

Construcción de túneles en ambientes urbanos con TBMs

Construction of tunnels in urban environments with TBMs

Gianfranco Perri

Profesor de “Diseño de Túneles” en la Universidad Central de Venezuela - Proyectista y Consultor

Resumen

Se tratan las principales problemáticas ligadas al diseño y a la construcción de túneles en ambiente urbano mediante las máquinas de excavación integral que en su término más general se denominan TBM. Después de la introducción al tema se inicia con tratar de las deformaciones y consecuentes asentamientos que sufre el terreno con las excavaciones y de los potenciales daños que consiguen a las estructuras adyacentes preexistentes. Luego se describen los varios tipos de TBMs, mostrando su evolución en el tiempo y dando un particular énfasis a las máquinas tipo EPBS. Finalmente se comentan las diferentes técnicas que se emplean para prevenir los daños a las estructuras preexistentes y se concluye con las problemáticas del revestimiento prefabricado de estos túneles.

Abstract

It covers the main issues related to the design and construction of tunnels in urban environment using the excavation machines that in the more general term are called TBM. After the introduction to the topic, it begins with speak about the deformations and consequent soil's settlements with excavation and potential damages to adjacent structures existing ones. It then describes the various types of TBMs, showing its evolution over the years, giving particular emphasis to EPBS type machines. Finally it discuss the different techniques used to prevent damage to existing structures and it concludes with the problems of the precast lining of these tunnels..

1 INTRODUCCIÓN

Son varias las peculiaridades propias de los túneles que se construyen en un ambiente urbano y las principales de las mismas, casi siempre presentes en su totalidad o en todo caso en su mayoría, son: coberturas relativamente bajas, presencia de un nivel freático sub-superficial, terrenos geomecánicamente débiles constituidos a menudo por suelos y no por rocas y eventualmente contaminados por hidrocarburos, sub-pasos o pasos adyacentes a edificaciones o estructuras o servicios superficiales y sub-superficiales.

Tales peculiaridades conllevan toda una larga serie de consecuentes implicaciones, entre las cuales las más relevantes son: el desarrollo de deformaciones sub-superficiales y asentamientos superficiales del terreno con inclusive posible colapso del terreno hasta en superficie (Figuras 1),

el monitoreo de las deformaciones y de los asentamientos del terreno, el monitoreo de las edificaciones estructuras y servicios, el análisis de las causas y estimación de los asentamientos, prevención y control de las deformaciones y los asentamientos del terreno, las intervenciones especiales preventivas y correctivas sobre edificaciones estructuras y servicios, el utilizzo de procedimientos especiales con uso de técnicas tecnologías métodos y equipos (TBM) de excavación también especiales.

Dentro de tal amplitud y variedad de temas y de problemáticas, a continuación se tratan de manera sintética alguno de los aspectos mencionados y entre sí relacionados, cuales son los relativos los asentamientos del terreno con sus consecuencias sobre lo existente y los relativos a las tipologías de las máquinas de excavación y a los revestimientos.

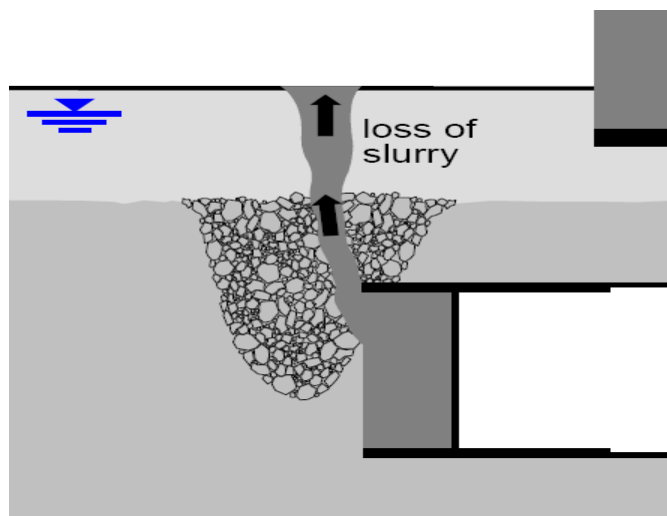
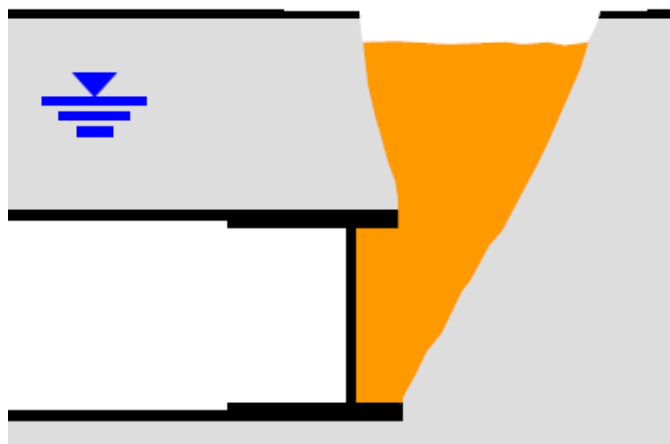
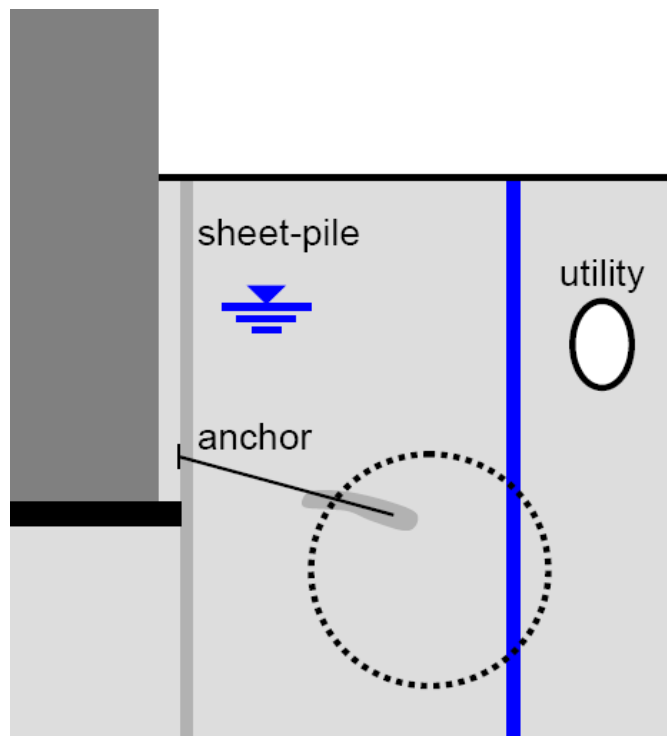
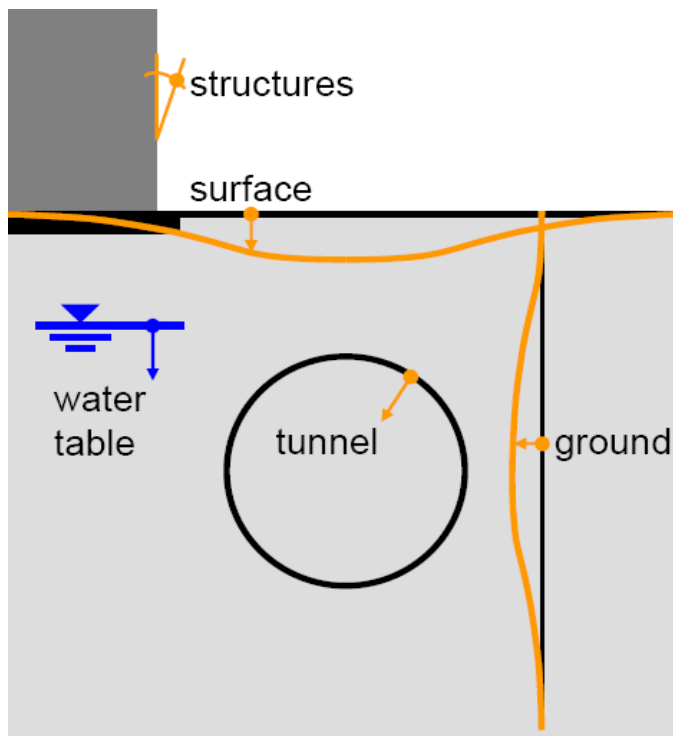


Figura 1. Deformaciones y asentamientos de los terrenos con

inclusive posibles colapsos del terreno hasta la superficie

2 ASENTAMIENTOS DEL TERRENO

La realización de una excavación subterránea está siempre inevitablemente acompañada de descompresiones y movimientos del medio excavado (el terreno). Cuando este último está constituido por suelos, cohesivos o granulares, en condiciones de cobertura moderada, cómo es normal que ocurra cuando se desarrolla en ambiente urbano, tal perturbación del medio por lo general se manifiesta en superficie con una cuenca de subsidencia centrada en el eje del túnel en excavación y con además una extensión en avance respecto al frente de excavación.

Existe consenso en atribuir la subsidencia inducida en superficie por la excavación de un túnel a dos mecanismos diversos (Attewell, 1987):

Subsidencia a corto plazo: causada por el desentensionamiento del terreno delante del frente y detrás del escudo. Es llamada “subsidencia por pérdida de volumen” y depende esencialmente de las características geotécnicas del terreno, de las condiciones hidrológicas del subsuelo y en gran parte de la modalidad de avance de la máquina (calidad de la inyección de contacto detrás de los anillos del soporte, presión aplicada al frente, etc.). Se comienza a manifestar alguna decena de metros antes del paso de la máquina excavadora y termina pocas semanas después que la máquina haya pasado.

Subsidencia a largo plazo: debida esencialmente a fenómenos de consolidación de los eventuales terrenos cohesivos compresibles (arcillas y arcillas limosas) presentes en el subsuelo próximo a las excavaciones y es consecuencia de los cambios que se producen en la presión intersticial del suelo en el entorno de la excavación, con lo cual en los suelos finos se produce un fenómeno de disipación del exceso de presión de poros y consecuente disminución de la relación de vacíos y del volumen total del suelo afectado. Comienza a manifestarse después de una decena de días del paso de la máquina y puede continuar por diversos años. Su magnitud depende de las características geotécnicas de las arcillas y de las condiciones hidrológicas del subsuelo y es difícil de calcular con precisión útil.

Los análisis para los asentamientos superficiales de corto plazo a esperar durante la excavación de un túnel, generalmente se elaboran en base a los varios posibles escenarios constructivos a esperar:

Unos escenarios que son de esperar ocurran en condiciones de ausencia de atipicidades en el comportamiento de la excavación y corresponden

a una subsidencia en superficie consecuente a una pérdida de volumen de terreno del 0,5% y del 1 % respectivamente de la sección teórica de excavación del túnel. Tales pérdida del orden de entre 0,5% y 1% son efectivamente normales para condiciones de cobertura, tipo de terreno, condiciones hidrológicas, máquina excavadora y procedimiento constructivo adecuados: valores menores corresponden a secciones de túnel más profundas y ubicadas en terrenos más competentes, mientras a condiciones opuestas corresponderán los valores más altos.

Otro escenario útil es el que simula algún potencial descontrol localizado en el procedimiento previsto para las etapas de excavación, montaje de los anillos e inyección del espacio anular entre anillos y terreno, y corresponde a una subsidencia en superficie consecuente a una pérdida de volumen de terreno del 2 % al 3% de la sección teórica de excavación del túnel.

Eventuales e inesperados más importantes descontroles localizados, ligados a imprevistas inestabilidades del frente de excavación o imprevistas condiciones hidrológicas, que produzcan pérdidas de terreno de mayores cuantías, deben ser tratados adecuadamente mediante acciones de contingencias que deben ser oportunamente previstas por el proceso constructivo y luego mediante medidas especiales de intervenciones correctivas.

Hay un modelo simple que con frecuencia es adoptado para la previsión de los fenómenos deformatorios de la subsidencia a corto plazo y que está basado en relaciones empíricas ampliamente confirmadas por experiencias precedentes y por la literatura científica de referencia. El mismo permite valorar la dimensión y la forma de la cuenca de subsidencia derivada de la excavación.

En tal modelo simple, el desarrollo de los asentamientos del terreno en una sección normal al eje de la excavación, es representable por una curva gaussiana que tiene un punto de inflexión a una distancia “ i_b ” del eje vertical que pasa por el centro del túnel y que presenta un valor máximo igual a “ S_{bmax} ” en correspondencia del mismo eje vertical ($y=0$).

Según esta formulación, los asentamientos “ S_b ” son función de la distancia “ y ” de la vertical por el eje del túnel, y se expresan con la relación:

$$S_b = S_{bmax} \cdot e^{\left(\frac{-y^2}{2i_b^2}\right)} \quad (1)$$

Donde el parámetro “ i_b ”, que es la distancia horizontal desde el eje vertical por el centro del túnel en que se encuentra el punto más crítico por corresponder a la máxima deformación angular (punto de inflexión de la campana de Gauss) de la superficie del terreno -para valores de cobertura mayores o iguales al diámetro del túnel- se obtiene por medio de la relación:

$$i_b = k \cdot z_{tot} \quad (2)$$

donde “ z_{tot} ” representa la profundidad del eje del túnel y “ k ” es una constante empírica función del tipo de terreno y de las condiciones estratigráficas del subsuelo que recubre el túnel.

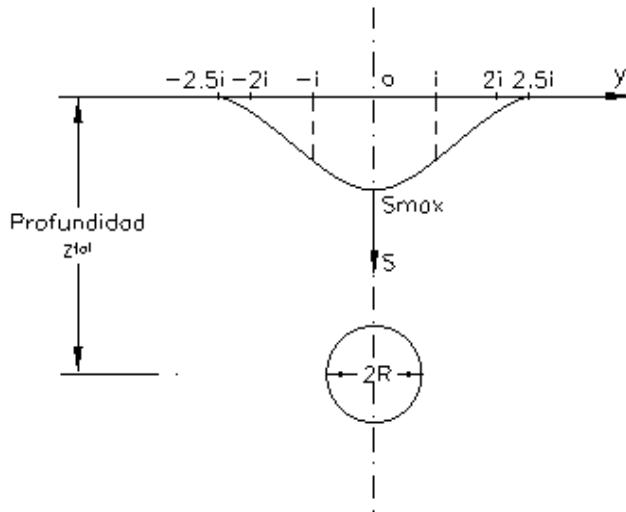


Figura 2. Título de una figura típica. Las fotografías deben tener una resolución mínima de 600 dpi.

La ecuación que define la pendiente ($1/\beta$) del perfil de subsidencia, se obtiene a partir de la derivación de la ecuación de los asentamientos verticales:

$$\frac{1}{\beta} = \frac{y \cdot S_{b \max}}{i_b^2} \cdot e^{\left(\frac{-y^2}{2i_b^2}\right)} \quad (3)$$

Asumiendo la relación (1) como representativa de los asentamientos a corto plazo, el volumen de la cuenca de subsidencia V_b , (bajo la hipótesis que el volumen perdido en el túnel sea igual al volumen de la cuenca de subsidencia en superficie), resulta igual a:

$$V_b = \sqrt{2\pi} \cdot i_b \cdot S_{b \max} \cong 2.5 \cdot i_b \cdot S_{b \max} \quad (4)$$

y de esta relación se obtiene el valor del asentamiento máximo a corto plazo:

$$S_{b \max} = \frac{V_b}{2.5 \cdot i_b} \quad (5)$$

El volumen perdido a corto plazo V_b respecto a la superficie (A) de la sección de excavación (por una longitud unitaria del túnel) es expresado en porcentaje ($V\%$) del volumen total excavado y depende del tipo de terreno encontrado y de la metodología de excavación y soporte empleada. La relación entre V_b y A es por lo tanto:

$$V_b = V\% \cdot A \quad (6)$$

Para estimar el volumen perdido en fase de excavación, deben tenerse en cuenta las siguientes causas que lo producen:

- La pérdida al frente, derivada del desplazamiento del terreno al frente en dirección del eje del túnel (extrusión).
- El juego físico (vacío o gap) entre revestimiento y terreno deficientemente rellenado por la inyección en el momento de extrusión del anillo, debido al espesor del escudo, a la eventual sobre-excavación de las herramientas de corte de la máquina y a la conicidad del escudo.
- La posible recompresión de la zona de terreno mecánicamente removida y aflojada entorno a la excavación, debido a la inyección longitudinal de relleno.

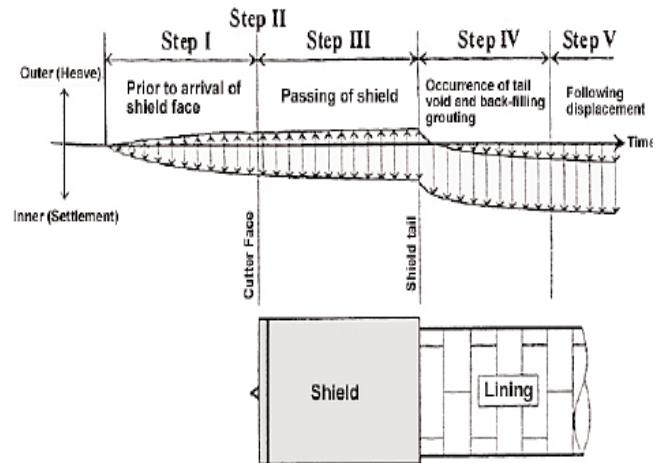


Figura 3. Tipos y localización de los asentamientos en superficie al paso del túnel.

La excavación con escudo mecanizado permite reducir al mínimo la zona de terreno perturbada al entorno de la excavación y de minimizar la pérdida al frente.

El juego (gap) entre terreno y revestimiento, además, puede ser en gran parte eliminado por medio de la inyección continua oportunamente prevista y ejecutada detrás de la cola del escudo de la máquina excavadora.

El parámetro k es función de las características geotécnicas y estratigráficas del terreno y gobierna directamente la forma de la cuenca de subsidencia. Tal parámetro asume típicamente los siguientes rangos de valores:

- * Terrenos granulares: $0.25 < k < 0.35$
- * Terrenos cohesivos: $0.40 < k < 0.70$

Adicionalmente a los asentamientos verticales ya comentados, la excavación del túnel produce en superficie también movimientos horizontales los cuales a su vez inducen en el terreno tracciones horizontales susceptibles, por si solas o en combinación con los asentamientos, de causar daños a las eventuales estructuras presentes.

Para estimar tales movimientos horizontales superficiales del terreno ubicado arriba del túnel en excavación, un criterio muy difundido es el establecido por O'Reilly y New (1982) que se basa en la hipótesis, acorde con resultados de mediciones reales, que el campo de los vectores de deformación del terreno converge hacia el eje del túnel.

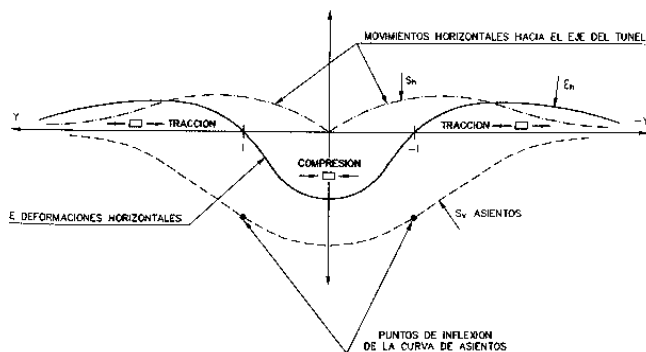


Figura 4. Modelo gráfico de representación de los movimientos horizontales en superficie al paso del túnel.

Por lo tanto, los movimientos horizontales que se producen en la superficie del terreno, se pueden en primera aproximación relacionar con los asentamientos verticales y correspondientes deformaciones, mediante las dos expresiones siguientes:

$$S_h = S_b \cdot \frac{y}{Z} \quad S_h = \frac{\varepsilon_h}{1 - y^2/i_b^2}$$

Sigue en la Figura 5 un ejemplo típico de representación gráfica de los resultados obtenidos de un análisis y estima de de los asentamientos a esperar con el paso del túnel en coincidencia con su interceptar una estructura hidráulica de servicio la cual se encuentra sub-superficialmente enterrada.

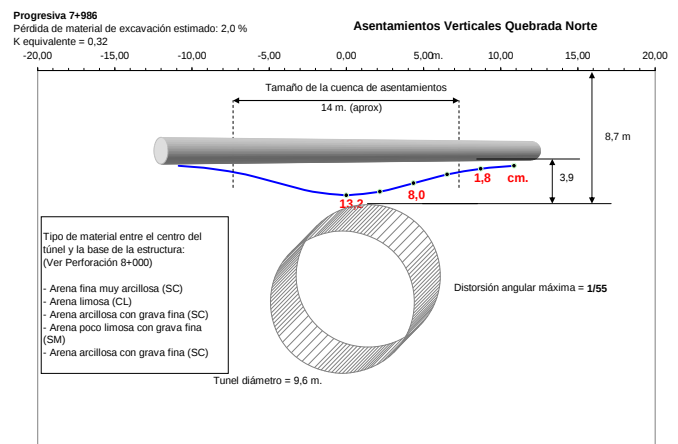


Figura 5. Ejemplo de resultados gráficos de los asentamientos sub-superficiales al paso del túnel.

3 RIESGOS Y DAÑOS VS ASENTAMIENTOS

Con el fin de verificar si las condiciones de subsidencia previstas a desarrollarse con la excavación de los túneles puedan interferir efectivamente con las algunas de las edificaciones y demás infraestructuras presentes en superficie en proximidad del alineamiento, se analizan las campanas de asentamientos en todas las secciones correspondientes a la presencia de estructuras, deduciendo el valor del asentamiento a esperar en correspondencia de la fachada de cada edificio y verificando la eventual superación para el mismo del valor de 1 cm, magnitud esta que en primera aproximación de acuerdo con la literatura técnica disponible, es considerada como discriminadora entre situaciones de potencial criticidad y situaciones sin potencial criticidad, en cuanto a la preservación de las estructuras presentes (ver la Tabla 1 incluida en la página siguiente).

El otro parámetro importante a considerar dentro de este contexto, es la distorsión estructural que puedan sufrir las estructuras presentes en superficie, ligada a su vez al gradiente deformatorio de la campana de asentamientos: de acuerdo con Bjerrum (1963), una distorsión inferior a 1/500 es considerada totalmente tolerable sin producir grietas en edificios, una distorsión entre 1/500 y 1/300 podría dar lugar a primeras grietas en las paredes de edificios y finalmente, una distorsión de alrededor de 1/150 representa un límite en que se deben temer daños estructurales en edificios corrientes. Hay además otros criterios similares de varios otros autores, los cuales se diferencian entre sí por algunos de los límites o algunas de las descripciones cualitativas (ver la Tabla 2 incluida en la página siguiente).

Tabla 1. Categorías de daños en edificaciones Vs Asentamientos

<i>Categoría del daño</i>	<i>Descripción del daño</i>	<i>Máximo asentamiento del edificio</i>	<i>Ancho aproximado de la Grieta</i>
Daño apenas perceptible	Fisuras muy finas con espesor equivalente al de un cabello.	$s \leq 10 \text{ mm}$	$< 0.1 \text{ mm}$
Daño Muy Ligero	Fisuras que pueden ser tratadas y reparadas fácilmente. Se observan solamente de cerca y en algunas tabiquerías externas.	$10 < s \leq 50 \text{ mm}$	1 mm
Daño Ligero	Grietas que pueden ser rellenadas y reparadas. Grietas visibles externamente en tabiquerías. Las puertas y ventanas manifiestan una ligera trabazón.	$s > 50 \text{ mm}$	5 mm
Daño Moderado	Las grietas requieren cortes especiales y posiblemente se requieren cambiar algunos ladrillos de la tabiquería. Las puertas y ventanas manifiestan dificultad al abrir y cerrar. Se fracturan las tuberías de servicios públicos.	$s \gg 50 \text{ mm}$	5 - 15 mm
Daño Severo	Se requieren reparaciones extensas en tabiquerías. Los marcos de las puertas y las ventanas se deforman. La planeidad de los pisos se pierde. Algunas vigas se deforman en forma importante y pierden su capacidad de carga. Se interrumpen funcionalmente las tuberías de servicios públicos.	$s \gg 50 \text{ mm}$	15 - 25 mm función del número de las grietas
Daño Muy Severo	Se requieren reparaciones mayores que involucren una total o parcial reconstrucción. Todas las vigas pierden su capacidad de carga. Las paredes se inclinan. Las ventanas se rompen por la distorsión angular y hay peligro de inestabilidad o colapso en estructuras.	$s \gg 50 \text{ mm}$	Grietas > 25 mm función del número de las mismas

Tabla 2. Categorías de daños en edificaciones Vs Distorsiones

<i>Descripción del daño</i>	<i>Distorsión angular β</i>	<i>Fuente Autores</i>
Límite seguro asumido para evitar grietas	1/500	Skempton & Mac Donald (1956)
Límite de aparición de grietas en tabiquerías aporticadas y paredes de carga.	1/300	Skempton & Mac Donald (1956)
Limite de aparición de daños estructurales en vigas y columnas	1/150	Skempton & Mac Donald (1956)
Límite de aparición de grietas en paredes de carga y en paredes o en muros continuos de ladrillo	1/1000	Meyerhof (1956)
Límite de aparición de agrietamientos en marcos estructurales no rellenos	1/500	Meyerhof (1956)
Límite de agrietamiento en columnas y en vigas de pórticos estructurales.	1/250	Meyerhof (1956)
Límite seguro donde no hay agrietamiento en pórticos de estructuras metálicas y de concreto armado.	1/500	Polshin & Tokar (1957)
Límite de agrietamiento en columnas esquineras de ladrillo	1/1000	Polshin & Tokar (1957)
Límite de agrietamientos en estructuras donde los esfuerzos auxiliares no aparecen durante asentamientos diferenciales (no uniformes) de fundaciones.	1/200	Polshin & Tokar (1957)
Límite de rotación de estructuras rígidas tales como torres, silos chimeneas y otros)	1/250	Polshin & Tokar (1957)

4 LAS "TUNNEL BORING MACHINES"

Se debe retroceder hasta la mitad del siglo XIX para encontrar los precursores de las que ahora sabemos ser máquinas excavadoras de túneles (TBM: Tunnel Boring Machine), aunque con tales precursores el trabajo de la excavación o del arranque en sí del terreno era de hecho aún ejecutado directamente por los mineros, mientras la máquina se limitaba al cilindro metálico protector, el escudo, y en cierta medida a la puesta en obra del soporte periférico prefabricado, el revestimiento anular del túnel.

En efectos las que podrían ahora llamarse TBM de Escudo, bien sea las de frente completamente abierto o bien sea las de frente parcialmente mecánicamente cerrado para las condiciones más inestable, fueron las primeras máquinas excavadoras en ser utilizadas cuando en los años del siglo '800 se emplearon para excavar los túneles urbanos en los terrenos arcillosos y muy blandos del subterráneo de la ciudad de Londres donde en el 1825 se inició la construcción del Thames Tunnel, el primero al mundo construido con escudo, inaugurado 18 años más tarde en 1843 y aún en servicio para el metro de la capital inglesa. Otro hito en la prehistoria de las TBM, aún en el Reino Unido, fue el Greathed Tunnel construido con un escudo en el 1879.

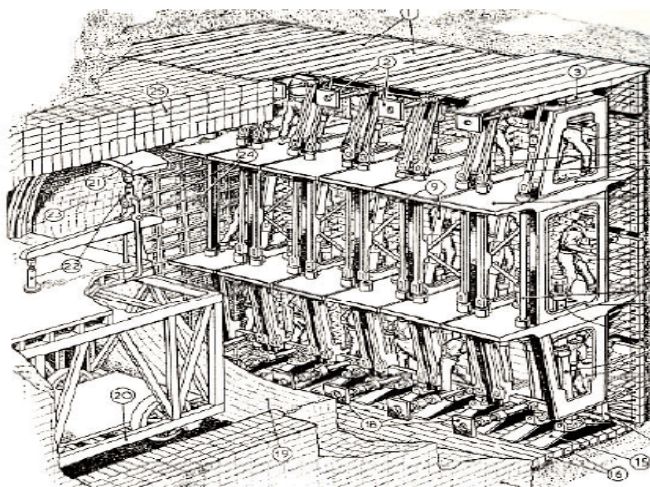


Figura 6. El Thames Tunnel construido con escudo para el Metro de Londre entre el 1825 y el 1843.

Aquellos escudos consistían esencialmente de un cilindro metálico (el escudo), protector de la cavidad próxima al frente, dentro del cual se ensamblaba y se instalaba el revestimiento del túnel contra el cual accionaba el sistema de empuje que hacía posible la progresión del avance



Figura 7. El Greathed Tunnel construido con escudo en el Reino Unido en el 1879.

Con el '900 las TBM de Escudo se iniciaron a emplear también en los Estados Unidos y para controlar la estabilidad del frente del túnel en las excavaciones que debieron ejecutarse debajo del nivel freático ó, en otros casos, bajo condiciones de terrenos especialmente difíciles, a las TBM de Escudo se le añadió el uso de las tecnologías neumáticas a integración ó en substitución de los medios de soporte del frente, que actuando de manera puramente mecánica habían sido empleados originalmente.

Una de las primeras TBM de Escudo de aire comprimido fue la que se empleó en 1907 para la excavación del Steinway Tunnel en New York (ahora denominado Queensboro Tunnel).

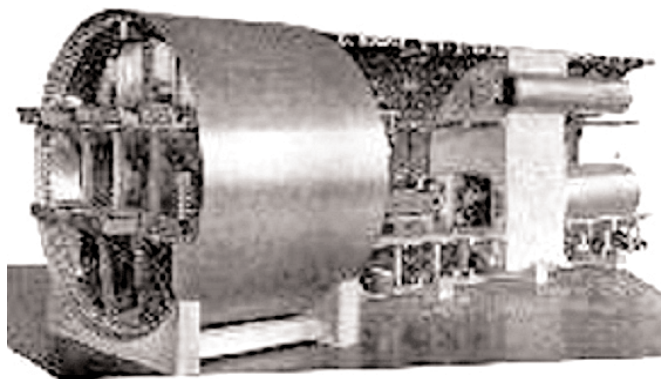


Figura 8. El Steinway Tunnel construido con escudo en aire comprimido en New York en el 1907.

Los revestimientos eran constituidos por anillos metálicos contiguos conformados por segmentos prefabricados de hierro fundido ensamblados en el sitio con pernos y tuercas después de ser erguidos por un brazo erector dentro de la cola del escudo, y la propulsión para el avance se obtenía con una serie de gatos hidráulicos que contra-empujaban sobre el último anillo de revestimiento instalado.

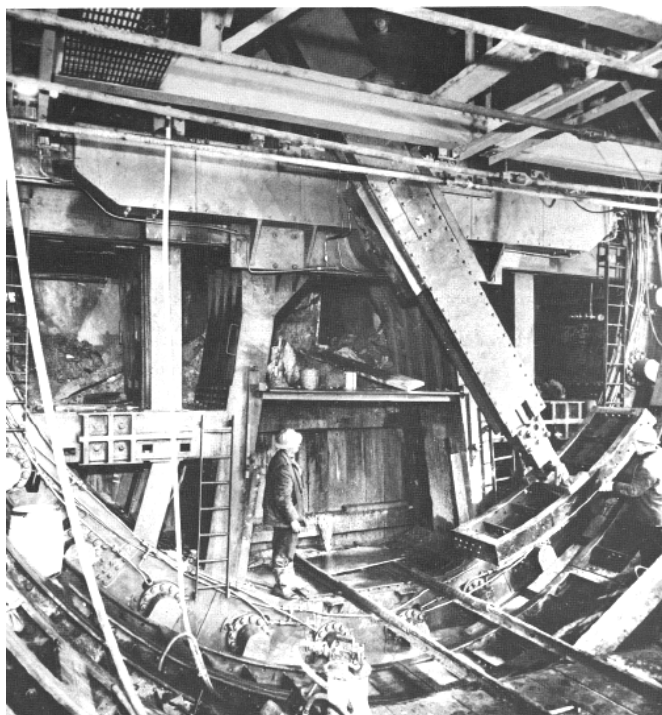


Figura 9. Interior de una TBM de Escudo durante la erección mecánica de uno de los segmentos metálicos que conforman los anillos del revestimiento del túnel.

El paso siguiente en la evolución de las TBM de Escudo consistió en añadirle medios mecánicos de excavación, en sustitución o a integración de los originales medios manuales y semi-manuales. Inicialmente fueron los medios mecánicos puntuales de brazos mecánicos y sucesivamente fueron los medios mecánicos integrales de ruedas.



Figura 10. Escudo de brazo mecánico Alpine Westfalia utilizado en la construcción del Metro de Munich.

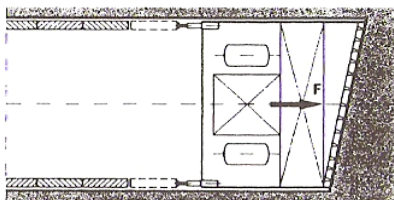
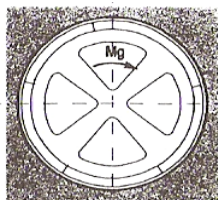


Figura 11. Esquema del Escudo de cabeza giratoria o rueda.

Los Escudos de brazo hidráulico, en algunos casos, también fueron contruidos incorporando el control de la estabilidad mediante aire comprimido en la cámara del frente, con el eventual complemento de compuertas mecánicas, a usarse durante las suspensiones de las labores ó en las emergencias.



Figura 12. Escudo de brazo mecánico en aire comprimido con compuertas mecánicas.

También las primeras TBM de Escudo con cabeza giratoria (de rueda) en algunos casos recurrían al empleo de la presurización neumática para estabilizar el frente y poseían compuertas mecánicas hidráulicas deslizantes que podían cerrar parcial o totalmente el frente para sostenerlo en condiciones críticas puntuales, permitiendo además efectuar eventuales intervenciones de consolidación o continuar la excavación a través de pequeñas aberturas tipo ventanas que podían regularse mecánicamente.

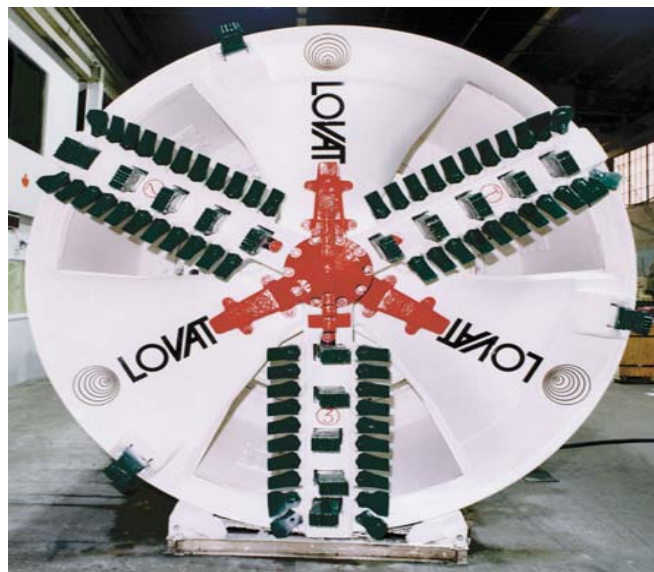


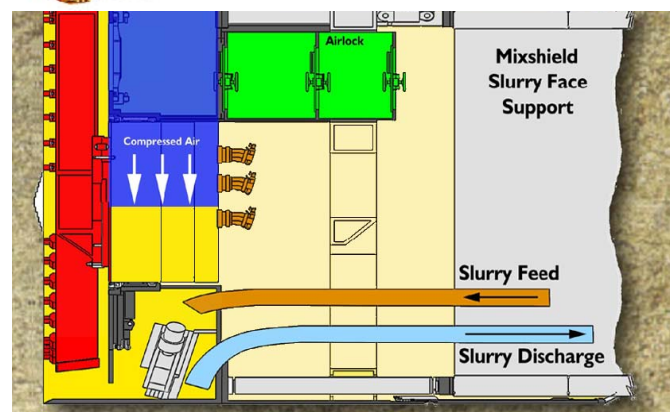
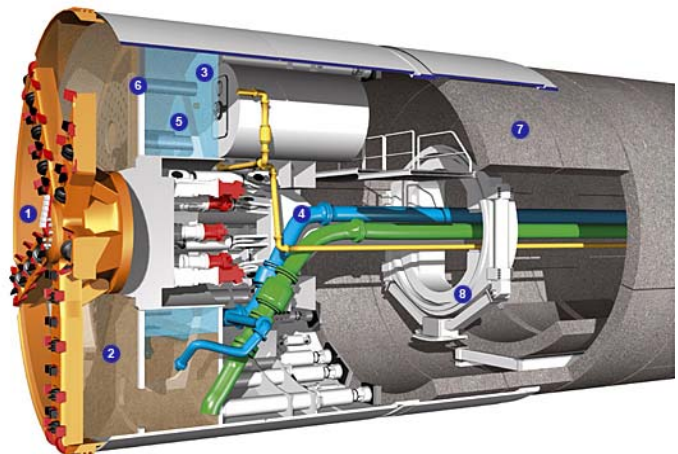
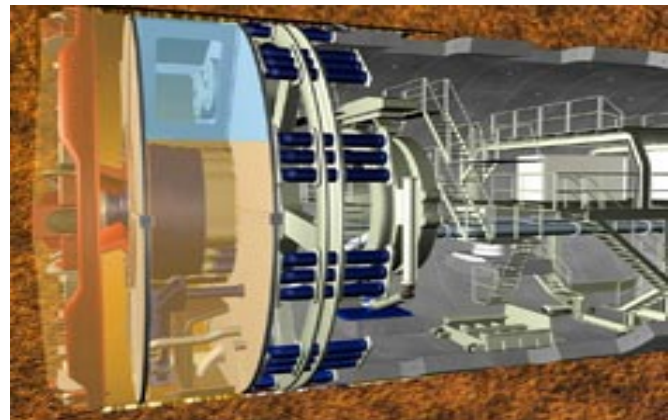
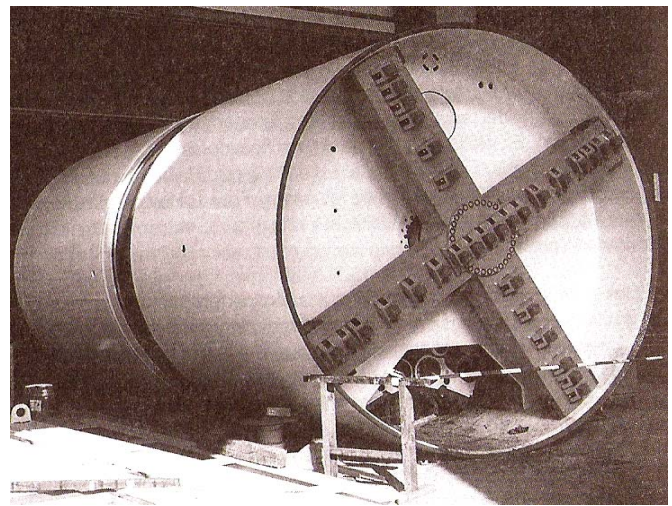
Figura 13. TBM de Escudo con cabeza giratoria o rueda.

Ambas tecnologías (la presurización neumática del entero escudo y las compuertas apalancadas hidráulicamente) originalmente utilizadas en las TBM de Escudo de rueda para excavar en terrenos muy blandos han sido paulatinamente abandonadas entre finales de los años 70 y comienzos de los años '80 para ser gradualmente sustituidas por las varias tecnologías de TBM con frente en presión. Sin embargo para los túneles excavados en terrenos aún relativamente blandos pero con frentes relativamente estables, se utilizan todavía las TBM sin frente en presión y con ruedas de corte y excavación que poseen aperturas más o menos limitadas y regulables en función de las condiciones de estabilidad propias que presente el frente en excavación.



Figura 14. TBM de Escudo con cabeza giratoria sin frente de presión durante la construcción de un túnel del Metro de Caracas en terrenos de buena calidad.

Fue a causa de la peligrosidad ligada a la presurización del escudo y de la incapacidad de las compuertas mecánicas en poder garantizar la estabilidad del frente y el avance en circunstancias especialmente o sistemáticamente críticas, que finalmente se abandonaron tales prácticas a favor de soluciones que previeron la presurización limitada al solo frente, creando a tales efectos escudos con en su porción más delantera una corta cámara (de excavación) próxima al frente presurizada mediante lodos bentoníticos: históricamente, los Escudos de Lodo (Slurry Shields), también llamados Hidro-escudos (Hydro Shields), fueron patentados en Inglaterra en 1964 por John Bartlet, y se difundieron en los '70 y '80.



Figuras 15. TBM de Escudo de Lodo o Slurry Shield.

5 LAS MÁQUINAS TBM TIPO “EPBS”

Finalmente, algunos inconvenientes de la presurización del frente con lodos bentoníticos, las dificultades en terrenos con presencia de boulders, lo complejo de sus instalaciones y por obstáculos ambientales, entre otros, llevaron entre finales de los años 80 y comienzos de los 90 a la concepción y utilización de los Escudos de Presión de Tierra Balanceada (EPBS) los cuales, juntamente con los descritos Slurry Shields y con los Mix Shields (que aplican ambas tecnologías) dominan hoy en día el tunneling en terrenos blandos.

La tecnología EPBS estabiliza el frente de excavación con la contrapresión transmitida por parte de la tierra ya excavada, previamente acondicionada y mezclada en el mismo frente de la excavación en una cámara de presión, desde la cual se va evacuando por medio de un tornillo sin fin solo en la misma cantidad que se excava, manteniendo dentro de la cámara de tierra al frente un volumen prácticamente constante.

Si en el frente de excavación está presente un terreno que contiene un porcentaje mayor o igual a aproximadamente un 30% de “finos” (pasantes al tamiz 200), es en principio suficiente añadir solo la cantidad de agua, si hiciera falta, necesaria para obtener una mezcla de suelo excavado que sea: suficientemente impermeable y viscosa, y por ende capaz de transmitir la presión al frente sin pérdidas por excesiva penetración en los estratos más permeables y/o por filtración de agua en presión hacia el tornillo sin fin de la salida.

En terrenos menos cohesivos se deben emplear aditivos especiales (generalmente espumas y a veces polímeros) para acondicionarlos.

En la práctica, siempre se utilizan aditivos para el acondicionamiento y para así corregir los cambios en la humedad y en la granulometría del terreno excavado en el frente y a tales efectos, se utilizan espumas para sustituir los finos faltantes y el agua intersticial, mientras que, en los casos de frentes con predominio absoluto de arenas y/o gravas, se añadirán polímeros para aumentar la viscosidad del agua intersticial y así disminuir la permeabilidad en el frente y en la cámara.

El principio de funcionamiento de un escudo de presión de tierras balanceada EPB consiste en establecer un equilibrio entre el empuje del terreno (considerando también la presión intersticial) y la

presión ejercida por el material excavado que está contenido en la cámara de excavación, fundamentándose tal principio en el perfecto constante balance entre la cantidad de material excavado por la cabeza de corte y la cantidad extraída por el tornillo sinfín. Cualquier desbalance entre estos volúmenes puede provocar, en un caso la repentina caída de la presión del frente, y en el otro caso, la drástica reducción de la velocidad de avance de la excavación, con parada de la TBM y apelmazamiento del material en la cámara de excavación.

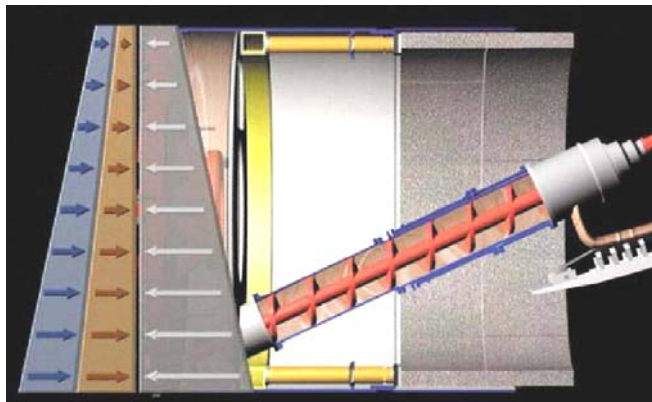


Figura 16. Esquema general simplificado de una TBM EPB.

El escudo EPB está generalmente compuesto por tres partes diferentes y articuladas entre sí: la cabeza (o rueda de corte) o escudo frontal, el escudo intermedio y el escudo de cola.

La cabeza de corte, que puede girar en los dos sentidos, está soportada por la motorización en el primer cuerpo del escudo y por lo general incorpora picas o cuchillas para excavar en suelos y cortadores de disco para los materiales rocosos y/o otros obstáculos que pudieran existir a lo largo de la traza, por ejemplo pantallas y muros colados de pozos y estaciones.

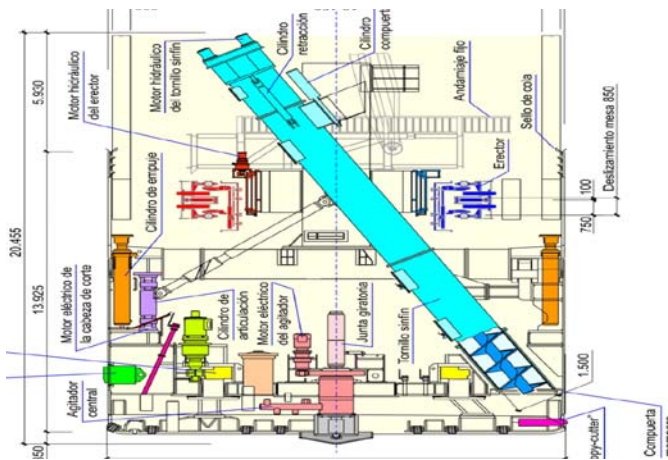


Figura 17. Ejemplo de esquema general de una TBM EPBS.

Después de cortado por las picas y pasando a través de las aberturas de la rueda, el material entra en la cámara de excavación donde unas aspas fijas permiten su mezclado para obtener un material lo más homogéneo posible para mantener un gradiente de presión en la cámara uniforme y una fácil extracción. El tornillo sinfín extrae el material en presión presente en la cámara para descargarlo a presión atmosférica en una correa transportadora que provee al transporte del desescombro a lo largo del tren de apoyo (back up). Para que la extracción del material excavado mediante el tornillo sinfín sea controlada, o sea que se pueda efectuar manteniendo la presión requerida del frente, es necesario que el material en la cámara sea poco permeable y viscoso decreciendo su presión de manera regular a lo largo del tornillo



Figura 18. Cabeza superior del sinfín de extracción del material excavado y acondicionado en el Metro de Caracas.

El escudo frontal y el escudo intermedio están conectados por medios de una articulación activa, que puede ser operada por el piloto para una correcta inserción en curva o rápida rectificación de desviaciones desde el trazado.

En el escudo intermedio están colocados los cilindros (gatos) hidráulicos que proporcionan el empuje necesario para excavar el terreno y avanzar la máquina. Estos cilindros de empuje están distribuidos en todo el perímetro circular de la máquina, y están equipados con zapatas articuladas que permiten un apoyo uniforme sobre las dovelas del revestimiento. Su recorrido marca el ciclo de avance, al final del cual bajo la protección del escudo de cola se ejecuta el montaje del anillo prefabricado en segmentos de revestimiento del túnel, rellenando constantemente el espacio vacío anular vacío que inevitablemente se establece entre el terreno y el anillo.

Repitiéndolo con un poco más en detalle, el principio de funcionamiento de un escudo de presión balanceada de tierras consiste en establecer un equilibrio entre el empuje del terreno (con su agua intersticial) y la presión ejercida por el material excavado que está en la cámara de excavación.

El control y la gestión constante de las presiones del frente, inclusive durante el ensamblaje del anillo, minimiza la relajación de tensiones en el material por delante de la tuneladora, controlando la generación de los asentamientos alrededor del túnel y hasta la superficie. Por esto la cámara de excavación está dotada de varios sensores distribuidos en toda la sección a través de los cuales será posible controlar de manera continua la presión del material en la cámara.

Existen varios métodos para calcular la presión de tierra en la cámara, la cual en línea general tendrá que ser algo superior de la presión de reposo del terreno a excavar. Si la presión de soporte del material en la cámara aumenta más del referido estado de equilibrio, se provoca una compresión adicional del material plastificado presente en la cámara y bajo determinadas circunstancias podría provocarse una elevación del terreno en frente del escudo. Si se reduce la presión de soporte, el suelo del frente podría penetrar en la cámara de excavación y se provocarían indeseados asentamientos o hasta inestabilidades en la superficie del terreno. La presión de tierra está afectada principalmente por los siguientes parámetros: velocidad de avance, velocidad de desescombro del material de la cámara a través del tornillo sin fin, presión de empuje de los cilindros, densidad del material en la cámara, entre otros.

La forma más común para regular la presión de tierra durante el avance, considerando la fuerza de empuje constante, es cambiando la velocidad del tornillo sin fin. La presión de tierra disminuye cuando el material se extrae más rápidamente a causa de una más alta velocidad de rotación del tornillo. Por otro lado la presión de tierra se incrementa cuando el material se extrae con un ritmo inferior al que entra en la cámara. En general también es posible regular la presión de tierra a través de la velocidad de avance: reduciendo la velocidad de empuje de los cilindros se ha como efecto la disminución de la presión de tierra, por lo contrario al incrementar la velocidad de empuje de los cilindros, la presión de tierra aumenta.

Entre el terreno y el trasdós del anillo ensamblado y expulsado en la cola del escudo de la TBM, debido a las diferencias entre el efectivo diámetro de excavación y los diámetros externos del escudo y de los anillos, existe un inevitable vacío anular que debe ser eficientemente rellenado para de tal manera limitar las deformaciones del terreno en el perímetro de la excavación y los consecuentes asentamientos de la superficie.

Para el relleno de tal vacío anular se prevén tuberías de inyección a lo largo del escudo de cola y la propia cola del escudo. Por ello la zona en que se coloca el anillo de dovelas, lleva en toda su periferia unos sellos que impiden la entrada de mortero, suelo o agua hacia el interior del escudo, manteniendo la estanqueidad del sistema.

Por lo general se utilizan tres sistemas de inyección a lo largo del escudo EPB: inyección de mortero para el relleno del galibo de excavación entre terreno y anillos; inyección de grasa para el sellado del escudo; inyección de bentonita entre el escudo y el terreno.

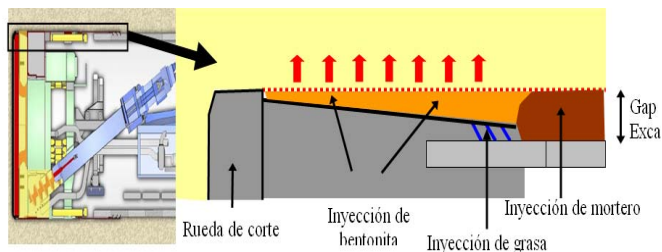


Figura 19. Sistemas de inyecciones en el escudo EPB.

La inyección del mortero se realiza de manera simultánea al avance de la excavación y debe ser regulada principalmente por presión y no por volumen para garantizar un relleno óptimo del gap. La inyección se sincroniza a la velocidad de avance de la TBM para evitar excesivas subidas o bajadas de presión durante el proceso de inyección. Para ello la TBM dispondrá de varias líneas repartidas uniformemente a lo largo del perímetro de la cola del escudo e integradas por las líneas de inyección de las grasas para los cepillos presentes en la cola, los cuales estarán permanentemente rellenos de grasa para servir de estanqueidad o cierre, impidiendo que el mortero inyectado tras un anillo avance y pase hacia la parte delantera del escudo de la TBM. Para una buena práctica del proceso se tienen que definir las presiones mínimas de inyección, que por defecto deben ser algo superiores a la presión en cabeza a la altura que corresponde cada línea, para así asegurar la salida de mortero.

En la parte posterior del escudo de cola, en la zona en que se coloca el anillo de dovelas, estarán dispuestos unos sellos, constituido normalmente por tres hilas de cepillos. En las cámaras entre cepillos hay que inyectar una grasa que impermeabilice el escudo impidiendo la entrada del agua y del mortero inyectado, garantizando un ambiente perfectamente estanco en el túnel. Para garantizar el perfecto sellado del escudo es importante que la presión de inyección sea mayor de la presión de inyección del mortero.

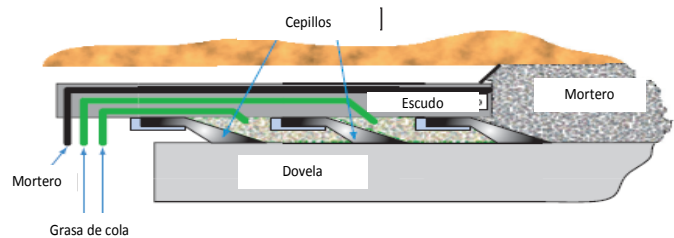


Figura 20. Sistema de inyección de grasa en el escudo EPB.

La falta de un sostenimiento efectivo en la zona superior del escudo debido a la general conicidad decreciente hacia la cola del escudo, produce en muchas ocasiones el cierre del vacío que existe entre la coraza del escudo y el terreno excavado anteriormente al relleno del trasdós de las dovelas. Sin embargo, las pérdidas de suelo producidas entre la cabeza y la cola del escudo debido a la conicidad de este, en general toman importancia relevante en caso de suelos granulares bajo el nivel freático, mientras en suelos cohesivos su importancia es decididamente reducida, aunque también pueden ser igualmente prudencialmente controladas. Para poder generar un sostenimiento en esta zona y bajar el rozamiento entre el terreno y el escudo hay que predisponer de un sistema de inyección de fluidos viscosos alrededor del escudo que pueden ser mortero, inerte o bentonita. Las inyecciones se deben realizar simultáneamente al avance de la TBM y para ello el escudo delantero tiene que tener varios puntos de inyección distribuidos en la parte superior del perímetro. Para una buena práctica del proceso, la presión mínima de inyección debe ser igual a la presión calculada para el soporte del frente en coincidencia con su bóveda y esta se aumenta algo para que la mezcla bentonítica inyectada en el trasdós del escudo no se comunice con el frente. El sistema de inyección se regula por volumen, regulándose las presiones de inyección para cada línea de manera que durante el avance se inyecte la cantidad teórica o superior del volumen calculado procurando un reparto homogéneo del mortero inyectado sobre el escudo.

Finalmente, para que en un sistema EPBS el mismo terreno excavado pueda servir de medio de soporte, tiene que cumplir con las siguientes características: buena deformación plástica, consistencia pastosa y suave, baja fricción interna, y baja permeabilidad al agua. Ya que muy pocos terrenos tienen naturalmente estas características, el suelo abatido tiene normalmente que ser condicionado añadiendo productos que pueden ser agua, bentonita, o espumas, polímeros y otros varios desestructurantes, para conseguir una pasta de condiciones adecuadas para formar un tapón presurizado, impermeable y que no se apelmace entre la rueda y el mamparo. Las muy comúnmente utilizadas espumas para el acondicionamiento, están compuestas por aire más una solución de agua, tensio-activos y polímeros.



Figura 21. Ejemplos de terrenos excavados acondicionados.

La inyecciones de acondicionamiento pueden también ser útiles y necesarias para contrastar la tendencia a la adhesión de los suelos excavados, esta tendencia, si muy marcada, puede llevar al apelmazamiento del material en la rueda, con el resultado de hacer muy difícil la regulación de la presión al frente acompañado de una baja importante de las velocidades de penetración. Durante la excavación de materiales con un alto contenido de arcillas de alta plasticidad, estas son

pegajosas y pueden adherir a las partes metálicas de la rueda de corte, tapar las aberturas de esta última e impedir el normal pasaje del material del frente a la cámara de excavación. En efectos, debido a las altas temperaturas en la cámara de excavación producida por los rozamientos internos del material, las fracciones de arcilla del material pueden flocular formando grandes masas de material arcilloso que impiden una correcta extracción con el tornillo sin fin y se amasan en el centro de la rueda. La tendencia a la adhesión ha sido estudiada por varios autores que relacionan los límites de Atterberg con el contenido natural de agua dando indicación sobre el posible comportamiento de los suelos a excavar con TBM, indicando que con humedad natural superior al Límite plástico e Índice plástico mayor de 25 cabe la posibilidad de adhesión.

Para concluir este capítulo sobre las máquinas y las tecnologías EPBS es oportuno mencionar que aunque probablemente se trate de la actualmente más avanzada evolución de las TBMs para construir túneles en terrenos blandos, su campo óptimo de aplicación se dirige hacia los terrenos con algún contenido de finos, mientras para los terrenos predominantemente granulares, los Slurry Shields aún conservan importantes ventajas comparativas por lo cual siguen siendo aún plenamente vigentes. De hecho, también ha habido interesantes propuestas y realizaciones de máquinas capaces de poder alternar ambos sistemas: las TBM denominadas Mix Shields.

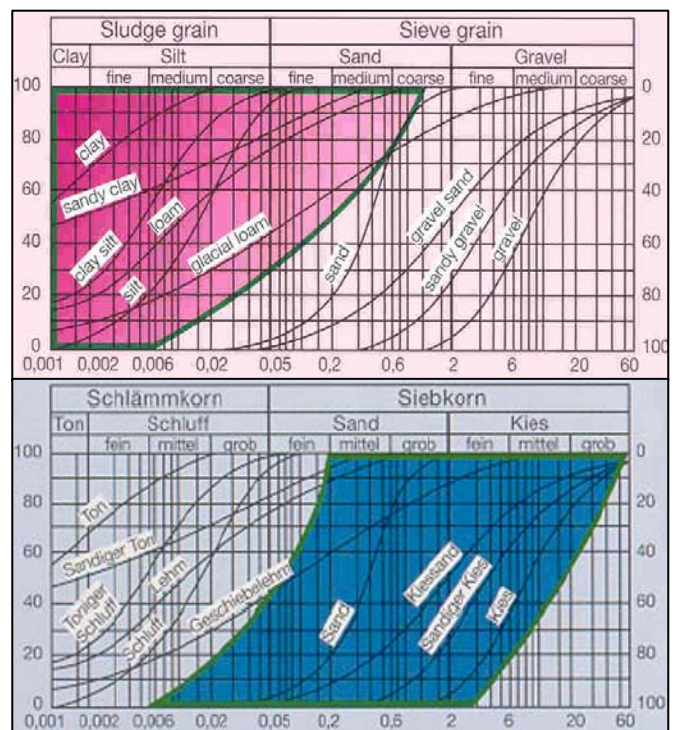


Figura 22. Campos de aplicación de EPBS y Slurry Shields.

6 PREVENCIÓN DE LOS DAÑOS DEBIDOS A LOS ASENTAMIENTOS DEL TERRENO

En los capítulos iniciales se han tratado las problemáticas de las deformaciones y de los asentamientos del terreno consecuentes a la excavación de un túnel y también las de los posibles peligros o daños que pueden producirse en los servicios las estructuras y las edificaciones preexistentes adyacentes al túnel, bien sea en superficie y bien sea sub-superficialmente.

Luego, tratando de las máquinas excavadoras y de las nuevas tecnologías hoy en día disponibles para las mismas, también se ha comentado que se ha evolucionado mucho también en el control y prevención de las causas que inducen tales deformaciones y asentamientos del terreno con lo cual los daños por lo general resultan reducidos, pero, lamentablemente aún no se han podido eliminar del todo tales causas y efectos y por lo tanto, es aún fundamental dentro del proceso integral de la construcción de túneles en ambiente urbano la protección de lo preexistente y para ello también las técnicas y las tecnologías han avanzado, mejorándose y diversificándose, por ejemplo:

- Inyecciones permeantes de consolidación
- Inyecciones de compactación
- Inyecciones de compensación
- Inyecciones de jet grouting
- Contracimentaciones

Las inyecciones permeantes, así como sugiere la misma denominación, se efectúan para permear el terreno con un determinado fluido, rellenando con el mismo los poros presentes y comunicantes entre las partículas sólida del terreno, con el doble objetivo de impermeabilizarlo y de mejorarlo mecánicamente, consolidándolo, sin modificar su estructura.

Principalmente se inyectan mezclas de agua cemento bentonita o mezclas de productos químicos, generalmente silicáticos o poliméricos, las primeras en los suelos más gruesos y las segundas en los suelos más finos.

Para efectuar las inyecciones se recurre a diferentes procedimientos de acuerdo con cada específica circunstancia, operando desde el interior del túnel a través del frente de excavación, o desde la superficie, o desde un túnel auxiliar o desde un pozo adyacente, etc.

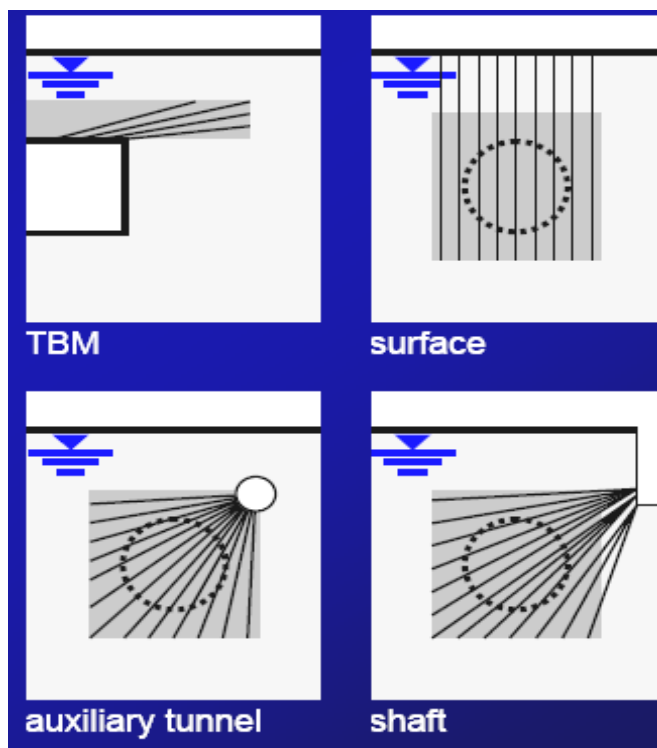


Figura 23. Inyecciones permeantes de consolidación.

Cuando en cambio se rompe la estructura del terreno produciendo deliberadamente su fractura mediante la inyección de lechada de cemento a presión, se habla de inyecciones de compactación las cuales se ejecutan generalmente para mejorar mecánicamente el terreno compactándolo con la acción ejercida por la presión de la lechada que desplaza el suelo, rellena la cavidad creada y finalmente densifica su entorno.

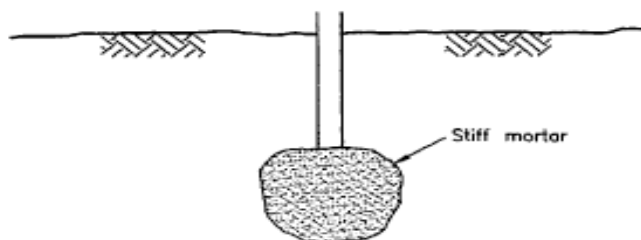


Figura 24. Inyecciones de compactación.

Siguiendo el mismo procedimiento se puede llegar a producir el levantamiento del suelo sobre la cavidad rellena con la lechada y hasta el de las eventuales estructuras sobrestantes hablándose en tales casos de inyecciones de compensación.

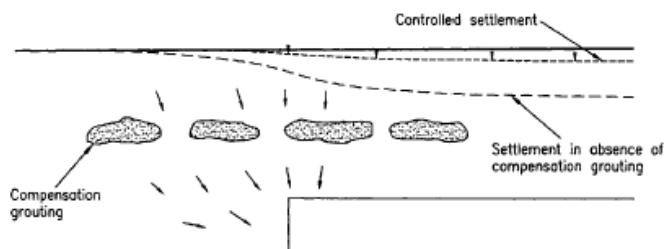


Figura 25. Inyecciones de compensación.

Las inyecciones de jet grouting consisten en inyectar en el terreno a tratar, a través de uno o más inyectoros ubicados en el extremo ascendente de un tubo y con una presión muy elevada, una mezcla estabilizante y cementante de manera que el terreno y la mezcla resultan íntimamente agitados y remezclados con lo cual, una vez completada la cementación se logra una estructura columnar continua de muy elevadas características mecánicas, función esencialmente de la naturaleza geotécnica del terreno además que de los parámetros del proceso.

Evidentemente se trata de una técnica de inyección que, debido a su peculiar capacidad de disgregar el terreno que se quiere tratar mezclándolo contemporáneamente con el fluido inyectado, permite tratar cualquier tipo de terreno que requiera ser mejorado mecánicamente, evitando que, especialmente en terrenos de composición muy heterogénea, la sustancia inyectada siga vías preferenciales disponiéndose, ineficientemente, en vetas o en capas.

Adicionalmente, y en contraposición con las técnicas tradicionales de inyecciones en terreno, con el jet grouting, gracias a su peculiaridad de optimizar la energía de inyección y de garantizar la uniformidad del resultado en el sector tratado induciendo notables incrementos de la resistencia al corte del terreno natural, se pueden utilizar eficientemente espesores y/o volúmenes de tratamiento reducidos y selectivamente orientados en el espacio.



Figura 26. Columnas de jet grouting desenterradas.

Para ejecutar un jet grouting se introduce en el terreno un tubo de 60 a 80 mm aproximadamente de diámetro, hasta la profundidad requerida. Durante esta operación una válvula que se abre o cierra automáticamente por diferencia de presión permite, desde un inyector ubicado axialmente en

la base del tubo, la salida de agua bajo presión proveniente de una bomba, lo cual favorece la penetración del tubo como ocurre en las técnicas normales de perforación. Después de la completa penetración del tubo en lugar del agua se inyecta, desde la misma base del tubo pero perpendicularmente al eje, la mezcla estabilizante bajo presión sumamente elevada. Puesto que el tubo gira, esta operación de inyección afecta todo el entorno y hasta un radio que depende esencialmente de las condiciones del terreno, de la presión e inyección y de la naturaleza de la mezcla. En este radio queda completamente destruida la estructura original del terreno, el cual queda disgregado agitado y mezclado íntimamente con la sustancia inyectada. Finalmente, debido a que durante la operación de inyección, el tubo también se eleva gradualmente, el tratamiento afecta sin solución de continuidad, niveles cada vez más altos y así gradualmente se viene conformando en el subsuelo alrededor de la perforación una estructura cohesiva con forma de columna.

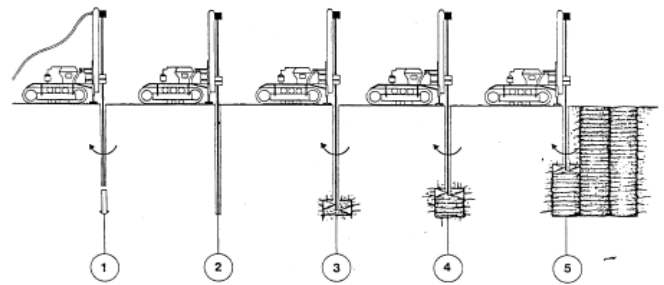


Figura 27. Secuencia de las inyecciones de jet grouting.

Repitiendo las operaciones indicadas en distintas perforaciones puede ejecutarse, según las exigencias, sea un tratamiento continuo por medio de columnas adyacentes y eventualmente compenetradas entre sí, así como un tratamiento discreto con cualquier distribución requerida en el espacio.

Con el método arriba descrito, según las finalidades de caso específico, modificando en la mezclas estabilizadoras los porcentajes de los diversos agentes y regulando los varios parámetros de la operación y naturalmente tomando en debida cuenta la naturaleza del terreno, se obtiene un producto final constituido por columnas con diámetro de entre 40 y 80 cm, resistencias media a la compresión libre de entre 10 y 200 Kg/cm² y coeficientes de permeabilidad de entre $10E^{-7}$ y $10E^{-9}$ cm/seg.

Uno de los aspectos físicos más interesantes de la técnica descrita es el total agotamiento de la elevadísima presión del chorro inyectado, dentro de un radio limitado a pocas veces el diámetro de la perforación, eliminándose así toda posibilidad de efectos colaterales indeseados sobre terrenos o estructuras próximas. Intuitivamente lo anterior se explica observando que a pesar de las elevadísimas presiones de inyección, a todo lo largo de la barra de perforación e inyección se produce un reflujo de la mezcla inyectada lo cual permite a la totalidad del volumen de fluido constituyente el núcleo de la columna en formación de mantenerse a presión hidrostática, exceptuando el efecto dinámico del impacto del chorro, estrictamente limitado a la breve duración de la operación y a la porción de terreno afectado directamente. Adicionalmente y justamente debido a la citada acción dinámica concentrada y limitada en el tiempo y el espacio, se produce en el anillo de terreno que rodea la columna, un efecto claquage de compresión y densificación dinámica que resulta siempre altamente beneficioso por cuanto de lugar a un mejoramiento geomecánico de la porción de terreno afectada.

Por otro lado en las aplicaciones que prevén la constitución de columnas contiguas y compenetradas, el resultado es sorprendente positivo en el sentido de la continuidad de la estructura conformada, debido al efecto pared con el cual, si un chorro es proyectado contra una pared con fuerza suficiente, no es reflejado sino que se proyecta a lo largo de la superficie de la propia pared. Dicho efecto, cuando el chorro es proyectado contra un cuerpo columnar, hace que el chorro antes de alejarse rodea la superficie cilíndrica por un arco de más de 180 grados.

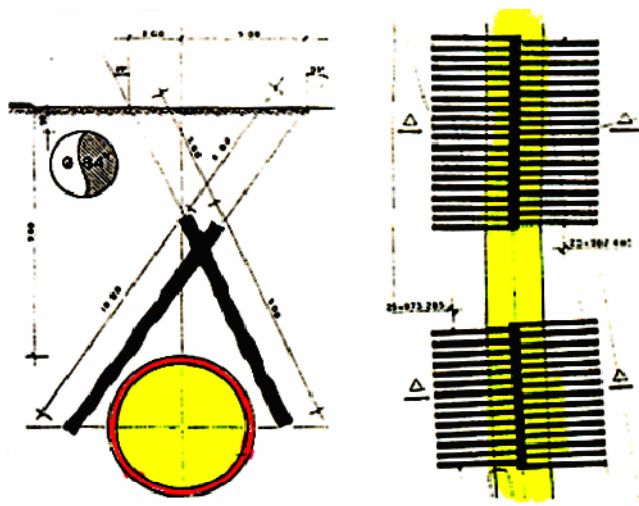


Figura 28. Protección con jet grouting de una tubería.

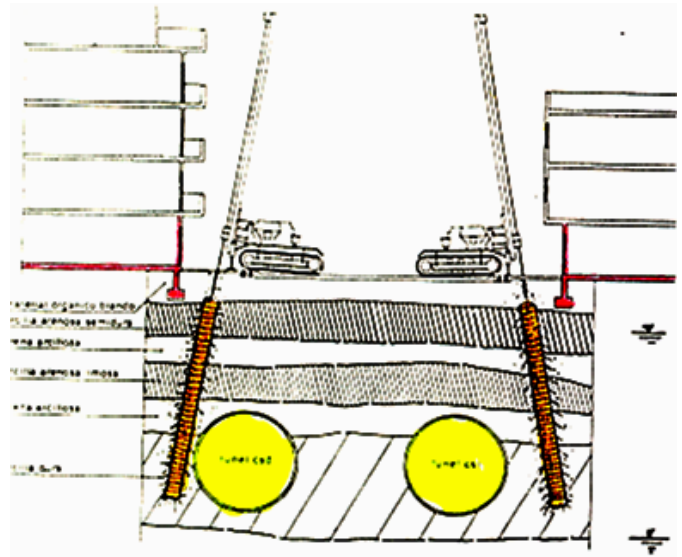


Figura 29. Protección con jet grouting de edificaciones adyacentes a los túneles gemelos del Metro de Caracas.

Las contracimentaciones finalmente, constituyen técnicas ya tradicionales dentro de la ingeniería geotécnica y las mismas han sido exitosamente experimentadas en sus varias modalidades desde hace ya muchos años, también en la práctica de las construcciones subterráneas. La ingeniería de los túneles urbanos en efectos solamente ha tenido que apropiarse de tantas difundidas experiencias y aplicarlas, simplemente adaptándolas a sus propias peculiaridades aunque utilizando de hecho los mismos principios generales y los mismos elementos estructurales, tales como pueden ser los micropilotes, las columnas jet grouting, etc. etc.

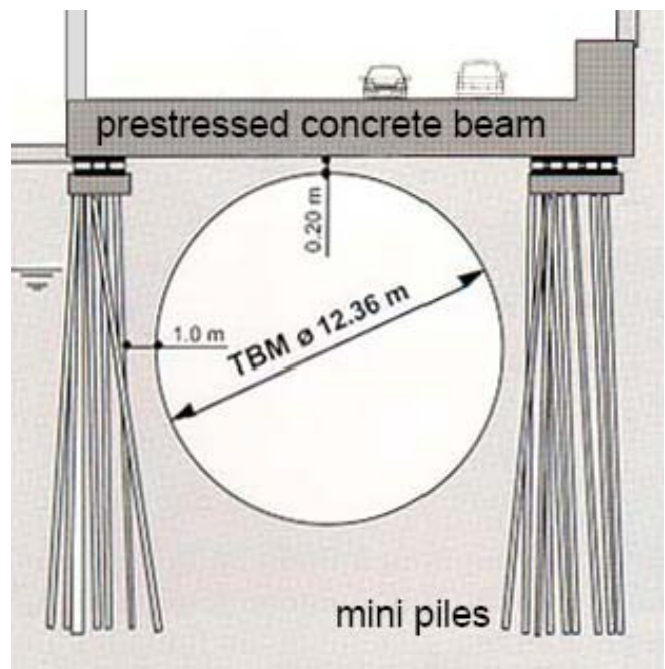


Figura 30. Contracimentaciones mediante micropilotes para la construcción del Zimmerberg Tunnel de Zurich.

7 LOS ANILLOS DEL REVESTIMIENTO

Los revestimientos de los túneles construidos en ambiente urbano con las modernas máquinas de excavación integral (TBM) continúan siendo constituidos, así como lo fueron los primeros del siglo antepasado, por anillos prefabricados, ensamblando en sitio los segmentos que los conforman: principal diferencia, ya los anillos no son de hierro fundido, sino de concreto reforzado.

Otra diferencia, o mejor dicho innovación de los años recientes: los anillos de concreto ahora son de espesor uniforme y del tipo “universal”.

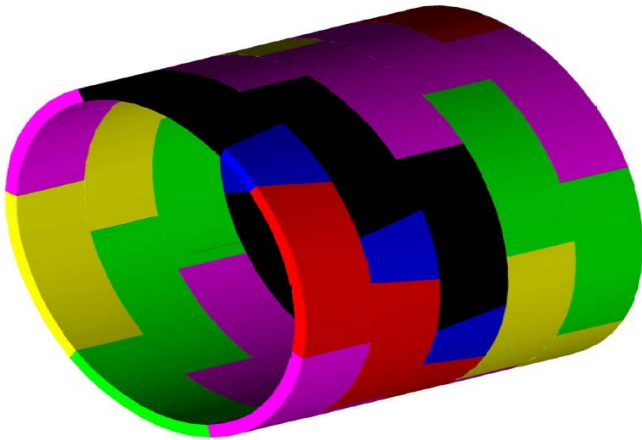


Figura 31. Revestimiento con los anillos universales.

El anillo universal se denomina así porque con una única geometría es capaz de seguir el curso de las curvas verticales y horizontales eventualmente presentes a lo largo del trazado, además que continuar la excavación en línea recta y también con la posibilidad de poder corregir eventuales desviaciones propias de la máquina de excavación.

Una oportuna secuencia de anillos universales en efectos, cada uno de los cuales rotado oportunamente en torno al propio eje respecto al anillo precedente ya instalado y sin incluir ningún anillo especial, permite seguir cualquier trazado manteniendo sobre una única superficie plana la zona de contacto entre los anillos sucesivos.

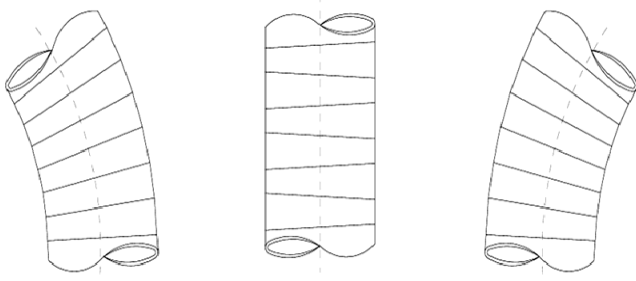


Figura 32. Secuencias de ensamblaje en el anillo universal.

Es necesario también tener presente que no se puede instalar una secuencia indefinida de anillos con juntas longitudinales alineadas porque se debilitaría estructuralmente el revestimiento en dirección longitudinal y por tal motivo siempre hay una rotación para obviar tal inconveniencia.

La característica geométrica fundamental de un anillo universal es su conicidad y la misma se basa en el hecho que sus dos secciones terminales no son paralela con lo cual los segmentos que componen el anillo tienen longitudes diferentes entre ellos, variables a lo largo del perímetro. Se define conicidad de un anillo la diferencia entre su longitud máxima y su longitud mínima.

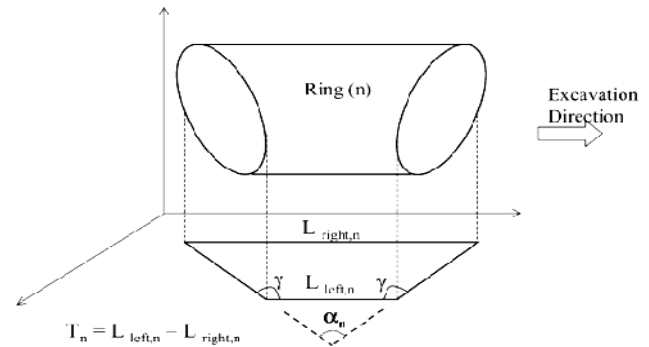


Figura 33. La conicidad del anillo universal.

En cuanto a los aspectos estructurales de los anillos, ya que las excavadoras TBM avanzan y excavan apoyándose en el más reciente anillo montado, el dimensionado y la verificación de los segmentos que los conforman dependen en buena medida de las condiciones de interacción con el sistema de empuje de la máquina (gatos), aunque obviamente existen también otras importantes condiciones de sollicitación que deben ser todas oportunamente verificadas tales como, además que las estáticas correspondientes a la función de soporte de la cavidad, las de la movilización y las del almacenamiento.



Figura 34. Movilización de los segmentos en la planta de prefabricación del Metro de Valencia en Venezuela.



Figura 35. Apilamiento y almacenamiento de los segmentos



prefabricados para el Metro de Valencia en Venezuela.

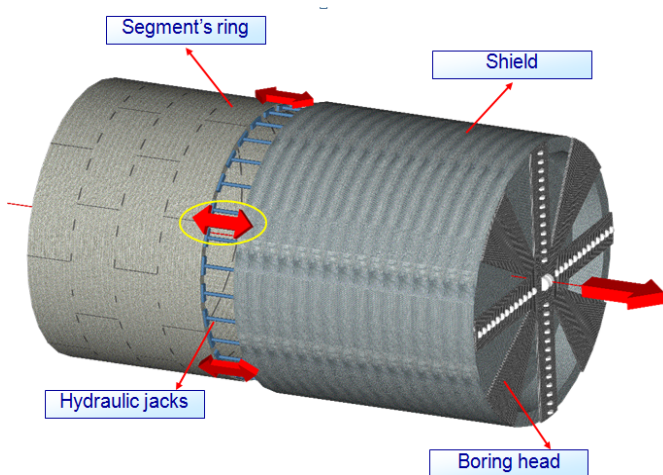
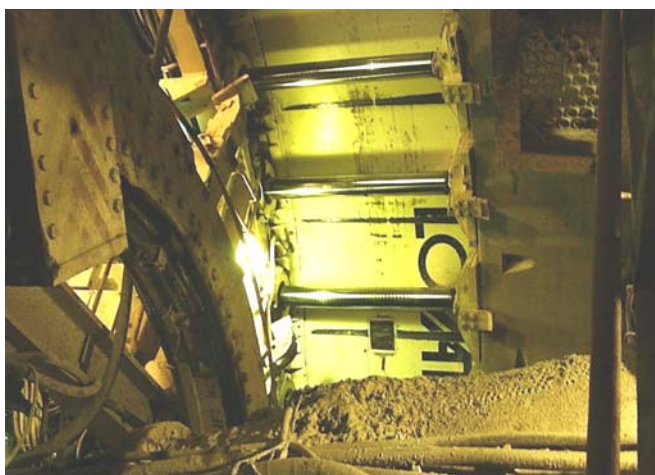


Figura 36. Empujes de los gatos sobre los anillos durante la

En la estructuralmente muy crítica fase de empuje, los gatos hidráulicos de la TBM aplican ingentes presiones sobre áreas específicas de la sección estructural transversal del anillo recién ensamblado, las cuales resultan tan elevadas que a menudo pueden llegar a producir la fisuración del concreto ya que el anillo mismo constituye el contraste necesario a permitir la extensión de los gatos hidráulicos que avanzan la TBM mientras está excavando. Bajo las referidas zonas de cargas relativamente concentradas, el comportamiento de los segmentos del anillo es similar al de unas planchas (casi unas vigas planas) sujetas, paralelamente a sus mismos planos, a cargas concentradas de gran magnitud induciéndose en donde están ya presentes los esfuerzos de compresión, también importantes tracciones que se extienden en profundidad a lo largo de la longitud del anillo, disminuyendo paulatinamente de intensidad para luego volver sobre el lado opuesto del segmento.



fase de avance en la excavación en el Metro de Valencia.

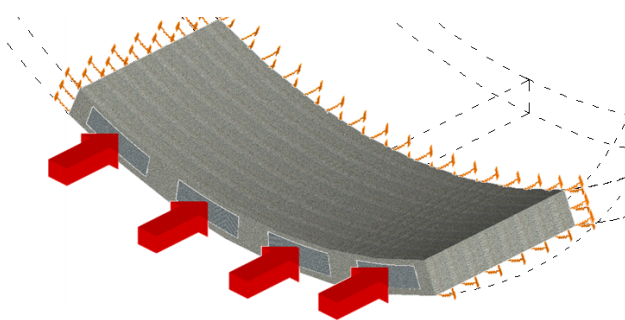


Figura 37. Modelación de la fase de empuje para avanzar.



Se ha podido comprobar que, cuando los anillos del revestimiento del túnel poseen una geometría caracterizada por una limitada esbeltez (relación entre diámetro y espesor inferior a 20), el conjunto de todas las solicitaciones descritas puede ser adecuadamente absorbido sin que se produzcan fisuraciones de relevancia, mediante el refuerzo del concreto con una adecuada dosis de fibras metálicas. En efectos sucede que el muy frágil comportamiento de un segmento de concreto de elevada resistencia, reforzado con una adecuada dosis (del orden de 50 Kg/m^3) de fibras metálicas, adquiere una tenacidad suficiente a soportar unos niveles de cargas de tracción que generalmente son compatibles con los que se han descrito.

Por otro lado para los anillos más esbeltos, las dosis de fibras necesarias para alcanzar resultados satisfactorios deben incrementarse notablemente, de manera impráctica y costosa, con lo cual aún se opta por recurrir a la armadura convencional.

Sin embargo, con base a todas las anteriores consideraciones y a los resultados obtenidos de detallados análisis numérico-estructurales llevados a cabo, se ha podido comprobar que en cuanto al refuerzo del concreto de los segmentos, lo más eficiente es adoptar una armadura constituida por unas pocas barras metálicas distribuidas en posición estratégica y oportunamente integradas con fibras metálicas en dosis adecuadas (mínimo 25 Kg/m^3). Tal armadura convencional ligera se dispone para conformar dos vigas perimetrales dispuestas sobre los lados largos y curvos del segmento con el objetivo de mejorar la resistencia a la flexión del segmento actuante como una viga plana horizontal y limitar la fisuración de splitting, mientras el refuerzo de fibras metálicas cumple con la importantísima función de asignar al concreto la suficiente tenacidad requerida para su óptimo desenvolvimiento estructural.

En la figura que sigue se muestra un ejemplo de la referida armadura híbrida, con 35 Kg/m^3 de fibras metálicas y reducidas barras convencionales posicionadas dentro del segmento del anillo y representadas en la correspondiente sección transversal ilustrando así su disposición espacial. Se observa que cada viga de borde está conformada por un refuerzo longitudinal, superior e inferior, igual a 4 barras de 12 mm, para un total de apenas (8+8) barras de 12 mm para cada segmento, para un anillo de 10 m de diámetro y 40 cm de espesor. También se reporta la representación gráfica del refuerzo con solamente armadura convencional que se había originalmente previsto para el anillo en referencia.

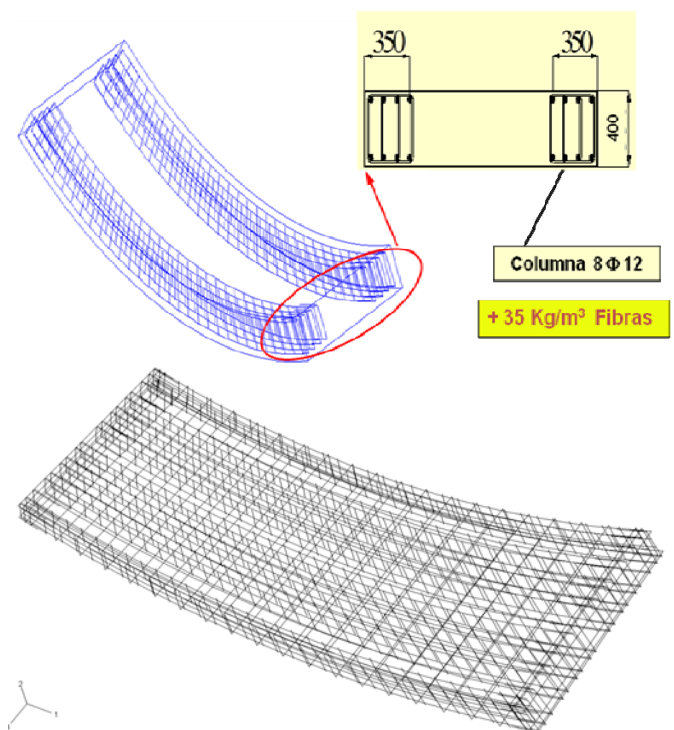


Figura 38. Armadura híbrida con barras y fibras metálicas y armadura convencional con solamente barras metálicas para los anillos del Metro de Valencia en Venezuela.

REFERENCIAS

- O'Really M.P. & New B.M.* (1982) "Settlements above tunnels in U.K, their magnitude and prediction" Tunneling, n.82, pp173-181
- Attewell P. & Taylor R.K.* (1984) "Ground movements and their effects on structures" Chapman and Hall
- Perri G.* (1987) "La tecnología CCP en el Metro de Caracas". VIII Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, 16 al 21 Agosto, Cartagena - Colombia
- Attewell P.B.* (1987) "An overview of site investigation and long term tunneling-induced settlements in soil" Geological Society, Nottingham, pp.55-62
- Selby A.R.* (1988) "Surface movements caused by tunneling in two-layer soil" Eng. Geol. of Underground Movements
- Mott Mac Donald* (1992) "Prediction and effects of ground movements caused by tunneling in soft ground beneath urban areas" Founders Report for CIRIA, Westminster, London
- Legrand V., Egger P. & Descoeurdes F.* (1993) "Les methodes d'estimation des tassements et des déplacements horizontaux en terrain meuble" Analyse et recherche bibliographiques, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne
- Simic Sureda D.* (Aftes 1997) "Evaluación del riesgo de daños provocados por la construcción de túneles y medidas para su prevención"
- Perri G.* (2004) "Tunnelling in Venezuela. Pasado Presente y Futuro" Seminario Internacional South American Tunnelling, Febrero-Marzo, Sao Paulo - Brasil
- Perri G. & Siciliano G.* (2004) "Los túneles del Metro de Valencia en Venezuela" International Congress on Mechanized Tunneling: Challenging Cases Histories, 16 al 19 Noviembre, Torino - Italia
- Kovari K. & Ramoni M.* (2004) "Urban tunneling in soft ground usin TBMs" International Congress on Mechanized Tunneling: Challenging Cases Histories, 16 al 19 Noviembre, Torino - Italia
- Perri G., Plizzari G., Perri R. & Cominoli L.* (2004) "Revestimiento de túneles en concreto reforzado con fibras metálicas: Principios - Experiencias - Perspectivas". XVIII Seminario Venezolano de Geotecnia, 9-11 Noviembre, Caracas – Venezuela
- O'Carroll J.B.* (2005) "Earth Pressure Balance TBM Tunneling" Parsons Brinkerhoff Mon.18
- Perri G.* (2006) "Soportes revestimientos y anillos de túneles en concretos proyectado vaciado y prefabricado reforzados con fibras metálicas" I° Seminario Andino de Túneles y Obras Subterráneas 16-17 Noviembre, Bogotá -Colombia
- Lunardi P.* (2008) "Design and construction of tunnels" Springer