en los escudos E.P.B. fabricados en España en estos últimos años. Todas ellas se refieren a aspectos básicos de la Operación de un escudo E.P.B., como se expondrá en otra conferencia, por lo que aquí nos limitaremos a un breve comentario sobre las soluciones adoptadas.

##### *4.5.1 Mantenimiento de la presión de la mezcla en la cámara*

Desde los primeros Proyectos de los años 1995-99 se comprobó que no es fácil mantener la presión de la mezcla actuando solo con los cilindros de empuje durante la operación de la máquina, aparte de los problemas que pueden surgir en paradas prolongadas debidas a causas diversas.

Una solución adoptada con carácter general consistió en la posible incorporación instantánea de lodo bentonítico a la cámara, inyectado a presión a partir de un contenedor de capacidad suficiente situado en la cámara ( $8 \text{ m}^3$  para máquinas de  $\varnothing_{\text{exc}} = 10 \text{ m}$  como cifra orientativa).

##### *4.5.2 El relleno del “gap” escudo – terreno*

La masa viscosa de la cámara de un Escudo E.P.B. no se extiende a lo largo del “gap” entre escudo y terreno, hasta alcanzar el mortero del trasdos de los anillos, como

sucede con el lodo de un “Hidroescudo”. Por ello, *en el caso de un Escudo E.P.B. este vacío provoca, de hecho, un aumento del asiento del terreno.*

Para resolver el problema, se pensó primero en la inyección de un producto con estructura de gel y contenido de conglomerantes por si se lograra, además, su posterior endurecimiento.

Los ensayos iniciales, efectuados en la LÍNEA 9 del METRO DE BARCELONA<sup>4</sup> permitieron desarrollar después con éxito, *un relleno de este “gap” con lodo bentonítico a presión similar a la existente en la cámara*, presión que se controla con células adosadas a la cara interior de la pared metálica del escudo. El dispositivo se viene aplicando en las últimas máquinas construidas desde 2005-2007 tanto para los Metros como para las líneas de A.V. del ADIF.

#### 4.5.3 Sistemas “antirrolling”

Un escudo E.P.B. trabaja girando la rueda en ambos sentidos durante varios intervalos alternativos del ciclo de “avance”. Con ello se dio inicialmente por resuelto el problema del giro sobre su eje ya que los posibles giros parciales se debían compensar.

La realidad ha demostrado que no siempre es esto suficiente, como hemos visto, en particular, en los casos de rocas yesíferas (que pueden dar una superficie de corte casi pulida) o de frentes mixtos (roca/suelos) y, en general, en los tramos en curva.

Un primera solución, adoptada ya en el año 2000, fue la adición de palastros de una sección significativa (del orden de 60 x 20 mm) soldados en dos filas, a cada lado de la generatriz inferior del escudo intermedio. Pero la solución posterior, consistente en poder variar la orientación de las zapatas de los cilindro de empuje (sea el caso de 1 cilindro o incluso de 2 cilindros por zapata) fue la definitiva.

#### 4.5.4 Detector de desgastes

En las últimas máquinas E.P.B. fabricadas hemos introducido un sistema electrónico de control del desgaste de las herramientas de corte y de la propia estructura de la rueda de corte. Los elementos de detección se colocan en las carcasas de las herramientas y orientados en el sentido de las huellas de corte, o bien en las piezas de desgaste de la estructura. Los desgastes se pueden seguir por el operador hasta aproximarse al límite previsto, alcanzado el cual, se activa la alarma correspondiente. Con ello es posible programar las revisiones de herramientas con bastante precisión para no reiterar sin necesidad las paradas necesarias para dichas operaciones.

## 5 LOS ESCUDOS E.P.B. DE GRAN DIÁMETRO.

### 5.1 El escudo de $\varnothing_{exc} = 12,06$ m de la LÍNEA 9 (Tamo Gorg - Sagraera) del Metro de Barcelona

Fue el Escudo E.P.B. más grande del mundo en su época. Fabricado en 2002 en Alemania (HERRENKNECHT AG), en esta máquina se afrontaron por vez primera los problemas de la extrapolación del tamaño máximo existente hasta entonces ( $\varnothing_{exc} \approx$

---

<sup>4</sup> Los ensayos se hicieron en la primera máquina E.P.B. de las dos gemelas existentes actualmente en la LÍNEA 9 (Tramo 4 GORG – SAGRERA), con éxito relativo.

12,06 m) en esta tipología de tuneladoras que requiere las máximas potencias de accionamiento de la rueda de corte. Por ello, se tomaron ciertas cautelas a partir del “Know-how” del fabricante, la principal de las cuales fue mantener el accionamiento de la rueda con motores hidráulicos.



Figura 4: Escudo E.P.B. HERRENKNECHT ( $\varnothing_{exc} = 12,06$  m) de la línea 9 (Gorg – Sagrera) del Metro de Barcelona.

Por lo demás, en esta máquina se adoptaron ya las novedades ensayadas con anterioridad, entre las que destacan.

- 33% de aberturas de entrada
- Par nominal máximo: 38.022 kN\*m ( $\alpha \approx 23$ )
- Desplazamiento axial de la rueda de corte: 400 mm.
- Sistema “antirrolling” (zapatillas orientables)

En el Cuadro nº 4 siguiente se resumen las principales características técnicas de esta máquina, que han servido de referente de mínimos, no solo para la construcción de una máquina gemela, actualmente a punto de iniciar su trabajo desde el POZO DE BIFURCACIÓN de LÍNEA 9 hacia la Zona UNIVERSITARIA, sino también para los escudos E.P.B. fabricados para obras españolas de Metros o de las Líneas de A.V. del ADIF desde 2005 hasta la fecha actual.

## 5.2 Los escudos E.P.B.de gran diámetro de la Calle 30 de Madrid

El Proyecto denominado *CALLE 30 de Madrid*, se construyó en los años 2003 a 2007 y es un ejemplo de la aplicación de modelos de desarrollo sostenible a la mejora de las infraestructuras de transporte de una gran ciudad.

Diámetro de excavación	12,06 m (Htas. Nuevas)
% de aberturas de la rueda	33%
Par nominal máximo	38.022 kN* m
Par de desbloqueo	45.626 kN * m
Velocidad de giro de la rueda	0 – 3,6 rpm
Diámetro del cojinete principal	6.600 mm
Tipo de motorización de la rueda	Hidráulica (24 moto-reductores)
Potencia de la motorización	4.000 kW
Desplazamiento axial rueda	400 mm
Empuje nominal máximo	120.759 kN
Empuje excepcional	138.010 kN
Presión hidráulica	400 Bar
Antirrolling	si(zapatillas orientables)
Potencia total instalada	6.400 kW
Peso del escudo	1.350 t
Peso del escudo + back-up	2.000 t
Inyección de mortero	60 m <sup>3</sup> /h
Inyección de bentonita	2 x 150 m <sup>3</sup> /h
Inyección de espumas	640 m <sup>3</sup> /h
Diámetro del tornillo sinfín	1.250 mm
Capacidad del tornillo sinfín	900 m <sup>3</sup> /h
Anchura cinta transportadora del túnel	1.400 mm
Capacidad	1.500 t/h
Desapilador rápido	no
Esclusas	2 + 1
Equipo perforación de reconocimiento	si
Inyección "gap"escudo/terreno	prototipo

Cuadro nº 4: Características técnicas del Escudo HK S-221 (Metro Barcelona).

En el caso de Madrid, la M-30 es el primer periférico, o perimetral interior propiamente dicho, de la ciudad, de unos 32 km de desarrollo y cuyo segmento Sureste - Sur - Suroeste, que constituía una de las zonas más deprimidas de la periferia, fue objeto de esta nueva obra de infraestructura de tráfico.

Con la construcción del nuevo Proyecto del citado segmento Sur, prácticamente en subterráneo en toda su longitud, con un total de más de 12 km de circuito bitubo en túnel, incluidos los enlaces a las vías radiales de la ciudad, se mejoraron notablemente: **la capacidad de tráfico del periférico** (que aumentó más del doble); **la seguridad vial** (ahorro de al menos 400 accidentes/año) y **la contaminación ambiental** (estimando una reducción de unas 35.000 t/año de CO<sub>2</sub>), a la vez que se hizo posible **la restitución de amplias zonas verdes** en todo el espacio exterior recuperado.

En cuanto a los diversos tramos de esta gran obra de ingeniería civil, destaca la construcción con tuneladoras de gran diámetro de dos túneles, uno para cada sentido del tráfico, de un diámetro interior de 13,45 m y longitudes de 3.663 m (Túnel Norte) y 3.539 m (Túnel Sur). La sección transversal tipo incluye, en un primer nivel, 3 carriles de 3,50 m, con arcones de 0,50 m y acera de 0,8 m y, en un nivel inferior, una ruta de rescate. Los dos tubos se conectan entre sí por medio de 8 galerías de comunicación (tres de ellas para vehículos) y cada tubo lleva su pozo de ventilación, sensiblemente situado en el punto medio de su trazado. (Figura 5)

La obra subterránea restante se hizo con predominio del método “cut and cover”, complementado con el sistema tradicional de avance por fases (Método Madrid).

Por lo que a los túneles de 15 m de diámetro de excavación se refiere, los terrenos fueron los suelos areno-arcillosos y arcillosos, típicos de Madrid, con alternancias de formaciones yesíferas de dureza medio baja (< 30 MPa) y baja. El recubrimiento medio fue de unos 30 m (2 diámetros) con máximos de 65 m y mínimos inferiores a los 15 m en las cercanías de los portales.

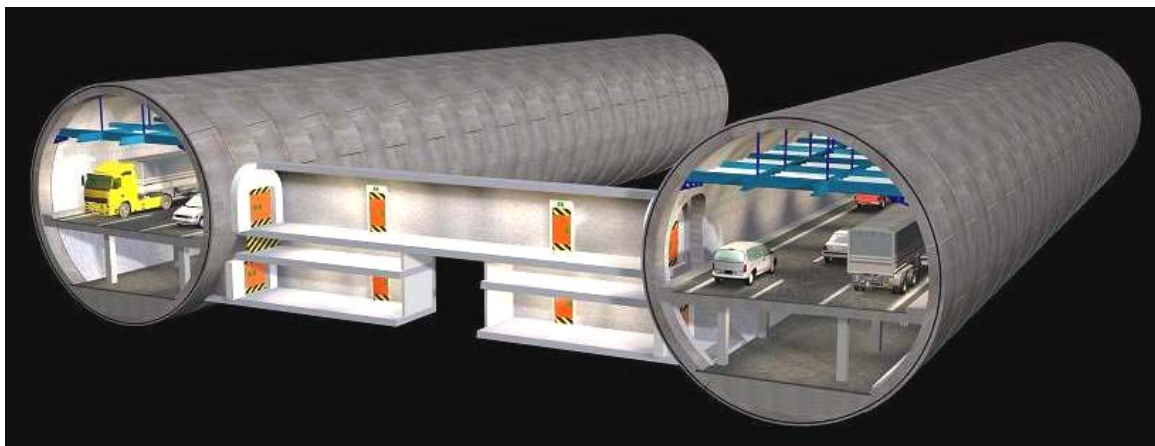


Figura 5: Sección Tipo de los Túneles de Calle 30 (Madrid)

En cuanto al revestimiento, se adoptó un anillo prefabricado “tipo universal” de 9 dovelas similares más 1 dovela de clave. El espesor del anillo fue de 600 mm y su longitud de 2.000 mm. La unión entre dovelas del anillo se hizo por medio de 3 tornillos por dovela y la unión entre anillos contiguos por medio de 4 tornillos por dovela (más 2 biconos de posicionamiento). El hormigón armado se reforzó con fibras de polipropileno para mejorar la resistencia a tracción de esquinas y bordes, así como la resistencia al fuego.

La magnitud de las secciones recomendó hacer la extracción de escombros del frente por cinta a lo largo de todo el túnel, pero planteó problemas de logística en el transporte adicional a través de la ciudad. La excavación por anillo de 2 m de longitud es de 361 m<sup>3</sup> en perfil, y como los avances medios superaron siempre los 450 m/mes fue necesaria una flota de 700 camiones pesados para el transporte de escombros y 60 trailers más para el suministro de los prefabricados.

El diseño y fabricación de las máquinas tuneladoras se decidió en el año 2004. Los plazos de fabricación fueron de 6 meses para el diseño de detalle y 12 meses para la fabricación de cada máquina.

La construcción del Túnel Norte ( $\varnothing_{exc}$  15,16 m) se empezó el 21.11.2005 y se terminó el 11.07.2006. El Túnel Sur ( $\varnothing_{exc}$  15,01 m) se inició el 11.04.2006 y se terminó el 26.10.2006. Las dos máquinas utilizadas tienen diseños totalmente diferentes, que se resumen a continuación.

### 5.2.1 El escudo "EPB" alemán HERRENKNECHT

El trabajo de un escudo EPB de  $\varnothing_{exc}$  15 m en suelos cohesivos, como son los de Madrid, requiere un Par de giro muy elevado, por lo que el diseño de esta máquina puede decirse que se basó en evitar la rotación de la máquina sobre su eje, lo que podría ser motivado por tal esfuerzo.

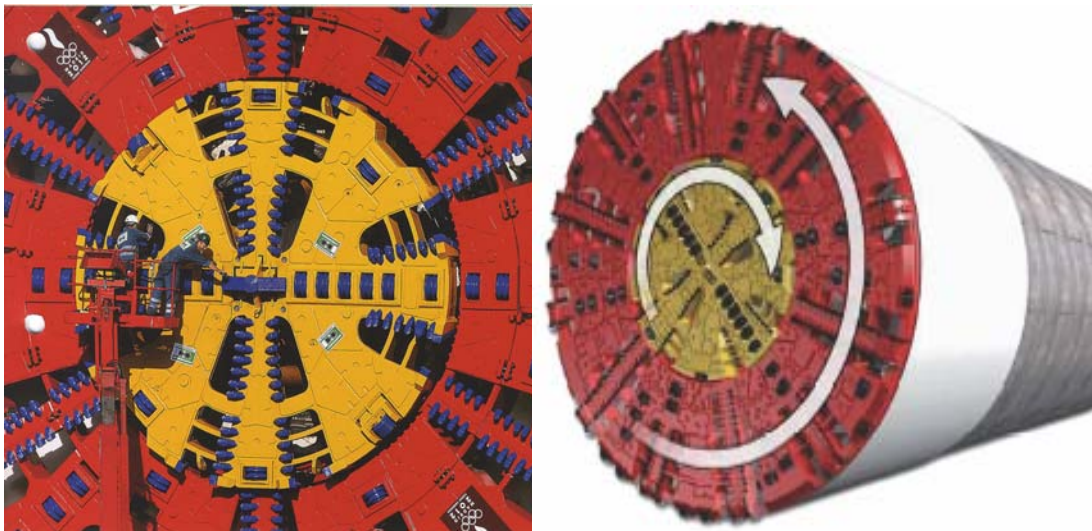


Figura 6: Escudo HNK tipo "EPB" ( $\varnothing_{exc}$ : 15,16 m) del Túnel Norte de Calle 30 (Madrid).

Para ello, la cabeza de corte se dividió en dos partes que giran en sentido opuesto durante el avance: una rueda central de  $\varnothing_{exc}$  7,00 m mas una corona concéntrica con la anterior. De este modo, el Par de giro de la corona exterior se ve compensado en parte por el de la rueda central (Figura 6).

La rueda central tiene una velocidad de giro mayor que la corona exterior, a fin de evitar el riesgo de atasco en la parte central de la cámara, por endurecimiento del material.

Este concepto de cabeza había sido ya utilizado por el fabricante para máquinas del tipo "hidroescudo", pero fue la primera vez que lo aplicó a un escudo EPB.

La rueda central de 7 m de diámetro (38,5 m<sup>2</sup>) tiene 6 radios y una configuración de rueda mixta (cortadores dobles de 17" para roca y herramientas tipo "scraper" para



suelos). La corona exterior, con una superficie de 143 m<sup>2</sup> dispone de 12 radios y una configuración similar.

El conjunto de estas dos partes monta un total de 57 cortadores dobles de 17" y 332 herramientas para suelos tipo "scraper", mas 24 piezas fijas de perfilado exterior ("rascadores"), además de una pieza central o "de nariz". *Las aberturas de entrada de material a la cámara suman un 32% de la superficie total de la cabeza de corte*<sup>(5)</sup>.

*La motorización de la cabeza de corte es hidráulica*, tecnología de aplicación muy frecuente por este fabricante. La rueda central lleva 10 motores que atacan el engranaje interior del cojinete, mientras que la corona exterior de la cabeza es accionada por 24 y 32 motores, que engranan interior y exteriormente con el cojinete correspondiente.

La potencia total del accionamiento es de 14.000 kW que, teniendo en cuenta la pérdida de rendimiento de las transmisiones hidráulicas, del orden de un 30%, se convierten en 10.700 kW realmente aplicados. Con ello se logra un *Par de giro nominal máximo de 9.600 Txm (a 0,81 rpm) en la corona exterior y 8.450 Txm (a 1,5 rpm) en la rueda central*. Los valores de los Pares de desbloqueo son, respectivamente, 12.500 Txm y 10.900 Txm.

El desescombro se hace por medio de 3 tornillos sinfín: uno, de 600 mm de diámetro, corresponde a la rueda central y los otros dos, de 1.200 mm de diámetro, toman el material desde la zona inferior de la cámara, como puede verse en la Figura siguiente.

El escudo, construido en Alemania, tiene una longitud de 11,5 m y solo lleva la articulación pasiva que une el escudo central al escudo de cola. La cola monta 4 filas de cepillos de grasa y el erector, de agarre por mesa de vacío, es de diseño estándar.

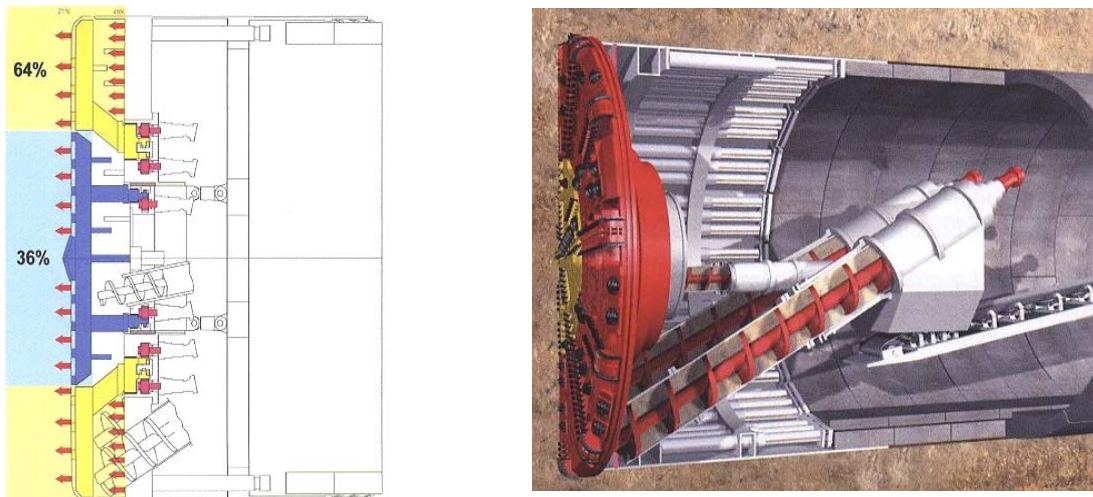


Figura 7: Aplicación de aditivos en el frente de la rueda y esquema de la extracción de escombros.

5 Se suelen defender cifras máximas de este orden cuando se prevén posibles fallos en la operación de la máquina, con posibilidad de provocar caídas de la presión de confinamiento, lo que supondría problemas serios con un % mayor de huecos.

En los gráficos de la Figura 7 se recogen esquemas que se refieren a ciertas características de esta máquina:

- En el primero se indican los % en que se ha dividido la capacidad total de los equipos de tratamientos del frente con aditivos.
- En el segundo esquema representa la disposición adoptada por la extracción de escombros con tres tornillos sinfín.

### 5.2.2 El escudo “EPB” japonés MITSUBISHI.

Este diseño es básicamente distinto del anterior, pudiendo señalar los tres aspectos principales siguientes:

- En primer lugar, el diseño sigue las líneas convencionales de la tecnología de los escudos de presión de tierras: *la cabeza de corte es una rueda única*, de configuración mixta, y la contrarrotación se logra, *tanto por las alternancias del sentido de giro a lo largo del avance, como por la reorientación de los cilindros de empuje para* lograr la debida reacción estabilizadora contra los anillos del revestimiento.

Siguiendo la citada línea convencional de los “EPB”, la rueda monta 44 cortadores de triple disco de 17”, 678 herramientas para suelos, de tipos diferentes, con modelos que van desde el “scraper” hasta tamaños mayores, de tipo “ripper”, además de una pieza central o “de nariz”.

- *En segundo lugar, las aberturas de entrada a la cámara suman un total de huecos del 43% de la superficie frontal de la rueda*, lo que marca otra diferencia importante con el diseño alemán. En nuestra opinión, es una demostración perfecta de que para la adecuada contención del material inestable del frente, lo correcto es *mantener una presión adecuada de confinamiento del material de la cámara y disponer de una superficie de huecos lo mas amplia posible para transmitirla al frente con un mínimo de pérdidas por obstáculos, logrando así valores lo mas ajustados posible del Par nominal* (6).

En efecto, la máquina tiene un Par nominal máximo de 8.600 Txm a 1,05 r.p.m. siendo el Par de desbloqueo de 12.700 Txm, menor que la alemana.

- ***Finalmente, el accionamiento de la rueda es eléctrico de frecuencia variable:*** la potencia total de 10.700 Kw, se reparte en 28 motores de 358 Kw cada uno, que atacan la corona del rodamiento principal por su cara exterior. Ello es una buena muestra de ***las ventajas económicas de este tipo de accionamiento, que presenta las pérdidas mínimas de potencia en la transmisión de su cadena cinemática.***

Como innovación de este diseño debe comentarse el éxito de la *instalación en la cámara de un agitador central de 3 brazos, con un diámetro de 5 m y accionamiento hidráulico* a una velocidad de 2 r.p.m., prácticamente el doble de la de la rueda, para evitar la formación de bloques en el material que entra a la cámara por la parte central de la rueda.

---

(6) Por supuesto esta metodología exige la aplicación en tiempo real de las presiones de confinamiento necesarias, vigilando su mantenimiento para evitar todo tipo de incidentes, que podría producir una operación menos cualificada.



Figura 8: Escudo MITSUBISHI tipo “EPB” ( $\varnothing_{exc}$ : 15,010 m) del Túnel Sur de Calle 30 (Madrid).



Figura 9: Montajes en factoría y en obra de los escudo de Calle 30 (Madrid).

Por otra parte, MITSUBISHI presentó una segunda innovación, un *erector de dovelas de dos mesas de vacío*, para que la mesa más próxima al alimentador sea la que tome la dovela. De hecho, no se hizo uso de esta posibilidad, sino que el diseño se utilizó para disponer de una alternativa en caso de avería de una de las mesas, lo que contribuyó en parte al excelente rendimiento conseguido con el escudo una media de avance mantenido de 570 m/mes.

Debe decirse, además, que el escudo tiene una longitud de unos 12 m y posee: un único tornillo sinfín de 1500 mm de diámetro; una articulación activa y otra pasiva en la unión con el escudo de cola, y 4 filas de cepillos en este último. MITSUBISHI lo construyó en los talleres españoles de DUROFELGUERA.

Finalmente, presentamos los gráficos de la Figura 10, como resumen de lo que ha supuesto el incremento necesario de los parámetros básicos para máquinas EPB de este diámetro de 15 m, sobre lo fabricado hasta ahora.

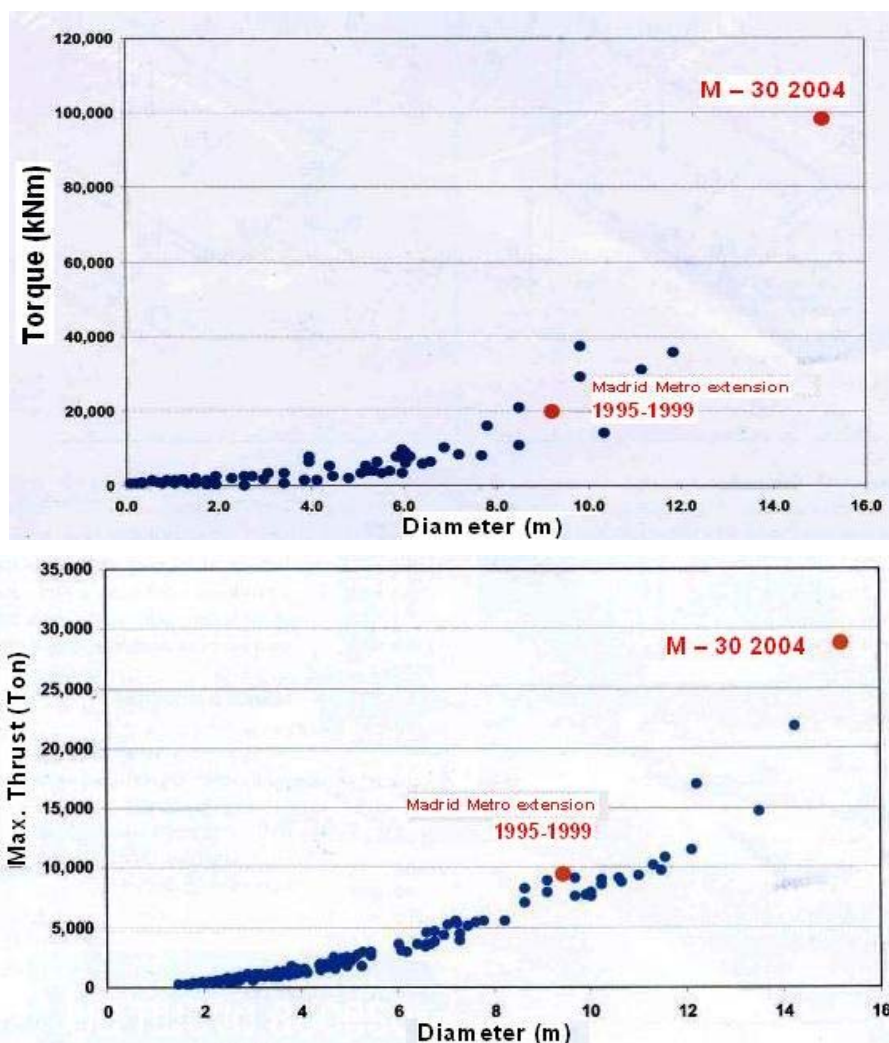


Figura 10: Evolución de los parámetros básicos de los tipo “EPB” (Refª M-30 año 2004).

## 6 BIBLIOGRAFÍA

- Bono, R. et al. Surface settlement minimization in soft soil when excavating with an E.P.B.S. Jornada Técnica Túneles con EPB, UPC Barcelona, Mayo 2008.
- Burger, W. Design principles for soft ground cutterheads. RETC Proceedings 2007.
- Choueiry, E. Planning and construction of the Metro Gold Line Eastside extension tunnels, Los Angeles (C.A).
- Della Valle, N. THE NEW LINE 9 OF BARCELONA METRO. RETC Proceedings 2003.
- Deulofeu, C. et al. Aplicación de tecnologías avanzadas en la construcción de la Línea 9 del metro de Barcelona. Congreso Internacional AETOS Madrid 2007.
- Fernandez, E. The Madrid renewal inner ring Calle 30 with the largest EPB machines. RETC Proceedings 2007.
- Herrenknecht, M., Bäßler, K. Recent developments in the TBM industry - New and innovative technologies. RETC Proceedings 2005.
- Herrenknecht, M., Bäßler, K. The design of the world's largest EPB and slurry shield TBMs. Congreso Internacional de MÓNACO, AFTES, Octubre 2008.
- Maidl, U. Geotechnical and mechanical interactions using the earth pressure balance shield technology in difficult mixed face and hard rock, RETC Proceedings 2003.
- Melis, M. Las tuneladoras de 3 carriles de la M-30. Las mayores y más potentes jamás fabricadas. Revista de Obras Públicas. Madrid Abril 2005.
- Melis M., Arnaiz, M., Fernandez, E. The Madrid renewal inner Calle 30 with the largest EPB machines. International Symposium on Underground and Tunnelling ISUET Bangkok, Thailand. Febrero 2006.
- Mendaña, F. et al. EPB shields in non-cohesive terrains with a water load: recent achievements on tunnel section of Line 1 of Seville Metro. Congreso Internacional de MONACO, AFTES. Octubre 2008.
- Robinson, B. et al. Los Angeles Metro Gold Line Eastside Extension. Tunnel construction. Case history. RETC Proceedings 2007.
- Schwartz, Henning. Línea 9 Metro Barcelona. Excavación con tuneladoras de gran diámetro. Jornada Técnica de AETOS/UPC Barcelona. Enero 2009.

# **RECOMENDACIONES PRINCIPALES RELATIVAS A LA OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LOS ESCUDOS DE FRENTE EN PRESIÓN DE TIERRA**

Ramón FERNÁNDEZ MARTÍNEZ  
*SPICC, S.L., Madrid, España*

## **1 INTRODUCCIÓN**

La experiencia de estos últimos 15 años con escudos EPB, nos permite dar algunas recomendaciones interés general, relativas tanto a su operación como a su mantenimiento.

La operación de un escudo EPB, como toda máquina de frente en presión, se hace por ciclos alternativos de “AVANCE” del módulo de excavación (usualmente entre 1,25 y 2 m) y su “REVESTIMIENTO” con anillos prefabricados, generalmente de hormigón armado.

En esta intervención y por lo que se refiere a la OPERACIÓN DEL ESCUDO, expondremos las recomendaciones principales que se refieren a cada uno de estos ciclos.

En cuanto al MANTENIMIENTO DEL ESCUDO, distinguiremos dos tipos de acciones: la REVISIÓN Y REPARACIÓN DE LA CABEZA DEL ESCUDO Y HERRAMIENTAS DE CORTE, por una parte y, por otra, el MANTENIMIENTO OPERATIVO ORDINARIO de los equipos principales y auxiliares de la máquina.

## **2 OPERACIÓN DE LOS ESCUDOS DE FRENTE EN PRESIÓN**

### **2.1 El ciclo de avance o excavación.**

Al excavar con una tuneladora EPB en un entorno urbano, la principal preocupación es reducir, tanto como sea posible, la pérdida de volumen de terreno, de modo que los asentamientos que se puedan producir se mantengan dentro de unos límites aceptables. Para ello es fundamental operar la máquina de acuerdo a un plan de avance con valores de referencia y rangos de operación de los siguientes parámetros básicos:

- Presión de sostenimiento del frente.
- Densidad del material en la cámara.

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

En un segundo nivel, y siguiendo la tendencia del trabajo de la máquina, así como toda la información de utilidad disponible, acerca de las condiciones del terreno, se pueden recomendar unos parámetros operacionales para el correcto funcionamiento de la tuneladora, entre los que cabe destacar:

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

## 2.2 Control de la presión de sostenimiento del frente.

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

La consecuencia operacional de que la cámara este llena de material sólido con una densidad adecuada, establecida aproximadamente en 14-15 KN/m<sup>3</sup>, es conseguir los siguientes compromisos.

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

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

## 2.3 Acondicionamiento del terreno en la cámara.

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

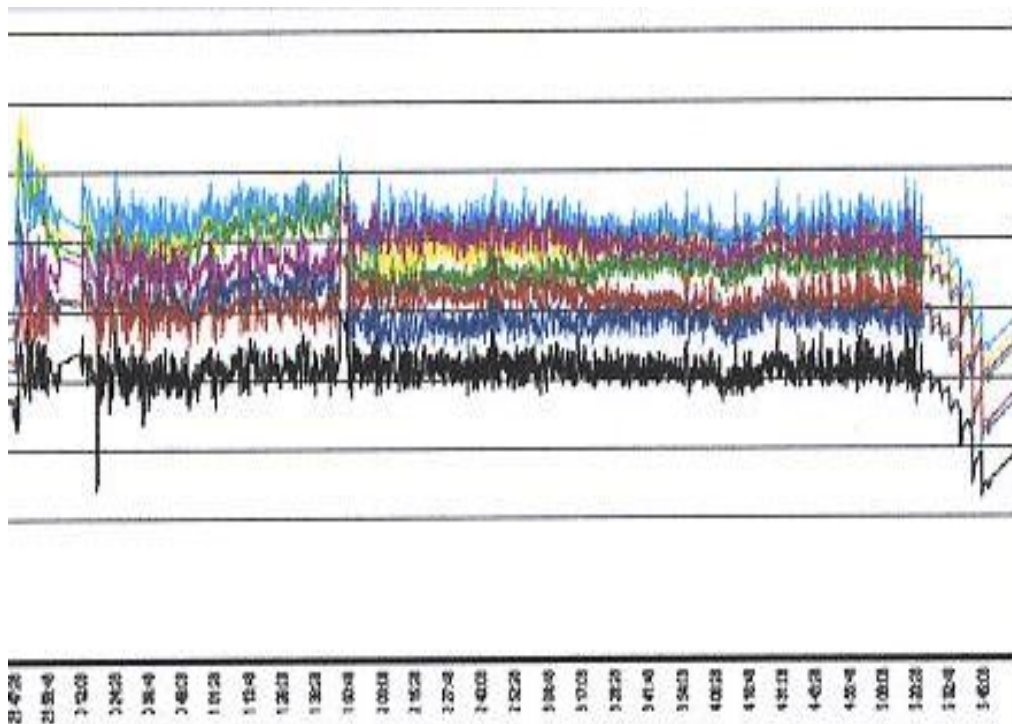


Figura 1: Ejemplo de un buen control de presión en la cámara.

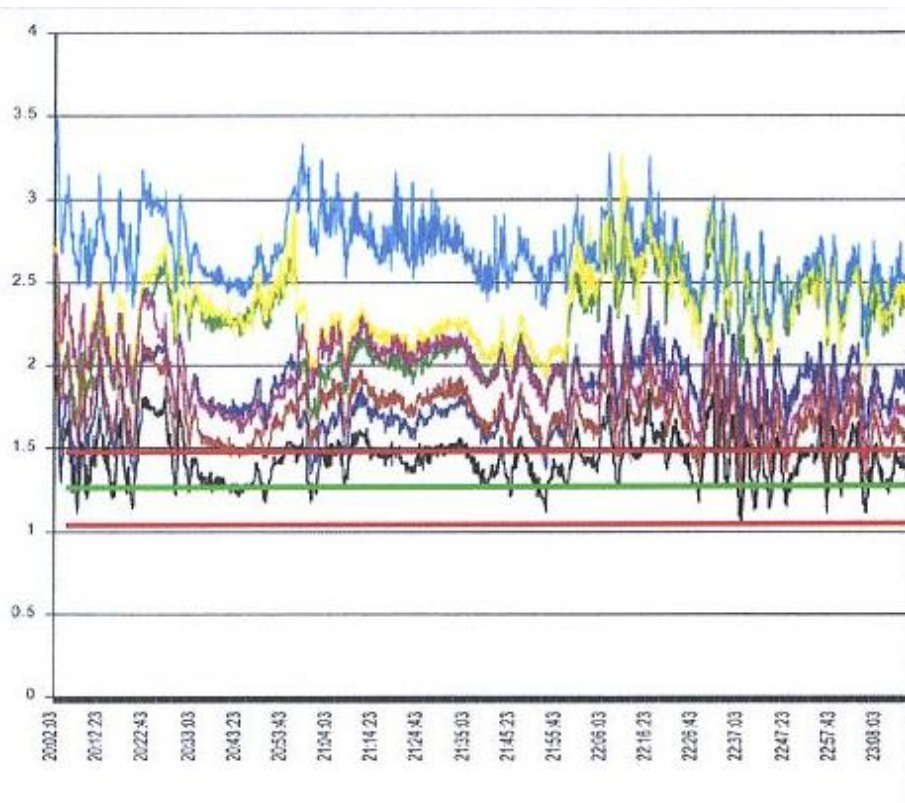


Figura 2: Ejemplo de un mal control de presión en la cámara.



La cantidad de agua en el terreno debe estar comprendida entre un 20-30%. Por debajo de este rango, la mezcla terreno / agua es difícilmente maleable y por encima de un 30% la mezcla es demasiado líquida, con problemas para asegurar la estanqueidad en el tornillo sinfín y dificultades para transportar mezclas tan líquidas en las cintas. Si al excavar el contenido de agua no es suficiente, se añade agua en la cámara mediante puntos de inyección en el tabique estanco.

La espuma es una mezcla de aire y agua con tensoactivo, producto capaz de producir una burbuja como el jabón, con buenas características de estabilidad bajo presión y a lo largo del tiempo. Los polímeros son productos constituidos de moléculas de cadenas largas, que le dan una verdadera característica mecánica a la burbuja.

La selección del tipo de estos aditivos depende principalmente de la clase de terreno y de las características de la tuneladora y como parámetros generales de los mismos, para el acondicionamiento del terreno, puede comentarse lo siguiente:

**Solución espumante:** La concentración de la solución espumante (CF) se encuentra en el rango del 0,5 al 5%, en la mayoría de los casos alrededor del 3%. Estas concentraciones dependen fuertemente de la cantidad de agua que se inyecta o la que ya esta presente en el terreno.

**Ratio de expansión:** El ratio de expansión de las espumas (FER) debe estar comprendido entre 5 y 30, en la mayoría de los casos alrededor de 10. Cuanto más alto es el FER, la espuma generada debe ser tanto más seca. Cuanto más húmedo sea el suelo la espuma deberá ser muy seca y viceversa.

**Ratio de inyección:** El ratio de inyección de las espumas (FIR) suele estar comprendido entre el 10% y el 80%, en la mayoría de los casos del 30% al 60%. Para determinar el mejor valor del FIR deben realizarse ensayos de laboratorio.

**Polímeros:** En algunos casos se agregan polímeros para mejorar la estabilidad de la espuma o para ajustar la consistencia del suelo que circula a través de la cámara o del tornillo sinfín. Un ejemplo típico podría ser el de en los suelos arenosos saturados y con poca cohesión. La concentración suele estar entre el 0,1 y el 5% en la solución espumante pero también pueden inyectarse directamente en su versión sin diluir.

Otros aditivos pueden ser los productos desestructurantes, que evitan taponamientos cuando se excavan materiales muy arcillosos, además de la bentonita como adición de partículas finas en los suelos con carencias de finos.

## 2.4 Control del peso de escombros extraído en cada avance

Siempre habrá dificultades para el control del peso del material excavado que se deberá evaluar en cada avance, debido a las variaciones de la densidad del material excavado en la cámara y a la cantidad de aditivos inyectados para el acondicionamiento del terreno.

Para la medida del peso del material excavado se utilizan dos básculas que se ubican en la cinta del back-up (error máximo en la pesada del  $\pm 2,5\%$ ). El dato del peso que dan las básculas se le suele considerar como peso bruto del que hay que sustraer el peso de los agentes acondicionadores añadidos durante la excavación para poder comparar con el valor de referencia o estimación del peso teórico del material excavado. Fluctuaciones alrededor de los valores de referencia son inevitables, ya que los pesos de los escombros extraídos varían de acuerdo con el grado de compactación del material que hay dentro de la cámara, de ahí la importancia que tiene en el control la curva que relaciona avance/peso que, si

mantiene una pendiente constante, indicará junto con el peso total final, normalidad en la excavación.

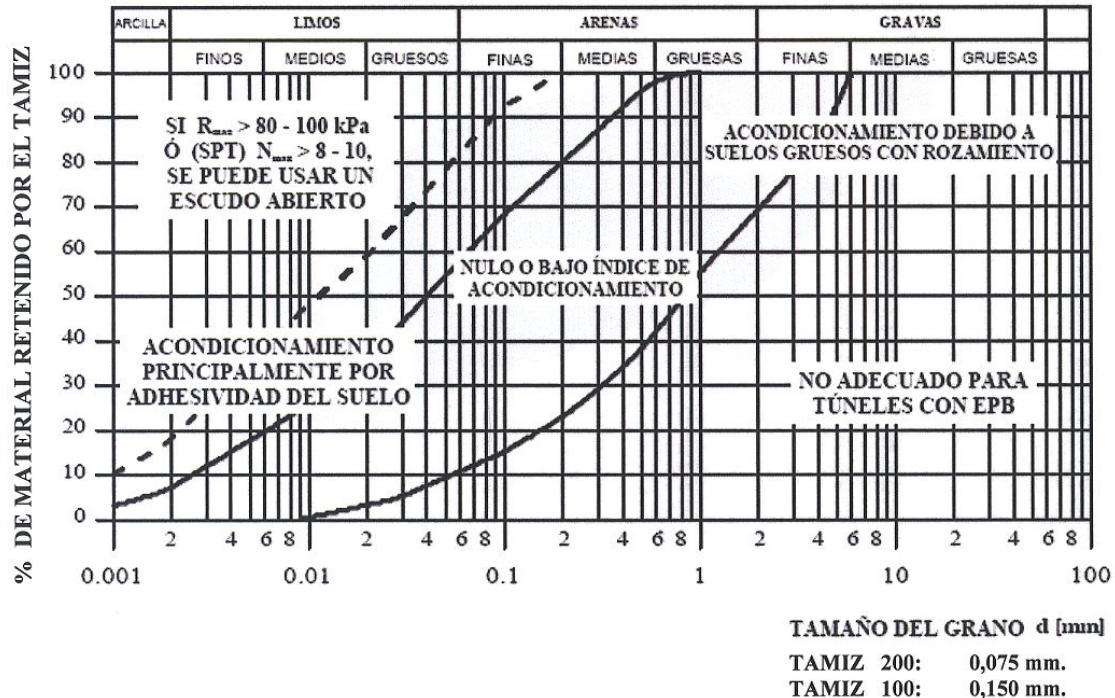


Figura 3: Límites para excavar un túnel con un escudo EPB.

## 2.5 Control de las inyecciones para el relleno del “gap”

El relleno del “gap” o espacio entre el trasdós de los anillos y el terreno se realiza empleando un sistema de inyección continua de mortero de cemento por cola, procedimiento de inyección que ha de controlarse por presión y no por volumen, es decir, hay que considerar que se ha terminado de inyectar cuando la presión alcance el límite superior, y no cuando se llega al volumen teórico en el relleno del “gap”. El volumen de referencia ó volumen teórico para rellenar el “gap” debe establecerse en función del sobrecorte con el que este operando la rueda de corte y las presiones en la inyección se deben elegir teniendo en cuenta:

- Evitar que las aguas subterráneas o el material excavado entren en el espacio anular.
- Inyectar de forma continua por cola y a medida que avanza la máquina, manteniendo la presión de la inyección de 0,3 bares a 0,5 bares por encima de la presión de tierras (medida en la célula de la parte superior de la cámara).

En cuanto al control de las resistencias e inicio y final de fraguado del mortero, lo conveniente es moverse en los siguientes rangos de valores:

- RCS 1 día  $\geq 1,25 \text{ N/mm}^2$   
 RCS 28 días  $\geq 7,50 \text{ N/mm}^2$
- Inicio de fraguado: Entre las 5 y 8 horas.  
 Fin de fraguado: Entre + 1,5 y 3,0 horas después del inicio.

El control de la eficacia en las inyecciones se hace posteriormente, mediante sondeos con recuperación del testigo. El diámetro del sondeo conviene sea  $> 42$  mm.

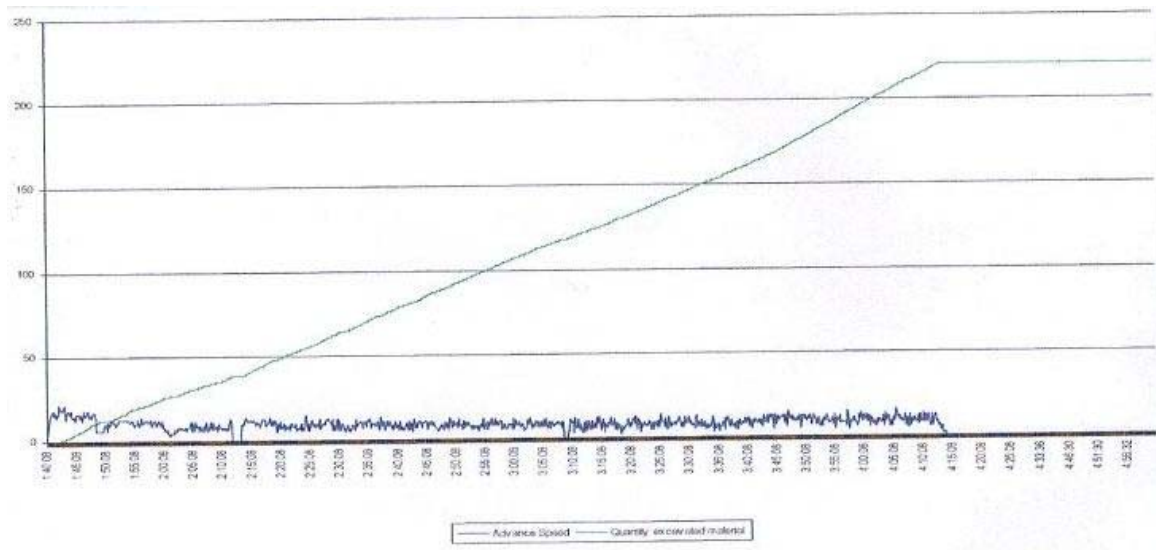


Figura 4: Curva de la evolución de los pesos con relación al avance.

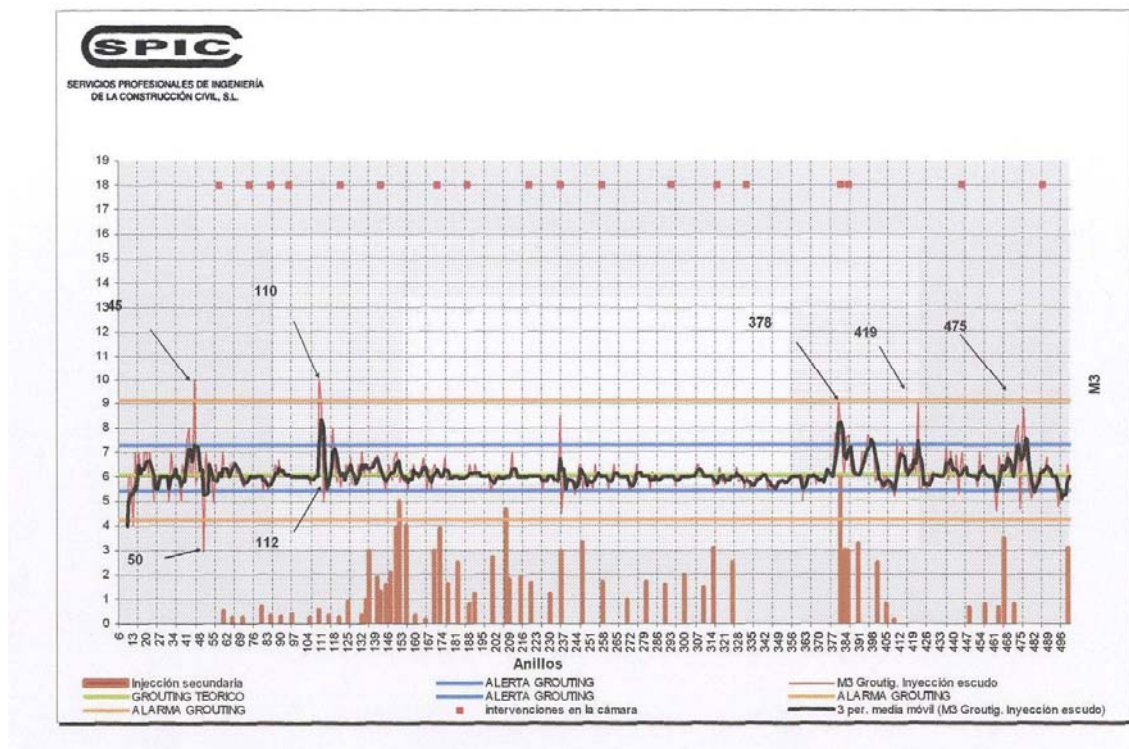


Figura 5: Ejemplo de consumos de mortero.

## 2.6 Taponamiento de la rueda de corte en terrenos arcillosos

Cuando se excavan terrenos arcillosos, su pegajosidad, que llega al taponamiento de la tuneladora EPB es un problema real y potencialmente muy grave. Inicialmente tiene lugar

en la rueda de corte por acumulación de material en las herramientas, particularmente en el centro de la rueda que cierra las entradas del material hacia el interior de la cámara.

La consecuencia de un área central de la rueda de corte taponada, es que los suelos son desplazados en lugar de ser cortados, fluyendo paralelos al frente de excavación durante una cierta distancia, lo que se traduce en altas presiones para poder excavar y, en el peor de los casos, grandes incrementos de par, generación de calor y el riesgo de que acabe colmándose la cámara y el no poder avanzar. Ello obliga a parar la excavación, picar manualmente el material de la cámara y limpiar las aberturas de la rueda de corte.

El taponamiento potencial causado por una arcilla se puede definir como la interacción de los cuatro mecanismos siguientes:

- La “pegajosidad” de las partículas de arcilla que produce su “adhesión” a los componentes de una superficie metálica (la estructura de la rueda de corte, o sus herramientas).
- La “formación de puentes” de partículas de arcilla en las aberturas de los caminos del transporte de escombros.
- La “cohesión” de las partículas de arcilla agrupándose entre sí.
- La baja tendencia de las arcillas a diluirse en agua.

De estos cuatro mecanismos, la “adhesión” es el mecanismo o efecto simple más importante y es el que mejor define el carácter pegajoso de las arcillas. Para evaluar la adhesión se desarrolló el “test” de la figura siguiente.

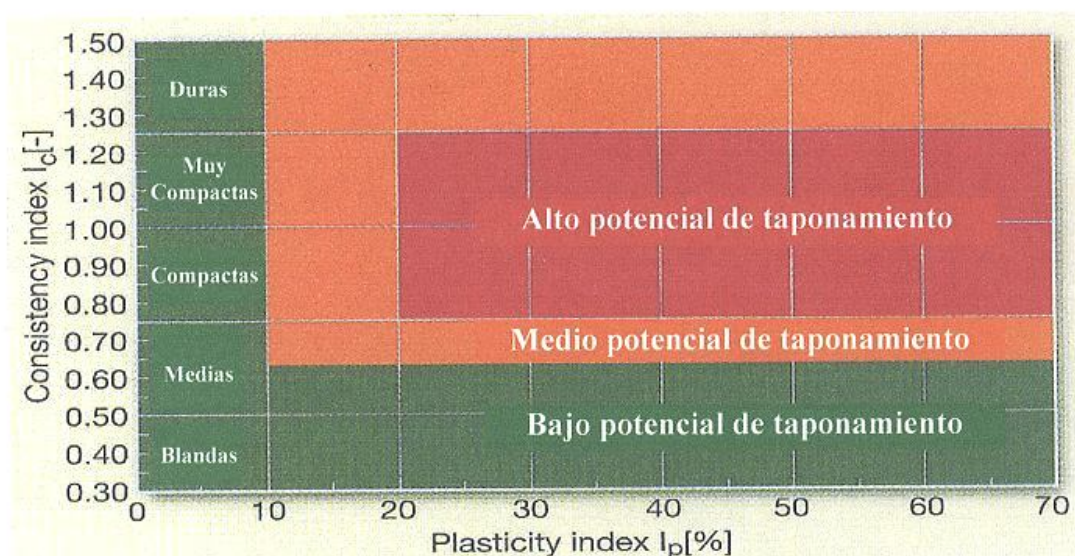


Figura 6: Diagrama del taponamiento potencial de las arcillas en función de su plasticidad y consistencia.

Como principales medidas para prevenir el taponamiento, se tiene:

- Emplear aditivos químicos con desestructurantes en la solución espumante que se inyecta en la rueda de corte.
- Optimizar la penetración de las herramientas de corte para conseguir un óptimo tamaño de desmenuzamiento de las arcillas.

- Inyectar agua a presión (400-500 bares) en el centro de la cámara a través de barras batidoras y en el centro de la rueda de corte a través del paso giratorio.

## 2.7 Diseño del anillo.

En la ejecución con tuneladoras EPB, donde el grueso de la excavación se hace en suelos y con carga freática es prioritario elegir un revestimiento que permita una buena adaptación del anillo para dar curvas tanto en el plano horizontal como en el plano vertical, y el sistema que mejor cumple esta condición es el Anillo Universal.

El anillo universal, es un anillo de tronco cilíndrico, con una conicidad (diferencia entre la generatriz de mayor longitud con la menor) función del diámetro del túnel, de la longitud media del anillo y del radio mínimo de curvatura. Establecidos estos parámetros, y por tanto la conicidad, se consigue que con una única tipología del anillo, se puedan dar todas las curvas que tengan radios superiores al mínimo, en planta y en alzado, haciendo girar parcialmente el conjunto de las dovelas de un anillo respecto a las del contiguo.

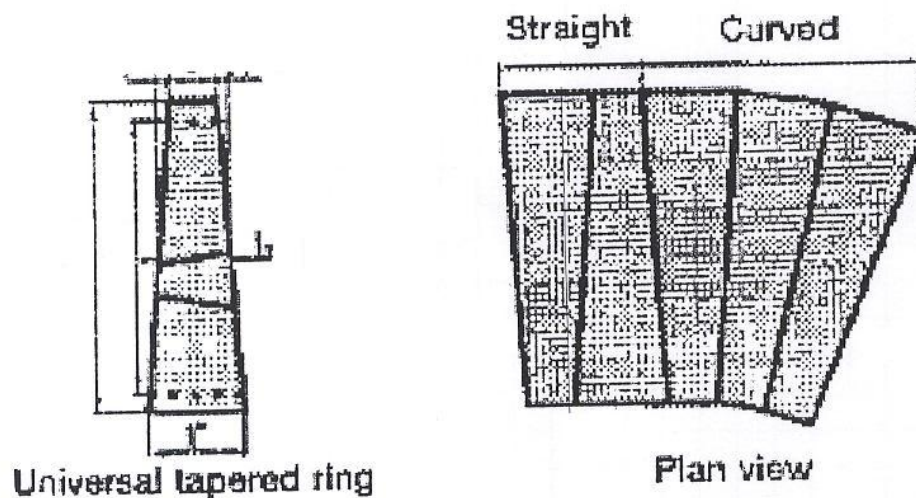


Figura 7: Anillo Universal.

La posición de la dovela llave marca, por tanto, el radio en planta y en alzado del anillo y debe acomodarse al trazado del túnel a ejecutar. Como recomendaciones básicas para el diseño de este tipo de anillos cabe destacar las siguientes:

- Que la sujeción de las dovelas de un mismo anillo se haga con barras de guiado y tornillos.
- La sujeción del anillo recién montado con el anterior debe hacerse con uniones atornilladas y con centradores bicónicos.
- En aquellas zonas en las que exista una cantidad de agua importante y en las que, por la geometría del trazado (curva muy cerrada) o por dificultades del terreno, sean previsible problemas de sellado, añadir una junta hidrofílica como barrera que ayuda al cierre de junta elastomérica.
- Para reducir tensiones en las juntas circulares de los anillos montar “packers”.
- Para mejorar la resistencia del hormigón cuando se producen tensiones de diversos tipos como puede ser el “spalling” por la acción de los gatos de empuje sobre la cara de las dovelas y también por los contactos puntuales de posibles desviaciones en los

planos de contacto entre anillos o dovelas de un mismo anillo, es aconsejable adicionar fibras metálicas. Solo a título indicativo podemos decir que se está consiguiendo un buen comportamiento del anillo, tanto en la manipulación como en el montaje (no hay roturas de esquinas y la calidad de las caras vistas del anillo, es muy buena) adicionando  $25 \text{ Kg/m}^3$  de fibras de acero ( $50 \times 0,7 \text{ mm}$ ).



Figura 8: Anillo universal de 6+1 piezas con uniones atornilladas, barras de guiado entre dovelas y centradores entre anillos.



Figura 9: Detalle de las barras de guiado de la unión entre dovelas.

## 2.8 Recomendaciones prácticas para la operación de una tuneladora EPB

En un escudo EPB, el material de la cámara (un suelo cohesivo mezclado con agua y aditivos) debe tener las siguientes propiedades, de cara a que se pueda emplear como medio de sostenimiento del frente:

- Buena deformación plástica.
- Consistencia blanda-viscosa
- Baja fricción interna

- Baja permeabilidad

Y mediante la inyección de espumas, y dentro de ciertos límites, también se puede acondicionar un suelo no cohesivo y permeable para poder excavar con una tuneladora EPB.

La espuma se inyecta a través de lanzas, preferentemente delante de la rueda de corte para conseguir una buena mezcla con el terreno, creando en la masa de tierras un terreno esponjoso con las burbujas de aire incorporadas a la estructura granular del terreno y disminuyendo el rozamiento entre partículas, de modo que el terreno adquiere unas óptimas propiedades elásticas que hacen posible el control de la presión de sostenimiento del frente. Con la reducción de presión en la cámara de excavación, se amplía la fase gaseosa dentro de la estructura granular del terreno y por el contrario, con el incremento de presión en la cámara disminuye el tamaño de las burbujas pero, sin incrementos significativos en el par de giro o esfuerzo de torsión de accionamiento de la rueda de corte.

Por otra parte, para conseguir con una tuneladora EPB un buen nivel de acabado en la ejecución, hay que procurar que se cumplan las siguientes condiciones básicas:

- Extremar el cuidado en el guiado de la máquina.
- Montar el anillo centrado en la cola de la máquina.
- Consolidar rápidamente el anillo a base de morteros de relleno del tradós, con muy pocas horas para el inicio de fraguado, evitando así ovalizaciones o descolocaciones.

El buen control en el guiado de la máquina facilita el montaje de los anillos, evitando que al avanzar dichos anillos salgan forzados de la cola de la máquina, lo que conlleva recolocaciones con resaltes entre dovelas.

En el Anillo Universal para una colocación correcta es fundamental la elección en el posicionamiento de la llave. Esta elección se debe efectuar considerando los siguientes elementos.

- Prolongación de los gatos de empuje.
- Prolongación de los gatos de la articulación
- Juego entre el extrasdós del anillo y la cola del escudo, colocando preferentemente la llave en la zona de mayor hueco.
- La tendencia de la máquina con relación al eje teórico del túnel.

Y, cuando en el montaje de los anillos las descolocaciones son exageradas o están fuera de las tolerancias permitidas, lo recomendable es regresar a la geometría teórica del anillo montando un “anillo cero” (anillo que no se enlaza con el anterior para tener la holgura necesaria para montarlo sin deformaciones).

Con respecto a la inyección de mortero para el relleno del “gap” es recomendable ensayar tres tipos de dosificaciones.

- Mortero activado normal.
- Morteros ricos en cemento ( $RCS \geq 15 \text{ N/mm}^2$ ) para el inicio y salida de la tuneladora o puntos singulares donde se necesite mayor resistencia en el relleno del trasdós del anillo.
- Mortero activo normal aditivizado para evitar el efecto lavado y la segregación, en caso de afluencia de agua.

Por último hay que señalar la importancia del cierre de las juntas de la cola cuando se excava en terrenos con carga freática, donde es prioritario tener un buen remate en el trasdós de los anillos para garantizar el cierre.

## **2.9 Recomendaciones relativas al diseño de las tuneladoras EPB.**

En función de las características de los terrenos a excavar habrá que empezar por fijar unos mínimos imprescindibles en los parámetros básicos de operación de acuerdo con lo que hoy día es exigible para una máquina de última generación. En cuanto a otras condiciones complementarias con las que conviene diseñar estas máquinas cabe destacar:

### *2.9.1 Manipulación de dovelas*

- Sistema de descarga rápida y alimentador de dovelas en el frente con ventosa para el agarre por vacío tanto en el erector como en la grúa de dovelas.
- Pasarelas dimensionadas para cubrir los riesgos del personal que trabaja en el montaje de las dovelas que conforman el anillo.
- Siempre que sea posible un back-up abierto con holguras en la maniobra de trenes y que rueda apoyado en los anillos del revestimiento.

### *2.9.2 Sistemas “antirrolling”*

- Además del giro horario y antihorario para excavar en ambos sentidos es conveniente, para mejorar el control de la rodadura, disponer de un sistema para variar la inclinación de los gatos de empuje (sistema “antirrolling”). También se puede facilitar este control montando estabilizadores en el cuerpo principal del escudo.

### *2.9.3 Barras batidoras*

- Respecto de las barras batidoras que se montan para el mezclado del material en la cámara hay que extremar el cuidado para que dominen bien la parte central próxima al paso giratorio y los bordes en la zona de alimentación del tornillo sinfín.

### *2.9.4 Sistemas de inyección de bentonita*

- El sistema de inyección de bentonita debe dimensionarse para cumplir las siguientes funciones básicas:
  - Inyección de bentonita a través del escudo para lubricar la máquina durante el avance y con la posibilidad adicional de presurizar el “gap” entre escudo y terreno a fin de controlar los asientos en el paso de zonas críticas.
  - Inyección de bentonita en la cámara de escombro para el control activo de la presión de tierras que garantice: a) que no se producen pérdidas bruscas de la presión en la operación; b) que se pueda asegurar la estabilidad del frente durante las paradas de la tuneladora y c) que se logre rápidamente la impermeabilización del frente previa a las intervenciones hiperbáricas.

### *2.9.5 Control del peso del material excavado*

- Es prioritario instalar un sistema fiable para el control del peso del material excavado en el avance de cada anillo, con dos básculas en la cinta transportadora del back-up y datos en tiempo real en la cabina del piloto.





Figura 10: Detalle de una barra batidora.



Figura 11: Barras batidoras en el centro de la cámara.

### 2.9.6 Sistema de inyección de mortero

- Para el control del volumen de mortero inyectado en el avance de cada anillo, equipar las líneas de inyección con caudalímetros ó sistemas fiables que den el volumen inyectado por línea y el total de lo que entro en el anillo.
- Para control de la presión, en la inyección de cada anillo, equipar las líneas de inyección con medidores de presión lo más próximos posible del punto de inyección.
- Como referencia para contrastar valores, equipar los tanques de mortero con sensores de volumen ó peso a través de los cuales se pueda determinar lo que realmente entró en la inyección de cada anillo.

### 2.9.7 Sistema de detección de desgaste de herramientas

Como sistema complementario de ayuda en los trabajos de revisión y reposición de herramientas, montar sensores en la estructura de la rueda de corte que ocupan pistas de herramientas y permiten detectar cuando se alcanza el límite de desgaste máximo para la reposición de las herramientas de corte.

### 2.9.8 Sistemas de seguridad

Como propuesta de mínimos en los sistemas de seguridad de las tuneladoras, habrá que disponer de:

- Un refugio de supervivencia con dotación de botellas de aire respirable para el número de personas que proceda, en el que también convendría tener la posibilidad de una conexión a la red de aire comprimido, a través de un equipo de tratamiento para aire respirable.
- Armarios con equipos personales de supervivencia (rescatadores para toda la plantilla).

- Equipos de extinción localizados en zonas de riesgo. Sus capacidades serán acordes con el riesgo previsible (extintores grandes fijos con mangueras extensibles en las zonas de mayor riesgo y extintores portátiles para el resto de la instalación)
- Red de agua en la tuneladora con bocas de incendios y un sistema de difusores para crear una cortina de agua al final del back-up. Esta cortina de agua tiene por objeto establecer una barrera a la prolongación del humo hacia el conjunto TBM - Back-up.
- Medidor de gases explosivos con equipos para detener automáticamente la tuneladora cuando se rebasan ciertos límites. También disponer de sensores que midan contenidos de oxígenos, monóxido y dióxido de carbono.

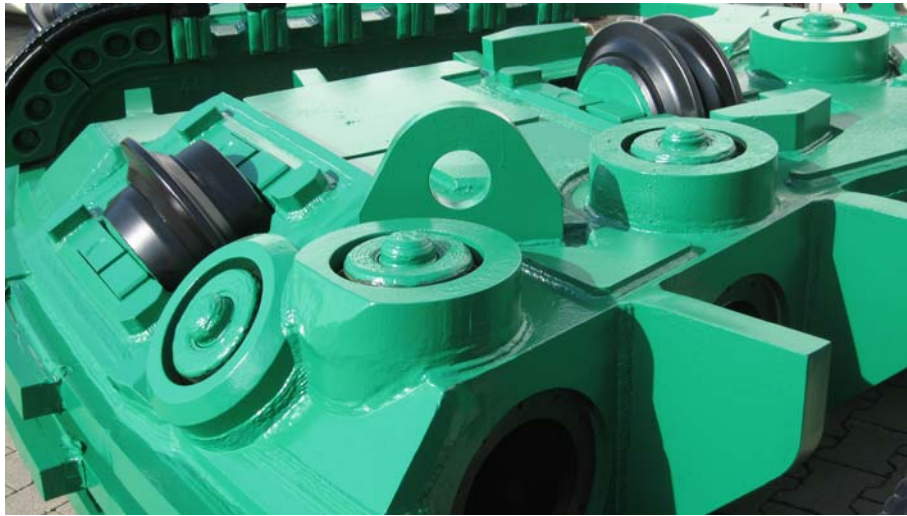


Figura 12: Detalle sensores de desgaste de herramientas en el borde de la rueda de corte.



Figura 13: Detalle del desgaste en el borde de una cabeza de corte.

### 3 EL MANTENIMIENTO DE LOS ESCUDOS EPB

#### 3.1 Mantenimiento de equipos

Como idea general puede decirse que hay que formar el equipo básico del contratista, que ha de responder del cumplimiento de las normas de Mantenimiento, mediante el conocimiento de todo lo correspondiente al Mantenimiento Preventivo de la máquina, así como al Mantenimiento Correctivo, es decir, a los incidentes que puedan surgir en los elementos principales de la tuneladora.

Dicho Plan de Formación deberá establecerse de acuerdo con unos condicionantes similares a los siguientes:

**Duración del Plan:** la duración del Plan de Formación será, como mínimo, la del Montaje en Obra de la máquina + la Curva de Aprendizaje (usualmente el mayor de los tiempos siguientes: Colocación de los primeros 250 anillos / 2 meses de excavación).

En máquinas nuevas, es conveniente añadir el tiempo de premontaje y pruebas de la máquina en factoría.

**Personal que imparte el Plan:** Usualmente un equipo completo de especialistas, que cubren las fases señaladas en el apartado anterior. Solo en el caso de máquinas existentes en el Contratista y supuesto que este tenga personal con experiencia en ellas, el Plan puede hacerse con la organización interna de la Contrata.

**Personal a formar:** El equipo básico del Contratista, que debe recibir la Formación es el que corresponde a los puntos de trabajo siguientes:

- El Ingeniero responsable de la tuneladora.
- Los Ingenieros subalternos encargados de la máquina en cada turno.
- El Especialista de máximo nivel en Mecánica e Hidráulica.
- El Especialista de máximo nivel en Electricidad.
- El Especialista de máximo nivel en Informática (PLC).
- Los operadores de la máquina en cada turno.

**Programa de Mantenimiento:** Para el Mantenimiento de los diversos equipos que componen el conjunto Escudo / Back-up se suelen adoptar uno de estos dos métodos:

- Programar una parada sistemática diaria de duración máxima un relevo.
- Hacer el mantenimiento simultáneo con la operación de la máquina, aprovechando los tiempos de parada en el ciclo de avance.

El Programa de Mantenimiento debe estar muy relacionado con los tiempos de parada. Así, en obras con un porcentaje de paradas alto (revisión de herramientas y/o varios del funcionamiento de equipos) lo aconsejable es seguir el segundo sistema, mientras que, cuando se trata de obras de alto riesgo ó con un porcentaje bajo de paradas, lo usual es seguir el primer sistema. En el caso concreto de los escudos EPB, lo recomendable es hacer el Mantenimiento simultáneo con el avance y cuando hay trabajos que no se alcanzan con el Mantenimiento simultáneo se programan paradas de mantenimiento para llevar a cabo dichos trabajos.

### 3.2 Desgaste de herramientas y revisión de la cabeza de corte.

De la experiencia desarrollada en obras en las que se han utilizado tuneladoras EPB, por lo que se refiere al Mantenimiento de la máquina y a la revisión de herramientas, lo recomendable es:

Hacer un mantenimiento general de conjunto Escudo / Back-up cada 1000-1500 m aprovechando el cruce de estaciones o generando espacios protegidos que permitan este tipo de intervención.

Hacer revisiones periódicas de herramientas. Cuando las máquinas se equipan con herramientas de última generación, el intervalo suele estar en los 150-200 anillos (270-360 m) lo que debe reducirse en terrenos muy abrasivos, llegando, incluso, a establecer el intervalo en 80 anillos (144 m).

Para estas intervenciones se requiere el vaciado parcial de la cámara, para lo que, en función de las características del terreno, caben las siguientes posibilidades:

- En terreno estable y sin carga freática (sin riesgo por la pérdida de la presión de confinamiento) se puede hacer el vaciado parcial de la cámara sin ningún tipo de tratamiento.
- En terreno con empuje activo de tierra y/o bajo carga freática cabe la posibilidad de intervenciones hiperbáricas para acceder a la cámara o bien hacer consolidaciones que permitan estabilizar el frente sin riesgo de que el terreno pueda fluir violentamente hacia la cámara afectando gravemente a los trabajadores y al entorno urbano.



Figura 14: Detalle de un rastrel de última generación con plaquitas de carburo de tungsteno.



Figura 15: Detalle de picas de última generación con plaquitas de carburo tungsteno y soldadura de protección.

También diremos que como parámetros de control, tanto para la operación de una máquina como EPB, como para evaluar el intervalo en la reposición de herramientas son determinantes los porcentajes del contenido de finos (tamaños inferiores a 0,08 mm) y el

equivalente en el contenido de cuarzo, información que se puede obtener a partir de la campaña de reconocimientos (sondeos) y que conviene contrastar analizando el material que sale de la excavación. Lo recomendable sería que al excavar en estos terrenos, se analizara el material precedente de la excavación, al menos una vez por semana.

# **BENTONITE SLURRY SHIELD MACHINES: STATE-OF-THE-ART AND IMPORTANT ASPECTS FOR APPLICATION**

Markus THEWES

*Institute for Tunnelling, Pipeline Technology and Construction Management, Ruhr-University  
Bochum, Germany*

## **ABSTRACT:**

In this paper, focusing on tunnel drives with bentonite slurry shield machines in soft ground, the basic technology is described and the fundamentals of slurry face support are explained. Further, critical geotechnical risks with essential importance to the success of a tunnel project are identified. Some particular geotechnical risks, such as clogging or very high pressures are highlighted in detail. Reflecting on the continuing efforts to build larger, longer and deeper tunnels in increasingly difficult ground conditions, the two main types of shield machines, the slurry shield and the EPB-shield, then are compared regarding their advantages and the limits of their application. A particularly detailed insight is given on the behaviour of the two types of shield machines in transition zones between hard rock and water-bearing soft soil which belong to the most difficult geological circumstances that have to be mastered with shield machines. The paper concludes with a brief outlook on current research for shield tunnelling today and the developments to be expected for the upcoming years.

## **1 BENTONITE SLURRY SHIELD TECHNOLOGY - HYDROSHIELD PRINCIPLE**

The Hydroshield is the type of shield machine with active face support which of all types of shield machines by far has the highest accuracy of face pressure control.

This type of machine is used when tunnelling in unstable grounds beneath the ground water level with high requirements for settlement control. The excavation process takes place under pressurised conditions; human access to the tunnel face is not necessary during excavation.

The full area of the tunnel face is excavated by the cutting wheel which rotates in the excavation chamber filled with a bentonite suspension. The cuttings are mixed with the suspension and pumped out of the tunnel through a slurry circuit.

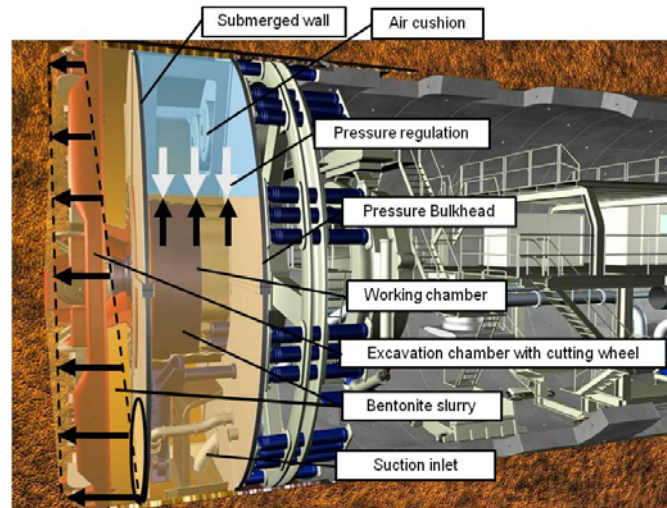


Figure 1: Basic elements of a bentonite slurry shield of the hydroschild type (Brand name: Mixshield).

The front area which is pressurised is separated by means of a pressure bulkhead from the rear shield section and the inside of the tunnel which has atmospheric pressure. The pressurised area in front of the bulkhead is divided by a submerged wall into the working chamber and the excavation chamber where there cutting wheel rotates (Figure 1). Pressure communication between the two chambers is ensured by an opening at the bottom of the submerged wall.

While the excavation chamber is completely filled with bentonite suspension, the suspension level behind the submerged wall in the working chamber is kept a little bit above the machine axis. The support pressure in the front chamber is controlled by pressure regulation of the compressed air reservoir (air cushion, air bubble). Volume fluctuations in the slurry circuit thereby can easily be compensated without significant changes of the support pressure.

The excavated soil is mixed with the suspension and is pumped through the suction inlet and the slurry line to a separation plant at ground level. When course ground with layers of hard rock or with boulders is excavated, a sieve grill is located in front of the suction inlet to limit the maximum size of rock pieces entering the slurry circuit. In front of the sieve grill a stone crusher can be located to crush boulders rock pieces to a size suitable for pipe transport.

At the jobsite area at surface level, the slurry of bentonite suspension and excavated soil must be separated into its solid and liquid components so that the excavated material can be deposited and the bentonite suspension can be processed and via the bentonite supply system be re-fed to the shield machine.

The separation plant (Figure 2) usually consists of shaker screens for the gravel and coarse sand fractions and of hydrocyclone classifiers whose cut-point can reach into the silt fractions. From an intermediate storage tank, the liquid phase of the overflow of the first hydrocyclone level is fed to a second hydrocyclone level and then to the main storage tank where fresh suspension is added from the bentonite mixing unit.

The main range of application for slurry supported shields in terms of the grain size distribution of the excavated soil is traditionally between fine sands and medium gravels. In this area of grain size distributions (Figure 3, zone A), typical bentonite suspensions,

montmorillonite-clay-and-water-mixture as they are also known from the construction of diaphragm walls, provide for very efficient face support while the separation of the spoil can easily be achieved. In zone B, consisting of fine-grained soils and clays, the separation effort becomes significantly more difficult and clogging may occur with clayey soil. In zone C, the very coarse grained gravels, especially uniformly graded, have an extremely high permeability so that even a highly concentrated bentonite suspension may penetrate into the ground without stagnation thereby making the face support mechanism inefficient. In this case, fillers have to be added to the bentonite suspension in order to plug the larger pores in the ground.

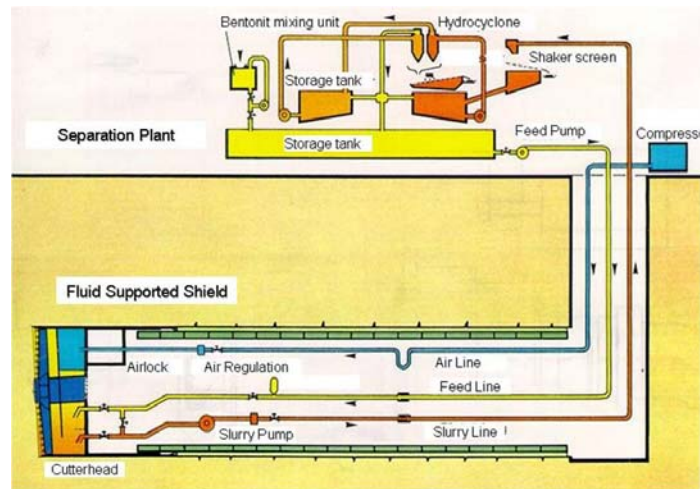


Figure 2: The complete hydroshield system of shield machine, slurry circuit and separation plant (after Maidl et al., 1996).

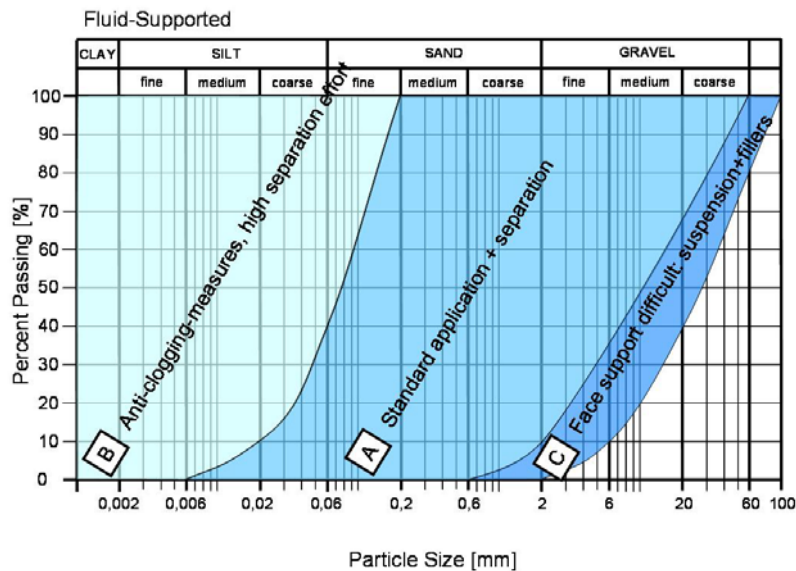


Figure 3: Application range of bentonite slurry shields (Thewes, 2007a).

### 1.1 Support of the Tunnel Face

During regular operation of the machine the slurry support pressure at the tunnel face in the excavation chamber is controlled via the air pressure in the upper part of the working chamber. This support pressure has to counteract the earth pressure and the water pressure



at the face (Figure 4). Only with homogenous tunnel faces in soils with very low permeability, such as plastic clays, water can be used as a support and transport medium for a fluid-supported shield machine. In all other cases bentonite suspensions, as mentioned before, are used.

In situations with unstable ground, if maintenance is to take place in the excavation chamber of a shield machine with active face support, the tunnel face has to be supported with compressed air (Figure 4). The slurry shield technology is especially well suited for this because the bentonite suspension used for face support and for the transport of muck from the excavation chamber leaves a membrane-like bentonite layer on the surface of permeable soils (filter cake), which reduces the loss of compressed air into the ground and enables an effective transfer of the support pressure.

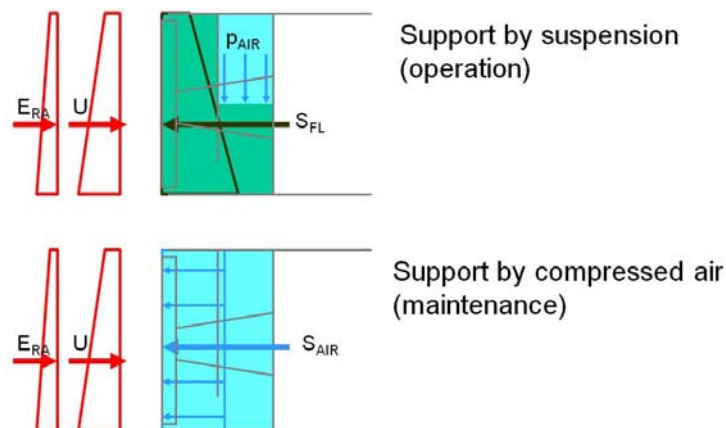


Figure 4: The two modes for face support with slurry or compressed air

In practice, the filter cake tends to dry out over longer compressed air interventions so that during work intermissions the chamber often is refilled with fresh bentonite suspension to refresh the filter cake, before the compressed air works are resumed.

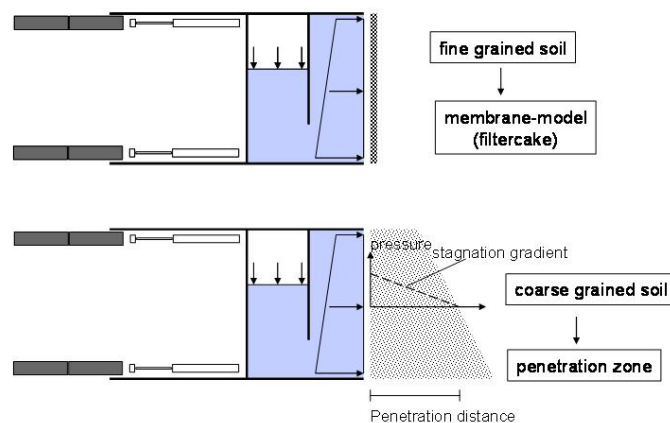


Figure 5: Bentonite suspension face support in fine and coarse soil

Support suspensions for slurry shield machines usually are prepared as a dispersion of 4 to 7 %-weight of bentonite in water. Bentonite is a type of clay which consists of 60 to 80% of Montmorillonite, a 3-layer clay mineral that can swell very much by incorporating water. The microscopic bentonite particles have a card-like shape with the surfaces having a negative charge and the edges having a positive charge. These different charges create a structure of the bentonite particles similar to a "house of cards" which leads to a small shear strength in

the range of 5 N/m<sup>2</sup> to 50 N/m<sup>2</sup> which is called yield point  $\tau_f$  [N/m<sup>2</sup>] and which can be compared to the very low cohesion of a watery cohesive soil.

In case of fine-grained soil the pores of the ground are so small that the solid bentonite particles in the suspension are filtered at the tunnel face. A membrane-like filter cake develops which transfers the hydrostatic pressure of the suspension directly onto the ground (Figure 5, top). This is usually the case for soil with an effective particle diameter of  $d_{10} < 0,2$  mm.

In case of coarse-grained soil the pores of the ground are so large that the suspension penetrates into the soil over a certain distance before it stagnates. Due to the yield point of the suspension the support pressure is transferred into the ground over the length of the penetration distance (Figure 5, bottom). If the penetration distance greatly exceeds the dimensions of the wedge according to the kinematic failure model used in the following chapter (compare Figure 5 and Figure 7) only a part of the support force contributes to the effective stabilisation of the tunnel face. Therefore, in shield tunnelling usually suspensions with a comparatively high concentration of bentonite are used (compare chapter 2.3).

## 1.2 Face Support Calculation

The face support pressures for the tunnel drive have to be controlled according to the results of a face support calculation. The calculations have to consider the two modes for face support: slurry support and compressed air support. Calculation methods for these two modes are discussed separately hereafter.

### 1.2.1 Slurry face support

For the calculations for slurry face support, two limit state criteria have to be considered which represent an upper and a lower limit, thereby defining the bandwidth of the applicable support pressure during the tunnel drive (see Figure 6). The lower limit, thus the minimum support pressure during operation, is calculated with a kinematic failure criterion as described in Figure 7. The upper limit, representing the maximum support pressure, is calculated with a safety against breaking up of the ground under slurry pressure. Calculations of the upper limit from kinematic mechanisms based on evoking passive earth pressure, as sometimes discussed in literature, are of little relevance in practice.

#### FLUID SUPPORT

1. Lower Limit: Minimum pressure to avoid instability of the tunnel face
2. Upper Limit: Maximum pressure to avoid breaking up of the face and losing support fluid to the surface

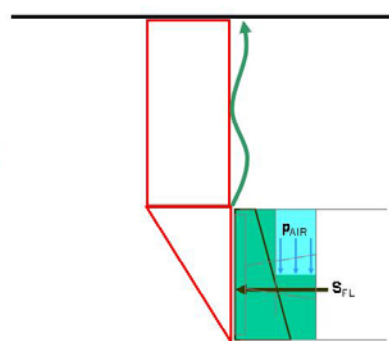


Figure 6: Fluid (slurry) support – upper and lower limit for support pressure calculation

The stability of the tunnel face can only be assured if the necessary support pressure is applied. This pressure is calculated on the basis of an evaluation of the equilibrium of a simplified spatial kinematic failure model. Experience has shown that one of the most reliable models for face support pressure calculations is the kinematical model of Horn in combination with a "silo of soil" according to the theory of Terzaghi, which loads the sliding

wedge in front of the machine from the top. The following Figure 7 shows the most important elements of this face support model.

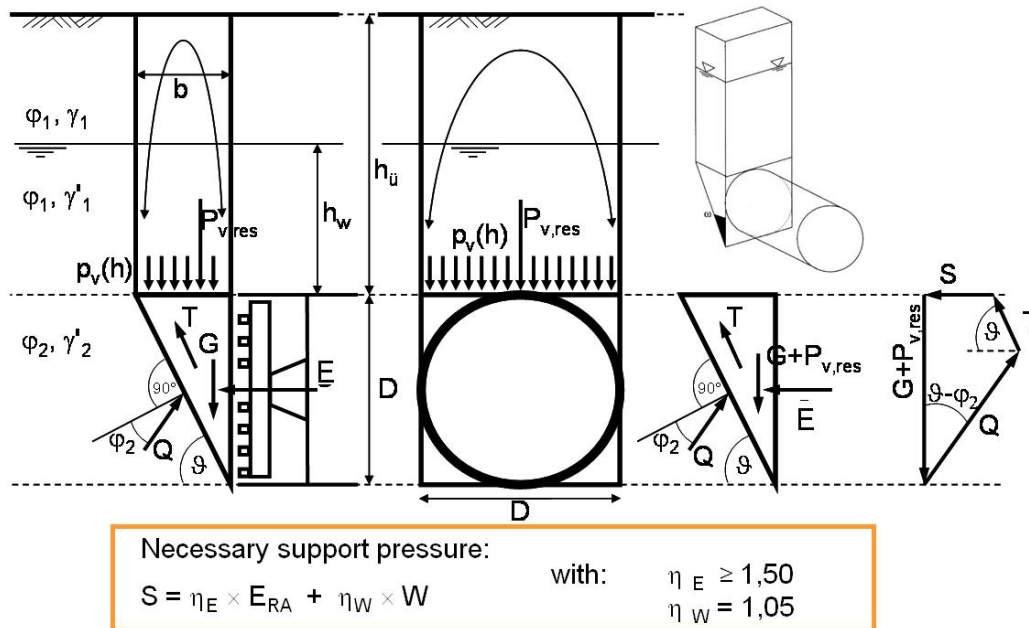


Figure 7: Elements of the face support model

It is assumed that the wedge in front of the tunnel face is sliding on an inclined plane leading to an active limit state. The basis for this method is the Mohr-Coulomb failure criterion which describes the limit state when the failure plane starts to develop. With reference to the method of analysis for diaphragm walls in DIN 4126 (1986), the shear forces  $T$  from cohesion and soil friction are calculated at the sides of the wedge. These shear forces counteract the movement of the wedge and thereby reduce the earth pressure at the tunnel face. The cohesion of the ground ahead of the tunnel face, in the failure plane and at the sides of the wedge, is only accounted for with 2/3 of its original value according to DIN 4126.

$$p_v = \frac{\frac{A}{U} \cdot \gamma - c}{K \cdot \tan \varphi} \cdot \left( 1 - e^{-\frac{U}{A} K \cdot z \cdot \tan \varphi} \right) \quad (1)$$

$p_v$  = vertical effective stress on the wedge,  $A$  = horizontal area silo,  $U$  = circumference silo,  $c$  = cohesion,  $z = h_u$  = overburden  $K$  = lateral coefficient for silo (0,8-1,0),  $\gamma$  = unit weight of soil,  $\varphi$  = friction angle

According to Terzaghi, the effective vertical stress from surface loads and from the soil cover above the crown of the tunnel may be reduced according to the "silo theory" when  $t > 2D$  ( $t=h_u$ =soil cover,  $D$ =diameter of the tunnel, see Figure 7). This is based on the assumption, that in case of a sufficient soil cover arching will take place in the soil above the crown, thereby reducing the top load of the wedge (see formula 1).

The vertical load of the soil prism is then introduced on the upper horizontal surface of the sliding wedge. From the equilibrium condition of the wedge then the resulting earth pressure  $E$  can be calculated:

$$\sum T + Q \cdot \sin \varphi + E \cdot \cos \vartheta - (G + P) \cdot \sin \vartheta = 0 \quad (2)$$

$$Q \cdot \cos \varphi - E \cdot \sin \vartheta - (G + P) \cdot \cos \vartheta = 0 \quad (3)$$

$$E = \frac{(G + P) \cdot (\sin \vartheta - \cos \vartheta \cdot \tan \varphi) - T}{\sin \vartheta \cdot \tan \varphi + \cos \vartheta} \quad (4)$$

G = weight of wedge, P = vertical force from silo on wedge,  $\vartheta$  = angle of sliding plane  
 T = counteracting force at sides of wedge, Q = friction force in sliding plane

To find the maximum of the earth pressure, the angle of the sliding plane  $\vartheta$  has to be varied iteratively.

The global stability of the tunnel faces is verified when the sum of the loads from earth pressure E and water pressure W, individually multiplied with partial safety factors  $\eta_E$  and  $\eta_W$ , is smaller than the total resulting support force  $S_{total}$ . The partial safety factors allow for the different levels of uncertainty of earth and water pressure and are chosen to  $\eta_E = 1,5$  and  $\eta_W = 1,05$ .

$$S_{total} = (\eta_e \cdot E + \eta_w \cdot W) \quad (5)$$

During tunnelling operations, the face support of the shield machine is not monitored by the total support force but by the support pressure at the crown of the tunnel face, where usually a pressure sensor would be installed. The control value for the support pressure can be calculated as follows:

$$s_{crown} = \frac{S_{total}}{\pi \cdot D^2 / 4} - \gamma_b \cdot \frac{D}{2} \quad (6)$$

$S_{total}$  = support force, E = earth pressure total force, W = water pressure total force,  
 D = diameter shield,  $\gamma_b$  = unit weight of bentonite suspension

The calculations of the maximum support pressure are performed with the maximum earth pressure based on a conservative approach for additional loads from traffic or buildings.

The upper limit of the support pressure  $p_{max,slurry}$  is calculated from the required safety against breaking up of the overbearing ground under slurry pressure ("slurry blow out"). In this fairly simple calculation a vertical equilibrium of the effective vertical stress at the crown  $\sigma_z$  plus the water pressure w at the crown against the upper limit slurry pressure  $p_{max,slurry}$  is calculated with a safety factor  $\eta_b$ . Obviously, in this analysis temporary loads, such as a traffic loads, are not included in the calculation of  $\sigma_z$ .

$$\eta_b \geq \frac{\sigma_z + w}{p_{max,slurry}}, \text{ with } \eta_b \geq 1,1 \text{ to } 1,2 \quad (7)$$

In practice the support pressure often is calculated as the lower limit pressure. It should be noted that the full bandwidth between upper and lower limit can be taken advantage of. If a slurry shield is driven in an urban environment with particular sensitivity to settlements, the applied support pressure should be kept in the upper half of this bandwidth.

For a practice-oriented analysis of the face support of a slurry shield it is important to recognise that during operation some slight changes of the support pressure with an order of  $\pm 0,2$  bar are likely to appear, even when very precise and modern hydroshield-type slurry shields are used. These changes are caused by fluctuation of the bentonite level in the working chamber, by human inaccuracy of the shield driver and by the regulation tolerance of the compressed air control system.

Therefore, the planning of the tunnel trajectory should accommodate for the need that between the upper and lower limit pressures there should be a minimum difference of 0,4 - 0,5 bar. This size of the bandwidth between upper and lower limit is needed, so that when the mentioned support pressure fluctuations occur, the support pressure will still be well within the bandwidth limits.

### 1.2.2 Compressed Air Face Support

The calculation for the face support with compressed air also has to be performed using two different criteria, which again represent the upper and the lower limit for the support pressures during operation (see Figure 8).

The lower limit, the minimum support pressure, again is calculated with the kinematic failure model as described in the previous chapter. For the lower limit, however, an additional criterion has to be considered. On one hand, resulting force from the air pressure acting on the filter cake at the tunnel face has to counteract the global forces from earth and water pressures. On the other hand, it also has to be checked that the local water pressure at all points of the tunnel face is lower than the constant local air pressure.

#### COMPRESSED AIR SUPPORT

1. Lower Limit: Minimum pressure to avoid instability of the face
2. Upper Limit: Maximum pressure to avoid blow out of the compressed air to the surface



Figure 8: Compressed air support – upper and lower limit for support pressure calculation

The upper limit, the maximum air pressure, is calculated in an analysis of the safety against blow out at the crown of the tunnel face. This analysis is identical with the calculation of the safety against breaking up of the ground under slurry pressure. Here, the vertical earth pressure at the crown is calculated from the minimum overburden above the crown, from the water pressure and from permanent building loads. Particular care has to be taken in this analysis when tidal fluctuations of the ground water level are to be expected. Temporary traffic loads again are not included and, if possible, should be avoided during a compressed air intervention. The applied air pressure is calculated from the vertical stresses in compliance with the global safety against blow-out:

$$\eta_b \geq \frac{\sigma_z + w}{p_{\max,air}}, \text{ with } \eta_b \geq 1,1 \text{ to } 1,2 \quad (8)$$

During compressed air interventions the workers should be exposed to the smallest possible air pressures. Therefore, the support pressure for compressed air interventions is calculated with the lower limit criterion. This above all reduces the health and safety risk during such operations. In addition, this also has a significant economic effect because lower air pressures lead to an increase of productive work times under pressure and to a decrease of unproductive decompression times. The lower limit pressure then has to be checked for the remaining safety against blow-out as describe above.

In case the safety against blow-out is not given for a full air support situation, it is possible to keep a part of the excavation chamber filled with bentonite slurry. This, due to the unit weight of the slurry, allows for a reduction of the minimum air pressure needed according to the lower limit model thereby increasing the safety against blow-out.

In the calculations, different levels of filling of the excavation chamber should be examined. The lower limit support pressure and the remaining safety against blow-out are calculated for four different levels of filling:

- 1/4 height compressed air, lower 3/4 bentonite slurry
- 1/2 height compressed air, lower 1/2 bentonite slurry
- 3/4 height compressed air, lower 1/4 bentonite slurry
- 1/1 (full) height compressed air

For tunnelling practice, it should be noted that a very small lowering of the bentonite level at the tunnel face by only 1/4 of its height only allows for inspection and maintenance of the peripheral (caliber) tools. For a regular full inspection of the cutterhead a minimum lowering of the bentonite level down to 1/2 of the height needs to be possible so that the centre of the cutting wheel can be reached.

### 1.2.3 Access to the Tunnel Face - Additional Measures

Accordingly, when the trajectory of a tunnel is planned, it should be considered that at least a 1/2 lowering of the bentonite level for compressed air should be possible at all points. This requirement can be evaded for partial sectors of a tunnel, when particularly difficult conditions for compressed air support are encountered, as this i.e. sometimes is the case with river crossings. By conducting preventive tool changes just before such a partial sector is reached, the risk of compressed air interventions can substantially be reduced to a minimum (but not fully excluded!). This would require very good knowledge of the ground in this area which should not be longer than a few hundred metres.

Further, fall-back scenarios for inspection and maintenance in the excavation chamber have to be prepared for the case that unforeseen wear or other unexpected malfunctions occur. Such scenarios can be applied when compressed air interventions are no longer possible. While they are technically feasible they may cause lengthy downtimes in combination with high cost:

Application of extra ground load by creating a landfill to increase the overburden (may not be feasible for river crossings or under buildings, has detrimental effects on traffic and environment at the surface).

Diving works in the bentonite slurry with professional divers (no working by sight, only by touch, larger maintenance works not possible)

Cutterhead equipped with hollow cutter arm which are accessible from the machine under atmospheric conditions (needs very special cutting tools, number of tools to be changed from within the arm is limited, bulky dimensions of the cutter arms can cause negative effects in sticky clays and abrasive ground)

Ground treatment by injections (very slow and costly if done on demand because of unexpected problems with the machine, the technical condition of the machine and the tools still has to be sufficient to allow for an advance of the machine into the freshly made injection block)

Ground exchange by pile method of slurry wall method (very slow and costly if done on demand because of unexpected problems with the machine, the technical condition of the machine and the tools still has to be sufficient to allow for an advance of the machine into the freshly made injection block)

Ground freezing from the surface or from a temporary shaft (applicability depends on the overburden of the shield machine, slow and costly, long waiting time until the frozen block has grown to the necessary dimensions)

### 1.3 Quality and Monitoring of Bentonite Suspension

For a safe face support in coarse grained soils, the use of a bentonite suspension is of utmost importance for a slurry shield tunnel drive. Further, it is important to increase the carrying capacity of the bentonite for coarse grains when driving in sandy and gravelly formations in order to minimise wear of the calibre cutting tools by extracting the cuttings more effectively from the excavation chamber.

The necessary bentonite quality can be estimated as follows. The most important guiding parameter defining the quality of the bentonite suspension is the yield point  $\tau_f$ . This value governs the penetration depth of a bentonite suspension into the pores of a coarse grained soil. It is important to limit this penetration depth because otherwise the face support mechanism may become ineffective increasing the risk of tunnel face instabilities.

According to German DIN 4126 (1986) and also in practice for shield tunnelling the average value for the pressure gradient  $f_{so}$  ( $= \Delta p / \tau_f$ ) may be calculated according to the following conservative approach (with  $\Delta p$  = pressure difference,  $\tau_f$  = yield point of bentonite suspension):

$$exist. f_{so} = \frac{3,5 \cdot \tau_f}{d_{10}} \quad (9)$$

The reduction of the support force, which may become necessary due to the penetration of the bentonite into the ground, can be neglected if the pressure gradient at any point is  $f_{so} \geq 200 \text{ kN/m}^3$ . In case this value is used for the pressure gradient, the above mentioned formula leads to the direct calculation of the necessary yield point of a bentonite suspension for safe face support:

$$nec. \tau_f = \frac{200000 \cdot d_{10}}{3,5} \frac{N}{m^2} \quad (10)$$

This formula leads to the following values for the necessary yield point of a bentonite suspension for a tunnel project while considering the characteristic value  $d_{10}$  from the grain size distributions of the various soils.

Based on laboratory tests of typical high quality European bentonite products, in the third column of the following Table 2 an estimate for the minimum bentonite concentration in the suspension is given. It should be clear that the necessary bentonite concentration is always governed by the coarsest soil within the tunnel face.

Note: For other bentonites, the necessary bentonite concentration may be different. The given example concentrations cannot directly be applied to tunnel projects. Laboratory testing of the yield points that can be achieved with different concentrations of locally available bentonite is mandatory!

Bentonite concentration kg(Bentonite)/m <sup>3</sup> (Water)	Bentonite: Cebo Gel CSK yield point $\tau_f$ [N/m <sup>2</sup> ]	Bentonite: Ibeco HTX yield point $\tau_f$ [N/m <sup>2</sup> ]	Bentonite: Sudchemie Tixoton yield point $\tau_f$ [N/m <sup>2</sup> ]
40	3,4	1,4	7,8
60	23,8	15,6	24,2
80	82,5	72,7	73,1

Table 1: Test values for yield points of three bentonites in different concentrations

$d_{10}$ [mm]	necessary yield point $\tau_f$ [N/m <sup>2</sup> ]	example concentration for Cebo Gel CSK (note: could be different for other products)
0,10	5,7	ca. 40 kg/m <sup>3</sup>
0,15	8,6	ca. 45 kg/m <sup>3</sup>
0,30	17,1	ca. 50 kg/m <sup>3</sup>
1,00	57	ca. 65 kg/m <sup>3</sup>

Table 2:  $d_{10}$  from grain size distributions and resulting requirements for bentonite suspension

The quality of a bentonite suspension also very much depends on the conductivity (esp. due to salt) and the pH-value of the water used for the suspension. This may considerably increase the necessary bentonite concentration and may make the use of protective polymers necessary.

Beside the yield point there are several other parameters for the quality of the bentonite suspension which have to be watched:

The density of the fresh suspension will typically be in the range of 1,04 to 1,07 t/m<sup>3</sup>. These values are rarely reached by the regenerated (cleaned) slurry after the separation process because there will always be some fines from the excavated soil remaining in the slurry. It is quite important not to let the density of the suspension increase too much, because this possibly is a very serious cause for wear of all parts of the slurry circuit and also for wear of the cutter head and excavation chamber. Generally it is recommended to keep the density of the regenerated suspension beneath a value of 1,20 t/m<sup>3</sup>. Values between 1,20 and 1,30 t/m<sup>3</sup> are warning values which can only be tolerated for a very short period of time. The effectiveness of the separation plant should be increased in this case or a strong dilution with fresh bentonite suspension should take place. Values above 1,30 t/m<sup>3</sup> cannot be tolerated and the respective suspension should be replaced or at least be strongly diluted with fresh bentonite.

The pH-value is important for the effectiveness of the electrostatic reactions of the microscopic bentonite particles in the water, creating a stable suspension with the desired yield point. The pH-value for drinking water, which is ideal for bentonite suspensions, is between pH 6,5 and pH 9,5. Caused by cementitious components in the excavated materials (i.e. grouted or injected soil, concrete structures) the pH-value may become strongly alkaline which leads to a destruction of the bentonite quality.

The filtrate loss is another important parameter of a bentonite suspension describing the stability of the slurry. It is tested with a specialised HPI filter press in which a defined volume (320 cm<sup>3</sup>) of suspension is put under a pressure of 700 kPa for 7,5 minutes. The amount of



water filtered out of the suspension through a filter paper is measured as filtrate loss. A fresh bentonite suspension should not have a filtrate loss of more than 15 cm<sup>3</sup>/7.5min for the particularly demanding situation in shield tunnelling. The general area of application for used suspension is up to 30 cm<sup>3</sup>/7.5min. Values between 30 and 40 cm<sup>3</sup>/7.5min are warning values which can only be tolerated for a short period. Any value above 40 cm<sup>3</sup>/7.5min should lead to replacement of the used suspension.

## 2 APPLICATION BASED ON EVALUATION OF GEOTECHNICAL RISKS

Recent experience shows that detailed and thorough evaluations of all risks related to tunnel works are of essential importance to the technical and economical success of a tunnel project. Accordingly, clients and insurers have started to demand risk evaluations in the early phase of tunnel projects.

The geotechnical risk issues which have to be discussed for a tunnel drive with a shield machine in detail are related to the following fundamental areas:

- Structural design of the shield machine
- Structural design of the tunnel lining
- Stability of the tunnel face and safety of workers at the tunnel face
- Minimizing the influence of settlements on existing structures
- Control of the ground water during construction and operation
- Protection of workers and environment in handling of ground water and soil, esp. when contaminated
- Ensuring a sustainable and durable design of the tunnel lining including its seals for a time span of operation which usually exceeds 100 years.
- Also, geotechnical engineers supply an important basis of decision-making for the choice of tunnelling technology to be applied:
- Ensuring high daily advancement rates by making the right choice for the type of shield machine
- Ensuring a controlled support of the tunnel face
- Ensuring a reliable cutting process of the ground with minimized wear of the cutting tools and the cutter head
- Ensuring a successful mucking process from the excavation chamber of a shield, to the separation and handling of muck on the jobsite, to the depositing or the re-use of the soil in other applications

The particular geotechnical risks of each tunnel drive have a strong influence on the equipment and the cost of the shield machine to be used. Some of these risks can only efficiently be mastered by applying recent developments in shield technology. Some of the practical developments achieved are partly quite unusual and will be described to more detail in this paper:

- Adhesion of clay leading to clogging of the excavation chamber
- Accessing the excavation chamber under very high support pressures which exceed the suitability of compressed air works

- Transition zones with mixed face conditions of soil and hard rock leading to extreme demands on the technology for cutting the ground and supporting the tunnel face
- For the sake of completeness, other geotechnical risks should be mentioned in this context, which will not be discussed in greater detail within this paper. They, however, need to be identified and discussed during geotechnical analyses for shield drives, so that they can be included in the concepts for the installed technology and for the operation of a shield machine:
- Low overburden: Increased risk of settlements, limited access to the excavation chamber in ground conditions with ground water
- Highly abrasive rock and soil formations
- Particularities of the grain structure of sand and gravel: Strong dilatancy leads to underpressures in the pore water during the cutting process, increasing the effective stresses and thereby increasing tool wear
- Very coarse grained, highly permeable soil with ground water: Face support becomes very difficult
- High content of fines in silty and clayey soils: Increased effort for separation of the bentonite suspension when using a slurry shield
- Swelling soil or rock: Increased ground load on the shield machine and on the lining becomes possible; longitudinal water drainage in the grouted annular gap should be avoided
- Contaminated soil: Muck and possibly also the supporting fluid of a slurry shield may be contaminated; contamination may be spread further by bentonite slurry
- Man-made objects in the ground: Mostly in urban areas old ground anchors, sheet pile walls, and piles can lead to problems
- Close proximity to existing structures in the ground: Other tunnels, foundations, and sewer lines may be endangered by stress redistribution and by settlements induced by a tunnel drive

## 2.1 Particularly Challenging Conditions

### 2.1.1 *Sticky Soil with high Clay Content*

During tunnel drives in highly plastic overconsolidated clay formations with shield machines with a fluid-supported tunnel face extensive clogging may occur (Figure 9) leading to difficulties for the excavation process. At first, the clogging hinders the transport of the spoil in the cutting wheel, excavation and suction inlet area and then leading to further obstructions which can result in a complete interruption of the material flow. If clogging cannot successfully be mitigated, they can lead to a significant performance reduction due to a reduced advance rate and to the time required for additional cleaning efforts.

In order to classify soils clay formations regarding their clogging potential, a research program on the adhesion of clay on steel has been carried out (Thewes & Burger, 2005). The program was based on practical research regarding the clogging potential as well as laboratory tests with clay samples. The clogging potential of a clay formation was defined as the interaction of four single effect mechanisms (Figure 10):

- the adhesion of clay particles on a component surface,

- the bridging of a clay particles over openings in the path of the spoil transport
- the cohesion of clay particles, sticking to each other,
- the low tendency of a clay towards dissolving in a watery suspension

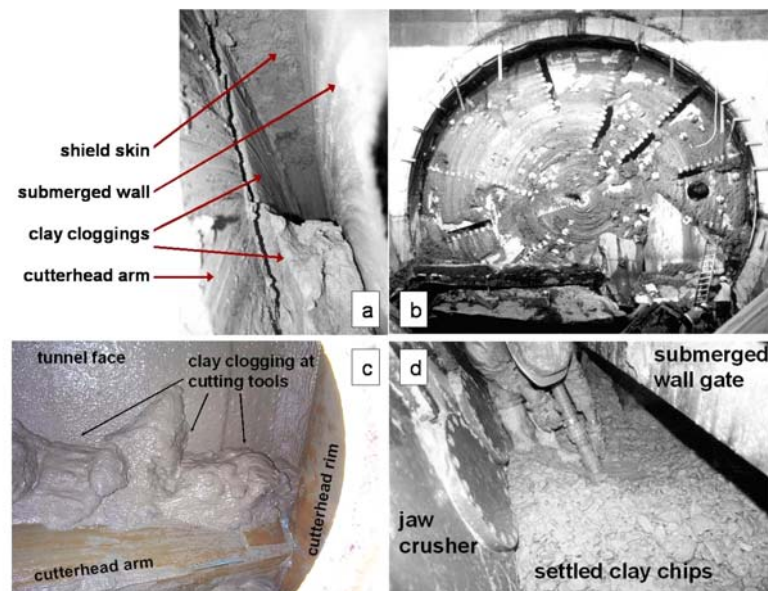


Figure 9: Examples for clay clogging of shield machines (Thewes & Burger, 2005).

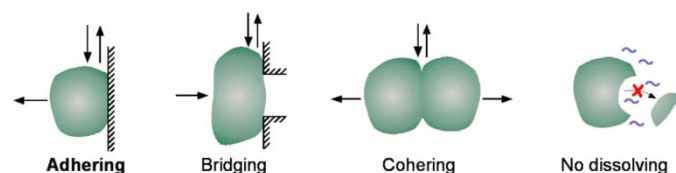


Figure 10: Clogging potential – interaction of single effect mechanisms (Thewes & Burger, 2005).

During the research program a broad practical study was carried out regarding soils with clogging potential. The geological information from many tunnel drives, where problems of different scales occurred due to clogging, was analyzed. During these projects conventional fluid-supported shields were used which originally were not designed for cohesive clay soils. The evaluation of this data leads to a classification of the soils into three categories:

- Soils with high clogging potential lead to substantial problems during excavation and required daily cleaning works. The modifications, which were subsequently installed underground, only led to a reduction but not a solution of the problem.
- Soils with medium clogging potential could be mastered after a number of mechanical modifications of the shield machine and its slurry circuit along with changes in the operation of the machine (reduced advance rate, longer flushing periods).
- Soils with low clogging potential required a reduction in the advance rate and additional flushing periods, but could be overcome only by reducing the excavation speed of the TBM without making major alterations of the machinery.

In all three categories information on grain size distribution, consistency limits and the natural moisture contents of the excavated clay was available. Figure 11 shows the relationship between the consistency and plasticity indices and the categories for the clogging potential. This diagram provides an indication of clogging risks for fluid-supported shield drives.

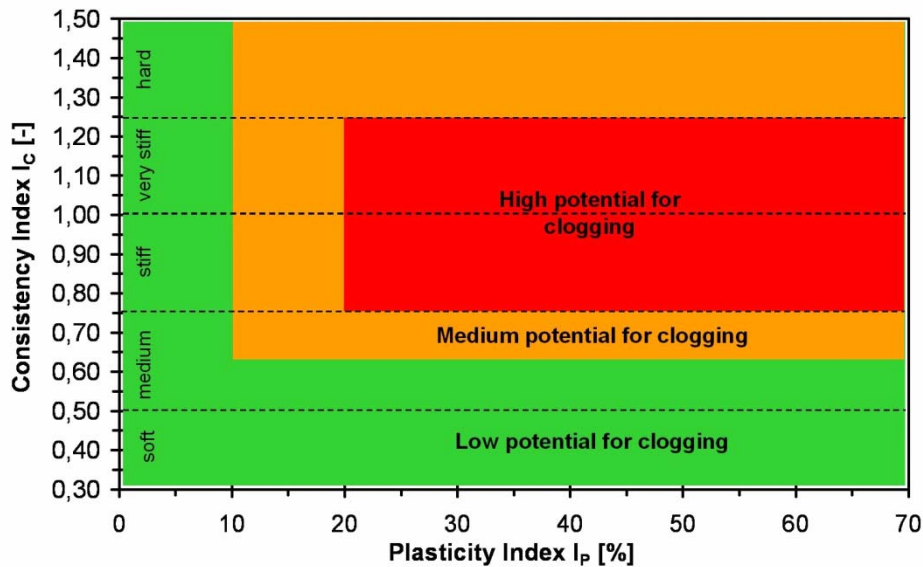


Figure 11: Clogging potential of clay formations regarding plasticity and consistency (Thewes & Burger, 2005).

Preventive Measures against Clogging: For all fluid-supported shield tunnel projects where a significant amount of clay has to be excavated, it is recommended to consider preventive measures in terms of the design of the tunnelling system and the separation plant, even if the clay only shows a low potential for clogging. The principle measures in the design of the shield machine to prevent clogging generally are as follows:

- Generate large soil chips to reduce the adhesion-prone surface of the excavated clay in relation to its volume.
- Avoid narrow passages and other obstructions for the transport of a clay chip from the tunnel face to the slurry line
- Avoid clay accumulation and minimize the time spent by the clay chips in the chamber by increasing the ratio of the suspension flow rate to the volume of excavated soil.
- Avoid clay agglomerations through increased agitation in areas which are prone to material settlement.

For clays with low to medium clogging potential the risk of adhesions generally is low, whereas a risk of clogged openings still remains during spoil transport, depending on the consistency of the material (bridging). In this regard, narrow passages should be avoided. Unfavorable elements in terms of design are the closed-type cutting wheels, the centre area of spoke-type cutting wheels and grills, used in front of the suction inlet.

All these preventive measures against clogging were realised at the shield machine for the Westerschelde tunnel, which gave very good performance even in highly plastic clays with extremely high clogging potential (see Figure 12).

Operational Measures against Clogging: Once clogging occurs in fluid-supported shield drives, there remain but few operational measures in order to restrict the resulting problems:

- A drastic reduction of the advance rate
- An optimization of the cutting tool penetration in order to get a favorable size of the clay chips
- A maximum suspension flow rate with a feeding system directly at the cutting wheel or in the excavation chamber
- Flushing pauses or flushing of the excavation chamber during ring-building
- Operation with a half-filled excavation chamber and partial air support (only possible with an stable tunnel face)
- The use of chemicals as additives (usually with little effect but with increased environmental problems)

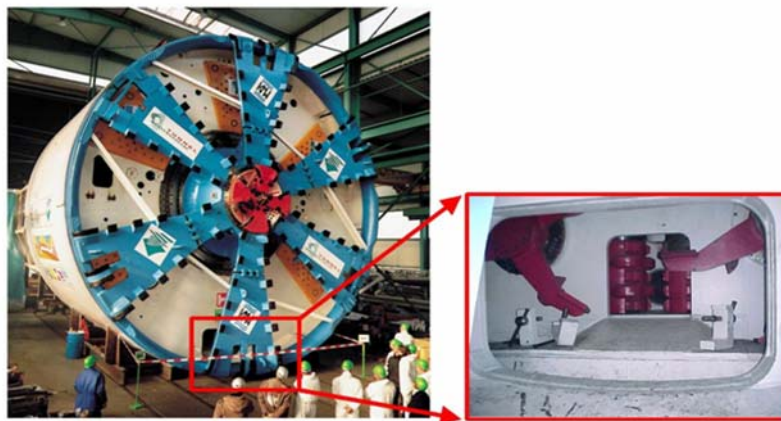


Figure 12: Westerschelde shield machine with optimised equipment against clay clogging (Thewes & Burger, 2005).

Recommendation for risk analyses: The economic success of a tunnelling project can depend very much on the clogging potential of the encountered clay formations. The production progress in clay can be 2/3 (see above) or possibly as low as 1/10 of the regular progress in granular soil. The clogging potential thus represents a decisive characteristic with high influence on the performance of tunnelling works with fluid-supported shield machines. A careful evaluation of the clogging potential and the adhesion clays to be encountered as well as a good quantification of the affected length of a tunnel can be helpful in establishing more contractual transparency and in avoiding disputes in the construction stage.

### 2.1.2 High Pressures: Access to the Tunnel Face for Maintenance

In the case of conventional compressed air operations with transfer into and out of the chamber through an airlock, an increasing air pressure results in increasingly shorter working times and ever greater transfer times. Given the limit of 3.6 bar pressure, such operations i.e. in Germany are no longer permissible in accordance with the National Compressed Air Regulation.

Given such a situation, a new method for undertaking maintenance jobs on the cutting wheel must be developed – allowing professional divers to enter the extraction chamber. For their assignment, the divers wear special helmets, through which they breathe a Trimix gas

mixture of oxygen, helium and nitrogen. With Trimix gas the narcotic effect of the nitrogen is considerably less than with conventional compressed air.

In the event of higher pressures, the ratio of working times to transfer times can be extremely unfavourable even given the application of Trimix gas. As a result, it is advisable to use the saturation diving method for extensive maintenance operations under high pressure.

When saturation diving, the divers do not decompress after they finish their working shift but also remain “under pressure” during their breaks. From the shield machine they are brought above ground by means of a transport shuttle, which is also pressurised. They then spend their break until they have to go down again while staying in a pressurised habitat with beds, sanitary installations and medical facilities. Permanent medical supervision is mandatory.

The shield machine for the work carried out under compressed air must possess special connectors for the Trimix gas, a special flange for coupling the mobile transport lock to the pressure locks and the necessary transport equipment for the mobile lock (see Figure 13).



Figure 13: Lock with additional transport flange, diver with helmet for Trimix-gas (Thewes, 2007b).

### 3 COMPARISON OF THE APPLICATION OF BENTONITE SLURRY SHIELDS AND EARTH PRESSURE BALANCE SHIELDS

Over the recent years the ranges of application of Slurry-supported- and EPB-shields have both been widely extended. Especially the EPB-shields, originally designed for soils with at least 30% of fines, due to the advances in soil conditioning have successfully been applied in coarse-grained soils.

Figure 14 comparatively shows the typical areas of grain size distribution for the application of both types, slurry-supported and EPB. These ranges of application seem to be widely overlapping. However, the use of either type of shield under increasingly challenging ground conditions may be linked to important additional requirements.

It should be noted that the grain size distribution of the governing soil layers alone is not the only decisive factor when choosing between the two systems. There may be other extremely important factors such as the presence of layers of hard rock or layers with a high content of boulders. Other factors could be surroundings that are extremely sensitive to settlements, accessibility for maintenance at the tunnel face under high earth and water pressures, the possibility of compressed air face support in highly permeable ground, high water pressures

in coarse ground, gaseous ground and the available possibilities for treatment and depositing of the muck.

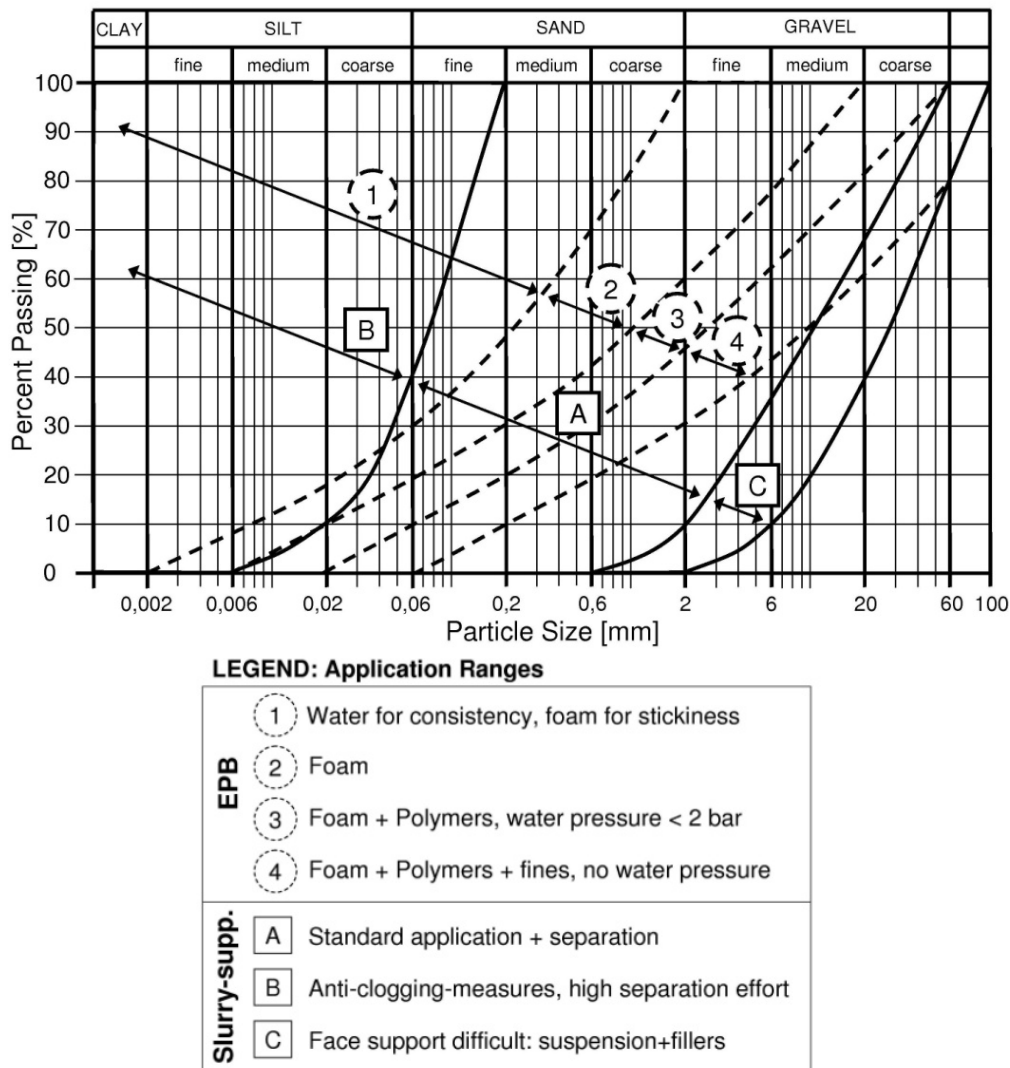


Figure 14: Application ranges of slurry-supported shields and EPB-shields (thewes, 2008).

### 3.1 General Comparison of Advantages and Disadvantages

In Table 3 a comparison of advantages and disadvantages of both systems, slurry-supported and EPB, is given. It should be noted that in this connection the slurry-supported shield is understood to be built according to the hydro-shield principle, where the support pressure is finely controlled by using a compressed air reservoir.

According to Table 3, the advantages of the slurry-supported shield by and large are on the side risk-reducing factors, such as more precise face support control, better control of coarse ground, better wear control, easier face access and lower risk of settlements. On the other hand the advantages of the EPB-shield are on the side of economic factors. Especially the latter will in many cases make the EPB-shield the primary choice of the market. However, against the background of recent critical situations paired with long standstills of EPB-shields under extremely difficult ground conditions (i.e. mixed face conditions with combinations of

hard rock, coarse sand and gravel, and high ground water pressure) is has become clear that a ground-related risk analysis is of particular importance to EPB-drives. Additionally, in many cases it has proven to be important to associate a risk-analysis with a cost-analysis to overcome certain failure scenarios. This may lead to the insight that the initial cost benefit of an EPB-shield may be lost by more and longer standstills under adverse geological conditions.

Criteria	Slurry-supported shield	EPB-shield
Settlement control	very precise, defined linear distribution of support pressure	less precise, fluctuation and nonlinear distribution of face support pressure
Boulders	less wear on disc cutters, stone crusher possible	higher wear on disc cutters, blocking of screw possible
Mixed face rock/soft	better control of face support and wear	higher risk of instability and wear
High fines content	high separation effort, danger of clogging	ideal for soil with high fines content
Coarse soil with groundwater	better face control, less wear, easier compressed air interventions	more wear, compressed air without extra measures not possible
High wear ground conditions	less wear	higher wear
Accessibility to face under adverse conditions	Faster emptying of chamber, compressed air easier, low temperature	longer preparation time, compressed air more difficult, higher temperature because of friction
Face control during long downtime	continuous uninterrupted face support	desegregation of foam and soil in excavation chamber
Gaseous ground	no exposition in the tunnel	exposition in the tunnel possible
Contaminated soil	no exposition in the tunnel, higher volume of muck for special treatment	exposition in tunnel, lesser volume of muck for special treatment
Disposal of muck	no direct disposal higher cost	direct disposal possible lower cost
Complexity of installation	more complex	less complex
Complexity of operation	more complex for additional slurry circuit and separation plant	less complex in standard situation more complex with difficult conditioning + face support (i.e. transition zones)
Size of jobsite installation	larger for additional size of separation plant	smaller
Capital investment	higher	lower

Table 3: Advantages and disadvantages of slurry-supported- and EPB-shields (Thewes, 2008).



In situations where ground conditions are extremely difficult it is therefore advisable to perform such a risk analysis on the client's side, which if necessary could lead to a requirement for the use of a slurry-supported shield in the tender documents. Under difficult ground conditions the decision for the type of shield machine to be employed should not be entirely left up to the market, where economical pressure naturally causes a different perspective on the associated risks.



Figure 15: EPB-shield for an application in a mixed-face situation with soil and rock (Thewes, 2004).

### **3.2 Detailed Comparison of Application in Transition Zones between Hard Rock and Soft Soil**

The extension of the application area of both types of shield machines, slurry-supported and EPB-supported, also includes tunnel drives with a mixed-face situation of soil and hard rock. Tunnel drives with sections of such ground conditions have increasingly been realized in the recent years. Mixed-face conditions with soft soil and hard rock belong to the most challenging environmental conditions for tunnel drives with slurry- or EPB-shields. These conditions are extremely demanding for both the tunnelers and their machine equipment. When being operated under mixed-face conditions both systems show their strengths and deficits very clearly, thereby redefining the limits of their applicability anew.



Figure 16: Slurry-shield for an application in a mixed-face situation with soil and rock (Thewes, 2004).

### 3.2.1 Mixed-face conditions for EPB-shields

During regular operation of an EPB-shield in unstable soil the closed mode of operation is chosen (Figure 17). In this mode, the excavation chamber is filled completely with the excavated muck and it is kept under pressure according to the necessary support pressure. By conditioning the excavated soil with foam, as it nowadays often is practiced, the muck is turned into a somewhat elastic medium. This elasticity enables the compensation of smaller discrepancies between the inflow of excavated soil into the chamber and the outflow of extracted muck through the screw conveyor, thereby keeping the fluctuation of the support pressure at the tunnel face relatively low.

Using an EPB-shield in a full face situation with rock is a special mode of operation, especially when creating rock chips which cannot be conditioned in the excavation chamber, neither by using conditioning agents nor by the shearing energy exerted by the cutterhead rotation. This special mode of operation sometimes is needed when a desired tunnel trajectory is partly located in unstable soil, which needs active face support, and partly in sections with hard rock. In the transition areas between the soil and the rock then usually sections of the tunnel occur with a mixed tunnel face. The experience described hereafter has been collected during a tunnel drive for the Deep Tunnel Sewage System in Singapore.

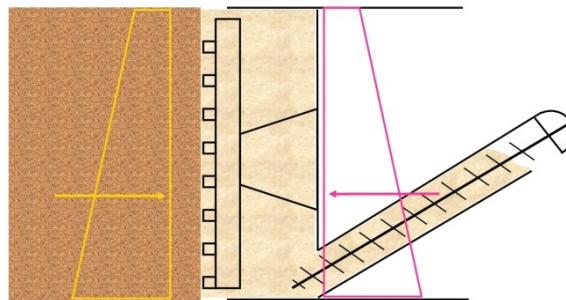


Figure 17: EPB-shield in unstable soil (closed mode) (Thewes, 2004).

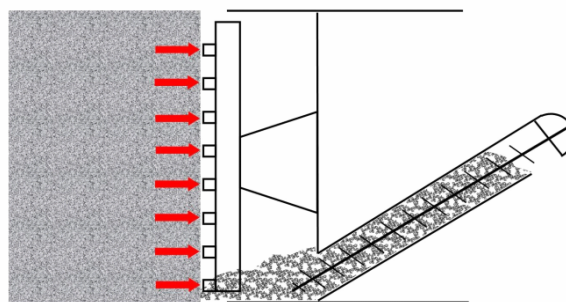


Figure 18: EPB-shield in hard rock (open mode) (Thewes, 2004).

The mode of operation when excavating with an EPB-shield full face in rock is usually the open mode (Figure 18) without any support of the tunnel face. In this mode the cutterhead, the steel structure of the excavation chamber and most of all the screw conveyor is exhibited to strong wear because of the rock chips. The amount of wear can be reduced considerably by conditioning with polymer-based conditioning agents (i.e. foam with polymer additive).

The excavation forces on the cutterhead, when cutting full face in rock, are mostly governed by the single contact forces of the disc cutters. With modern 17-inch disc cutters this contact force has a maximum of about 25 tons per disc.

When operating an EPB-shield in mixed face conditions the resulting problems can be distinguished according to the ratio between the amount of soil and the amount of hard rock at the tunnel face. It is assumed that the rock chips excavated from the hard rock section of the tunnel face cannot be plasticized by the shearing action of the cutterhead.

When entering a transition zone from soil into hard rock the share of rock at the tunnel face is still low (Figure 19). The muck filling of the excavation chamber in this case consists mostly of excavated soil with only some isolated rock chips. The particular problem in this situation is the possible overloading of the peripheral disc cutters (caliber discs), because usually in EPB-mode high advance penetration rates (mm/rev) of the cutterhead are being used.

The reason for the potential overloading of the discs comes from a systematic conflict between the best operation mode for soil and the best operation mode for rock. In closed EPB-mode, a fairly high penetration rate of 20 to 40 mm/rev is desirable, because the lower rotation speed of the cutterhead will minimize wear and the muck is being heated up to a lesser degree due to the lower input of energy. In open hard rock mode the highest possible penetration is governed by the highest possible load on the disc cutters. In sound rock the penetration rate may have to be reduced to values of 10 mm/rev or lower. In case a rising rock bed is approached by an EPB-shield in closed mode with high penetrations, extreme overloading of the peripheral disc cutters may occur resulting in heavy damage of the discs.

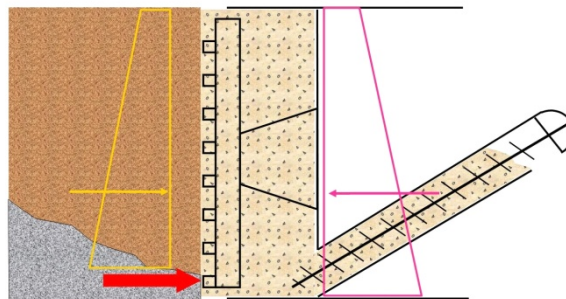


Figure 19: EPB-shield in mixed face with small amount of rock (closed mode) (Thewes, 2004).

The first contact of the peripheral discs of a cutterhead with a rising rock bed is very difficult to detect from the online machine data. The resulting difference of the cutterhead thrust from the increased loads onto some peripheral cutters is almost impossible to detect because of the overlaying and fluctuating earth pressure, which results from the closed mode of operation and which can be much higher than the additional contact forces with the rock.

Is the percentage of the rock at a tunnel face larger than 50 %, the problem of overloading single disc cutters decreases in importance, since already a large number of discs is in contact with the rock part of the tunnel face.

In a situation where the rock covers the largest part of the tunnel face (Figure 20) a switch to open mode is desirable. This mode, however, can only be chosen, when the remaining part of soil at the tunnel face is stable without any support and if the inflow of ground water is very low.

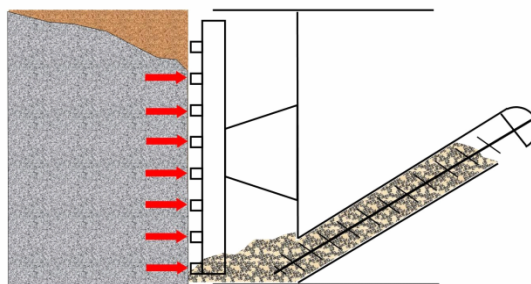


Figure 20: EPB-shield in mixed face geology with high amount of rock (open mode) (Thewes, 2004).

The most problematic situation will occur when only a small part of soil is remaining at the tunnel face, which is unstable and needs active face support, and when there is a significant inflow of water because of the soil being highly permeable (Figure 21). In this situation it has to be attempted to create an earth-pressure-support of the tunnel face with excavated spoil, which mainly consists of rock chips and only a small amount of fines (Della Valle, 2001), resulting in extremely high wear.

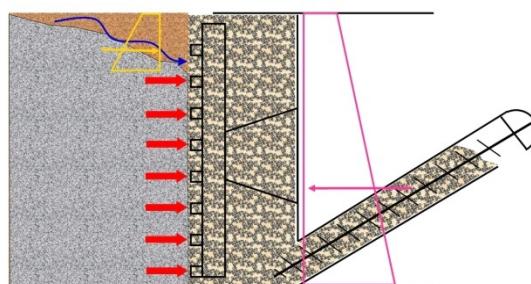


Figure 21: EPB-shield in mixed face geology with high amount of rock (closed mode) (Thewes, 2004).

Such a closed mode of operation in predominantly hard rock conditions requires, as mentioned before, a comparatively high revolution speed of the cutterhead, which results in a conversion of a very high amount of kinetic energy into heat energy in the excavation chamber. The resulting heating of the muck and the excavation chamber to temperatures that may well be in the range from 70 to 90 °C making time-consuming cooling phases by extra ventilation necessary before the excavation chamber can be entered by humans for necessary maintenance works. On the other hand maintenance work, especially cutter inspections and cutter changes, become necessary far more frequently under these adverse ground conditions. This may result in a drastic decrease of the daily excavation performance during advances in sections with mixed-face geology.

In case the rock chips have sufficient strength so that they cannot be ground to fines, large pore spaces will be present between the rock chips, making it very difficult and maybe even impossible to stabilize the muck against the inflow of ground water into the excavation chamber, even when using all available means of conditioning (Herrenknecht et al., 2003). Also, the necessary pressure gradient along the screw conveyor, which is needed to build up an active face support pressure, cannot be created in this situation. This can result into an uncontrolled inflow of groundwater into the excavation chamber, increasing the chance of erosion and instability at the remaining part of the tunnel face consisting of soil. Even by accepting heavy secondary wear, caused by a closed mode in mixed face situations, it sometimes has been impossible to stabilize the remaining soil fraction (McFeat-Smith, 2001).

Also maintenance work for tool changes under compressed air can be very difficult in mixed face situations. One reason may be a high loss of compressed air, when the soil part of the tunnel face is very coarse or the rock part is highly fractured. In this case, additional measures, such as a treatment of the tunnel face with a cement-bentonite-mixture (Figure 22) may become necessary in order to decrease the permeability of the ground against compressed air.

Finally, driving a tunnel in mixed face geology with an EPB-shield may also result in difficulties with the grouting of the annular gap behind the tail skin. When the cutterhead is entering the rock and no active support pressure is maintained in the excavation chamber anymore while the tail skin is still situated in soft soil, requiring active grouting, the grout may start to flow along the skin of the shield into the excavation chamber because of the missing counter pressure. As a consequence additional water ingress may occur and the segment ring may not be fully embedded in grout anymore, resulting in higher deformations of the segment ring and also in higher deformations at the surface (Figure 23).

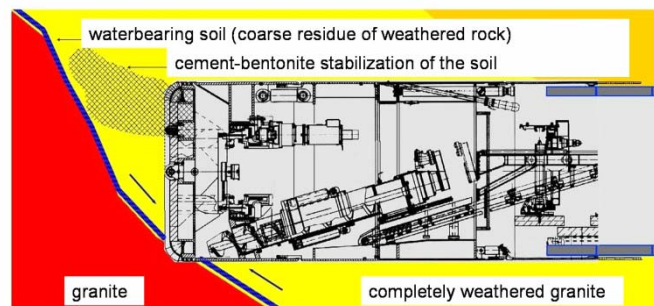


Figure 22: EPB-shield in mixed face geology with high water ingress and cement-bentonite injection (Thewes, 2004).

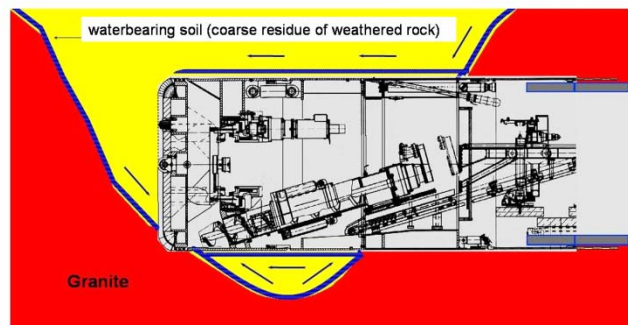


Figure 23: EPB-shield in mixed face geology with water ingress from the tail skin (Thewes, 2004).

### 3.2.2 Mixed-face conditions for slurry-shields

Tunnel drives with slurry shields in sections with mixed-face geology in many cases are easier to manage. The face support with a fluid, mostly a bentonite suspension, in most cases permits full control over the stability of the tunnel face (Figure 24). Also maintenance access to the excavation chamber in most cases will be possible because of the sealing effect of the bentonite suspension on a permeable tunnel face. Additional costly and time-consuming efforts to avoid the loss of compressed air at the tunnel face usually are not necessary.

A risk that also remains for slurry shields is the possibility of overloading single disc cutters when entering a transition zone from soil into rock. The systematic conflict regarding the revolution speed of the cutterhead and the resulting penetration rate, however, is smaller for a slurry shield in comparison with an EPB-shield. The filling of the excavation chamber with bentonite suspension permits a fairly free adjustment of the cutterhead revolution speed in correspondence with the desired penetration rate.

A successful example for a slurry shield drive with long sections under mixed face conditions is the Airport Rail Link project in Sydney, Australia (see Figure 16). Here the cutterhead besides soft ground knives was equipped with a full set of disc cutters for the hard rock sections of the project. When designing a slurry shield for such ground conditions, special attention has to be paid to the suction inlet area in order to avoid blocking by larger rock chips, which in case of the mentioned project were likely to be combined with chunks of clay. Here the combination of a rotary stone crusher and agitators has proven to be ideal. (see also Figure 12). In the case of the Sydney project the tunnel has been partly built under the runways of the international airport without any damages while the operation of the airport remained unaffected.

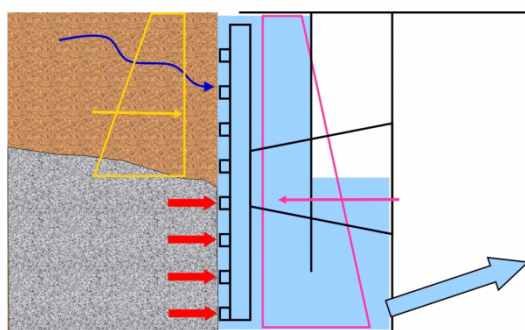


Figure 24: Slurry shield in mixed face geology (Thewes, 2004).

### 3.2.3 Improvements for shield drives in mixed-face geology

The danger of creating an excessive overload and destroying the disc cutters when partially cutting into a rock bed (Figure 25) can be reduced by driving the shield machine in a penetration-controlled manner when approaching the rock. This, of course, will only be possible when the geological exploration gives a sufficient amount of data to predict the transition zones between soil and rock with a reasonable accuracy.



Figure 25: Damaged disc cutter that has run flat (Thewes, 2004).

The highest permissible penetration when approaching the rock can be calculated based on the correlation established by Rostami (Rostami & Gersch, 2002) between the rock strength and the penetration of a disc cutter. This correlation also considers the geometry of the cutter ring and the contact force of the cutter. From this correlation a graph was developed (Figure 26), which indicates the maximum penetration of a disc cutter in dependency of the rock strength if an overloading of the cutter has to be avoided.

In reaction to frequently encountered difficulties with the grouting of the annular gap during EPB-shield drives in mixed face geology an additional possibility for secondary grouting has proven to be very helpful. In this case the segments have to be equipped with special grout openings including a simple valve to avoid the backflow of grout.

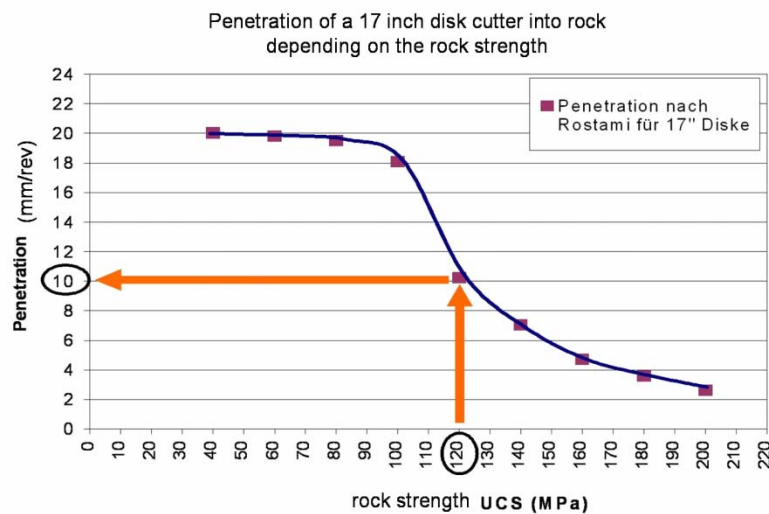


Figure 26: Correlation between rock strength and penetration for a 17 inch disc cutter at limit load (Thewes, 2004).

An additional measure to improve the ability to support the tunnel face and to control the inflow of groundwater in sections with a high proportion of rock at the face might be use of an extra-thick paste-like suspension, which is injected into the excavation chamber. This measure, however, would require that 50 to 100% of the excavated ground volume has to be injected in addition. This would create an enormous additional logistical and technological effort.

Another possibility to improve the suitability of EPB-shields for a use in mixed face geology would be the additional use of a pressurized slurry transport circuit, which would be connected to the outlet of the screw conveyor in a closed system. The muck would then pass a stone crusher after exiting the screw conveyor before it enters a "slurryfying box", which is connected to a slurry circuit similar to the circuit used with slurry-shields. It remains questionable and should be the topic of intense individual evaluations whether the effort, which would be necessary to install a slurry circuit and the necessary separation plant, would justify the use of a bentonite slurry shield in the first place.

#### 4 CURRENT RESEARCH AND EMERGING TECHNOLOGIES FOR SOFT GROUND SHIELDS

The risks associated with a tunnel project have to be thoroughly assessed to result in adequate basic and extended requirements which have to be satisfied by the design of the

machine while making use of the various items of equipment that are available today. Based on this condition, the shield driving method represents a construction method by means of which a tunnel project can be accomplished with above-average likelihood for success, both with regard to costs and construction deadlines.

Still, there is still a great potential for innovations (Thewes, 2006), which will presumably be exploited in the course of the next few years. These innovations will help en route to ensure that shield machines will develop even higher safety standards, will provide for more intensive monitoring of the control parameters that influence the surrounding area and will further improve working conditions, which still are quite rough. A small selection of possible approaches for further innovations is provided in the following:

The theoretical knowledge about the interaction of subsoil and machine as well as subsoil and tunnel lining is still very much based on comparatively simple model assumptions. Improved awareness of the safety level that actually exists can be attained for calculating the machine and lining by means of new measurement and monitoring techniques during execution and by means of improved three dimensional numerical simulations. In order to determine realistic input parameters for the numerical calculations it is necessary to obtain even more detailed measurement results on the kinematical behaviour of a shield machine and on stresses as well as deformations that occur in interaction of the shield machine with the subsoil.

When excavating with shield machines, enormous amounts of data are recorded, which so far have to a large extent simply been archived. The systematic analysis and evaluation of these data accompanying the drive and the incorporation of external measurement systems, e.g. to monitor settlement, affords a considerable optimisation potential to register, correct and avoid unscheduled operating states. Current research concerning the application of fuzzy logic and artificial neuronal networks represents an important contribution in this respect. It is aiming at a systematic evaluation of the complex interrelationships between varying data sources in conjunction with expert knowledge making use of fuzzy decision criteria.

On the basis of these mentioned developments the next step will be to improve techniques for the forecasting of settlements and to combine them with online monitoring of the actual settlements. In this way, automated models that work in real time for interactive coupling of drive control with algorithms to forecast settlement and with measured settlements will become possible.

As a result of such systems will become possible to introduce automation for sub-processes during shield driving in addition to conventional data analysis. These developments are geared to coming up with a process guidance system, which is capable of taking over the essential control functions of the shield machine in order to provide more possibilities for the responsible crew to identify and avoid unscheduled operating states.

Further development is needed towards improved monitoring methods for the volume of excavated spoil for early indication of excessive settlements. There is a need for systems, which can provide very rapid and precise details about such incidents. Concerning the different types of shield machines, EPB and fluid-supported, different solutions are required. With respect to fluid-supported shields, the level of knowledge relating to the mass balance could be considerably improved with the help of flow and density probes. Given the precision error of 10-15% of current systems, a precise indication of over-excavation in real time is still not possible. It is quite desirable to obtain further reductions of the error in precision to establish the solid mass flow by introducing improved sensor technology. This particularly



also applies to excavation control systems for EPB shields with the aid of conveyor belt scales and laser scanners.

## 5 REFERENCES

- Della Valle, N.(2001) Boring through a rock-soil interface in Singapore. 2001 RETC proceedings, S. 633-645.
- DIN 4126 (1986) Ortbeton-Schlitzwände (Diaphragm walls), German Norm.
- Maidl, B.; M. Herrenknecht & L. Anheuser (1996) Mechanised Shield Tunnelling, Ernst & Sohn, ISBN 343301292X.
- Herrenknecht, M.; B. Liebler & U. Maidl (2003) Geotechnische und mechanische Interaktion beim Einsatz von Erddruckschilden im Fels. Forschung + Praxis Nr. 40, Tagungsband der STUVA-Tagung, Dortmund, pp. 175-181.
- McFeat-Smith, I. (2001) TBM selection for control of water ingress and face stability for tunnelling in the widest range of geological conditions. Proceedings of Underground Singapore 2001, Singapore, 29-30. Nov. 2001, pp. 159-168.
- Rostami, J. & G.L. Gertsch (2002) Rock fragmentation by disc cutter: a critical review and an update. NARMS-TAC 2002, Hammah et. al. (eds.), University of Toronto, pp. 977-985.
- Thewes, M. (2004) Schildvortrieb mit Flüssigkeits- oder Erddruckstützung in Bereichen mit gemischter Ortsbrust aus Fels und Lockergestein (Shield Tunnelling with Slurry- or EPB-support in transition zones with rock and soft ground). 16. Symposium Felsmechanik und Tunnelbau und VDI-Fachseminar maschineller Tunnelbau, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Stuttgart, in Geotechnik 27, 2004/2, S. 214-219.
- Thewes, M. & W. Burger (2005) Clogging of TBM drives in clay - identification and mitigation of risks. Underground Space Use, Proceedings of the 2005 ITA World Tunnel Congress, Istanbul, Turkey, Balkema, pp. 737-742.
- Thewes, M. (2006) Zukunft der Forschung für den Tunnelbau (Future of Research for Tunnelling). Tunnel 5/2006, S. 34-39.
- Thewes, M. (2007a) TBM Tunnelling Challenges - Redefining the State-of-the-Art. Keynote lecture at the 2007 ITA World Tunnel Congress, Prague, Magazine Tunel, Vol. 16, extra issue, pp. 13-21.
- Thewes, M. (2007b) Shield Tunnelling Technology for the Mitigation of Geotechnical Risks. Proceedings of the 2nd Symposium on Underground Excavations for Transportation, Editors: Bilgin et. al., TMMOB Maden Mühendisleri Odasi Yayin No. 138, Technical University Istanbul.
- Thewes, M. (2008) Shield Tunnelling Technology for the Mitigation of Geotechnical Risks. Invited Lecture + Publication. Proceedings of "Tuneles en zonas urbanas densamente pobladas - experiencias internacionales", Col.legi d'Enginyers de Camins, Canals i Ports, Barcelona.