



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**PROCESO CONSTRUCTIVO DE SISTEMAS DE
DRENAJE MEDIANTE EL PROCESO DE
TUNELEO EN ZONAS URBANAS**

TESIS

Para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

Isaías Hernández Soto

D I R E C T O R:
Ing. Marcos Trejo Hernández



MÉXICO, D.F.

ENERO, 2014

INDICE

1.- ANTECEDENTES	1
2.- MÉTODOS DE EXCAVACIÓN	4
3.-TÉCNICAS Y MÉTODOS PARA TUNELEAR	
3.1 CON EXPLOSIVOS	6
3.2 SIN EXPLOSIVOS	11
3.2.1 MÉTODO CONVENCIONAL	11
3.2.2 MAQUINAS O SECCIÓN COMPLETA	11
3.2.3 ATAQUE MECÁNICO POR PARTES	12
3.2.3 FORMACIONES DURAS O BLANDAS	13
3.2.4 MÉTODOS ESPECIALES	18
3.2.5 EXCAVAR Y CUBRIR	19
3.2.6 TUNELES SUMERGIBLES	20
4.- EQUIPOS ACTUALES Y MODERNOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE TUNELES	
4.1- TOPOS	23
4.2- ESCUDOS	36
4.3- ESCUDOS ABIERTOS	42
4.4- ESCUDOS CERRADOS	43
4.5- GUIADO	44
5.-PREVENCIÓN Y PLANEACIÓN DE RIESGOS	
5.1- EFECTOS DE DISTORSIÓN EN EL TÚNEL PRODUCIDOS POR ONDAS SÍSMICAS	49
5.2- CÁLCULO DE LAS DEFORMACIONES SÍSMICAS DE ESTRUCTURAS ENTERRADAS	51
5.3- POTENCIALES TIPOS DE FALLAS EN TUNELES	56
5.4-EJEMPLO DE APLICACIÓN	58
6.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	
6.1 TRAZO	61
6.2 CONSTRUCCIÓN DE LUMBRERAS	62
6.3 PORTALES DE ENTRADA Y SALIDA	78
6.4- CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS DEL TUNELERO	80
6.5- MÉTODOS PARA LLEVAR ACABO LA REZAGA DEL MATERIAL EXCAVADO	85
6.5.1- MÉTODO DE REZAGA MEDIANTE VAGONETAS SOBRE RIELES	86
6.5.2- MÉTODO DE REZAGA MEDIANTE BANDA TRANSPORTADORA	86
6.5.3- MÉTODO DE REZAGA MEDIANTE BOMBAS CENTRIFUGAS	87
6.6.- SOPORTE INICIAL O REVESTIMIENTO PRIMARIO DEL TUNEL, MEDIANTE DOVELAS	90
6.7- SISTEMA DE IMPERMEABILIZACIÓN	94
6.8 -CONEXIONES ENTRE DOVELAS Y ANILLOS	94
6.9- INYECCIÓN DE MORTERO	97
6.10- REVESTIMIENTO DEFINITIVO	99
7.- CONCLUSIONES	106
BIBLIOGRAFÍA	108

INTRODUCCIÓN

En este documento se describe el proceso constructivo de sistemas de drenaje mediante el tuneo en el ambiente de las zonas urbanas.

Al hablar de sistemas de drenaje mediante el tuneo nos referimos a un túnel que nace de la necesidad de superar un obstáculo natural, generalmente un macizo montañoso o zonas densamente urbanizadas, como será el caso de este trabajo escrito, en las que a menudo se incorporan túneles que funcionan como drenajes profundos o semi profundos, para el saneamiento de la zona y el control de sus aguas residuales, pluviales o combinadas según sea el caso o la necesidad.

El túnel en sentido estricto se caracteriza por su marcado carácter lineal, aquí se considerará, por extensión, el termino túnel en un sentido amplio, no sólo como obra lineal sino como espacio subterráneo que incluye desde la caverna, la cueva natural hasta amplios recintos subterráneos transitables dentro de lo que podría englobarse como urbanismo y espacio subterráneo para el desalojo de las aguas residuales, pluviales o combinadas de una población. La naturaleza empírica y la costumbre en la utilización de los distintos sistemas constructivos han traído como consecuencia una desactualización en la manera de construir. Esto ha derivado en un lento incremento en la tecnología utilizada para la construcción, así como un bajo rendimiento en la ejecución de los distintos proyectos constructivos en sistemas de drenaje.

El método más utilizado actualmente para la instalación de alcantarillado es el de excavar zanjas. Aunque este método constructivo es ya conocido y sus resultados son aceptables en cuanto al funcionamiento óptimo de la tubería, tiene como consecuencia otros efectos adversos que varían según el uso del suelo que se esté dando.

Es decir, si el sistema de drenaje que se desea instalar o reparar atraviesa carreteras, líneas férreas, cuerpos de agua, topografía adversa o infraestructura civil se puede comprometer seriamente el funcionamiento del sistema o la ejecución del proyecto de instalación o reparación; debido a que cavando zanjas se destruye la totalidad de la estructura de la carretera o línea férrea en cuestión, y se tiene una limitante total si se desean atravesar edificios, viviendas, colinas o cuerpos de agua como ríos o canales. Así mismo, tampoco es comparable la construcción de túneles en suelos, cuando éstos se realizan en zonas urbanas o en el campo, puesto que en el segundo caso no es tan importante la subsidencia (movimiento de una superficie en la que la componente vertical del desplazamiento es claramente predominante sobre la horizontal) provocada, como en el primero, en el que la ejecución puede incluir asentamientos o movimientos horizontales

OBJETIVO GENERAL

Es objetivo general de este trabajo es ofrecer al lector un documento que le permita tener una visión más clara y global de la descripción del método constructivo de sistemas de drenaje a base de tecnología de tuneleo en las zonas urbanas.

Dar una solución a las exigencias que con mayor frecuencia es demandado por la sociedad de cara a la obtención de elevados estándares de confort y calidad hacen del túnel un elemento imprescindible en la actualidad en los sistemas de alcantarillado.

OBJETIVOS PARTICULARES

Serán objetivos particulares el establecer las ventajas y desventajas que conlleva el uso del proceso de tuneleo mediante maquinas tuneladoras así como dar a conocer el proceso de construcción de un túnel mediante maquinas tuneladoras en la actualidad

1.- ANTECEDENTES

El túnel en la historia de los pueblos

El arte de los túneles se funde en sus orígenes con la minería. La mina más antigua que se conoce en el mundo se localiza en el cerro de Bomvu, en Swazilandia, y data del año 40.000 a.C.; en ella el hombre de Neandertal minaba hematites, piedra de sangre, muy apreciada para ritos mortuorios; las herramientas no eran otras que piedras afiladas y sus manos desnudas (Referencia I).

El primer método de perforación de galerías mineras y, con posterioridad, de túneles es la técnica del fuego, consistente en provocar un incendio en el frente de ataque para luego sofocarlo bruscamente con agua fría produciendo un brusco gradiente térmico que da lugar al resquebrajamiento de la roca; pero esta técnica también provoca, como no es difícil imaginar, una atmósfera viciada, irrespirable, generando gases a menudo venenosos, convirtiendo el trabajo del minero en una trampa mortal a la que sólo unos pocos afortunados sobreviven.

El primer túnel de la historia, allá donde ésta se difumina con el territorio del mito, fue el que la leyenda dice mandara construir Semiramis bajo el Éufrates para comunicar el Palacio y el Templo de Belos en la Babilonia del 2200 a.C... A este formidable trabajo se refieren entre otros los historiadores Diodoro de Sicilia, Herodoto y Estrabon. En realidad, se trataba de un falso túnel, por cuanto no se perforó en galería sino mediante zanja a cielo abierto y posteriormente recubierta, para lo cual se desviaron las aguas del Éufrates aprovechando el período de estiaje.

El siguiente túnel construido bajo el cauce de un río se perforó cuatro mil años después de aquel de Babilonia, obra de los Brunel padre e hijo quienes tras veinte años de lucha denodada y arrojó lograron dominar las furiosas aguas del río Támesis que se resistía a ver perforado su lecho.

A lo largo de la historia y en el seno de distintas culturas se han proyectado y construido túneles con distintos motivos. Así, tanto en el antiguo Egipto, como en las culturas orientales, el túnel ha tenido un marcado carácter religioso. (Referencia 1) Mientras que en zonas como las Tierras de Canaan (siglo X a.C.) el propósito no es místico o religioso sino ingenieril, hidráulico. Tenían como fin el abastecimiento a las ciudades y la captación de aguas. ¿Por qué bajo tierra? Por varios motivos. El más poderoso de ellos, sin duda, evitar que un bien tan preciado como el agua (muy escaso por aquellas regiones) se evaporara como consecuencia de las altas temperaturas que se alcanzaban.

Pero siguiendo con los principales hitos de la historia de los túneles merece especial referencia el de la Isla de Samos, de un kilómetro de longitud y primero del que se tiene noticia del ingeniero que lo construyó, Eupalinos de Megara, hijo de Naustrofo. Esta obra construida hacia el 530 a.C., servía para el abastecimiento de agua a la capital de la isla. Estuvo en funcionamiento durante un milenio y fue considerada como una de las tres maravillas del Mundo Helénico.

También merece especial atención la época del Imperio Romano. Los romanos construyeron túneles con muy diversos propósitos: galerías mineras, túneles para abastecimiento de agua, para alcantarillado, para el drenaje de lagos volcánicos (emisario de Fucino con 5500 m de longitud), en las calzadas romanas (como el túnel de Pausilippo, cerca de Nápoles, con sus 1500 m de longitud), sin olvidar los túneles de propósito militar y las catacumbas. En la Edad Media, los túneles pierden esa potencia como obras vigorosas de ingeniería civil y derivan en galerías y pasadizos en castillos y fortalezas, obras menores.

El Renacimiento marca el resurgir del hombre así como el de los túneles tras el letargo de la época medieval. Leonardo da Vinci concibe niveles subterráneos en sus proyectos de ciudades y piensa en la posibilidad de perforar túneles allá donde los canales se encuentran con barreras montañosas.

El primer túnel del Renacimiento es la Mina de Daroca en la provincia de Teruel. Cuenta con 600 m de longitud, 6 m de anchura y una altura variable entre los 7 y 8 m. Fue construido entre 1555 y 1570 por Pierres Bedel para reconducir y desviar las aguas torrenciales que venían castigando la villa aragonesa.

Pero es en el siglo XVIII cuando surge la Era de los Canales y dentro de ella los túneles comienzan a adquirir peso propio: el túnel de Malpas, cerca de Beziers en el Canal de Midi para la unión de los dos mares (Atlántico y Mediterráneo), obra portentosa que impulsa

Colbert bajo el reinado del Rey Sol (Luis XIV) es el primer túnel para canal. Este túnel, de 155 m de longitud, 6,5 m de altura y 8 de anchura, fue perforado por Pierre-Paul Riquet, empleando la pólvora por primera vez. Así comienza la Era de los túneles para canales: tras él muchos túneles se construirán en las siguientes décadas destacando los túneles ingleses para canal, muchos de ellos obra de ese prodigioso ingeniero que se llamó James Brindley.



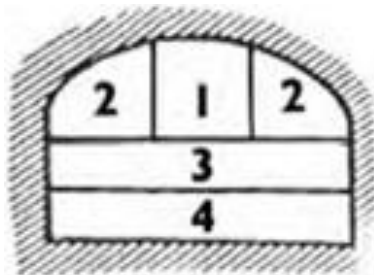
Figura (1) Grabado extraído de la obra de De Re Metallica del autor alemán Georgius Agricola. Ésta, sirvió de referencia como manual de consulta durante los S. XVI-XVII.

En la historia de los Ferrocarriles, que se desarrolla a partir del siglo XIX, los túneles tuvieron gran auge; en la historia de los túneles de ferrocarril se agolpan grandes hazañas en una denonada lucha del hombre por dominar el arte de perforar la tierra; incorporando progresivamente maquinaria y procedimientos constructivos a partir de los cuales el esfuerzo manual va cediendo en pro de una incipiente mecanización. (Referencia 1) Son innumerables los túneles construidos desde entonces hasta la actualidad, así como las mejoras en las técnicas y elementos constructivos que poco a poco han alcanzado un grado de eficacia inimaginable.

2.- MÉTODOS DE EXCAVACIÓN

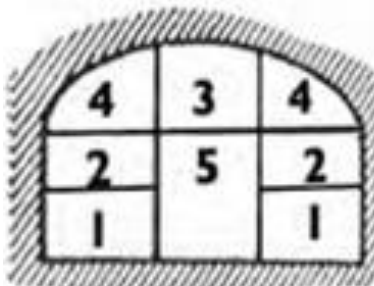
Los Métodos de excavación cronológicamente se centran principalmente en las diferentes secuencias de excavación.

El Método Inglés: recibe su nombre por haber sido aplicado en túneles a través del tipo de terreno que usualmente se localiza en Inglaterra, como son las arcillas y areniscas. Siguiendo el ejemplo establecido en la construcción del primer túnel bajo el Támesis, su principal característica es proceder el avance de la perforación a sección completa del túnel, en una sola operación.



El Método Inglés

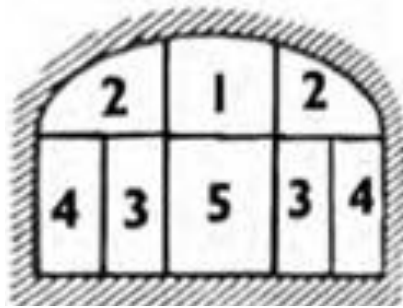
El Método Alemán: este sistema fue utilizado por primera vez en 1803 para construir el túnel en él. Canal de San Quintín, y desarrollado por Wiebeking en 1814, siguiendo el sistema de núcleo central, también empleado en la construcción de las amplias bóvedas de cerveza de Baviera.



El Método Alemán

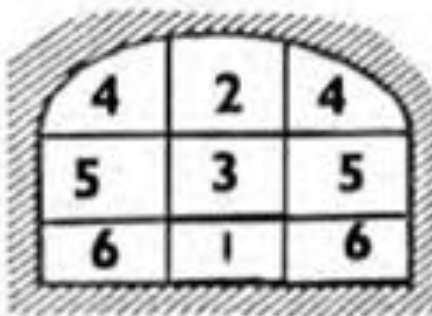
El Método Alemán Modificado: se aplica en el caso en que durante la operación de perforación del túnel, a través de un terreno bastante firme, surja la aparición de agua, lo que origina una alteración en el Método Clásico Alemán en cuanto a las etapas sucesivas de ataque del frente.

El Método Belga: se basa en los principios que permitieron la construcción, en 1828 del túnel de Charleroi en el Canal que enlaza Bruselas y Charleroi.



El Método Belga

El Método Austriaco: los austriacos desarrollaron un plan de trabajo basado en la utilización de puntales de madera formando un sistema de entibación, procedimiento aplicado en las minas de Friburgo y que fue aplicado por primera vez por Meisner en la construcción del túnel de Oberau, en el ferrocarril entre Leipzig y Dresden, en Sajonia en el año 1837. En 1839 Keissler lo empleó en el túnel de Gumpoldskirch, cerca de Viena-Neustadt.



El Método Austriaco

3.-TÉCNICAS Y MÉTODOS PARA TUNELEAR

3.1 CON EXPLOSIVOS

Los métodos de excavación de túneles mediante explosivos dependen fundamentalmente en primer lugar, del tipo de terreno a atravesar. Este modo está dirigido en la excavación de tuneles en roca.

Las partes o trabajos elementales de que consta el ciclo de trabajo característico de las excavaciones mediante explosivos son las siguientes:

- Replanteo en el frente del esquema de tiro.
- Perforación de los taladros.
- Carga de los taladros con explosivo (barrenos).
- Voladura y ventilación.
- Retirada la rezaga y saneo del frente, bóveda y hastiales.

El esquema de tiro es la disposición (Fig. 2) en el frente del túnel, de los taladros que se van a perforar posteriormente se procede la carga de explosivo que se va a introducir en cada uno y el orden en que se va a hacer detonar cada barreno, lo cual se diseñan al principio de la obra en base a la experiencia del ingeniero responsable de la excavación y a una serie de reglas empíricas recogidas en los manuales sobre explosivos. Posteriormente, a lo largo de la excavación del túnel, se va ajustando en función de los resultados obtenidos en cada voladura (referencia1).

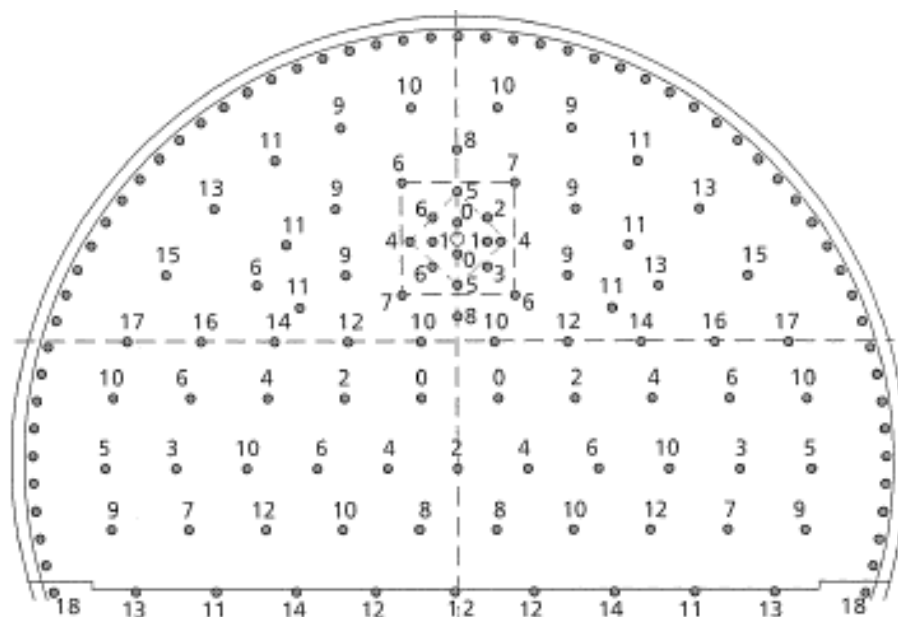


Figura (2) esquema de tiro

La voladura de la destroza (hacer trozos una roca) con barrenos horizontales, tiene la ventaja de que se utiliza el mismo sistema de trabajo y maquinaria que la fase de avance, pudiendo recortarse con la voladura la forma teórica del túnel. Por otro lado, la voladura en banco es más rápida de llevarse a cabo, con un consumo menor de explosivo, y no necesita ser retirado el escombro en cada voladura, pero requiere de un recorte posterior para conseguir el perfil del túnel en los hastiales (elemento estructural).

Los taladros deben de tener una longitud de un 5 a 10 % superior a la distancia que se quiera avanzar con la pega que entenderemos que la longitud de avance, ya que siempre se producen pérdidas que impiden aprovechar al máximo la longitud de los taladros. Las longitudes de avance típicas están comprendidas entre 1 y 4 metros y se fijan en función de la calidad de la roca, cuanto mejor es la calidad del terreno, mayores serán los avances posibles. Con una roca de calidad media-adeuada es habitual perforar taladros de 3 a 3,50 metros para avanzar entre 2,80 y 3,20 metros en cada voladura.

Para la perforación y voladura, la sección teórica del túnel se divide en zonas (Fig. 3), en las que las exigencias, tanto de densidad de perforación, como de carga específica de explosivo y secuencia de encendido son distintas. Estas zonas son:

- Cuele
- Contracuele
- Destroza
- Zapateras
- Contorno

A: CUELE

AA: CONTRA CUELE

B: DESTROZA

C: ZAPATA

D: DESTROZA

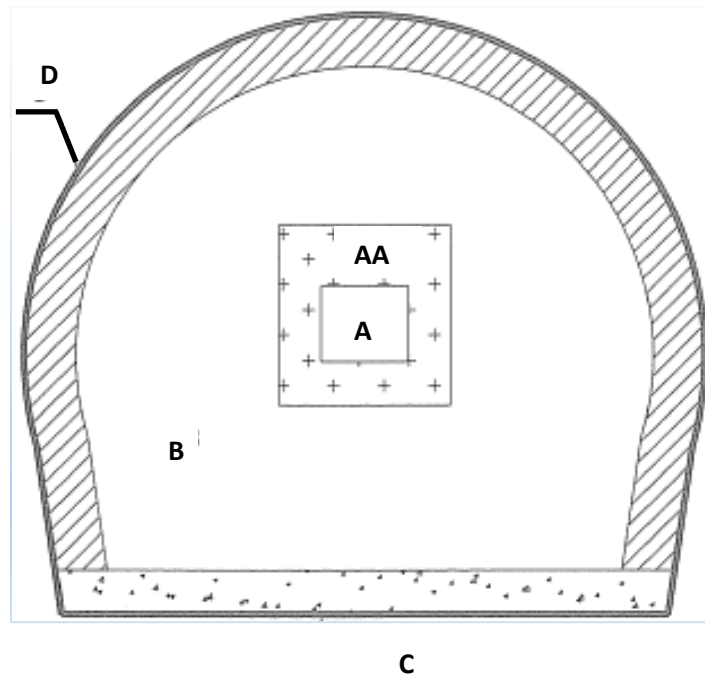


Figura (3) sección teórica de un túnel para perforación y voladura

Cuele. El cuele es la fase de la voladura que dispara en primer lugar. Su finalidad es crear una primera abertura en la roca que ofrezca al resto de las fases una superficie libre hacia la que puede escapar la roca con lo cual se posibilita y facilita su arranque. El cuele es sin duda la más importante de todas las fases de la voladura de un túnel en relación con el avance de la voladura.

Existen distintos tipos de cuele (Fig. 4), los cueles en V y en abanico, que facilitan la salida de la roca hacia el exterior, pero tienen el inconveniente de que los taladros forman un ángulo con respecto al eje del túnel, por lo que su correcta perforación tiene una mayor dificultad y exige variar el esquema de perforación para cada longitud de avance. En túneles de secciones de excavación reducidas estos cueles no permiten grandes avances por voladura (referencia1).

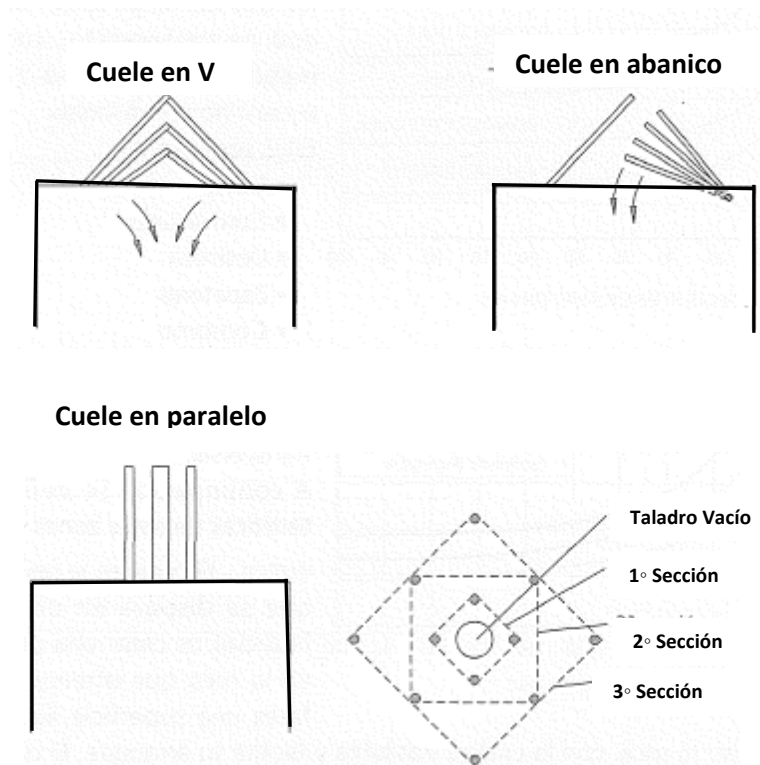


Figura (4) Tipos de Cueles

El **cuele** más usado por su simplicidad es el cuele paralelo. Consiste en un taladro vacío (barreno de expansión), sin explosivos, de mayor diámetro que el resto (de 75 a 102 mm) y, a su alrededor, tres o cuatro secciones de taladros cargados que explotan sucesivamente siguiendo una secuencia preestablecida. La misión del barreno de expansión es la de ofrecer una superficie libre que evite el confinamiento de la roca de modo que facilite su arranque. Su diámetro varía entre 100 y 300 milímetros.

En ocasiones puede sustituirse por dos taladros vacíos de diámetro menor (2 x 75 mm).

Destroza. La destroza es la parte central y más amplia de la voladura, cuya eficacia depende fundamentalmente del éxito de la zona del cuele y Contracuele, que es la zona crítica de la voladura.

Zapateras. La zapatera es la zona de la voladura situada en la base del frente, a ras del suelo. Los taladros extremos suelen ir un poco abiertos “pinchados” hacia fuera con objeto de dejar sitio suficiente para la perforación del siguiente avance. Los barrenos de las zapateras son los que más carga explosiva contienen ya que, aparte de romper la roca han de levantar ésta hacia arriba. Para evitar repetir, van ligeramente “pinchados” hacia abajo y son disparados en último lugar.

Contorno. Los taladros perimetrales o de contorno son importantes pues de ellos dependerá la forma perimetral de la excavación resultante. Lo ideal es que la forma real del perímetro del túnel sea lo más parecida posible a la teórica, aunque las irregularidades y discontinuidades de la roca dificultan dicho objetivo.

Existen dos técnicas de efectuar los tiros perimetrales: el recorte y el precorte. El recorte, que es la técnica más empleada, consiste en perforar un número importante de taladros paralelos al eje del túnel en el contorno, a la distancia conveniente (entre 45 cm y 100 cm) y con una concentración de explosivo pequeña o incluso nula. En la secuencia de encendido son los últimos barrenos en detonar. Por otro lado técnica del precorte se perfora un mayor número de taladros perimetrales y paralelos entre sí unas distancias entre 25 cm y 50 cm, con una concentración de carga explosiva entre 0,1 y 0,3 kg/m. Esta técnica exige una perforación muy precisa que asegure un buen paralelismo y una homogénea separación entre los taladros. En la secuencia de encendido, son los primeros en detonar, con lo que se crea una fisura perimetral que aísla y protege la roca de las vibraciones del resto de la voladura. La técnica del precorte, por su esmerada ejecución y costo elevado, es de uso poco frecuente en túneles, excepto en casos muy especiales.

La perforación de los taladros se puede hacer por dos procedimientos: el primero es mediante el uso de martillos manuales accionados por aire comprimido, y el segundo es mediante martillos hidráulicos montados sobre una maquina automóvil denominada jumbo.

Accesorios de perforación. Los accesorios de perforación comúnmente usados son las varillas o barrenas y las bocas de perforación. Además se emplean manguitos y otros adaptadores para el ensamblaje de las piezas. Las barrenas de perforación son simplemente barras de acero con un conducto interior para el paso del agua de refrigeración y unas roscas en los extremos donde se acoplan las bocas o los manguitos. La boca de perforación es la herramienta de corte, que generalmente es de metal endurecido (carburo de tungsteno) o widia, dispuesto en formas diversas: en cruz, en X o botones, con unos diámetros habitualmente comprendidos entre 45 y 102 milímetros.

Explosivos y detonadores

Los tipos de explosivo que deben utilizarse en túneles dependen de las características de la roca, principalmente de su densidad, resistencia a compresión y velocidad de propagación sónica de la roca. Además los explosivos, durante la detonación, deben generar gases no tóxicos, lo que limita el tipo de explosivos en interior. El tipo de explosivo también depende del grado de humedad existente en la roca.

El explosivo más utilizado para el cuele y Contracuele, destroza y zapateras, es la GOMA-2 E-C o RIOMEX E20/40. El diámetro de los cartuchos deberá ser lo más próximo al diámetro de perforación de los taladros, compatible con su introducción dentro del barreno. La iniciación de la explosión en cada barreno se realiza en el cartucho cebo instalado en el fondo del barreno y que contiene un detonador.

La activación de los detonadores puede ser eléctrica o por impacto; en el primer caso se utilizan detonadores eléctricos. Por razones de seguridad, contra corrientes parásitas, se utilizan exclusivamente detonadores de alta insensibilidad (AI). Una mayor seguridad ofrecen los detonadores de iniciación no eléctrica, tipo Nonel, cuyo uso sería especialmente aconsejable. Atendiendo a los tiempos de retardo, los detonadores pueden ser: instantáneos, de microretardo (retardo de 25 ó 30 m/seg), o de retardo (retardo de 0,5 seg).

El resto de los elementos que se utilizan para la voladura son los siguientes:

- Cañas. Son tubos de PVC (tubos omega) abiertos longitudinalmente en cuyo interior se colocan los explosivos, cordón detonante, etc. Permiten introducir fácilmente todos los elementos en su disposición correcta dentro del taladro.
- Retacador. El Retacador es el material que cierra o tapona el taladro y de este modo impide que la energía debida a la explosión se escape por la boca del mismo. Normalmente se usan unos cartuchos de arcilla muy plástica.
- Explosor. Es el mecanismo que produce la corriente eléctrica que da lugar a la explosión. Suelen estar basados en un condensador que se va cargando con una manivela o una batería y que cierra el circuito manual o automáticamente
- Cables. Los cables eléctricos que transmiten la corriente desde el explosor hasta los detonadores son los usados habitualmente en trabajos eléctricos.

Las vibraciones producidas por las voladuras se transmiten por el terreno y pueden llegar a producir daños en edificios y estructuras próximas al túnel así como a la roca circundante y al revestimiento. Por este motivo tiene interés el estudio de la ley que rige la propagación de las ondas sísmicas y los valores máximos de vibración admisibles en cada proyecto. El factor principal que provoca los daños es la Velocidad Pico de Partícula, que se define como la velocidad máxima que alcanzan las partículas del terreno al vibrar por acción de la onda sísmica.

3.2 SIN EXPLOSIVOS

3.2.1 MÉTODO CONVENCIONAL

Los métodos convencionales para tnelear usados en un principio se originaron a partir de la experiencia obtenida en minería y se basaban en el principio que el conjunto de rocas siempre debe ser considerado como una carga pasiva que actúa sobre el sostenimiento; los sistemas de excavación y los trabajos de sostenimiento que prevalecían en ese entonces, el uso de madera, cerchas de acero, juntamente con el gran número de etapas de excavación, parecen justificar este concepto, porque estos sistemas de estabilización son propensos a producir el aflojamiento del conjunto de rocas. Esta teoría aún se utiliza en muchos casos a pesar de que es obsoleta y no permite comprender claramente los verdaderos procesos mecánicos que sufren las rocas alrededor de una cavidad.

Sin embargo, en las primeras épocas también existieron conceptos acertados, tales como la determinación de la relación entre la presión ejercida por la roca y la deformación de las sostenimientos de madera, lo que dio lugar al comienzo del principio fundamental del NATM puede explicarse como el concepto de transformar a las rocas que rodean el perfil de un túnel, de un elemento que ejerce carga a un elemento capaz de resistir carga (arco de sustentación).

3.2.2 MAQUINAS O SECCIÓN COMPLETA

En la actualidad, los grandes tuneles en construcción de todo el mundo se proyectan en base a la utilización de estos grandes equipos mecanizados. Casi todos los grandes tuneles ejecutados en la última década están siendo construidos en su mayor parte por medio de máquinas integrales (Tunnelling Boring Machines) utilizando sistemas de excavación mecanizada a sección completa.

La excavación con este tipo de máquinas, básicamente se realiza mediante un equipo de avance dotado fundamentalmente de una cabeza giratoria con elementos de corte que funcionan mediante motores hidráulicos alimentados con energía eléctrica, y que se desplaza mediante el empuje producido por un sistema de gatos perimetrales que se apoyan en el revestimiento o por zapatas móviles (grippers) que empujan contra la pared del túnel. Este equipo arrastra tras él una serie de plataformas, que además de permitir la colocación inmediata del sostenimiento, alberga otros equipos secundarios (ventilación, evacuación del material excavado, guiado de la máquina, depósitos de mortero,

colocación de vía para el acceso a la máquina, etc.), y al que se denomina Back-up (referencia2).

La limitación primordial de utilización de este tipo de maquinas la impone la longitud del túnel a construir, tal que permita asumir la inversión elevada que amortice el precio de la máquina.

En cuanto a la geometría del túnel, el uso de estas máquinas requiere que la sección transversal sea normalmente circular (existen modelos en minería que realizan secciones cuadradas y

También hay grandes máquinas que son la combinación de dos o tres tuneladoras produciendo unas secciones curiosas que se aproximan a una sección rectangular con los hastiales curvos), que en el trazado en planta el radio de curvatura mínimo no sea inferior a 300 metros, o que en el trazado en alzado, las pendientes máximas no superen el 4%. Las características de la roca que limitan el funcionamiento de estas máquinas son, como límite superior, la resistencia a

Compresión simple y el contenido de cuarzo, y como límite inferior, la sostenibilidad del terreno durante la excavación y su resistencia para que los grippers se puedan apoyar.

Estas máquinas, se dividen en dos grandes grupos, según el tipo de roca o suelo a excavar, así como de las necesidades de sostenimiento o revestimiento que requiera cada tipo de terreno.

Por un lado se tienen los Topos, que se diseñan principalmente para poder excavar rocas duras y medias, y por otro los Escudos, que se utilizan en su mayor parte en la excavación de rocas blandas y en suelos, frecuentemente inestables y en ocasiones por debajo del nivel freático en terrenos saturados de agua que necesitan la colocación inmediata del revestimiento definitivo del túnel.

3.2.3 ATAQUE MECÁNICO POR PARTES

Si la roca a perforar es buena, podemos avanzar a sección completa en una sola operación (gran frente abierto), ya sea con explosivos, rozadoras, martillos, etc. Pero cuando las condiciones de la roca se complican, tendremos que atacar el frente en sección partida (reducimos el frente abierto), esto nos proporcionara una mayor estabilidad.

Existen diversos métodos para avanzar en sección partida que se diferencian entre ellos fundamentalmente por la secuencia de excavación. Hay un elemento en común en la utilización de estos sistemas que es el sostenimiento, basado en la aplicación de soluciones flexibles (bulones, cerchas y hormigón proyectado), o soluciones provisionales con escudo (trabajando al amparo de una coraza o escudo que facilita el sostenimiento provisional).

Los problemas básicos que encontramos al perforar roca que está en malas condiciones son: soportar el techo, hastiales y frente de ataque en el periodo de tiempo comprendido

entre la excavación y el revestimiento, y llevar a cabo las diversas operaciones (excavación, entibación, extracción de materiales y revestimiento) en el reducido espacio de trabajo disponible que nos permiten este tipo de métodos en sección partida.

Dentro de esto métodos se encuentran: Método Ingles, Belga, Alemán, Italiano, austriaco. El nuevo método Austriaco de Tuneles N.M.A (New Austrian Tunnelling Method NATM):

Es uno de los métodos más utilizados. Consiste en excavar grandes secciones de túnel (en algunos casos, la sección completa) permitiendo que el terreno se auto-sustente, es decir, que el terreno forme un anillo de descarga en el perímetro de la excavación, permitiendo su deformación hasta un punto de equilibrio. Inmediatamente después, se coloca un revestimiento con el objeto de proteger la superficie excavada y controlar dicha deformación. Este método exige una detallada auscultación de las tensiones y de las deformaciones del terreno, a partir de las cuales, se aplica el revestimiento más adecuado.

(referencia2).

3.2.3 FORMACIONES DURAS O BLANDAS

Maquinas Rasuradoras

Dentro de la amplia gama de la maquinaria de excavación que se utiliza en el avance de túneles y galerías se encuentran las rozadoras, que son también conocidas por otros nombres como minadores, máquinas de ataque puntual, etc. La primera aplicación de las rozadoras tuvo lugar a finales de los años 40 en la preparación y explotación de minas de carbón. Aquellas máquinas eran de poco peso y potencia y, por consiguiente, de uso limitado.

La necesidad de encontrar respuesta a diferentes requerimientos como: alcanzar producciones o rendimientos instantáneos de corte elevados, arrancar económicamente rocas duras, realizar distintos tipos secciones (abovedadas, circulares, etc.) que permitieran avanzar galerías y túneles en zonas con grandes presiones o malas condiciones de techo llevó a nuevas concepciones, tanto en lo referente al principio de corte de las rocas como al diseño del propio minador, dando lugar a la aparición y rápida evolución de nuevos equipos, que han extendido su empleo tanto a la minería como a la obra pública.

Hoy en día la excavación de túneles con rozadoras o minadores se realiza generalmente en terrenos de resistencia media-blanda y obras de longitudes pequeñas, inferiores a los dos kilómetros, donde no son rentables los sistemas de sección completa por la reducida dimensión de los proyectos, y en zonas de rocas medias-duras, en competencia con la perforación y voladura, cuando existen restricciones ambientales que impiden la aplicación de ese método. En ocasiones, constituye un complemento adecuado a las máquinas de sección total, para conseguir secciones finales de determinadas obras, por ejemplo una caverna, imposibles de conseguir a sección completa por razones de coste.



Figura (5) vista de una rasuradora

Características generales

Las rozadoras son máquinas excavadoras que tienen un diseño modular, como consecuencia de que en muchos casos es preciso su montaje o reparación en espacios cerrados de dimensiones reducidas.

Básicamente, realizan su trabajo mediante una cabeza giratoria, provista de herramientas de corte que inciden sobre la roca, y que va montada sobre un brazo monobloque o articulado. Además cuenta con un sistema de recogida y transporte de material que lo evacua desde el frente de arranque hacia la parte trasera de la máquina. Todo el conjunto va montado sobre un chasis móvil de orugas.

Componentes principales de una rozadora

Chasis y tren de rodaje

El chasis sirve de soporte y elemento de ensamblaje de las distintas partes de la máquina. Está montado sobre orugas que garantizan la estabilidad y permiten el desplazamiento. Las partes del bastidor son de construcción robusta, las cadenas de orugas suelen ir accionadas aisladamente a través de unos reductores de retención automática por motores eléctricos. Las velocidades de traslación no suelen ser superiores a los 5 m/min.

Con lo que, a la hora de transportarla se puede desacoplar las ruedas de transmisión de cada una de las cadenas y de esta manera es posible remolcarla de forma rápida.

Brazo y dispositivo de giro

El brazo está compuesto, además de por el propio elemento estructural, por el motor, el reductor de ruedas dentadas epicicloidal o planetario, directamente acoplado, y la propia cabeza de corte. Existen brazos con diseño monobloque y también articulados. La vibración del brazo durante el corte depende de su estabilidad global, tanto vertical como horizontal. La estabilidad vertical, que afecta al corte ascendente y en elevación, depende de la longitud en voladizo del brazo. La estabilidad lateral depende de la anchura de la base de montaje del brazo sobre el dispositivo de giro. El dispositivo de giro efectúa los movimientos del brazo rozador montado sobre éste mismo y a la vez representa la unión principal con el bastidor. Las partes principales del dispositivo de giro suelen ser: el llamado puente, con el mecanismo para movimientos horizontales y la caja del rodamiento axial con la brida, el soporte del brazo rozador y el mecanismo para el movimiento vertical.

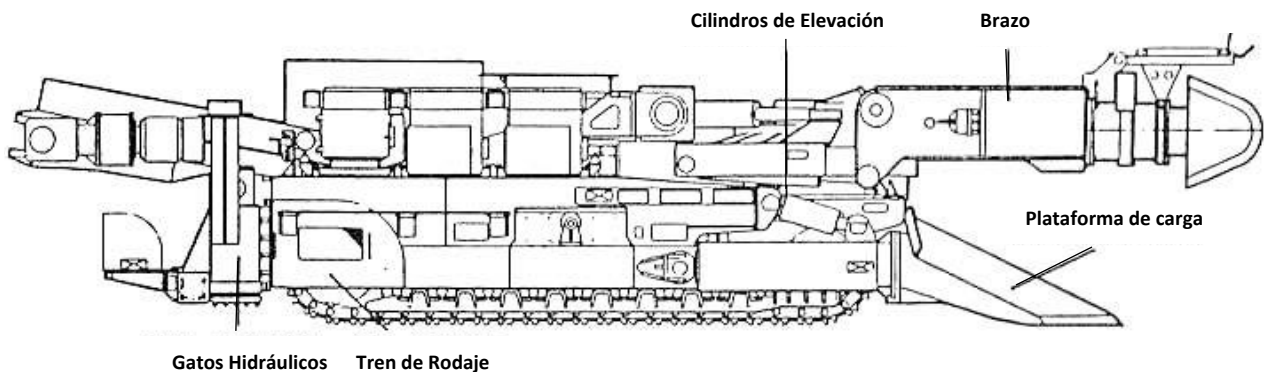


Figura (6) Elementos que constituyen una maquina

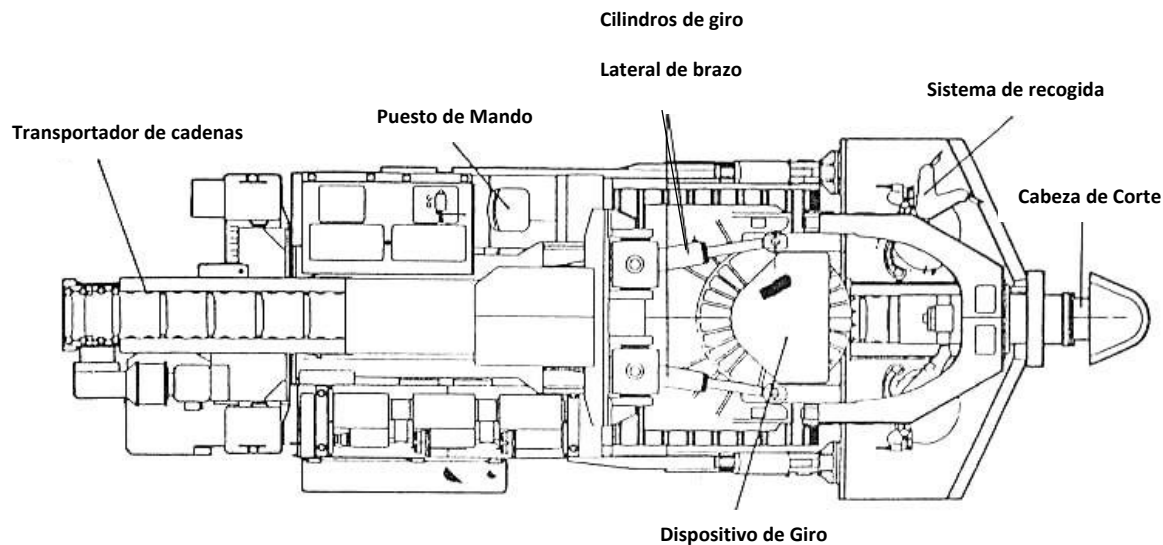


Figura (7) Elementos que constituyen una maquina

Chasis y tren de rodaje

El chasis sirve de soporte y elemento de ensamblaje de las distintas partes de la máquina. Está montado sobre orugas que garantizan la estabilidad y permiten el desplazamiento. Las partes del bastidor son de construcción robusta, las cadenas de orugas suelen ir accionadas aisladamente a través de unos reductores de retención automática por motores eléctricos. Las velocidades de traslación no suelen ser superiores a los 5 m/min. Con lo que, a la hora de transportarla se puede desacoplar las ruedas de transmisión de cada una de las cadenas y de esta manera es posible remolcarla de forma rápida.

Brazo y dispositivo de giro

El brazo está compuesto, además de por el propio elemento estructural, por el motor, el reductor de ruedas dentadas epicicloidal o planetario, directamente acoplado, y la propia cabeza de corte. Existen brazos con diseño monobloque y también articulados. La vibración del brazo durante el corte depende de su estabilidad global, tanto vertical como horizontal. La estabilidad vertical, que afecta al corte ascendente y en elevación, depende de la longitud en voladizo del brazo (C). La estabilidad lateral depende de la anchura de la base de montaje (B) del brazo sobre el dispositivo de giro. El dispositivo de giro efectúa los movimientos del brazo rozador montado sobre éste mismo y a la vez representa la unión principal con el bastidor. Las partes principales del dispositivo de giro suelen ser: el llamado puente, con el mecanismo para movimientos horizontales y la caja del

rodamiento axial con la brida, el soporte del brazo rozador y el mecanismo para el movimiento vertical.

Sistema de recogida y carga

Los sistemas de recogida y carga del material rocoso arrancado del frente son distintos en las diferentes máquinas rozadoras que existen, pero básicamente se dispone de cuatro tipos:

Brazos recolectores: el material arrancado cae sobre una plataforma y es dirigido mediante unos brazos hacia el transportador de racletas que lo evacua.

Ruedas recolectoras: Es un dispositivo de ruedas giratorias con varios brazos en posición radial, que al girar entre sí en sentido contrario dirigen el material rozado hacia el transportador.

Discos giratorios: Consisten en dos discos con nervaduras que al girar en sentido contrario envían al material suelto hacia el transportador. Sus aplicaciones son las mismas que las del sistema de ruedas giratorias con brazos.

Cargador de racletas: El material suelto si es poco abrasivo y presenta pocos bloques puede ser cargado con uno o dos carruseles continuos de racletas unidas por cadenas.

Sistemas especiales: Existen rozadoras con brazo rozador y recolector, en el que la cabeza de corte al irse desplazando de abajo a arriba, a la vez que corta, carga el material sobre un transportador central de racletas montado sobre el mismo brazo.

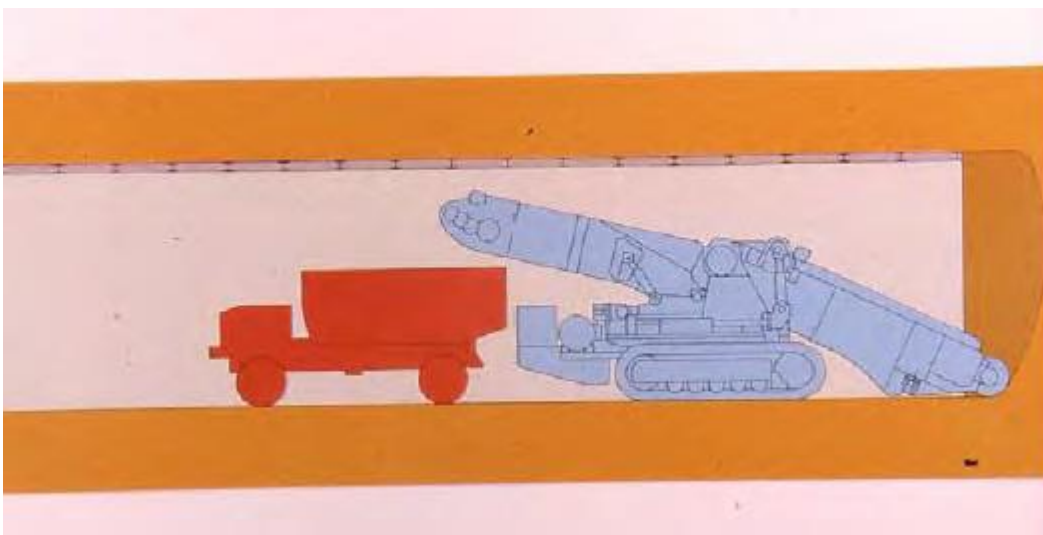


Figura (8) Método de Trabajo de una rosadora

3.2.4 MÉTODOS ESPECIALES

Escudos especiales

Los escudos de frente Multi-Circular (Multi-Circular Face) se caracterizan por tener dos, tres o más cabezas cortadoras solapadas, pero los más utilizados son: escudos de cabeza doble y los escudos de cabeza triple. El tipo de estabilización del frente y sistema de extracción del terreno excavado que utilizan puede ser bien de tipo EPB o del tipo escudo slurry.

Los motivos por los que se desarrolla este tipo de escudos en Japón fueron los siguiente: la necesidad de ajustar a la sección excavada a la sección útil; poder mantener una distancia apropiada a las estructuras subterráneas aproximadas y la mejora en la seguridad y rapidez; y conseguir una buena estabilidad del frente en secciones donde hay poca profundidad.

Primero se desarrollaron los escudos de dos cabezas y, a partir de estos, los escudos de tres cabezas.

Hidroescudos o escudos de bentonita (slurry Shield)

Los Hidroescudos o escudos de bentonita utilizan la propiedad tixotrópica de los lodos bentoníticos para conseguir la estabilización del frente del túnel.

Son máquinas adecuadas para trabajar en terrenos difíciles, constituidos principalmente por arenas y gravas u otros materiales blandos y fracturados bajo presión de agua, en los que la inyección de lodos, además de contribuir a la estabilidad del terreno, ayuda al transporte mediante bombeo de los productos de excavación, Su campo de aplicación óptimo se relaciona con granulometrías comprendidas entre 0.1 y 60 mm, que conjuguen una eficaz recuperación de la bentonita con la facilidad del transporte hidráulico.

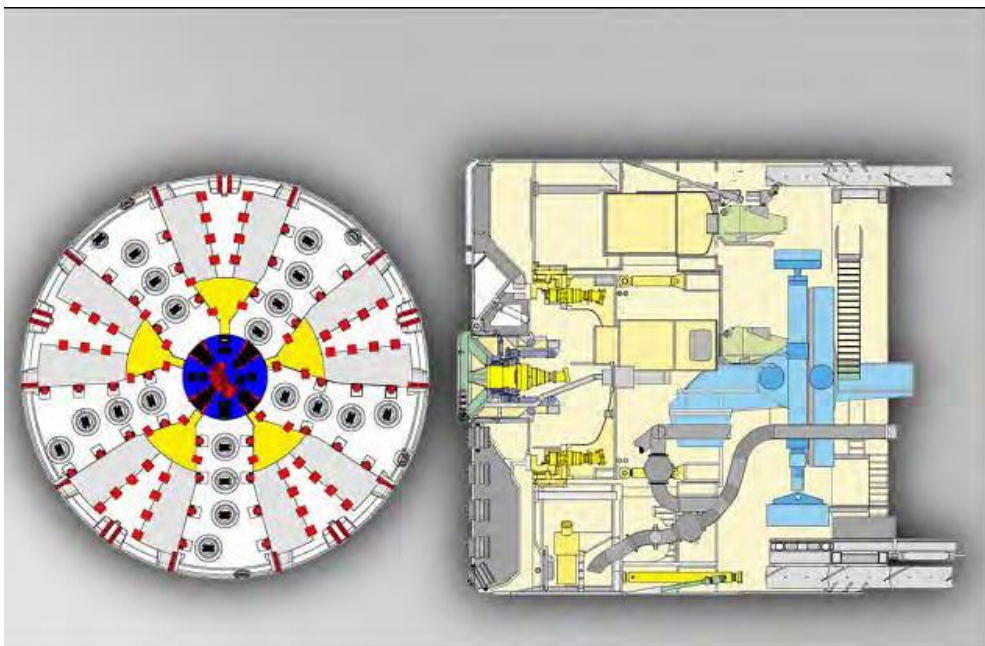


Figura (9) Esquema de un Escudo de bentonita Frente Presurizado

Hinca vertical con aire comprimido de elementos pre fricados

También es posible construir el túnel, si no es muy profundo por elementos que se hincan verticalmente a través del terreno hasta el nivel conveniente y que unen después.

Se hincan cajones metálicos en los que se ha dejado el galibo de la línea futura. Estos cajones comprenden una cámara de trabajo con aire comprimido y la hinca se realiza por los procedimientos usuales.

3.2.5 EXCAVAR Y CUBRIR

Suelo blando

Se entiende por rocas blandas un material que se corta fácilmente, dando un producto seco bien fragmentado, por ejemplo pizarras blandas. Los materiales húmedos y plásticos (arcilla) o tenaces (talco o yeso) poseen unas características de corte distintas. La mayoría de los materiales blandos tienen una resistencia a compresión inferior a los 50 MPa, o presentan muchas fracturas que permiten obtener un tamaño pequeño de fragmentación, menor de 200 mm.

En rocas blandas, y generalmente no abrasivas, las elevadas velocidades de la cabeza de corte de las rozadoras transversales y la gran superficie de la sección transversal de la misma permiten alcanzar, en general, unos rendimientos instantáneos de corte superiores a los de las máquinas de tipo axial equivalente. En estas condiciones, la capacidad de corte de la rozadora es generalmente superior a la carga y transporte. Las rozadoras transversales en material blando cortan generalmente por movimientos verticales. Es ventajoso empezar en la parte superior y trabajar hacia abajo únicamente en condiciones ideales; en la mayoría de los casos, el corte se hace desde el piso hacia el techo. Debido a la dirección de rotación de la cabeza de corte, ésta puede lanzar el material directamente hacia la plataforma de carga. Si la capacidad de transporte no está sobresaturada, se puede reducir el tiempo de limpieza y de carga, aumentando así el rendimiento global de arranque. En algunas circunstancias, especialmente cortando desde el suelo hacia el techo, es posible que se lance material por encima de la plataforma, lo cual puede exigir desplazamientos adicionales del minador para limpiar el tajo.

Las rozadoras axiales efectúan normalmente un corte limitado en la parte central del frente, para ensancharlo luego en todo el ancho del túnel. Los rendimientos instantáneos de corte serán ligeramente inferiores a los de la rozadora transversal debido al menor tamaño y velocidad del cabezal. El tiempo necesario para un corte completo en terreno blando es relativamente pequeño en comparación con la carga y limpieza. En estas condiciones, adquieren mucha más importancia la maniobrabilidad de la rozadora y su capacidad de carga y transporte.

3.2.6 TUNELES SUMERGIBLES

Subacuaticos

Es un nuevo proceso de construcción de túneles sumergidos. Está basado en una máquina diseñada para colocar al fondo de una vía navegable o de un canal marítimo anillos sucesivos formados por dovelas prefabricadas de hormigón pretensado. Este proceso es más barato y reduce el impacto medioambiental de la construcción porque no necesita drenarse y no interrumpe el tráfico de buques.

El método tradicional de construcción de túneles sumergidos impone condiciones técnicas exigentes, entre las cuales se encuentran la necesidad de una dársena (terminal marítima de dos bocas) seca; mucho espacio de almacenamiento para los grandes cajones de hormigón prefabricados; y perturbaciones a la circulación fluvial o marítima cuando los cajones se transportan por flotación e inmergen en su ubicación final.

Mediante este método se puede cruzar un río o canal marítimo de un lado a otro, sin intervención marina después de la terminación de la zanja. Es un método de construcción que es menos dependiente del dragado y otros trabajos marinos requeridos para la construcción del túnel, pero el dragado y la nivelación del suelo son semejantes al método clásico de construcción de túneles sumergidos. La máquina prepara la plataforma del túnel en gravas finamente niveladas, que se puede reforzar si es necesario (referencia 5).

El revestimiento del túnel sumergido se compone de dovelas de hormigón prefabricadas que forman anillos. La máquina está equipada para instalar este revestimiento y lo utiliza como apoyo para progresar. Se obtiene la estanqueidad de los anillos de dovelas en condiciones semejantes a un túnel natural clásico bajo el nivel freático en suelo permeable. No obstante, dos barreras de juntas compresibles elastoméricas (polímero) compartimentadas se incluyen en el diseño para evitar venidas de agua.

Un pretensado longitudinal temporario se instala durante el proceso de colocación del revestimiento. Sigue después un pretensado transversal permanente, para aguantar los momentos flectores en el revestimiento y aminorar las tensiones en las dovelas. Es posible aplicar un pretensado longitudinal permanente más amplio si es necesario para algún proyecto con carga específica.

La máquina submarina TIMBY consiste en una máquina de doble cabeza circular comparable a un escudo. Hay un equipo separado para cada lado de túnel, que consiste en el erector de dovelas y el sistema back-up con los accesorios de potencia y suministros logísticos. Después del dragado de la zanja y el inicio de la construcción de la ataguía, se procede al montaje de la máquina. La ataguía entonces se inunda y se abre para que la máquina pueda avanzar hacia el pozo de llegada en el lado opuesto del río o del canal marítimo, movimiento tras movimiento. A continuación, se instala y pretensa un anillo de

dovelas después del otro. El doble escudo tiene dos brazos rozadores que nivelan la grava previamente colocada, por medio de una barcaza, en el fondo de la zanja para formar un lecho apropiado para el avance de la TBM. Se retira o desplaza hacia los lados cualquier grava en exceso. Pero la máquina no excava. Los anillos se instalan según una secuencia predefinida. Primero, el erector derecho coloca la dovela Y en la contraboveda. Luego, se instalan las siguientes dovelas, y así se termina la primera mitad del anillo. El erector izquierdo instala después las dovelas en la otra mitad de la misma manera. Después de la instalación de la dovela Y superior, se pone la pared vertical de separación. Es entonces en aquel momento que el sistema transversal de pretensado de cuatro cables se puede instalar.

Para equilibrar la fuerza de flotabilidad, el túnel se tiene que rellenar. Cada tres anillos, una piedra L transversal prefabricada se instala para formar un muro de contención para el relleno posterior. Se alimenta en material la parte trasera del back-up por camión, lo que permita alimentar la cinta transportadora transversal que rellena el espacio entre las piedras L. A continuación, la grúa de transbordo superior dentro del túnel puede instalar nuevas vías y el sistema back-up puede avanzar hacia adelante sobre una distancia de tres anillos más. Ahora, se ha completado un ciclo de trabajo. Este procedimiento se repite hasta que TIMBY alcance el pozo de llegada. Finalmente, la zanja está rellena para cubrir el túnel.

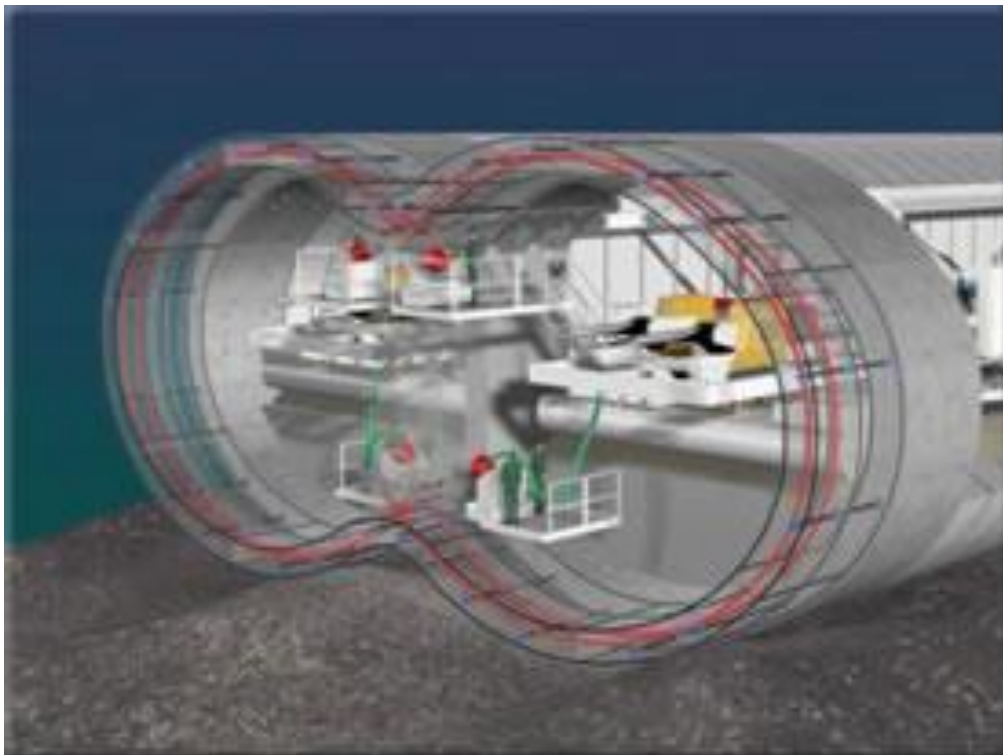


Figura (10) Esquema generalizado de una maquina tuneladora submarina

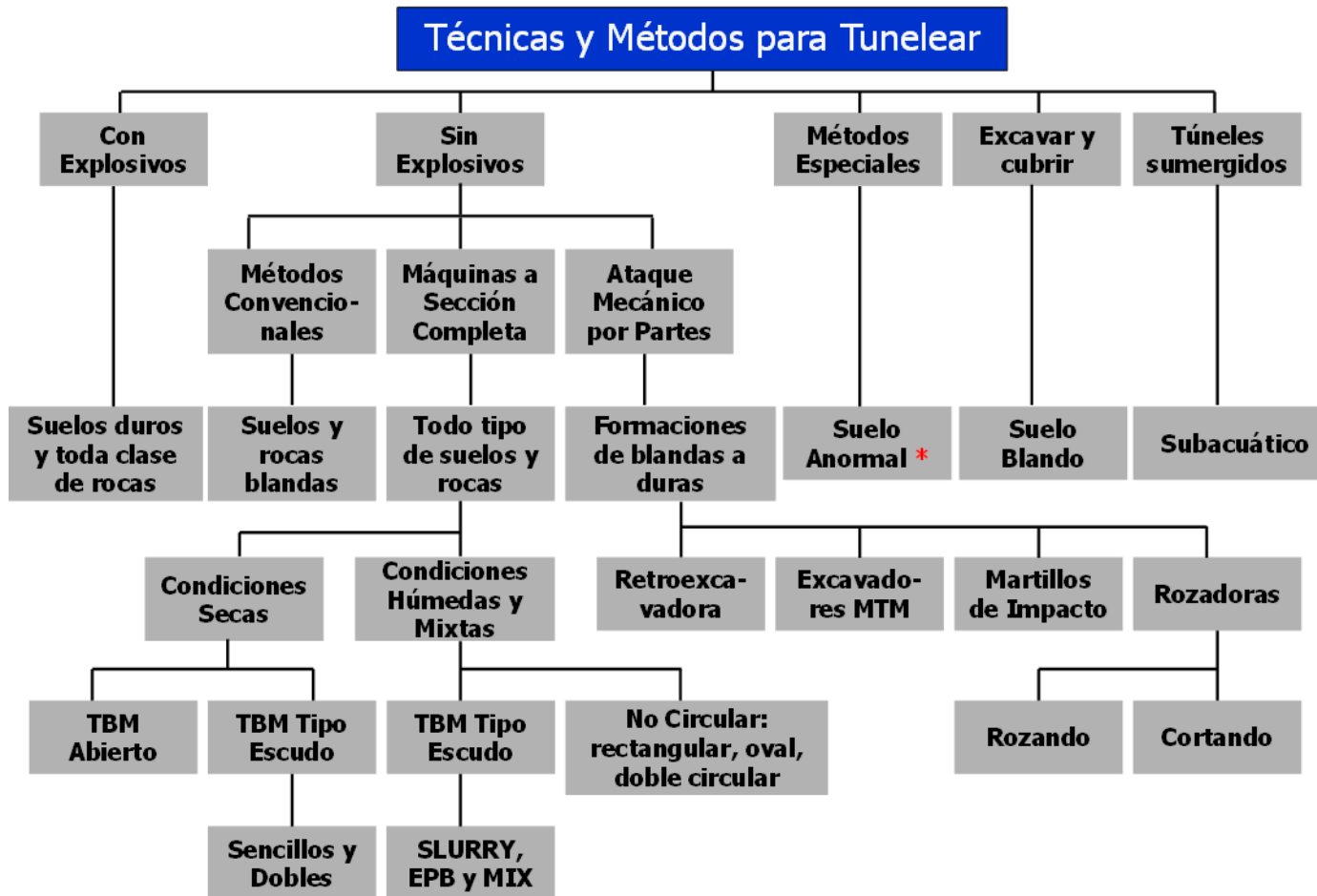


Figura (11) Incluye: tubos hincados, NATM (nuevo método austriaco), LTM (método LEE), MTM (minero multiherramienta), ADECO-RS (Analysis of controlled deformations in rock and soils), mini túneles, etc. (referencia 6)

4.- EQUIPOS ACTUALES Y MODERNOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE TUNELES

Los túneles se construyen excavando en el terreno, manualmente o con máquinas (referencia 1). Los sistemas habituales de excavación subterránea son medios mecánicos, voladuras y manual: que en este caso se mencionara la excavación de túneles con máquinas integrales: tipo, topos y escudos.

Las máquinas integrales para la excavación de túneles se conocen habitualmente por las siglas T.B.M. (Tunnel Boring Machine) y hacen referencia a una serie de máquinas capaces de excavar un túnel a sección completa, a la vez que se colabora en la colocación de un sostenimiento provisional o en la puesta en obra del revestimiento definitivo.

Estas máquinas se dividen en dos grandes grupos: topos y escudos. Ambos difieren de forma importante según el tipo de roca o suelo que se va a excavar, así como de las necesidades de sostenimiento o revestimiento que requiera cada tipo de terreno.

Así, **los topos** se diseñan principalmente para poder excavar rocas duras y medias, sin grandes necesidades de soporte inicial, mientras que los **escudos** se utilizan en su mayor parte en la excavación de rocas blandas y en suelos, frecuentemente inestables y en ocasiones por debajo del nivel freático, en terrenos saturados de agua que necesitan la colocación inmediata del revestimiento definitivo del túnel. (Referencia 1)

4.1- TOPOS

En líneas generales los topos constan de una cabeza giratoria, dotada de cortadores, que se acciona mediante motores eléctricos y que avanza en cada ciclo mediante empuje de unos gatos que reaccionan sobre las zapatas de los grippers, los cuales a su vez están anclados contra la pared del túnel. (Referencia 1)

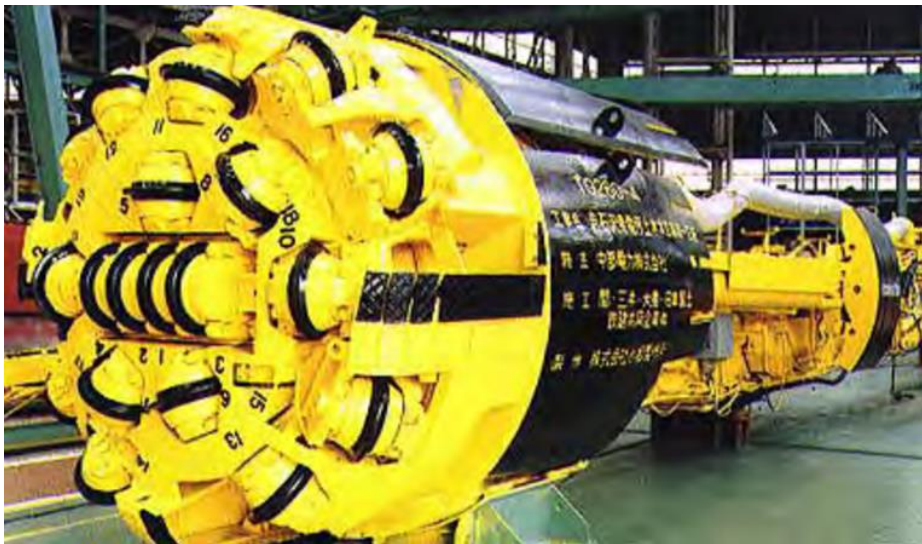


Figura (12) Esquema generalizado de una maquina tuneladora submarina



Figura (13) Vista general del desarrollo de un topo

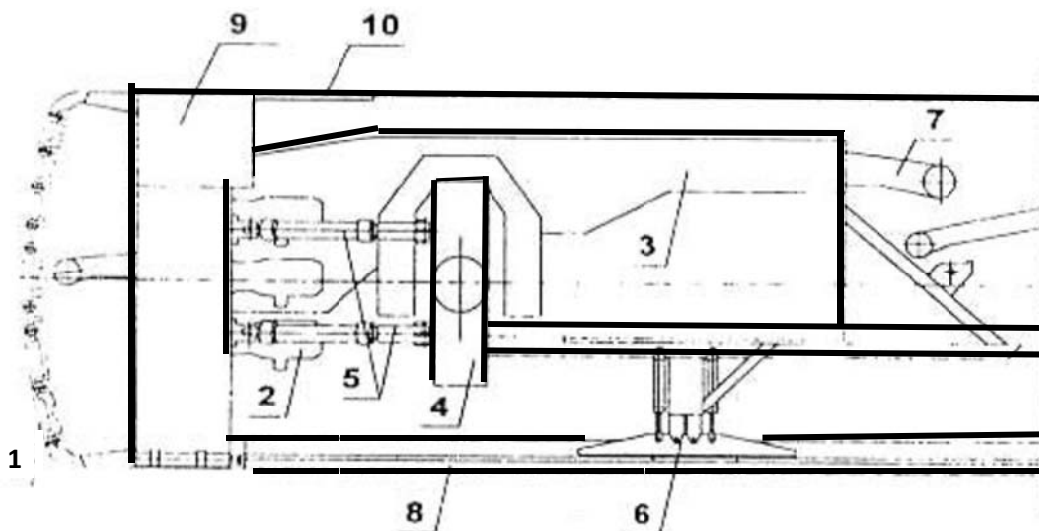


Figura (14) Partes de un topo

1. Rueda de corte (equipada con cortadores de disco)
2. Motores accionamiento rueda de corte
3. Viga principal
4. Gripes
5. Cilindros de empuje
6. Apoyo de la cola
7. Transportador de banda para evacuación de escombros
8. Dovela de solera

En la Fig. 14. Se puede ver una T.B.M. (Tuneladora Perforadora Mecánica) tipo topo. Las partes fundamentales se describen a continuación, son: la cabeza, los grippers, los cilindros de empuje, el back-up, y el sistema de guiado.

Cabeza

Es la parte móvil que realiza la excavación de la roca ver figura (15). Está dotada de cortadores que normalmente son discos de metal duro que giran libremente sobre su eje, y cuya carcasa se fija a la cabeza. Estos cortadores son de mayor diámetro cuanto mayor sea la dureza de la roca y, hoy día, son normales los de 432 mm (17") de diámetro, existiendo algunas realizaciones con 533 mm (21") para rocas muy duras, en el entorno de los 250 MPa (Referencia I).

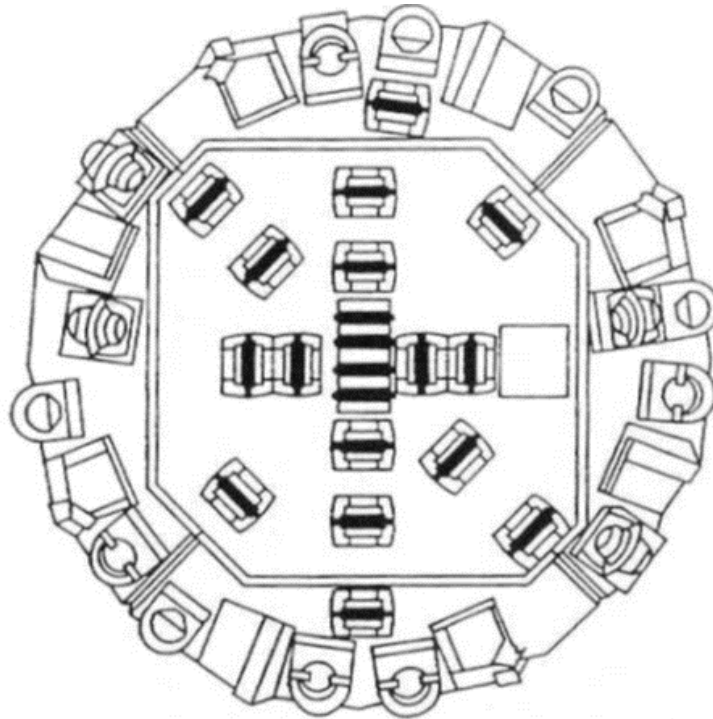


Figura (15) Esquema General Cabeza de un Topo



Figura (16) Vista frontal de la rueda de corte que incorpora la cabeza de un topo

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

El mecanismo de rotura de la roca, forzado en la zona central de la manera indicada, progresa en los círculos siguientes hacia el espacio ya excavado, y para facilitar este trabajo se dota a las cabezas de una pequeña conicidad.

El proceso de corte mecánico se produce inicialmente mediante un proceso de rotura frontal originado por la presión que el cortador ejerce (ver cortador en Fig. 17) sobre el terreno y, posteriormente, en el resto de la sección, la rotura entre los círculos concéntricos anteriormente aludidos se produce por indentación, con la formación de un escombros lajoso típico de este tipo de máquinas.



Figura (17) Vista de detalle y en perspectiva de un cortador



Figura (18) Círculos concéntricos dejados por los cortadores en el frente del túnel

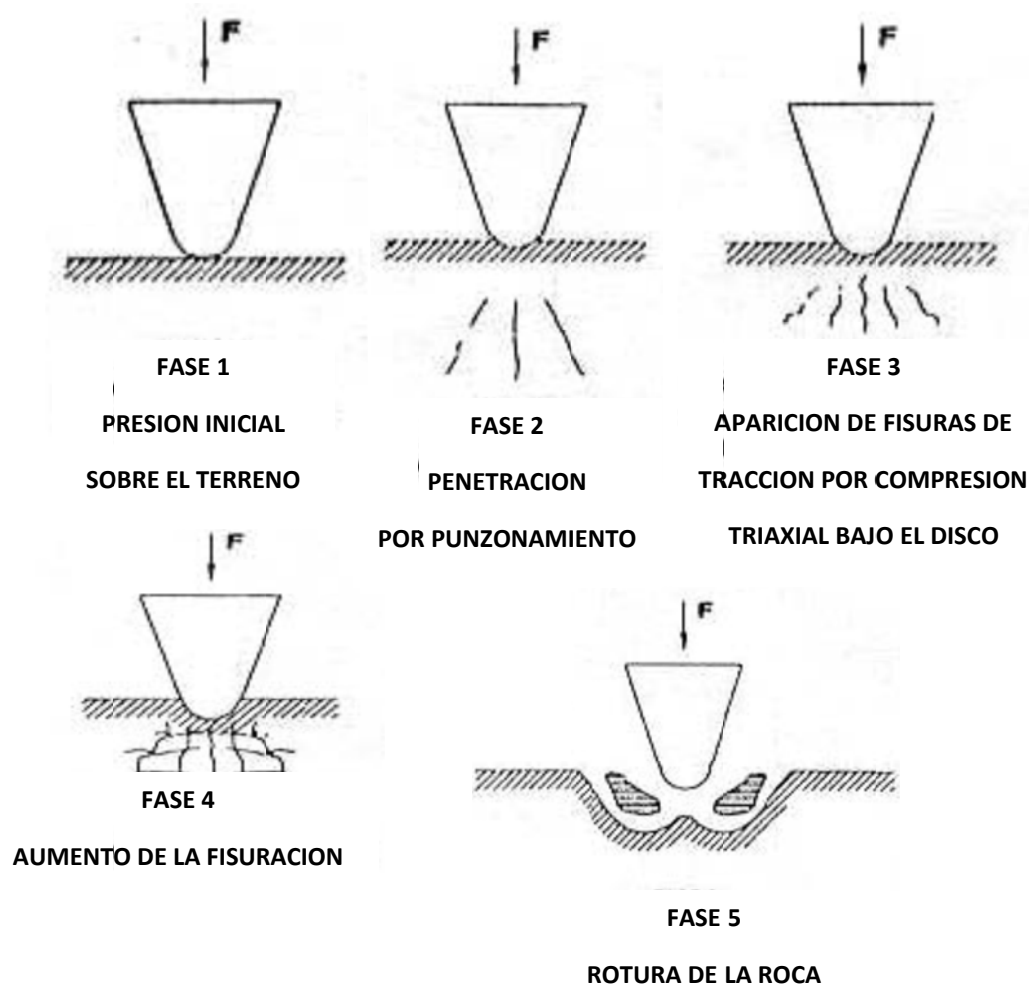
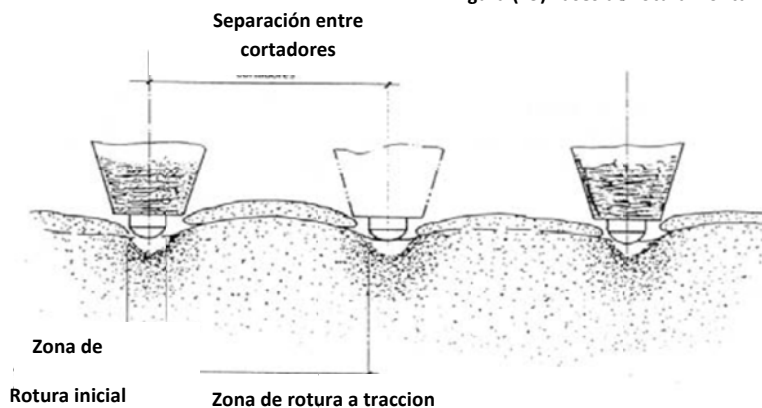


Figura (19) Fases de rotura frontal



Los mecanismos de rotura descritos reflejan la importancia que tiene el estudio para cada tipo de roca de la separación óptima entre cortadores, el empuje de la máquina y el diámetro de los cortadores. Naturalmente, el diaclasado (fractura en la roca) de la roca, su

estratificación con orientación adecuada, mejoran considerablemente este proceso, favoreciéndose de forma notable la penetración del topo (referencia 1).

Para la excavación de los escombros producidos, la cabeza incorpora además una serie de cangilones situados en su periferia que recogen el escombros y lo elevan para su descarga en una cinta primaria.



Figura (20) Vista general de un topo a punto de iniciar el ataque de la excavación

El accionamiento de la cabeza es normalmente eléctrico y con dos velocidades de giro, una larga, normalmente en el entorno de las 9 rev/min y otra corta, usualmente la mitad. Una medida aproximada para estimar la velocidad de giro (en RPM) puede ser:

$$\text{R.P.M} = \frac{32.....38}{D}$$

Siendo **D** el diámetro de la rueda de corte en mts.

Actualmente, se empiezan a utilizar accionamientos eléctricos con regulación de velocidad mediante la variación de frecuencias. La regulación de esta velocidad, así como la del par, es esencialmente valiosa cuando se excavan rocas de muy distinta calidad, debido a que:

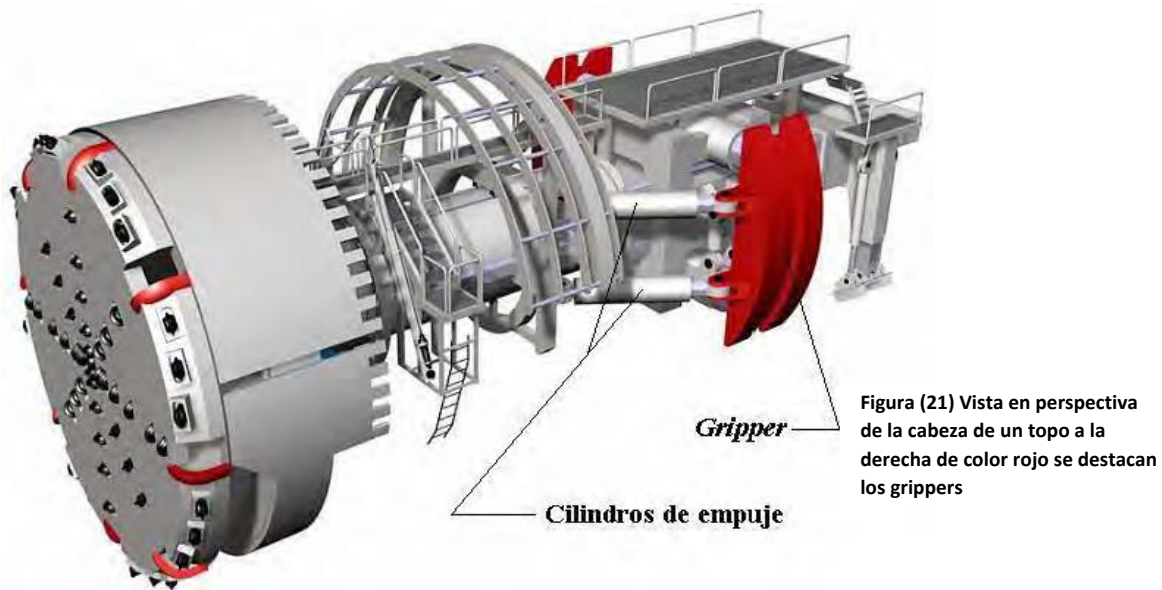
- Para excavar rocas duras, no es necesario un par demasiado elevado, pero sí interesa una velocidad alta que permita utilizar toda la potencia de la máquina.
- En terrenos más blandos, donde la penetración de la máquina puede alcanzar altos índices, será necesario disminuir la velocidad para no sobrecargar el sistema.
- En el caso de terrenos con bloques, puede igualmente ser aconsejable una disminución de la velocidad para evitar el movimiento o derrumbe de bloques en el frente o en la clave del túnel.

Las ventajas principales de este sistema eléctrico de frecuencia variable se pueden condensar en las siguientes:

- a) Permite una regulación continua de la velocidad con par constante entre 0 y 50 Hz. Por encima de los 50 Hz, se mantiene constante la potencia, disminuyendo el par a medida que aumenta la velocidad, cumpliéndose en este caso que el producto de par por velocidad es igual a potencia constante.
- b) Se dispone de todo el par a velocidades reducidas, incluso en el arranque con velocidad cero. Esto es muy importante en terrenos que tienden a atrapar la cabeza de la máquina, ya que el par de desbloqueo puede aumentarse hasta un 150% del par nominal durante unos 30 segundos.

Grippers

Son las zapatas que acoplan a la máquina contra la roca durante el avance, siendo su superficie mayor cuanto menor sea la resistencia de la roca, y existiendo, como es lógico, unos límites en ambos sentidos. Normalmente, los grippers no pasan de 0.70 m de anchura, para que puedan apoyarse entre cerchas (referencia 1). En algún caso, cuando se prevé trabajar en terrenos blandos, pueden llegar a tener una acanaladura central que aloje en su momento el gálibo de una cercha en caso de ser necesario.



Cilindros de empuje

Son normalmente 2 ó 4 y proporcionan a la máquina el empuje necesario contra el frente para realizar la excavación. Su recorrido, comprendido entre 1.50 y 2.00 m, marca la longitud de cada ciclo de avance, ya que una vez agotada su carrera es necesario soltar los gribbers (zapatitas que acoplan a la máquina contra la roca durante el avance) y retraer los cilindros de empuje para conseguir el avance de la parte fija de la máquina (referencia1).

Back-up

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

- Transformadores y carretes de mangueras eléctricas.
- Captadores de polvo, constituidos la mayoría de veces por una cortina de agua que capta el polvo en la tubería de aspiración del mismo y permite su posterior evacuación en forma de lodos
- Casetes de ventilación que almacenan habitualmente 100 m de tubería soplante.
- Polipastos (maquina compuesta por dos o más poleas) para manejo de vías y dovela de solera, ya que, en la actualidad, la mayoría de los túneles incorporan una dovela en solera de hormigón prefabricado, que se va colocando simultáneamente al avance del túnel (referencia 1).



Figura (22) Vista trasera del back-up de una tuneladora

De esta forma, el túnel dispone a lo largo de toda su longitud de una solera de hormigón que le proporciona las siguientes ventajas:

- Permite disponer de una vía bien colocada, y en consecuencia los trenes alcanzan con seguridad velocidades elevadas (entorno a los 30 Km/h).
- Se dispone de una solera del túnel limpia, ya que facilita considerablemente el drenaje.
- Se facilita tremendamente la colocación del revestimiento de hormigón definitivo si lo hubiere, ya que no sería necesario el encofrado de solera y no se interrumpe nunca la vía.

El sistema de evacuación de escombros, de importancia primordial en el método, ya que es necesario evacuar con rapidez grandes cantidades de material. Los modernos sistemas de evacuación de escombros pueden adoptar diversas configuraciones, siendo las más frecuentes:

- a) Tren de tolvas: está constituido por una batería de tolvas en número igual al de los vagones de cada tren y con idéntica geometría y colocación. Estas tolvas sirven como regulación y acopio, y se cargan mediante una cinta repartidora del material, no siendo necesaria la presencia del tren que puede estar viajando. Cuando el tren regresa vacío, se sitúa debajo de las tolvas y mediante la apertura simultánea de todas ellas se carga éste de forma prácticamente instantánea, repitiéndose el ciclo.

- b) Cinta puente: puede alojar en su interior el tren completo y lo carga mientras éste pasa por debajo de la misma. Un cambio californiano, previo a la cinta, permite la espera de un segundo tren.
- c) Sistema Rowa: consiste en un conjunto de dos vías paralelas, una para vagones vacíos y otra para vagones cargados. Los vagones se mueven sin la locomotora mediante cadenas de arrastre y el cambio de vía se efectúa mediante un sistema hidráulico. Todo el sistema se controla por un operador situado ante un monitor de TV.
- d) Cintas convencionales: que transportan el escombro desde la máquina hasta el exterior, eliminándose el transporte sobre vía. Este procedimiento de transporte continuo cada vez se utiliza más frecuentemente, porque aumenta el rendimiento al eliminarse tiempos muertos (descarrilamientos, esperas,...). La cinta dispone de 125 –150 m, que permite realizar el avance semanal sin necesidad de empalmarla.

Guiado

El guiado de un topo suele hacer materializando con un rayo láser un eje paralelo al del túnel. El operador de la máquina ve constantemente la señal en la diana cuadriculada que facilita el guiado manual de la máquina (referencia 1). En cualquier caso, es necesario cada vez que se adelante el láser y en las tangentes de entrada y salida a las curvas verificar el eje y la rasante con topografía convencional.



Figura (23) Verificación de la rasante y direccional con equipo de topografía convencional

Rendimiento

Los rendimientos de este tipo de máquinas son normalmente muy elevados. La penetración pura de la máquina en el terreno puede oscilar entre 3 y 6 m/hora e incluso ser superior (referencia 1).

Sin embargo, los rendimientos puros vienen afectados por las paradas necesarias para realizar el mantenimiento de la máquina o de su back up, para el cambio de cortadores, averías y sobre todo para colocar los sostenimientos que fueran necesarios. En consecuencia, el coeficiente de utilización real de una máquina rara vez supera el 50 %.

Se define dicho coeficiente (CU) como:

$$CU = \frac{\text{horas reales de trabajo de la máquina}}{\text{horas efectivas de trabajo}}$$

En la tabla siguiente se muestran valores de CU según las condiciones de trabajo:

CONDICIONES DE TRABAJO	DEFINICIÓN	VALOR DE CU
Óptimas	<ul style="list-style-type: none"> • Roca dura mediana • Equipo de apoyo Óptimo • No sostenimiento 	0.46
Buenas	<ul style="list-style-type: none"> • Roca dura media • No sostenimiento 	0.42
Normales	<ul style="list-style-type: none"> • Roca dura no muy Abrasiva • Sostenimiento muy ligero • Poca filtración de agua $6 \frac{1}{\text{seg}}$ 	0.34
Duras	<ul style="list-style-type: none"> • Rocas muy duras y Abrasivas • Sostenimiento ligero • Mediana filtración de • Agua $\leq 32 \frac{1}{\text{seg}}$ 	0.34

Muy Duras	<ul style="list-style-type: none"> • Rocas extremadamente duras y abrasivas • Rocas con frecuencia • Sostenimiento Considerable • Alta filtración de agua $\geq 32 \frac{1}{\text{seg}}$ 	0.20
-----------	---	------

Tabla (1). Valores del CU, según las condiciones de trabajo (a partir de casos reales)

Factores que controlan el rendimiento de las máquinas tuneladoras

Existen distintos factores que controlan el rendimiento de los topes. Los más importantes son la resistencia y la composición química del macizo rocoso. En el caso de la resistencia, es muy importante conocer el grado de dureza de la roca. Si para rocas duras denominamos por v la velocidad de avance, para rocas blandas dicha velocidad se multiplica por tres: $3v$; lo que hace que el rendimiento se incremente considerablemente (referencia 1). Además, la resistencia del macizo controla el diseño de la cabeza: empuje de los cortadores, espaciamiento de los mismos, etc. La composición química resulta de vital importancia, pues el contenido en cuarzo de la roca marcará de forma decisiva el desgaste de los cortadores. Para un q_u constante, si el contenido en SiO_2 (óxido de silicio) es bajo se define un cambio de discos a ritmo r , mientras que para una roca con un contenido alto de SiO_2 el ritmo de cambio de los discos se dispara a $10r$. Otros factores, aunque de menor importancia, son la presencia y disposición de discontinuidades, la presencia de agua y el recubrimiento del túnel. Este último de carácter irrelevante.

En lo que concierne a las discontinuidades son determinantes. La fisuración densa incrementa la velocidad de avance. Pero una fracturación excesiva requeriría un soporte adicional que nos conduciría a utilizar otras alternativas de excavación como la que ofrece el escudo. El agua es casi siempre perjudicial. Dificulta la extracción y transporte del material excavado y puede generar daño en las instalaciones eléctricas que incorpora la máquina.

4.2- ESCUDOS

Los escudos disponen también de una cabeza giratoria igualmente accionada por los motores eléctricos, pero en este caso, normalmente incorpora picas o rascadores, y avanza mediante el empuje de una serie de gatos perimetrales, que se apoyan sobre el revestimiento definitivo de forma inmediata, este puede incorporar al retraerse los gatos después de cada avance (referencia 1). Todos estos trabajos se realizan al amparo de una coraza que da el nombre a este tipo de máquinas.

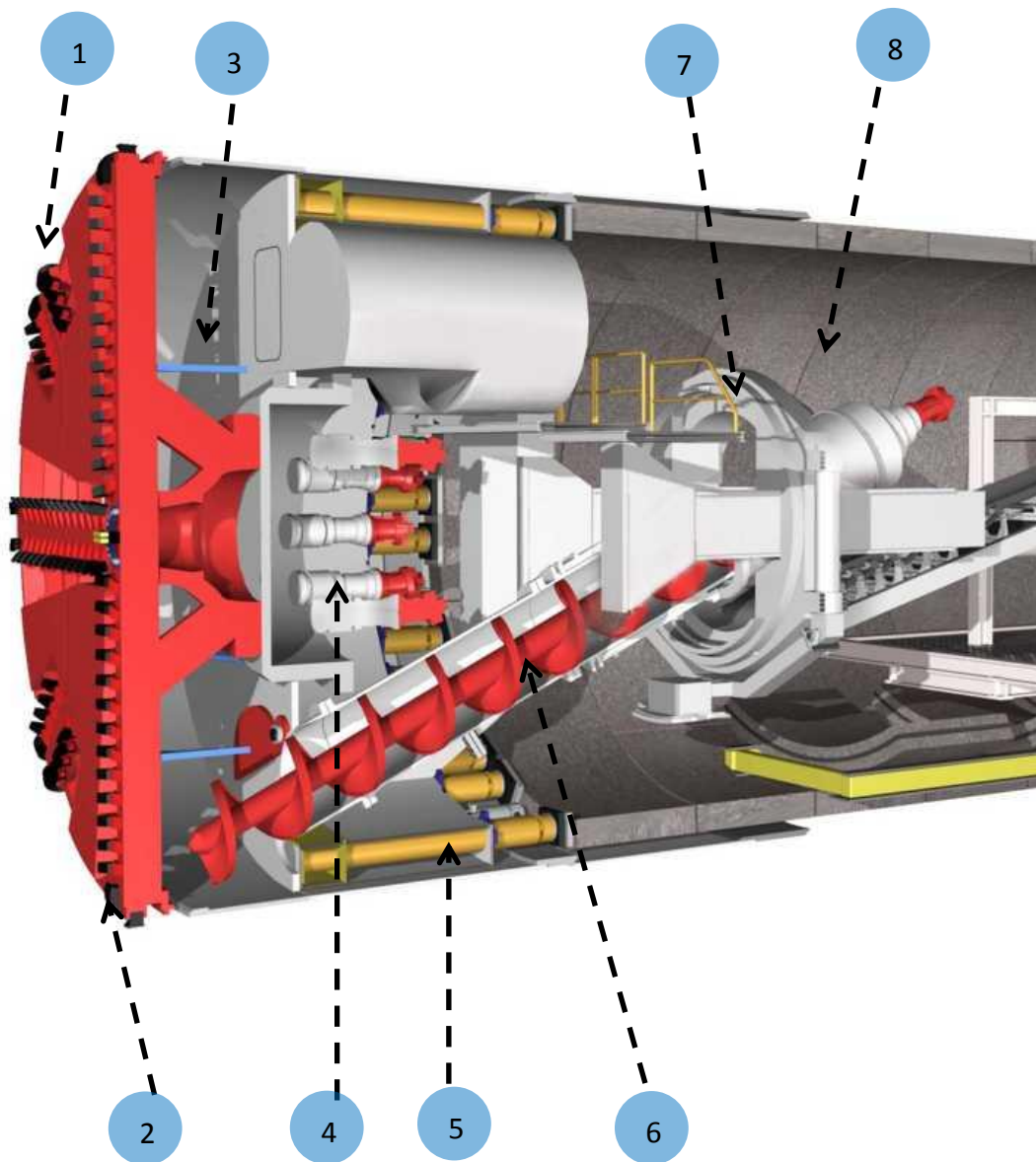


Figura (24) partes que integran la sección frontal de un escudo

- 1.- Frente del Túnel
- 2.-Rueda de Corte
- 3.-Camara de Excavación
- 4.-Mamparo Presión
- 5.-Cilindros de Empuje
- 7.-Erector
- 8.-Segmento de Revestimiento



Figura (25) cabeza o elemento excavador

Cabezas o elemento excavador

Está incluido en un primer cuerpo de la coraza, e incorpora el elemento excavador, la cabeza giratoria está accionada por motores hidráulicos que permiten una variación constante de la velocidad de giro, entre 0 y 9-10 RPM y la reversibilidad de la misma.

La cabeza, en este caso, normalmente monta cinceles o picas, y en ocasiones puede incluso incorporar discos. En terrenos muy variables se pueden colocar discos y picas a la vez, aunque siempre los primeros adelantados 2 ó 3 cm sobre las picas. Los cortadores trabajan en terreno duro, sin intervención de las picas y, en terreno blando, se embotan y dejan la responsabilidad de la excavación a las picas. La cabeza, cuando es giratoria o de

rueda, dispone de una serie de aberturas, frecuentemente regulables, por las que el escombros arrancado pasa a una cámara en la que una cinta primaria se ocupa de su evacuación.

Cilindros de empuje y erector de dovelas

Están situados en un tercer cuerpo de la coraza, también llamado cola del escudo. Los cilindros de empuje están distribuidos en toda la periferia 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, estando normalmente comprendido entre 1.20 y 1.50 m.

Cuando ha finalizado cada ciclo de excavación, se retraen estos cilindros y, al amparo del tramo de coraza que queda libre, se procede a colocar un nuevo anillo de revestimiento. Para ello, las dovelas que han llegado hasta el back-up (conjunto de preformas) de la máquina en mesillas especiales, se transfieren mediante dispositivos adecuados hasta el erector, el cual las coloca una a una hasta completar el anillo. Cuando este está totalmente cerrado, se puede iniciar un nuevo ciclo de excavación, apoyando los cilindros de empuje contra el nuevo anillo colocado. El accionamiento del erector suele ser hidráulico, de velocidad variable, muy sensible y preciso para poder aproximar correctamente cada dovela a su situación definitiva.

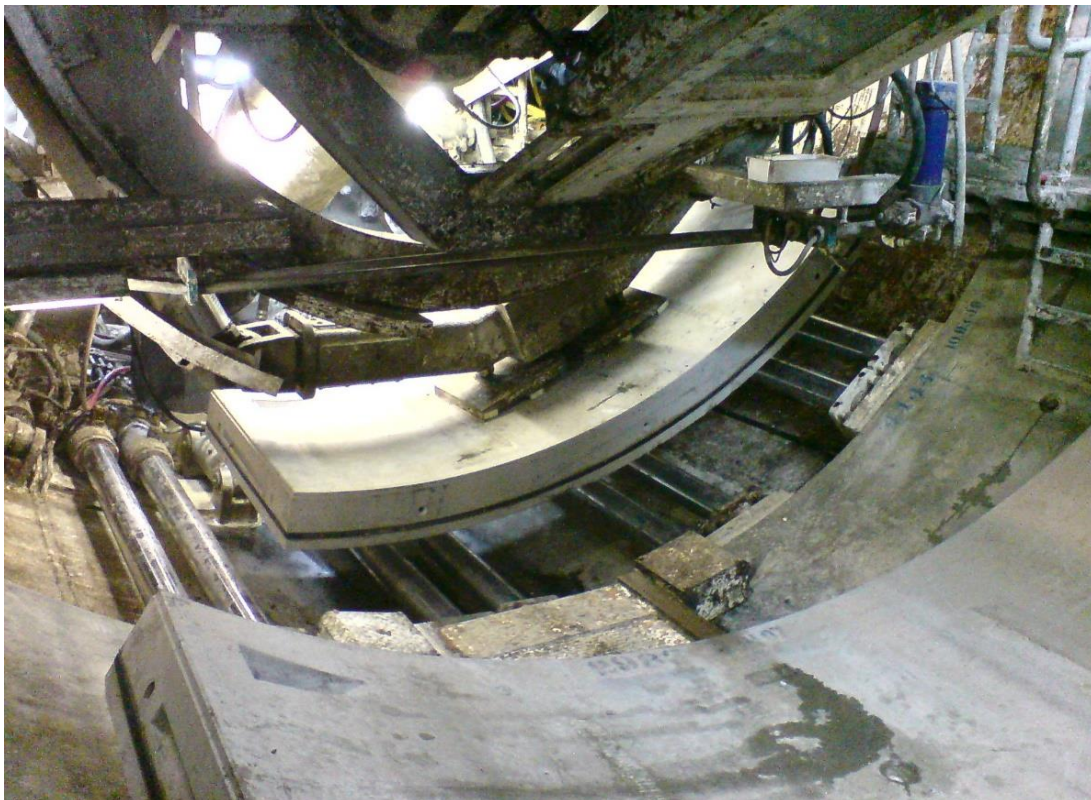


Figura (26) erector de dovelas

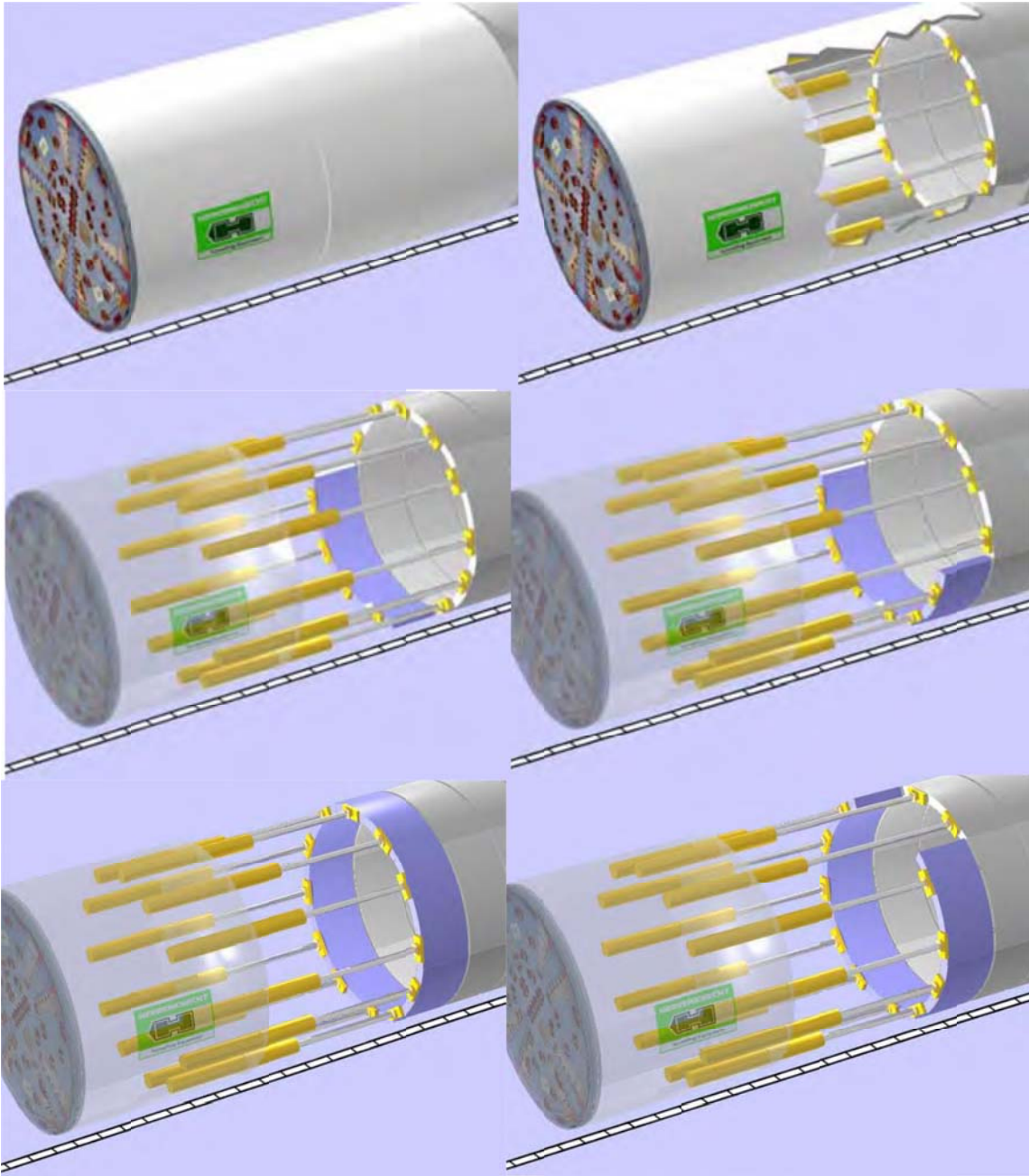


Figura (27) avance de un escudo mediante los cilindros de empuje situados en la cola del escudo

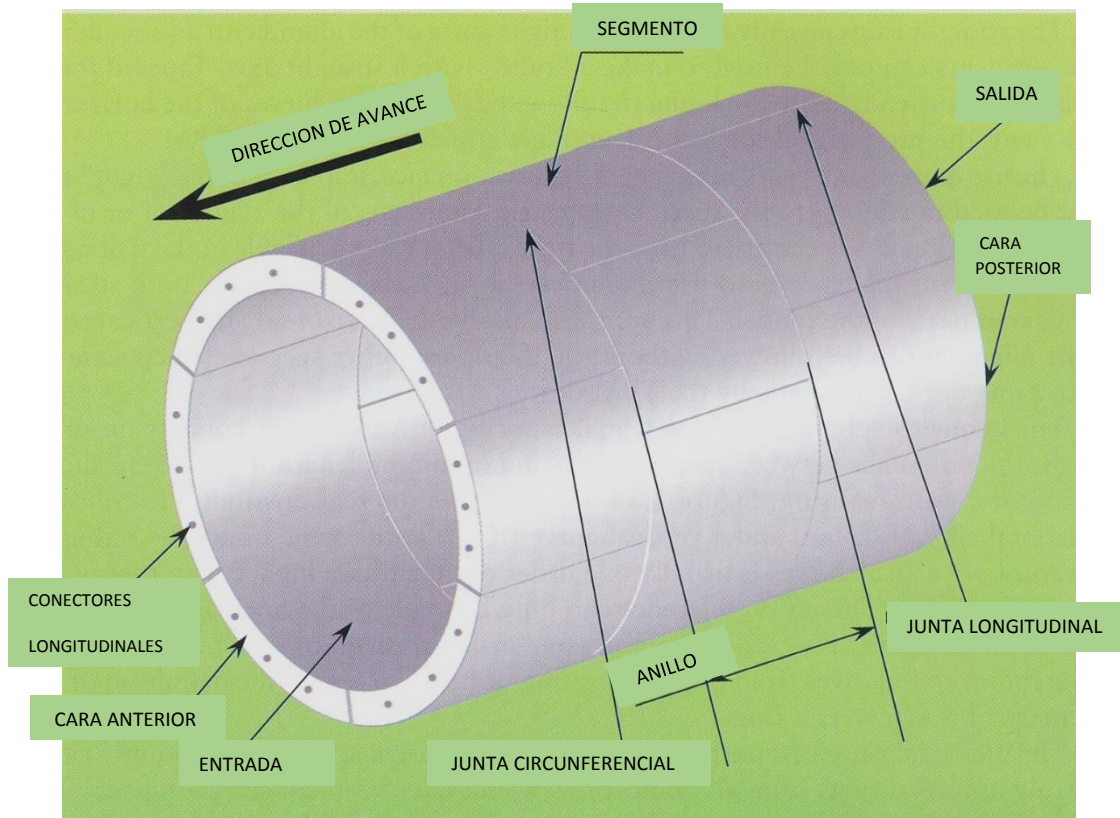


Figura (28) avance de un escudo mediante los cilindros de empuje situados en la cola del escudo

Tipología actual

Se ha visto anteriormente el esquema general de funcionamiento de un escudo, que en lo básico es idéntico para cualquier tipo de máquina. Una primera y muy importante diferenciación entre los diferentes tipos de escudos estriba en las características del frente de trabajo y sobre todo en la estabilidad o inestabilidad del mismo, dudosa en el caso de suelos. La fórmula de Peck aplicada a suelos, establece que el factor de estabilidad n , se puede calcular de la siguiente forma:

$$n = \frac{\sum -Pa}{C}$$

*OBS Si $n < 5$ el frente es estable y si $n > 5$, inestable

Dónde:

Σ = presión geostática en el eje del túnel

Pa = presión que ejerce contra el frente

C = Cohesión

En función de este coeficiente se podrá hablar de escudos abiertos para frentes estables y de escudos cerrados para aquellos frentes que puedan presentar señales de inestabilidad. En la Tabla se representa la tipología actual de estas máquinas, partiendo de una división general en escudos abiertos y cerrados, indicando además las características principales en cada uno de ellos (referencia 1).

TIPOLOGÍA DE LA CABEZA	MÉTODO DE EXCAVACIÓN	ESTABILIZACIÓN DEL FRENTE	SISTEMA DE EXTRACCIÓN DE ESCOMBROS	TIPO POSIBLE DE REVESTIMIENTO (DOVELAS)	SECCIÓN TIPO A EXCAVAR
Abierta	Manual (martillopicador etc.)	Únicamente de tipo "pasivo" (Maquina parada)	Cinta	<ul style="list-style-type: none"> • Expandidas • Ordinarias • Inyectadas O • Atornilladas inyectadas 	Circular Posible herradura O rectangular
	Semimecanizado (cuchara, rosadora, martillopesado. Etc.)				
	Mecanizados (rueda)				
Cerrada	Mecanizados (rueda sin presión)	Cierre Mecánico Activo	Tornillo sin fin	<ul style="list-style-type: none"> • Atornilladas e inyectadas 	Circular
		Aire comprimido			
	Presurizado de Rueda	Presión Equilibrada de tierras (E.P.B)	Trasporte Hidráulico por tubería		
		Lodos bentoníticos Hidroescudos			

Tabla 2 Tipología actual de los escudos

4.3- ESCUDOS ABIERTOS

Se utiliza normalmente cuando el frente del túnel es estable y las afluencias de agua reducidas, bien por trabajarse por encima del nivel freático o bien por ser terrenos impermeables.



Figura (29) Vista de un escudo tipo abierto con método de excavación mecanizado (rueda)

En este tipo de escudos, el elemento excavador puede ser manual (por ejemplo, a base de martillos picadores), o estar constituido por un brazo excavador, o un brazo rozador, y en estos casos es frecuente disponer de algunos elementos, generalmente en forma de paneles de rejillas que, aproximados al frente mediante gatos hidráulicos, pueden colaborar en la estabilidad del mismo una vez realizado cada ciclo de avance.

Este grupo de escudo permite la colocación de revestimientos de muy variada índole, admitiendo cualquier tipo de dovela, o incluso la puesta en obra de cerchas (composición de barras rectas unidas entre sí en sus extremos para constituir una armazón rígida de forma triangular) metálicas con forro de madera o metálico. Lógicamente, y exceptuando los escudos de rueda, es posible trabajar en secciones diferentes de la circular, lo que constituye la única excepción a la geometría en este tipo de máquinas.

4.4- ESCUDOS CERRADOS

Están diseñados para trabajar en terrenos difíciles, no cohesivos y con frecuencia bajo el nivel freático y saturado de agua, en frentes claramente inestables.

Características comunes a todos ellos son la obligatoriedad de la excavación en sección circular y la necesidad de un revestimiento de dovelas de hormigón atornilladas entre sí, con garantías de impermeabilidad. Se pueden distinguir entre los siguientes conceptos o tipos de máquinas, que se describen a continuación.



Figura (30) Vista de un escudo cerrado

Escudos mecanizados de rueda con cierre mecánico

En estas máquinas, se dispone de unas puertas de abertura controlada hidráulicamente, que en caso necesario se pueden cerrar totalmente, quedando el túnel sellado. Mediante la regulación de la apertura de estas puertas, se puede controlar la cantidad de material excavado y que penetra en la cámara.

Un segundo nivel de control imprescindible para complementar el anterior, consiste en otras puertas situadas justo por detrás de las anteriores, a la salida de la cámara, y cuya apertura se puede preseleccionar para que se realice únicamente cuando se supere una determinada presión del terreno. De esta manera, se puede regular de modo muy preciso el flujo de material procedente de la excavación, que se puede evacuar mediante una cinta transportadora convencional. En cualquier caso, la máquina trabajaría de forma parecida a un escudo de presión de tierras, aunque lógicamente con limitaciones, sobre todo en presencia de agua.

4.5- GUIADO

El sistema de guiado de un escudo se compone de una diana (punto central) para analizar la posición en la misma de un rayo láser, complementado con un distanciómetro y un inclinómetro que permita fijar la posición y el giro de la máquina (referencia 8).

Estas señales se procesan con ordenador para determinar la posición y tendencia de la máquina, basando su comparación a través de un programa con la posición real y la teórica prevista en cada anillo del revestimiento.

Este programa da las desviaciones en una pantalla con números guía, de forma tal que permiten al operador corregir la alineación, posibilitándole el cálculo del nuevo trazado que debe realizar para regresar a la alineación primitiva. La corrección de las desviaciones, así como el trazado de las alineaciones curvas previstas, se consigue variando el flujo de aceite en los cilindros de empuje.

Componentes principales del sistema de guiado:

- 1.- Teodolito
- 2.-Diana (punto central)
- 3.-PC monitorización



Figura (31) laser del túnel



Figura (32) Teodolito Sistema de Guiado en el Túnel

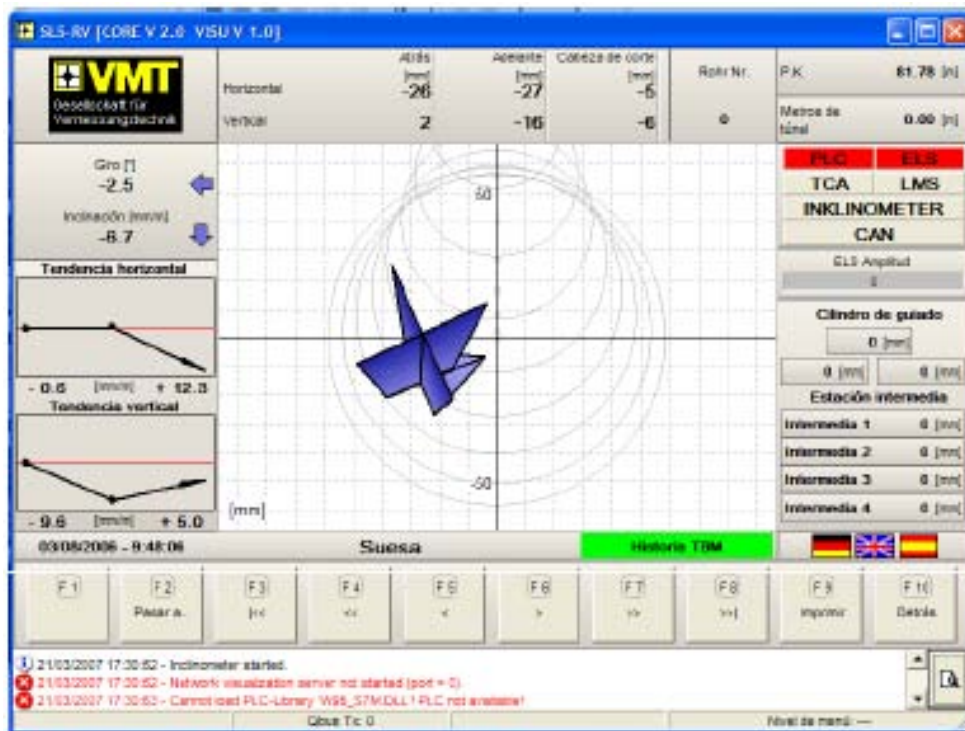


Figura (33) pantalla de sistema de guiado

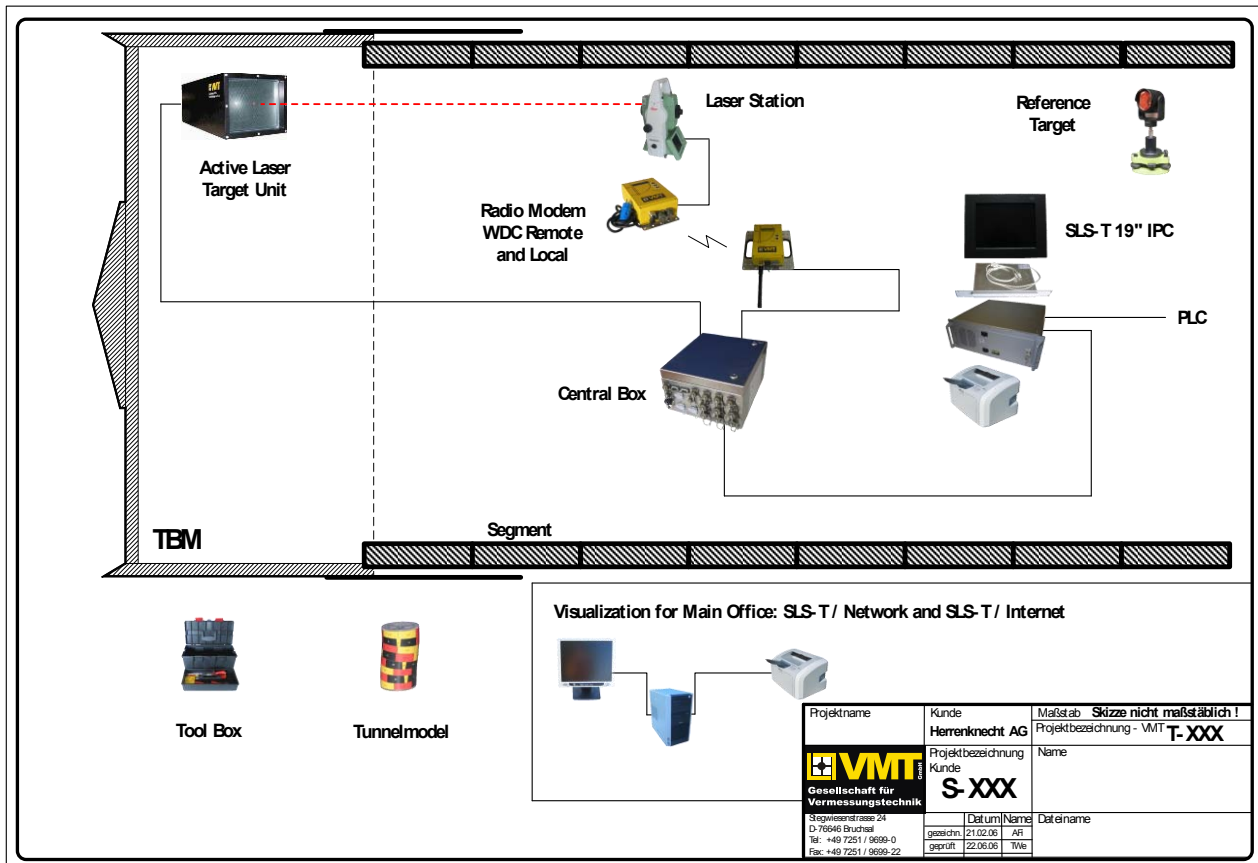


Figura (34) esquema general de guiado de escudo.

La realización de túneles con curvaturas requiere un sistema de guiado que:

- Ofrezca la información de la posición de la tuneladora al instante, para que el operador pueda conducirla lo más cerca posible del eje de proyecto.
- Incida lo menos posible en la actividad de la obra para evitar pérdidas de tiempo.

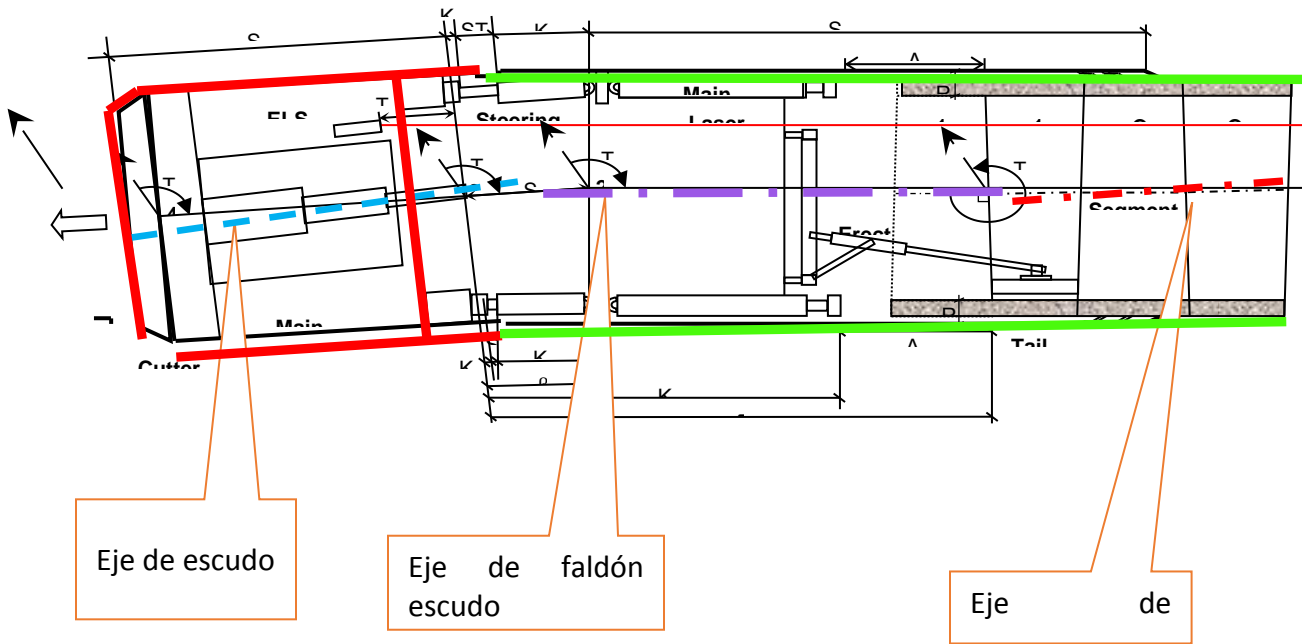


Figura (35) esquema general de guiado de escudo para un radio de giro

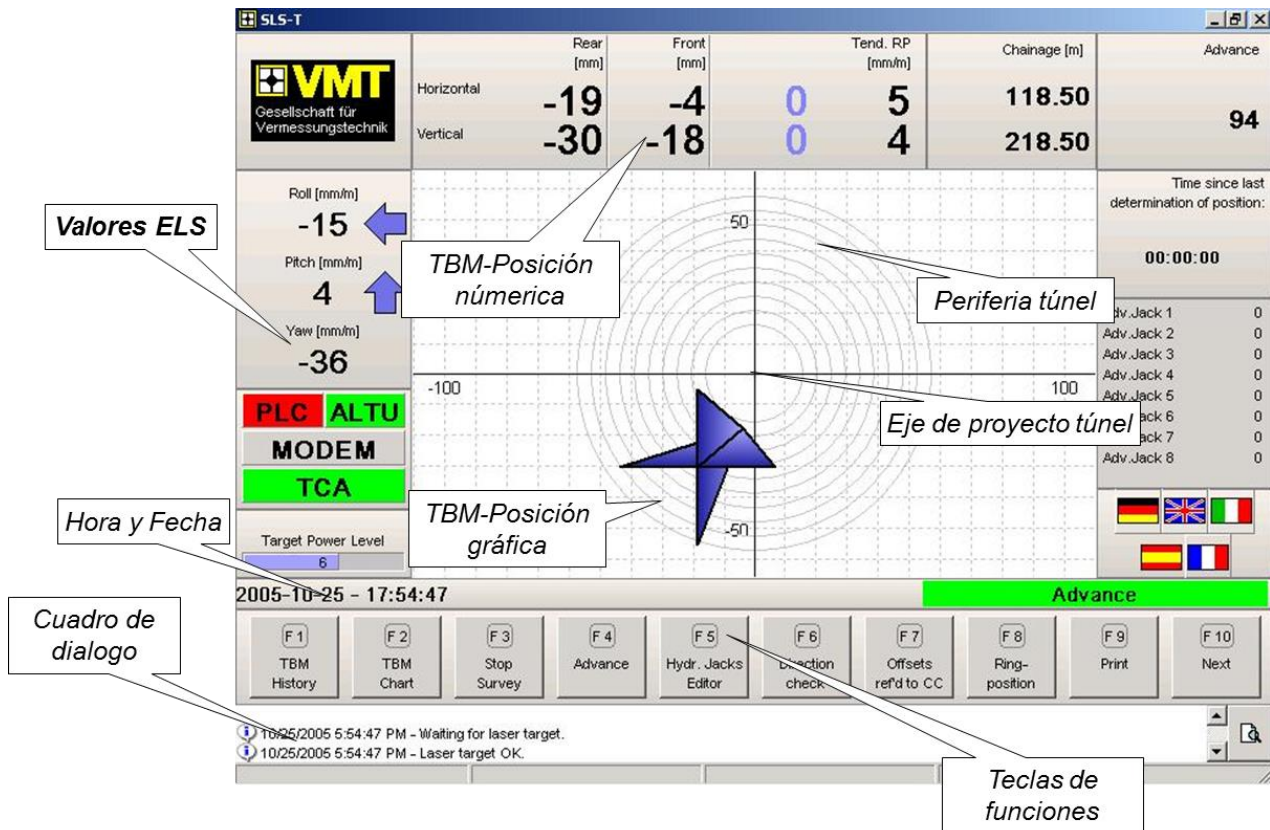


Figura (36) posición de la tuneladora relacionada con la curva de corrección en un sistema coordenado



Figura (37) mediante un programa permite al operario monitorear y controlar todas las funciones de tuneleo

5.-PREVENCIÓN Y PLANEACIÓN DE RIESGOS

5.1- EFECTOS DE DISTORSIÓN EN EL TÚNEL PRODUCIDOS POR ONDAS SÍSMICAS

Existe suficiente evidencia de campo que demuestra que las estructuras enterradas son vulnerables a los efectos sísmicos y por tanto se deben diseñar para poder soportar las deformaciones del suelo durante el terremoto (referencia 15). Si la estructura está suficientemente alejada del epicentro, se puede realizar un cálculo estático con el que se obtiene con suficiente aproximación la respuesta dinámica de la estructura. Los cálculos deben realizarse considerando la interacción suelo-estructura ya que la presencia de ésta modifica las deformaciones del suelo en campo libre. Las estructuras enterradas deben estar diseñadas de manera que resistan las cargas del terreno durante condiciones de trabajo normales, así como las deformaciones inducidas por el sismo de diseño. Hasta hace relativamente poco, la percepción dentro de la comunidad de ingeniería era que las estructuras enterradas no necesitaban diseñarse para resistir esfuerzos sísmicos porque éstas se mueven con el terreno debido a su menor masa comparada con la del terreno circundante, y por lo tanto no experimentan esfuerzos significativos. Por lo tanto, la experiencia recopilada a través de los años y de distintos terremotos y estructuras indica claramente que es necesario el diseño sísmico de las estructuras enterradas. Existen fundamentalmente tres mecanismos distintos que pueden imponer deformaciones dinámicas a las estructuras enterradas: (1) falla del terreno; (2) desplazamientos de fallas atravesadas por la estructura; y (3) vibraciones del terreno. El mecanismo de falla del terreno comprende roturas por desprendimiento de los taludes en los portales del túnel o por licuefacción del terreno alrededor de la estructura (referencia 15). El fenómeno de licuefacción resulta en una pérdida de la capacidad resistente del suelo y en grandes deformaciones. En general, no es aconsejable diseñar las estructuras de manera que resistan estas grandes deformaciones, y así es prudente evitar aquellos suelos que puedan licuar o tratarlos de manera que no se produzca el fenómeno durante el sismo. No es posible, en la mayoría de los casos, evitar el atravesar fallas activas que pueden imponer deformaciones en la estructura y tampoco es aconsejable, o posible, diseñar la estructura para resistir los desplazamientos de la falla. La solución normalmente consiste en un diseño flexible que permita el movimiento de la falla, limite el daño, facilite una reparación rápida de la estructura y que al mismo tiempo permita mantener la función del túnel aun después de que los desplazamientos de falla reduzcan la sección útil del túnel.

Respuesta del Túnel a Deformaciones Sísmicas

Existen dos tipos de ondas sísmicas en un medio continuo (modelo) (referencia 16): las ondas de compresión u ondas P y las ondas de cortante u ondas S. Las ondas de compresión

producen movimientos paralelos a su dirección de propagación mientras que las ondas de cortante generan movimientos perpendiculares. Las ondas sísmicas producen las siguientes deformaciones en un túnel ver figura 38.

1. Compresión axial (longitudinal) y extensión (Figura 38a), debidas a las ondas P que viajan paralelas al eje del túnel.
2. Compresión y extensión transversal (Figura 38b), debida a las ondas P que se mueven perpendicularmente al eje del túnel.
3. Flexión axial (longitudinal) o de arrastre (Figura 38c), causada por ondas S que viajan a lo largo del eje del túnel.
4. Cortante axial (longitudinal), (Figura 38d) debido a ondas S que se propagan en sentido perpendicular al eje del túnel con movimientos paralelos al eje del túnel.
5. Ovalización o deformación transversal (Figura 38e para Ovalización y Figura 38f para deformación transversal), inducida por ondas S que se propagan perpendicularmente al eje del túnel e inducen movimientos del terreno también perpendiculares al eje del túnel.

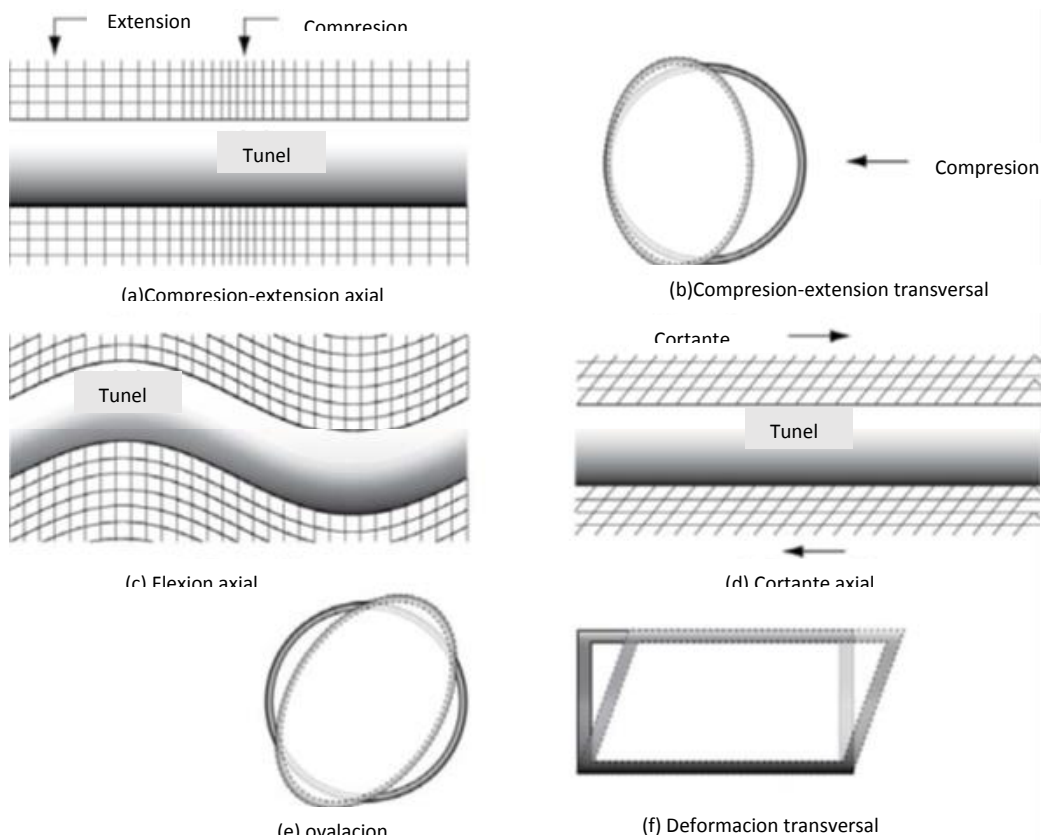


Figura (38): Modos de deformación de túneles producidos por ondas sísmicas.

Mow y Pao (1971) observaron que los esfuerzos dinámicos en una estructura enterrada sometida a ondas de compresión y cortante perpendiculares al eje del túnel (Figuras 38e y 38f) eran sólo 10% a 15% mayores que los esfuerzos obtenidos en un análisis estático en el que los esfuerzos o deformaciones del suelo lejos de la estructura son los máximos producidos por el terremoto (referencia 15). Hendron y Fernández (1983), Merritt et al. (1985) y Monsees y Merritt (1988) llegaron a las mismas conclusiones y demostraron que la amplificación dinámica de las ondas de esfuerzos en un túnel se puede ignorar cuando la longitud de onda de las velocidades máximas es al menos ocho veces mayor que el ancho del túnel. En estos casos, la fuerza sísmica se puede calcular como una carga estática. Esta aproximación produce normalmente errores aceptables en túneles que se hallan lejos del epicentro, donde las frecuencias de las vibraciones del terreno se encuentran típicamente dentro del rango de 0.1 a 10 hertzios. En la sección siguiente se presentan métodos de cálculo sencillos para determinar, usando métodos estáticos, los desplazamientos de las estructuras enterradas sometidas a deformaciones sísmicas. Cuando el túnel está expuesto a frecuencias más altas, por ejemplo explosiones, o cuando la condición requerida a las velocidades de onda no se cumple, la aproximación estática no es adecuada y los cálculos se han de hacer necesariamente utilizando métodos dinámicos numéricos.

5.2- CÁLCULO DE LAS DEFORMACIONES SÍSMICAS DE ESTRUCTURAS ENTERRADAS

La presencia de la estructura dentro del terreno afecta a las deformaciones del suelo alrededor de la estructura de manera que es de esperar que una estructura más rígida que el terreno que sustituye resulte en deformaciones menores que las del terreno si no hubiera estructura (referencia 15). De igual manera, una estructura cuya rigidez es menor que la rigidez del terreno que reemplaza, experimentará deformaciones mayores que las del terreno sin la estructura. Por tanto, el cálculo de las deformaciones sísmicas de estructuras enterradas requiere incluir en los análisis la interacción entre el suelo y la estructura.

En lo que sigue se presentan soluciones sencillas para estimar las deformaciones inducidas por sismos en estructuras profundas en las que el comportamiento tanto de la estructura como del suelo es elástico y tanto la estructura como el suelo son homogéneos. Un comportamiento elástico de la estructura es razonable si el túnel está bien diseñado de manera que el daño en la estructura es leve, pero no es realista en suelos, salvo para

aquéllos muy rígidos, por ejemplo arcillas duras y rocas, y para deformaciones sísmicas pequeñas. La solución que se presenta puede sin embargo aplicarse a casos de suelos blandos y relativamente no homogéneos siguiendo un proceso iterativo como el que se describe en Bobet et al. (2008).

La Figura 39a muestra un túnel de sección rectangular de dimensiones $a \times b$, propiedades elásticas del terreno E, ν , y propiedades elásticas del soporte E_s y ν_s . La Figura 39b presente un túnel de sección circular con radio r_0 , y con las mismas propiedades elásticas y momento de inercia I_s . Estas estructuras están sometidas a un esfuerzo de corte τ_{ff} en el terreno lejos de la estructura. Este es el cortante que se produce en el suelo en la deformación de campo libre o “free-field”, o sea el que se obtiene en el lugar y a la profundidad donde se ubica el túnel sin que se incluya la estructura. El esfuerzo o la deformación de cortante pueden obtenerse considerando las propiedades del terreno actuales y el terremoto de diseño usando el programa SHAKE o similares (Schnabel et al., 1972).

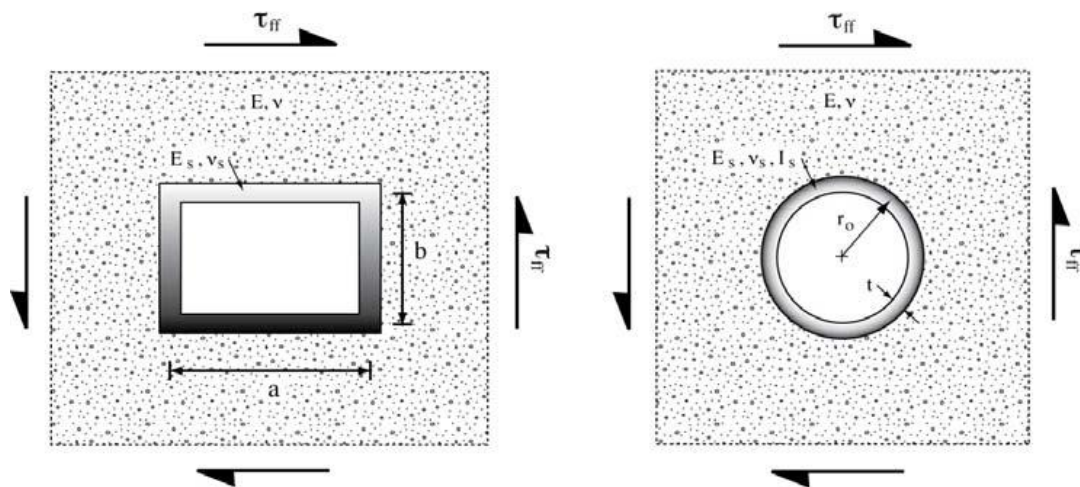


Figura (39): Estructuras enterradas profundas: (a) Estructura rectangular; (b) Estructura circular.

La Figura 39 muestra la distorsión de una estructura rectangular Δ_{stru} , normalizada con relación a la distorsión de campo Δ_{ff} , con respecto a F^w , que es la flexibilidad relativa de la estructura con respecto a la del terreno circundante. La distorsión de la estructura ∇_{stru} es la diferencia del desplazamiento entre las losas superior e inferior de la estructura (referencia 15). La relación de flexibilidad F^w se expresa como (Wang, 1993):

$$F^w = G \frac{a}{b} \Delta_1 \dots\dots\dots (1)$$

Donde a y b ($a > b$) son la longitud y la altura de la estructura, respectivamente (ver la Figura 40), G es el módulo de cortante del suelo, y Δ_1 es el desplazamiento en deformación plana de la estructura producido por una fuerza horizontal unitaria aplicada en la parte superior de la estructura, como se indica en la Figura 39. Dos tipos de cálculos se presentan en la figura: cálculos dinámicos realizados por Wang (1993) utilizando el método de elementos finitos dinámico, es decir incorporando la inercia en la solución, y cálculos estáticos, también utilizando el método de elementos finitos, en los que la inercia tanto del suelo como de la estructura se han ignorado (Bobet, 2009). Los cálculos dinámicos se realizaron considerando diversos sismogramas y diferentes geometrías y propiedades tanto del suelo como de los elementos estructurales. Los cálculos estáticos se han realizado para un número diverso de casos abarcando un rango amplio de los valores de la rigidez relativa F^w . Como puede verse en la figura, la distorsión de la estructura depende claramente de la rigidez relativa de la estructura con respecto a la del medio que la rodea, F^w . Hay que hacer notar que casos distintos pueden producir valores diferentes de la distorsión aunque tengan la misma rigidez relativa. Et al. (2006) demuestran que estas diferencias se deben a las distintas formas de la estructura, dadas por la razón a/b , pero las diferencias, como se puede ver en la figura, son pequeñas. La figura también muestra que los cálculos estáticos producen resultados similares a los de los cálculos dinámicos. Esto se debe a que las estructuras cumplen con la relación entre tamaño y longitud de onda de las velocidades máximas sísmicas descrita en la sección anterior.

Como se ha comentado previamente, la presencia de la estructura modifica las deformaciones del suelo. Así, si una estructura es muy rígida, $F^w = 0$, y ésta no se deforma independientemente de los desplazamientos impuestos por el terreno circundante. Si $F^w < 1$, la estructura es más rígida que el terreno y se deforma menos que el terreno sin estructura; si $F^w = 1$ la estructura se deforma igual que el suelo debido a que tiene la misma rigidez, y si $F^w > 1$ la estructura es más flexible que el terreno y se deforma más que el terreno sin estructura. En el caso límite, a medida que $F^w \rightarrow \infty$ las deformaciones de la estructura corresponden a las de una abertura rectangular de dimensiones $a \times b$ sin soporte.

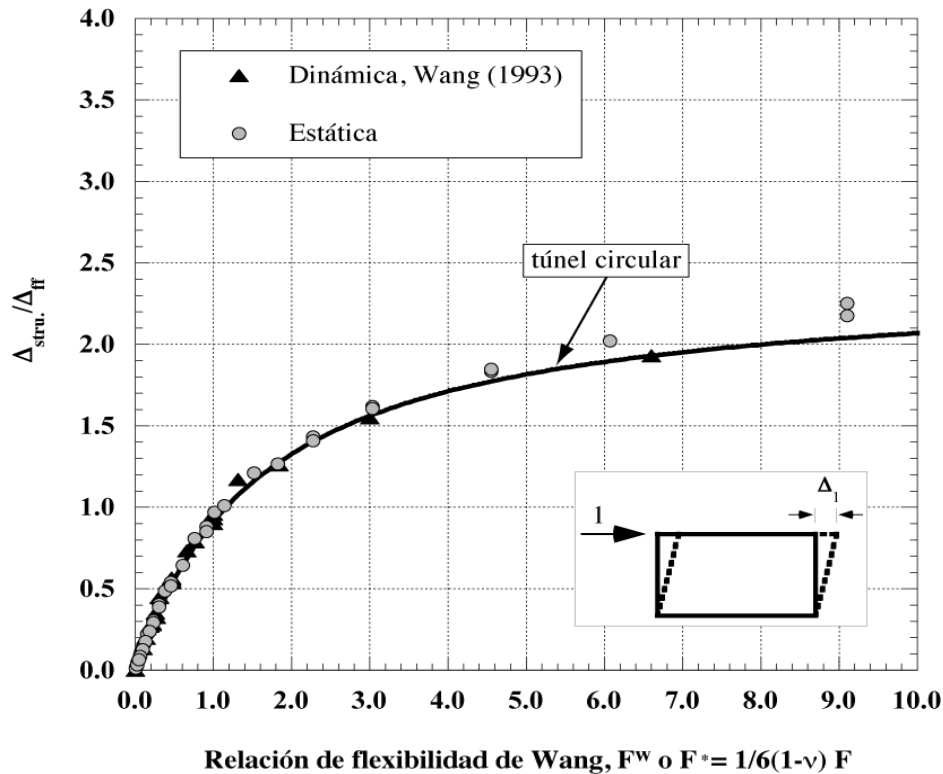


Figura (40): Estructuras enterradas profundas. Comparación entre cálculos dinámicos y estáticos.

Los errores cometidos asumiendo que la estructura es profunda se presentan en la Figura 40 (referencia 15). La figura presenta la distorsión de una estructura rectangular en un medio continuo y elástico, colocada a distintas profundidades, determinadas por el parámetro d/b , donde d es el espesor del suelo por encima de la losa superior de la estructura y b es la altura de la estructura, como se indica en la figura. Para facilitar las comparaciones, la distorsión de la estructura está normalizada por la distorsión de la estructura cuando ésta es profunda. Así, valores de la distorsión normalizada iguales a 1 indican que la estructura se comporta como si fuera profunda, mientras que valores menores que 1 indican distorsiones más pequeñas que las de la misma estructura cuando ésta es profunda. Los resultados indican una cierta dependencia con la geometría de la estructura, es decir los resultados dependen del factor a/b , que puede considerarse como una medida de la forma de la estructura. De todas maneras, como puede verse en la figura, los valores de las distorsiones normalizadas son siempre menores que la unidad, lo que indica que las estructuras superficiales se deforman menos que las profundas. Estos errores son pequeños, con valores máximos entre el 10% y el 15% de los de las estructuras profundas y se producen con $d = 0$, es decir cuando la losa superior de la estructura coincide con la superficie del terreno. Otra conclusión que se obtiene de la figura es que para valores de d/b igual o mayores que 1.5, la estructura puede considerarse como profunda independientemente de la forma de la estructura.

Resultados semejantes a los obtenidos para estructuras rectangulares pueden obtenerse para estructuras profundas de sección circular. La ventaja es que existen soluciones analíticas que dan directamente la solución completa del problema en términos de esfuerzos y deformaciones tanto del terreno como del soporte; véase por ejemplo, Einstein y Schwartz (1979) y Bobet (2009). Los cálculos se han realizado para un valor del coeficiente de Poisson del suelo de $\nu = 0.25$. Los datos de las estructuras circulares dependen del valor F^* (los de las rectangulares dependen de F^W), que es una modificación del valor de la flexibilidad relativa propuesto por Einstein y Schwartz (1979), necesaria para que los valores de la rigidez relativa de las estructuras circulares puedan compararse con los de las estructuras rectangulares.

$$F^* = \frac{1}{6} (1 - \nu) F$$

$$F = \frac{Er_0^3 (1 - V_s^2)}{E_s I_s (1 - V^2)} \dots\dots\dots (2)$$

En la ecuación (2) los valores de las propiedades elásticas son los definidos. Como puede observarse en la Figura 41, las diferencias entre las distorsiones de una estructura enterrada circular y rectangular son pequeñas, siempre y cuando los valores de las rigideces relativas sean comparables. Esta observación está de acuerdo con la conclusión previa de que la forma de las estructuras enterradas tiene una influencia pequeña en las distorsiones sísmicas.

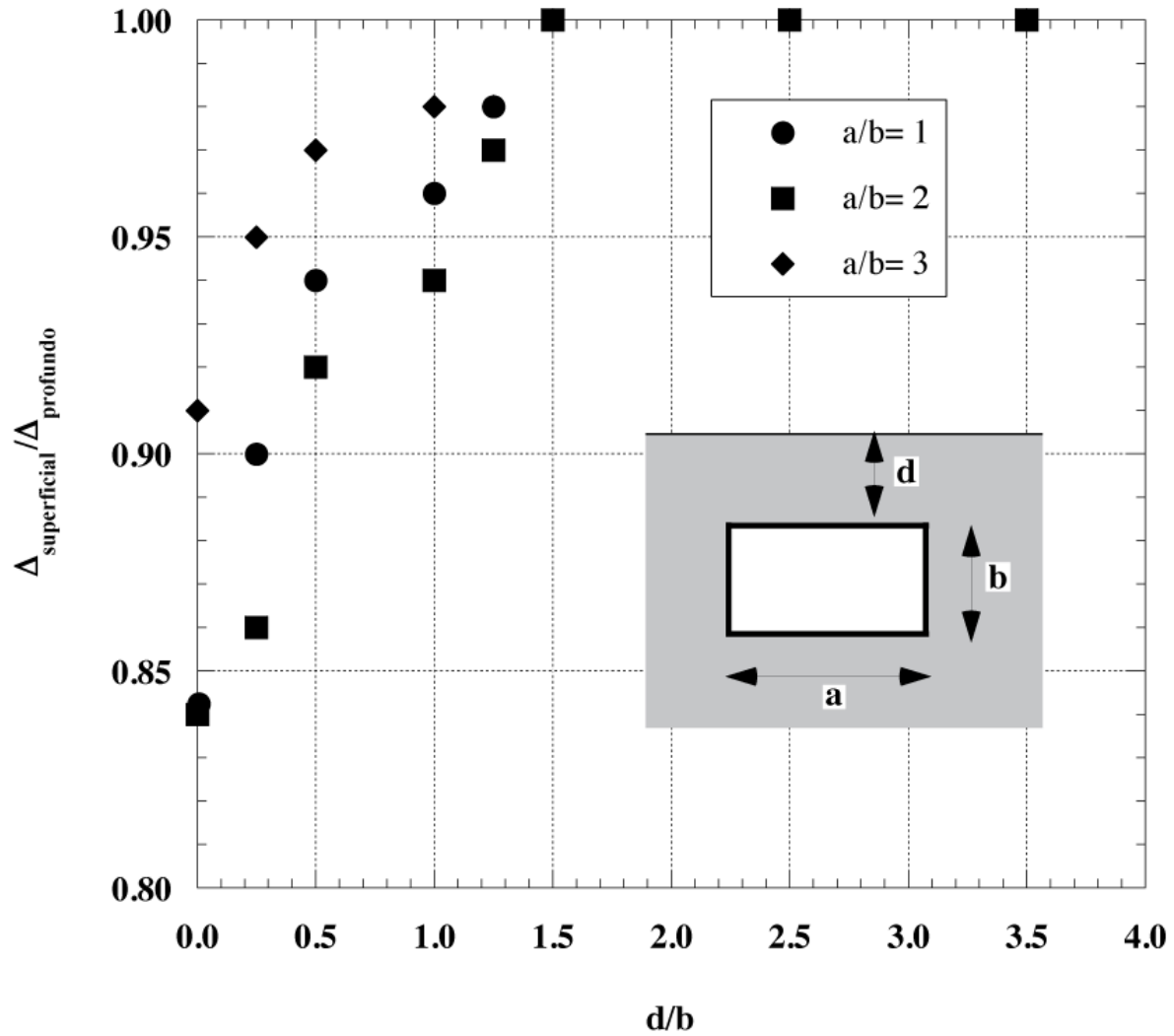


Figura (41). Comparación de deformaciones entre estructuras superficiales y profundas.

5.3- POTENCIALES TIPOS DE FALLAS EN TUNELES

La respuesta estructural del revestimiento depende de la rigidez relativa del revestimiento con respecto al suelo adyacente. La flexibilidad del revestimiento, relativa a la masa del suelo, como un largo tubo angosto sujeto al movimiento del suelo por el sismo, produciéndose el efecto serpenteante, no se ha definido matemáticamente en la

literatura disponible para los túneles en roca o suelo firme, se puede suponer que el túnel debe ajustarse a la deformación del suelo inducida por el túnel. Para suelo muy blando, es posible que exista alguna interacción entre el suelo y la estructura, lo que puede modificar la deformación del revestimiento. Análisis del metro "Trans-BARTD", indican que, para el lodo blando de la Bahía de Sanfrancisco, la rigidez del túnel reducía la deformación del suelo en campo libre en aproximadamente el 15% (Kuesel, 1969) esta reducción es relativamente pequeña, por lo que un cálculo razonable, pero conservador de los efectos serpenteantes en el túnel puede resultar de suponer que el túnel experimenta la misma deformación. Inducida por las ondas generadas por el sismo, que el suelo.

La deformación serpenteante se produce por ondas que propagan en dirección paralela u oblicua al eje del túnel. Tales ondas prolongadas a 45 grados respecto al eje del túnel, producen una deformación unitaria longitudinal máximo ϵ_1 , que puede ser estimado como sigue (Marrit et al, 1985):

$$\epsilon_1 = \frac{V_{max}}{2v_s} + \frac{0.7 a_{max} R}{V_s^2} \quad \text{-----} \quad 1$$

Dónde: **R** Es el radio del túnel al eje neutro

V_s Velocidad sísmica de onda de corte en el suelo

v_{max} Velocidad máxima de la partícula en el suelo inducida por la vibración del sismo

a_{max} Aceleración máxima de la partícula en el suelo inducida por la vibración del suelo

Otro efecto a considerar son los movimientos del sismo producidos por ondas de corte, propagándose perpendicularmente al eje del túnel. Estos movimientos distorsionan el revestimiento circular en una elipse. La rigidez relativa del revestimiento respecto al cilindro de "Relación reflexiva", **F**, que se define como la resistencia al cambio de forma (ovalamiento), bajo un estado de esfuerzos cortantes puros (Peck, 1969), y se calcula como:

$$F = \frac{E_m R^3}{6 E_1 I_{ef}} \frac{(1 - \nu_m)}{1 + \nu_m} \quad \text{-----} \quad 2$$

Dónde: **E_m** modulo elástico del suelo

ν_m Relación de Poisson del suelo

E₁ Modulo elástico de revestimiento

V₁ Relación de Poisson de revestimiento (concreto)

R Radio de revestimiento

I_{ef} Momento efectivo de la inercia del revestimiento

La experiencia en el diseño de túneles ha mostrado que un soporte perfectamente flexible así la relación de flexibilidad es mayor a 20. En tal caso las distorsiones que sufre el revestimiento del túnel son prácticamente las mismas que se tienen en el campo libre. No obstante será conservador considerar que la estructura experimenta las distorsiones del campo libre, al ignorar el efecto de interacción suelo- revestimiento que tiene por resultado la reducción de las deformaciones reales que sufre el revestimiento.

Aplicando este criterio la deformación unitaria máxima inducida en el revestimiento del túnel está dada por:

$$\epsilon = \frac{2 V_{max}}{V_s} \left(\frac{T}{R} + \frac{3}{16} \frac{E_m}{E_1} \frac{R}{t} \right) \text{-----}3$$

5.4-EJEMPLO DE APLICACIÓN

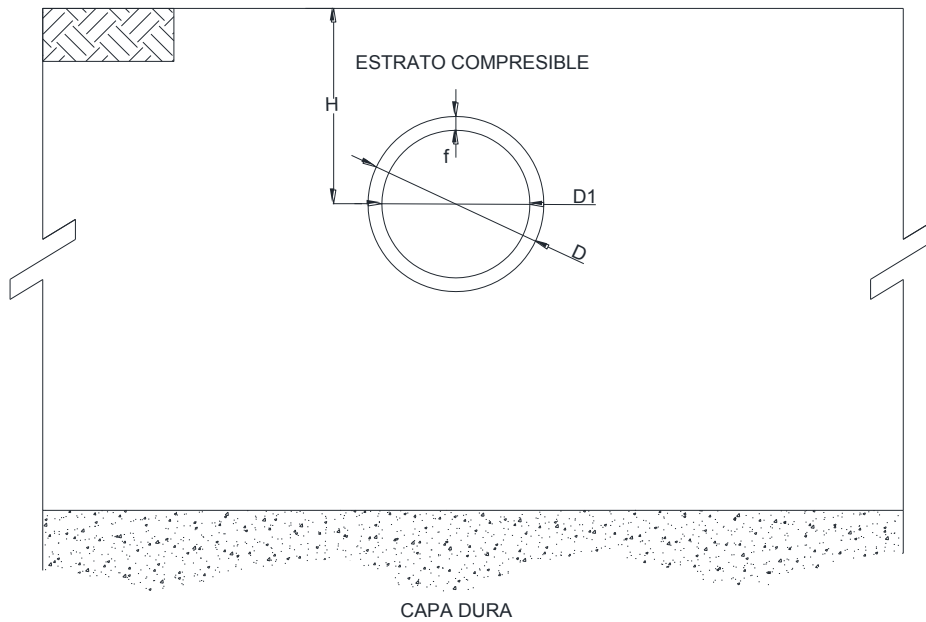
Aplicando los conceptos de análisis expuestos anteriormente, se revisaron los túneles Interceptor y central y semi profundo de Iztapalapa, cuyos diámetros de 6.24 y 4.0 m respectivamente, y están alojados en suelos arcillosos de la zona de lago de la ciudad de México en ambos casos el revestimiento primario de los túneles se hizo de dovelas de concreto prefabricadas.

Propiedades del Subsuelo:

$$\varphi = 1.3 \quad \text{Ton/m}^2$$

$$E_m = 600 \text{ Ton/m}^2$$

$$V_m = 0.3$$



Efectos Sísmicos

Velocidad de Onda

$$V = 50 \text{ m/seg}$$

Aceleración del terreno

$$A \text{ máx.} = 0.1 \text{ g}$$

Velocidad máxima del terreno

$$V \text{ máx.} = 0.31 \text{ m/seg}$$

Periodo dominante

$$T = 2 \text{ seg}$$

Caso analizados

Túnel interceptor central:

$$D = 6.25 \text{ m}$$

$$H = 27 \text{ m}$$

Revestimiento - dovelas prefabricadas en concreto

$$t = 0.25 \text{ m}$$

$$I_{ef} = 0.00065 \frac{\text{m}^4}{\text{m}}$$

$$E = 1.59 \times 10^6 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\gamma_1 = 0.18$$

Semi profundo de Iztapalapa

$$D = 4.00 \text{ m}$$

$$H = 12.0 \text{ m}$$

Revestimiento - dovelas prefabricadas en concreto

$$t = 0.175 \text{ m}$$

$$I_{ef} = 0.00022 \frac{\text{m}^4}{\text{m}}$$

$$E = 1.59 \times 10^6 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\gamma_1 = 0.18$$

De acuerdo a la expresión 1 la distorsión unitaria longitudinal máxima por efecto serpenteante es.

$$\epsilon_1 = \frac{V_{max}}{2v_s} + \frac{0.7 a_{max} R}{V_s^2}$$

El sismo del 19 de septiembre de 1985 según reportes, produjo una aceleración máxima de terreno de 0.2 g en la superficie. Para el análisis de túneles a lojados en una profundidad entre 12 y 20 m, se ha considerado un valor menor de la aceleración partiendo del concepto expuesto por las diferentes autores.

$$V_{max} = \frac{a_{max} T}{2\pi} \text{-----}4$$

Siendo T el periodo dominante, que de acuerdo al reporte del sismo del 19 de septiembre de 1985 fue de 2 seg de donde

$$V_{\max} = 0.31 \frac{\text{m}}{\text{seg}}$$

La distorsión máxima unitaria máxima impuesta por la onda viajando paralelamente al eje del túnel, en los casos considerados resulta ser:

Interceptor central $\epsilon_1 = 0.0040$

Semiprofundo de Iztapalapa $\epsilon_1 = 0.0036$

La deformación unitaria máxima de compresión admisible para esta condición de carga dinámica es 0.002 una deformación unitaria de 0.003 es la máxima recomendada para el diseño al límite.

6.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

6.1 TRAZO

En la elección del trazado del túnel para sistemas de drenaje intervienen muchos factores que tendrán que ser estudiados de manera independiente y también de forma conjunta para poder escoger el trazado que optimice mejor las diversas problemáticas que se planteen. Algunos aspectos entre los que habrá que buscar un equilibrio serán los siguientes:

- Hay que evitar o minimizar la afectación a zonas medioambientalmente interesantes, cumpliendo así las indicaciones de la Declaración de Impacto Ambiental
- Es importante minimizar la longitud de túnel continuo. De esta forma se mejora en gran medida la seguridad en la construcción y explotación del túnel acortando la distancia a zona segura.
- Hay que buscar trazados que favorezcan la construcción de accesos intermedios con longitudes razonables. Para poder reducir plazos y costes con la utilización de nuevos puntos de ataque y habilitar futuras salidas de emergencia.
- Hay que intentar reducir al mínimo la longitud de túnel en terrenos geotécnicamente conflictivos, ya que encarecerán la obra y aumentarán el riesgo de accidentes.
- Evitar, en lo posible, puntos bajos. Si no es así; la explotación estará penalizada por el permanente funcionamiento de estaciones de bombeo, acarreamiento un gasto de equipos y energía, y aumentando el riesgo de inundación en caso de fallo.

- Evitar también los puntos altos, salvo que se puedan dotar de chimeneas que permitan la ventilación natural en esos puntos. Lo contrario también penalizaría la explotación, por la necesidad de ventilación forzada que evite la acumulación de gases.
- Como sabemos las lumbreras del túnel son un lugar muy importante técnicamente en la fase de construcción y un punto estratégico en la fase de explotación. Por eso hay que evitar su construcción en zonas de riesgo de cualquier tipo: Inestabilidad de laderas, acumulación de nieve, fondos de vaguada, etc. También se evitará situarlas cerca de industrias o almacenes de materiales peligrosos, donde se puedan dar escenarios de Riesgo apreciable por explosión, incendio, etc.

6.2 CONSTRUCCIÓN DE LUMBRERAS

Los trabajos de construcción de túneles plantean una problemática específica como consecuencia de las limitadas dimensiones, la accesibilidad al frente de trabajo, y las desfavorables consecuencias que puede acarrear en el medio circundante (roturas, deformaciones, filtraciones, etc.) la apertura de un hueco continuo en su interior. La construcción con éxito de un túnel exige la aplicación de unos métodos y un sistema de trabajo que permita la obtención de unos rendimientos adecuados, manteniendo, por otra parte, la estabilidad general del entorno afectado (referencia 13).

El proceso de tuneleo comprende la construcción de lumbreras para el desplante de los equipos. Así como la instalación del sistema para sostener el túnel y acabado final. El procedimiento constructivo de las lumbreras se ideó para los suelos de muy baja resistencia al esfuerzo cortante, de muy alta compresibilidad, con agua subterránea en condiciones hidrodinámicas.

Las lumbreras son accesos verticales o inclinados para realizar a través de ellos todas las operaciones auxiliares y necesarias en la construcción de un túnel: excavación, ventilación, bombeo, rezaga, transporte vertical, instalaciones eléctricas y de aire comprimido, acceso de personal, etc. Las lumbreras se pueden clasificar como redondas o cuadradas según sea la necesidad del proyecto a ejecutar.

Lumbreras flotadas procedimiento constructivo

Construcción de brocales provisionales.

Antes de hacer la colocación de los brocales provisionales, se cuenta con un terreno previamente adecuado como área de trabajo, con espacio para la fácil movilidad de material y maquinaria, así como marcado con forme a planos para la excavación de la zanja en donde se colocaran los brocales provisionales (referencia 14).



Figura (42) Adecuación del terreno para el área de trabajo

Con los planos del proyecto se generan los bancos de nivel y mojoneras de referencia. Teniendo esto, se marca el centro de la lumbrera y se procede al trazo de los brocales de acuerdo al diámetro de cada una, revisando posteriormente que en cada una de las etapas de construcción el nivel requerido para el proyecto.



Figura (43) trazo de brocal sobre terreno



Figura (44) excavación del terreno para la construcción de los brocales provisionales



Figura (45) construcción de los brocales provisionales interior y exterior

La dimensión y características de los brocales dependen de las especificaciones en los planos de cada una de ellas. Estos brocales forman un polígono de 20 lados iguales. A cada uno de estos lados que forman los brocales se les conoce como tableros, y estos tableros forman la zanja ya antes mencionada donde se realizará la excavación. Las dimensiones de estos tableros vistos en planta son de un ancho de 65 cm y un largo aproximado de 240 cm, esto se realizó de esta forma ya que los tableros servirán como guía para la excavación a realizar. La construcción de los brocales será de forma monolítica.

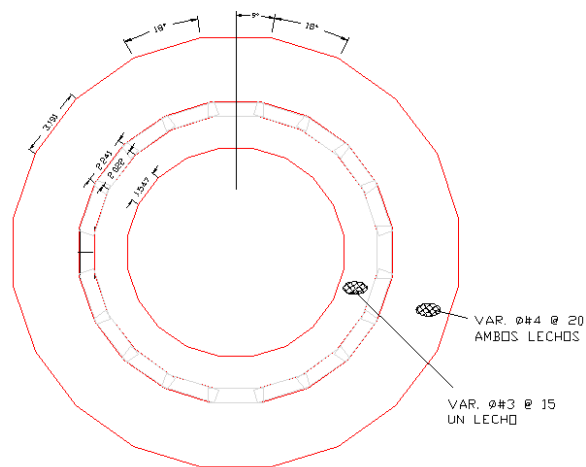


Figura (46) diseño de los brocales provisionales interior y exterior

Elaboración de pozos de bombeo.

Teniendo los brocales provisionales terminados y con la finalidad de abatir el nivel freático que existe en la excavación que se va a realizar para la pantalla perimetral, la excavación de la zanja y la excavación del núcleo, se realizan estos pozos de bombeo. Para la construcción de estos pozos es necesaria una maquina especial para estos, el material para la elaboración del tubo de bombeo y las bombas que extraerán el agua.

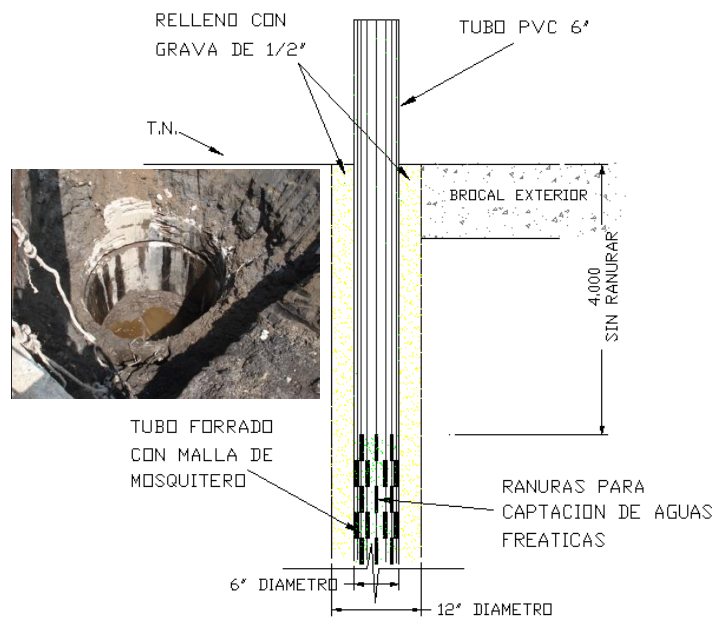


Figura (47) diseño de un pozo de bombeo

Excavación y colocación de pantalla perimetral.

Para la excavación de la zanja es necesario contar con equipo guiado marca Casagrande, una almeja con un ancho de 60 cm y una apertura de 2.4 m (casi igual a la de los tableros realizados anteriormente) y una draga Link Belt para montar este equipo, así como camiones de volteo para sacar el material extraído de la obra y llevarlo al tiro más cercano. Es necesario también contar con dos tanques de 30 m³ donde se almacene el lodo fraguante, así como tres tanques de 25 m³ para el almacenamiento de agua y un tapanco donde se tendrá el cemento necesario para este lodo. También se necesitan dos agitadores para la preparación del lodo fraguante, así como bombas de concreto para su colocación (referencia 14).



Figura (48) equipo guía montado sobre la draga para excavación en el tablero

Antes de empezar la excavación se alinea y plomea el equipo guiado con la almeja, se coloca en el tablero que se piensa excavar y se comienza la extracción de terreno colocándolo en los camiones para transportarlos al tiro. Al mismo tiempo que se extrae este material se realiza el

estabilizador del terreno con lodo fraguante con una resistencia a compresión simple de 8 a 10 kg/cm², que se prepara con 6 bultos de cemento (300 kg) por cada 857 litros de bentonita (una bacha) en los agitadores.

LODO BENT. P/ LODO FRAGUANTE					
CONCEPTO	CANT.		P. V.		CANT.
	KG		T/M²		LTS
AGUA	1,000.00	KG	T/M ³ 1.00	=	1,000.00
BENTONITA	80.00	KG	2.12	=	37.74
			1.05	Volumen =	1,037.74

PREPARACIÓN LODO FRAGUANTE					
PARA UNA RESISTENCIA A 28 DIAS = 10 KG/CM²					
CONCEPTO	CANT.		P.V.		CANT.
			T/M³		LTS
LODO BENTONITICO	1,000.00	LTS	1.05	=	1,000.00
CEMENTO	350.00	KG	3.20	=	109.38
			1.24	Volumen =	1,109.38

Tablas 9 y 10 de agregados para la preparacion de los lodos bentoniticos

Los brocales serán excavados de manera alterna, empezando por el tablero uno y continuando con los números nones, y posteriormente con los pares, completando todo el perímetro. Esto se hace para evitar caídos de terreno en la excavación y también para asegurar que la almeja excave de manera alineada.



Figura (49) excavación del tablero

Durante el inicio de la excavación se deberá mantener un nivel mínimo de 50 cm del brocal temporal exterior I manteniendo la presión adecuada para evitar fallas en el terreno. Por lo mismo siempre se tendrán los recursos necesarios para la fabricación y suministro de lodo fraguante, así como camiones para el retiro del material extraído.



Figura (50) colocación de lodos bentoniticos para estabilizar el terreno

Excavación de la zanja perimetral.

Este proceso es similar al de la excavación de la pantalla perimetral, pero en vez de utilizar lodo fraguante, se utiliza un lodo bentonitico y se realiza con la finalidad delimitar el núcleo de la lumbrera.

Para empezar la realización de esta etapa, previamente debemos de tener listo el equipo guiado con la almeja alineada y plomeada. También necesitamos tener listos camiones de volteo de 8 m³, preparación de lodo bentonitico para la sustitución del terreno por el mismo, así como dos bombas de concreto para la colocación del lodo. Para el lodo bentonitico necesitamos dos tanques, tres contenedores de agua de una capacidad de y dos agitadores. También es importante tener ya elaborados el brocal definitivo y el brocal provisional interior.

Una vez teniendo todo lo anterior se comienza con la elaboración del lodo bentonitico, con un peso volumétrico de 1.07 t/m³ y un contenido de arena menor a 5%, realizado con

ayuda de dos agitadora y colocado con las bombas de concreto. Al mismo tiempo se coloca el equipo guiado en el tablero número 1, comenzando con la excavación y verificando que el lodo fraguante de la etapa anterior alcance el 80% de la resistencia del proyecto. Este proceso es necesario mantener el nivel del lodo bentonítico a no más de 50 cm del paño superior del brocal exterior, esto según las especificaciones de proyecto para evitar fallas por supresión. Una vez concluida la excavación, se procede al sondeo para la verificación de profundidades alcanzadas. Esto se realiza con una sonda construida con cable de acero de 1/8" y un contrapeso en la punta lo suficientemente pesada para lograr la penetración hasta el fondo, haciéndolo en cada uno de los tableros.



Figura (51) excavación de la zanja perimetral

Excavación del núcleo.

Excavada la zanja perimetral, se procede a la demolición y retiro del segundo brocal provisional interior, verificando que todos y cada uno de los bloques de concreto sean retirados por completo.



Figura (52) excavación de núcleo por medio de una almeja loca

Esta etapa concluirá con la revisión de la profundidad alcanzada según lo marca el proyecto, esto se realizó generando una retícula de 1 m. por 1 m., verificando en cada uno de estos vértices de la retícula, la profundidad real con ayuda de una sonda. Si el nivel registrado por la sonda no es el de proyecto, se procede al desazolve hasta llegar a la profundidad requerida.



Figura (53) revisión de profundidad

Para verificar que el diámetro excavado con ayuda de los brocales se utiliza un escantillón, que es una estructura de acero formado por dos vigas IPR unidas por dos vigas de las mismas características, que tiene la misma longitud del diámetro de la lumbrera y un ancho aproximado de 2 m. Este elemento es introducido a la lumbrera por medio de una draga, que lo hace llegar hasta el fondo. A este elemento se le coloca una cuerda que servirá para conocer a la profundidad que llega, siendo esta otra forma de verificar las profundidades.



Figura (54) verificación del diámetro excavado

Colocación del tanque de flotación.

Paralelamente al inicio de la construcción de la lumbrera, en la misma obra, se fabrica el tanque metálico de flotación, el cual debe ser programado de tal suerte que esté totalmente habilitado antes de que se termine la excavación del núcleo de la lumbrera.

Este tanque servirá de base para la lumbrera y realizaran las inmersiones. Las dimensiones de este dependen del diámetro de la lumbrera y la profundidad que tenga la misma, ya que es diseñado de tal forma que su volumen, al ser llenado de aire comprimido, alcance la completa flotación de la lumbrera con todo y las etapas de muro que se lleven elaboradas. Para la realización del tanque es necesario contar con una planta de soldar, cortadora de acero y todo el material con el que se realizara el tanque.



Figura (55) de tanque de flotación

Una vez terminada la excavación del núcleo se procede a la instalación de 20 vigas de sujeción de tipo IPR de 12", colocadas en el perímetro de la excavación, una en cada tablero del brocal definitivo exterior. Las vigas son ancladas al brocal definitivo con varilla del #10 y un cerrojo con un poco de juego para el fácil anclaje de la lumbrera. Estas vigas van a ser fundamentales en las etapas posteriores, ya que servirán como apoyo de la lumbrera mientras se realiza el armado y colado de los muros de la lumbrera.



Figura (56) de instalación de vigetas de sujeción

Terminado el tanque se procede a la instalación del sistema de inyección de aire comprimido por medio de compresores, mangueras y válvulas, verificando la alineación

horizontal y vertical, ya que esta estructura forma parte fundamental para la construcción de lumbreras flotadas. También es importante verificar la hermeticidad del tanque ya que no puede tener ninguna ranura o algún tipo de fisura para no dejar escapar el aire que se le introduzca.

Posteriormente se procede a la colocación del tanque en el interior de la lumbrera con ayuda de dos grúas y es fijada con las vigas antes mencionadas.



Figura (57) sujeción del tanque de flotación

Muros de la lumbrera e inmersiones controladas.

Una vez colocado el tanque se necesita instalar ahora unas plumas de control con malacates de 3 toneladas cada uno, siendo un total de cuatro plumas repartidas simétricamente alrededor de la lumbrera. Éstas servirán para las inmersiones de la lumbrera e irán ancladas al brocal permanente.

También es necesario contar con el material suficiente para la elaboración del armado de las paredes de la lumbrera (varilla del diámetro pedido en el proyecto), así como con cimbra, que en este caso es prefabricada y reutilizable para el ahorro de tiempo y desperdicio de material, la cual será montada con ayuda de una draga Link Belt



Figura (58) plumas de control

Teniendo todo lo anterior listo en la obra y verificando que este perfectamente anclado el tanque de la lumbrera, se comienza con el armado de la losa de fondo de la lumbrera, colocando el acero con forme a proyecto. Sé continuo con el armado de la primera pared de la lumbrera, la cual alcanzará una altura de 2.40 m. Esta altura se obtiene con un análisis de flotación, el cual se basa en la cantidad de aire que se puede colocar dentro de la lumbrera y la flotación que esto provoca, así como por el centro de gravedad de la lumbrera.

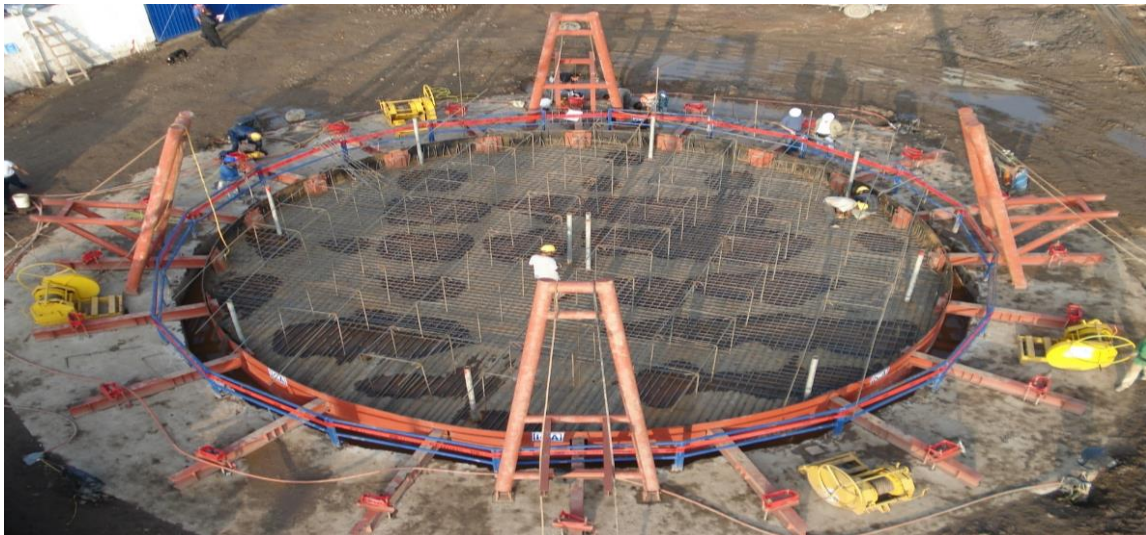


Figura (59) armado de la losa de fondo

Terminado el armado se prosigue con la colocación de la cimbra la cual se soporta con el brocal en el exterior y por la propia lumbrera en el interior. Esta cimbra debe estar correctamente plomeada y revisados los niveles por topografía. Es importante en este proceso colocar unicel en las partes donde se va a soportar la lumbrera con las vigas de sujeción, formando espacios un poco más grandes que las vigas, para facilitar su colocación. También es esencial dejar unas horquillas de acero embebidas en el muro, las cuales servirán para sujetar de ahí las poleas que sirven como guía.

El concreto utilizado es transportado a la obra por medio de camiones con revolvedora. Este concreto tiene un $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$ fabricado con cemento CPO 30R-RS, que para su colocación se utilizará una bomba de concreto con pluma para facilitar y agilizar su colocación. Durante el colado se debe cuidar que el concreto sea colocado uniformemente en todo el perímetro de la lumbrera, esto se realiza con ayuda de vibradores y sirve para evitar descompensaciones en el equilibrio de la lumbrera causado por el peso del concreto al momento de colocarlo.



Figura (60) cimbra



Figura (61) colado de primera sección

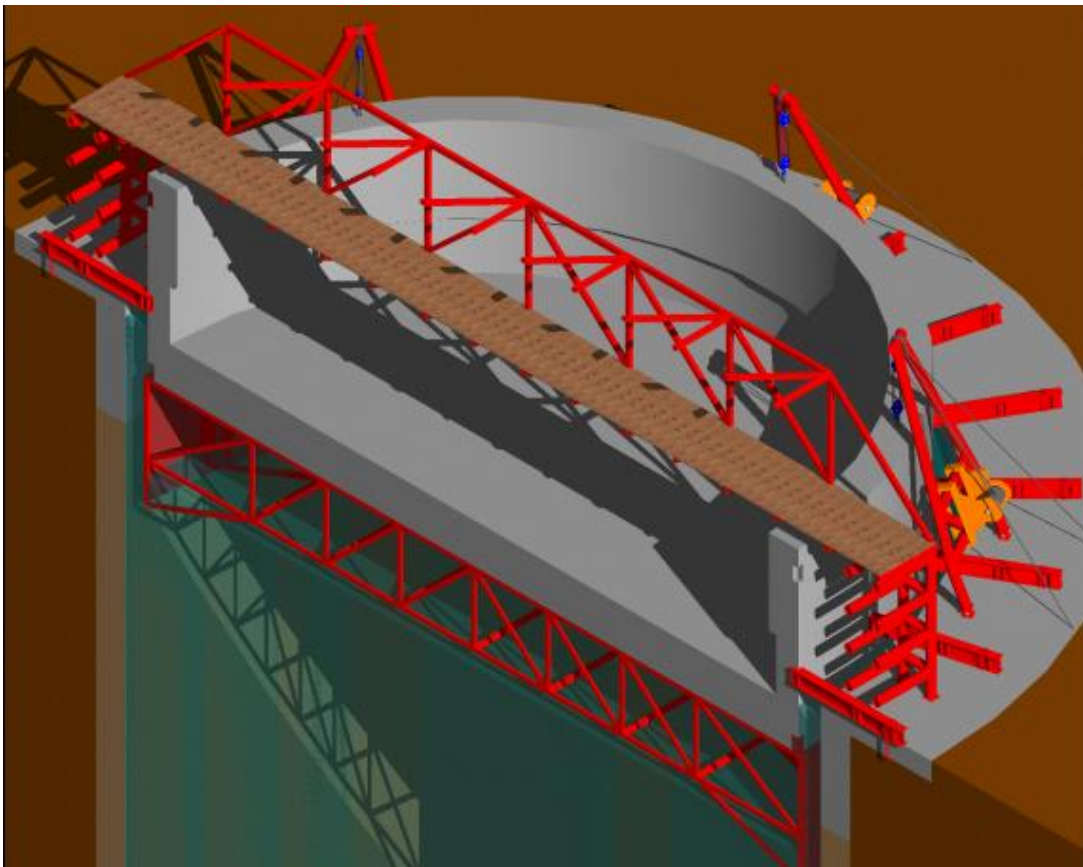


Figura (62) corte de proceso de elaboración de muro e inmersión

Este concreto se deja fraguar ocho horas, ya que se trata de un concreto de fraguado rápido. Se prosigue con el descimbrado exterior e interior retirándola en módulos con ayuda de una grúa.

Descimbrado el muro de la lumbrera se procede a la inyección de aire comprimido hacia el interior del tanque metálico por medio del sistema de tuberías, válvulas y el compresor, esto hasta lograr la flotación y poder retirar las vigas de sujeción.

Liberada la lumbrera y con ayuda de los malacates esta se nivela en caso de ser necesario, para así proceder a la inmersión con el retiro de aire y de lodo, verificando la nivelación y alineamiento con aparatos topográficos. En esta etapa es importante siempre mantener la verticalidad de la misma, ya que puede ocurrir que la lumbrera entre de forma irregular y provoque un volteo. Por esta razón se debe tener una buena coordinación en el manejo de los malacates.

Inyección de mortero.

Coladas las trabes de liga, se dejan pasar 24 h para el correcto fraguado de las mismas, se retira la cimbra y se comienza con esta etapa de la lumbrera en la cual se inyectará un mortero fluido con características de un $f'c=30 \text{ kg/cm}^2$ a través de las 11 tuberías de 3", colocadas para este fin en el tanque metálico.

En este proceso de relleno, se comienza por las tres tuberías que se encuentran en el centro del tanque, colocando el mortero hasta que esté totalmente lleno, con ayuda de una bomba de concreto. Posteriormente se continúa con los tubos que se encuadran en el perímetro del muro de la lumbrera, relleno el fondo en su totalidad. Es importante calcular bien el volumen de mortero que se va a colocar, ya que puede llegar el momento en que el fondo este totalmente saturado y se le inyecta más, provocando una presión en el fondo de la lumbrera que genera que la misma comience a ascender, fracturando tanto el brocal como las trabes de liga, es en ese momento que se debe de suspender esta inyección, aunque no se debe llegar a esto para saber que está totalmente saturado de mortero.

Terminado este proceso, se debe esperar aproximadamente 12 h para que el mortero alcance una resistencia de por lo menos un 70% de su capacidad, para proseguir con el relleno de la zanja perimetral, en el cual se sustituirá el lodo bentonítico por mortero de iguales características que el ya usado en el relleno del tanque. Previo al comienzo de esta etapa, se debe hacer unas ranuras a los muros de la lumbrera, la cual servirá para que el

lodo que vaya emergiendo sea colocado directamente al interior de la lumbrera, sin la necesidad de la utilización de bombas.

El mortero será colocado a través de una tubería tremie con un diámetro de 10", montado con ayuda una draga. Esta tubería, antes de realizar el colado, nos servirá para sondear la zanja perimetral, esto para saber el volumen que se pedirá de mortero.

Es importante que durante la colocación del mortero de la zanja perimetral, este se realice en forma alternada alrededor del perímetro de la lumbrera, en este caso fueron seis conos utilizados, esto se realiza con la intención de garantizar que la nivelación del colado sea uniforme.

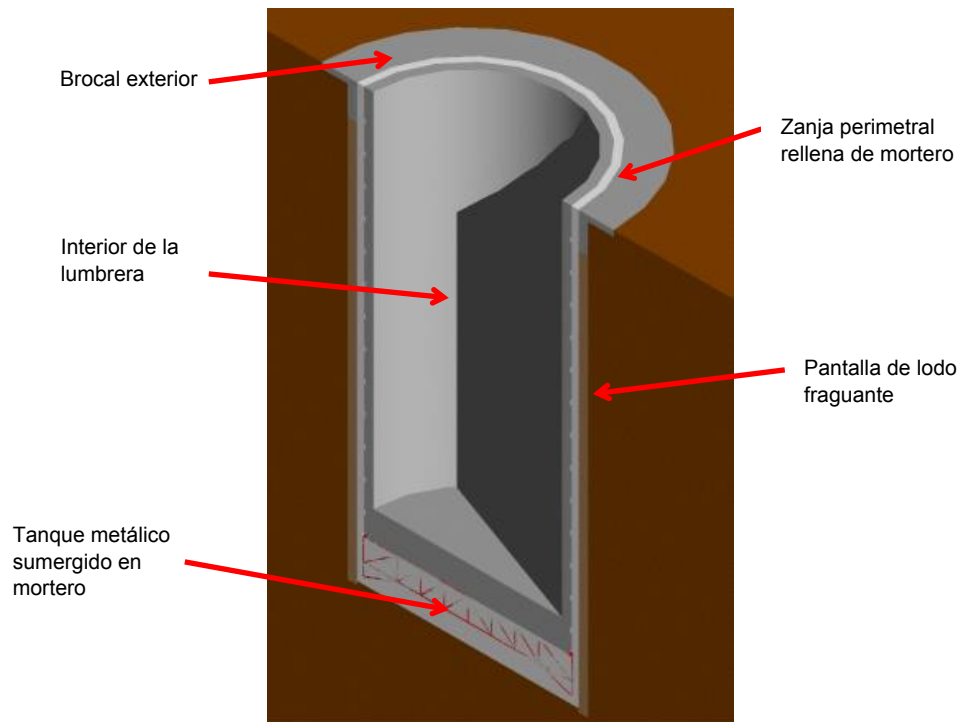


Figura (63) corte general de una lumbrera

6.3 PORTALES DE ENTRADA Y SALIDA

El mejoramiento de suelos a la entrada y salida del escudo, realizándolo para evitar problemas en el suelo cuando la tuneladora entre y salga de la lumbrera. Este tipo de trabajos se realiza solamente en suelos blandos con la finalidad de sellar totalmente la entrada y la salida del túnel colocando un sello por lo general es de neopreno en conjunto

con un anillo, evitando que el terreno ocasione algún tipo de falla ya sea por el vaciado del terreno por algún hueco en cuanto entra el escudo o sale.

Antes de comenzar a realizar la sustitución se realiza la demolición del brocal exterior en la zona donde se hará el mejoramiento del suelo, esto con ayuda de un martillo neumático montado sobre una retroexcavadora, retirando por completo el material demolido y rellenando con tepetate y haciéndole una correcta compactación. Se realiza también la ubicación de cada uno de los tableros, esto con ayuda de los planos y los topógrafos.

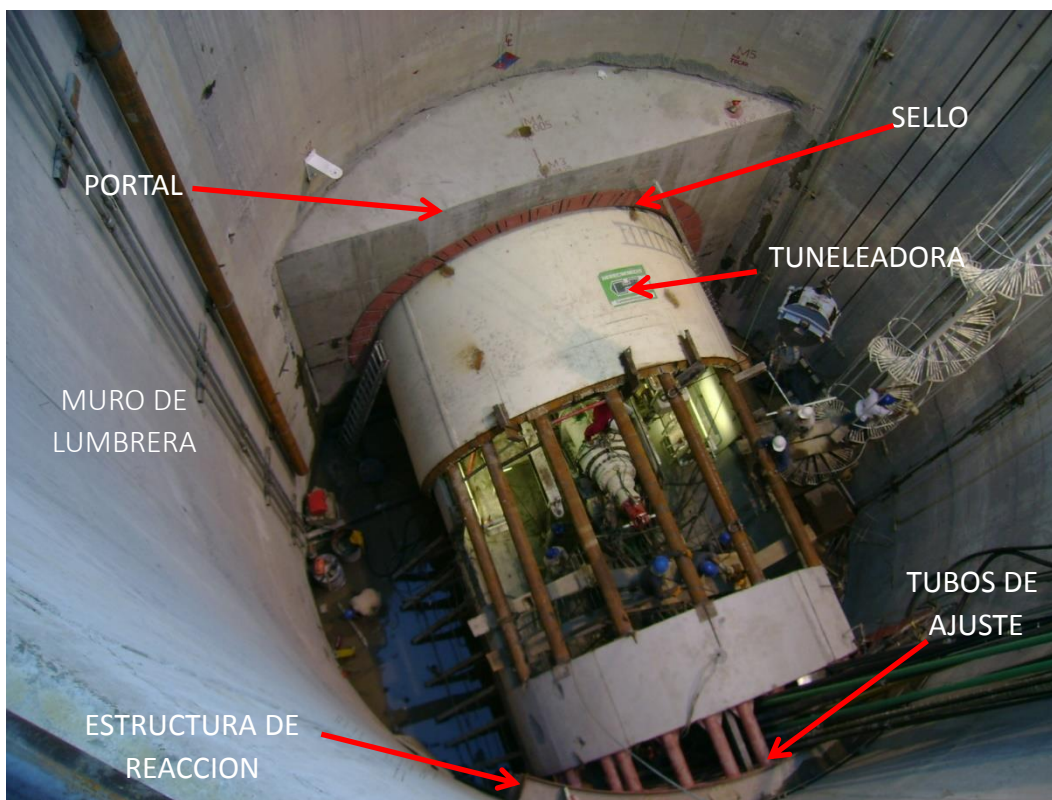


Figura (64) preparaciones de las lumbreras para entrada y salida del escudo.



Figura (65) portal de salida del escudo

Una vez terminado el desmantelamiento del todo el mecanismo de tunelero se procede a como termino final en las lumbreras. Se coloca una losa tapa para futuras reparaciones o mantenimiento de los sistemas de drenaje.

6.4- CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS DEL TUNELERO

La mecánica de suelos en la construcción de un túnel.

Un suelo es un conjunto organizado de partículas producto de la alteración de las rocas superficiales de la corteza terrestre (referencia 12).

Del suelo interesa conocer el comportamiento mecánico que se va a manifestar como consecuencia del proceso de la excavación que va ser sometido. Se puede predecir este comportamiento conociendo sus propiedades características geométricas.

Algunas de las características principales que se deben conocer son:

Peso unitario γ

Índice de huecos

% de humedad

Granulometría

Coefficiente de uniformidad $\frac{D_{60}}{D_{10}}$

Densidad relativa: Valor N

Coefficiente de permeabilidad: $K \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$

Cohesión: C

Angulo de rozamiento interno: ϕ

Resistencia a compresión uniaxial: δ_c

Resistencia al Corte: τ

Velocidad sísmica: Ondas P y S

Límites de Atterbert.

La densidad relativa de los suelos se define mediante el valor N del ensayo de penetración dinámica SPT, tabla (estándar penetration tests)

En la tabla se indican los valores de N para los distintos terrenos:

Clasificación	N
Muy Suelto	0-4
Suelto	4-10
Completo	10-30
Denso	30-50
Muy denso	5

Tabla número 4 Valores del N (SPT)

Tipo de Suelo		RESISTENCIA	
	Termino	Definición	Valor de N y Resistencia a el Corte
Guijarros	Suelto/Denso Cementación Fuerte	Inspección de Huecos y partículas Relleno	Variable
Arenas y Gravas	Cementación Ligera Muy Densa Densa	Se excavan con el pico terrenos que se desgastan con el pulgar y se desmoronan con las manos	N>50 N = 30-50

(Suelos de grano Grueso)	compacto	Se requiere el pico para su excavación. Resulta difícil de introducir un punzón de 50 mm. Más de 50-100 mm	N = 10-30
	Suelto	Se excava con el pico; se introduce bien un punzón de 50 mm.	
	Muy suelto		N < 10 N < 4
Limos (Suelos de granos fino)	Firme o denso	Puede moldearse o romperse con una fuerte presión en los dedos.	N < 10
	Blando o Suelto	Se rompe o moldea Fácilmente con los dedos	N < 10
Arcillas	Muy Dura	Se puede intentar con la uña del pulgar	N = > 20 $\tau > 150 \frac{KN}{m^2}$
Arcillas limosas	Dura	No se puede moldear con los dedos pero Se puede intentar con el pulgar	N = 10-20 $\tau > 75-150 \frac{KN}{m^2}$
Arcillas arenosas (suelos de grano muy fino)	Firme	Se puede moldear con fuerte presión de los dedos	N = 4-10 $\tau = 40-75 \frac{KN}{m^2}$
	Blanda	Se moldea fácilmente con los dedos	N = 2-4 $\tau = 20-40 \frac{KN}{m^2}$ τ

TABLA NUMERO 5 VALORES DE N Y τ PARA DISTINTOS TERRENOS

DESCRIPCIÓN	TAMAÑO DE LA PARTÍCULA
Boulders	
Guijarros	>200 mm
Cobbles	
Grava Gruesa	60-200
Grava de Grano Medio	20-60
Grava de grano fino	6-20
Arena gruesa	2-6
Arena de grano Medio	0,6-2
Arena fina	0,2-0,6
Limo	0.002-0,06
Arcilla	<0,002
Materia orgánica	Tamaño Variable
Turba	

TABLA 6 DE CLASIFICACIÓN DE LOS TERRENOS SEGÚN SU TAMAÑO

	DRENA- BIEN	DRENA MAL	IMPERMEABLE
Grava limpia	Arena limpia mezcla arena Y grava	Arena muy fina. Limos orgánicos e inorgánicos. Mezcla De arcilla y arena.	Arcilla homogénea por debajo de zonas de alteración.

NUMERO 7 PERMEABILIDAD DE LOS TERRENOS TABLA

Es muy importante hacer una buena caracterización de los terrenos, la que la elección del tipo de escudo excavador va en íntima relación con las características de los suelos que han de ser excavados.

Distintos comportamientos de los terrenos blandos
Pueden diferenciarse hasta seis comportamientos distintos de los terrenos como respuesta a las sollicitaciones a las que son sometidos al ser excavados en túnel.
Los comportamientos básicos son los siguientes:

Terreno estable (Firm Ground)

En terreno estable una maquina tuneladora puede avanzar una cierta distancia (1-3m.) sin necesidad de un sostenimiento inmediato. No es necesario, por tanto, sostener el frente de excavación. Tiene este tipo de comportamiento las arcillas duras y cementadas y los materiales granulares con cohesión.

Terreno movedizo (Running Ground)

A este tipo pertenecen los terrenos que presentan inestabilidades en frentes no sostenidos hasta que se forma un talud estable para conseguir el Angulo de reposo.
Los suelos sin cohesión, como: arena seca o limpia y grava suelta entran dentro de esta categoría

Terreno fluyente con presión (Squeezing Ground)

El terreno que pertenece a este tipo y no es soportado, se mueve hacia dentro de un modo gradual presionando sin que necesariamente se desmorone o se rompa. Este comportamiento es característico de arcillas blandas el momento en que se produce el movimiento depende de la plasticidad del suelo.

	materiales corren como si fuera azúcar o arena de duna.	breve, el material sea estable, a esto, se le conoce como corrida cohesiva.
5. FLUYENTE	Una mezcla viscosa de suelo y agua fluye hacia el túnel. El material puede ingresar al túnel por el frente, el piso, la clave o por las paredes del túnel. Puede fluir grandes distancias y en ocasiones invadir completamente el túnel.	Bajo el nivel freático: Limos, arenas o gravas, que no contengan arcillas que les puedan dar cohesión y plasticidad. Se puede presentar en arcillas altamente sensitivas cuando se rompe su estructura.
6. ESPANSIVO	El suelo absorbe agua, incrementa su volumen y se expande lentamente hacia el túnel.	Arcillas altamente pre consolidadas con índices de plasticidad mayores de 30. Generalmente con contenidos significativos de montmoriloníta.

Tabla número 8 Clasificación de los suelos del Tunelero

6.5- MÉTODOS PARA LLEVAR ACABO LA REZAGA DEL MATERIAL EXCAVADO

Elección del método de rezaga para un túnel.

La correcta elección del método para rezagar el material producto de la excavación de un túnel, depende en gran parte de tomar en cuenta las siguientes condiciones:

- El procedimiento de excavación.
- Del tipo de suelo a rezagar
- La sección transversal del túnel
- La longitud máxima de túnel al punto más cercano de acceso.

El proceso de rezaga es una de las actividad crítica dentro del ciclo de trabajo de la excavación de un túnel (referencia 9), en la mayoría de los casos se realiza de manera simultánea a la excavación y esta depende del proceso de rezaga, por lo tanto, la no correcta elección del proceso, puede generar atrasos en todo el ciclo, (excavación, y actividades subsecuentes como ademe primario).

El proceso de rezaga debe tener como objetivo:

- ser compatible con el procedimiento de excavación
- reducir el tiempo en el ciclo de trabajo de un túnel.
- cumplir con las expectativas económicas consideradas en el proyecto.
- ser limpio y seguro.

6.5.1- MÉTODO DE REZAGA MEDIANTE VAGONETAS SOBRE RIELES

Es un método de rezaga convencional en túneles, requiere de un sistema de rieles a lo largo del túnel el cual se prolonga hasta fuera del portal. El tren se forma de una locomotora, y el número de vagonetas depende de la necesidad del volumen a rezagar y de los espacios en el frente de túnel. Para vaciar las vagonetas fuera del túnel se realizan maniobras de izaje con grúas.



Figura (66) método de extracción de la rezaga mediante vagonetas

Actualmente este método se continúa utilizando en túneles de mediana longitud, y en algunos casos se combina con el uso de banda transportadora. En México se ha usado en la excavación con escudo de frente abierto.

6.5.2- MÉTODO DE REZAGA MEDIANTE BANDA TRANSPORTADORA

La banda transportadora continua fue introducida en Japón por primera vez en un túnel con tbn y ahora también se está utilizando para hacer túneles en la montaña, esta tendencia se debe principalmente por las dificultades en el uso de vagonetas de rezaga en túneles con ancho relativamente pequeño. Las bandas transportadoras convencionales tenían un radio de curvatura $r = 150\text{m}$. La corporation obayashi comenzó la desarrollar la banda transportadora con un radio de curvatura mínimo $r = 40\text{m}$ y condujo una prueba de demostración en junio de 1999 en la fábrica de la compañía osaka para confirmar la operación de la banda. Como característica de la prueba, las ruedas locas. Que llevaban la banda fueron desarrolladas y esta fue permitida cambiar la forma de la

banda en grado óptimo según el radio de curvatura. Los resultados de la prueba indicaron que este sistema era factible, así que fue introducido a la excavación de un túnel.

Este sistema ha demostrado proporcionar el rendimiento más alto en términos de productividad, según las ventajas siguientes: poca mano de obra, requisitos reducidos de ventilación, menos congestión en túnel, seguridad mejorada del túnel, adaptable las pendientes del túnel.



Figura (67) método de extracción de la rezaga mediante banda continua

6.5.3- MÉTODO DE REZAGA MEDIANTE BOMBAS CENTRIFUGAS

Método de rezaga Mediante bombas centrífugas

La bomba centrífuga es conveniente para el uso con lodos o mezclas con finos con un contenido de sólidos del punto bajo y para presiones de bombeo relativamente bajas de hasta ocho bares. Su diseño simple significa alto rendimiento en los costos de inversión.

El transporte del material excavado como suspensión en un tubo fluido acarreado por bombas centrífugas representa la manera más elegante y más compacta de superar en el espacio las diferencias de una presión. El líquido de ayuda también sirve como medio de transporte. Después de la separación de la suspensión de la materia sólida (en una planta de tratamiento) la suspensión se bombea nuevamente dentro del circuito. El material excavado por la rueda de corte entra rápidamente a la cámara donde está el líquido que gira lentamente y en donde ambos se mezclan.

El proceso de rezaga con bombas centrífugas, requiere de tuberías conectadas a la cámara con presión que se encuentra en el frente de excavación Como condicionante para que las

bombas centrífugas tengan funcionamiento, para lograr el bombeo del material excavado , este material tendrá que mezclarse con un lodo de baja densidad de 1.03 a 1.06 el cual es suministrado desde superficie mediante otra tubería, con el fin de lograr una mezcla en la cámara que sea factible de bombear, si esta condicionante no se da, el sistema no es operativo.

Con este sistema de rezaga se puede lograr excavar un poco más de 2000 metros, únicamente colocando bombas estacionarias de velocidad constante para el traspaleo del lodo de descarga, existe una bomba de velocidad variable que forma parte del tren de equipo de excavación y una más de velocidad variable para el suministro de lodo, ubicada en la planta de tratamiento, las bombas para el traspaleo, son llamadas también bombas intermedias y su instalación se efectúa conforme la longitud del túnel aumenta. .

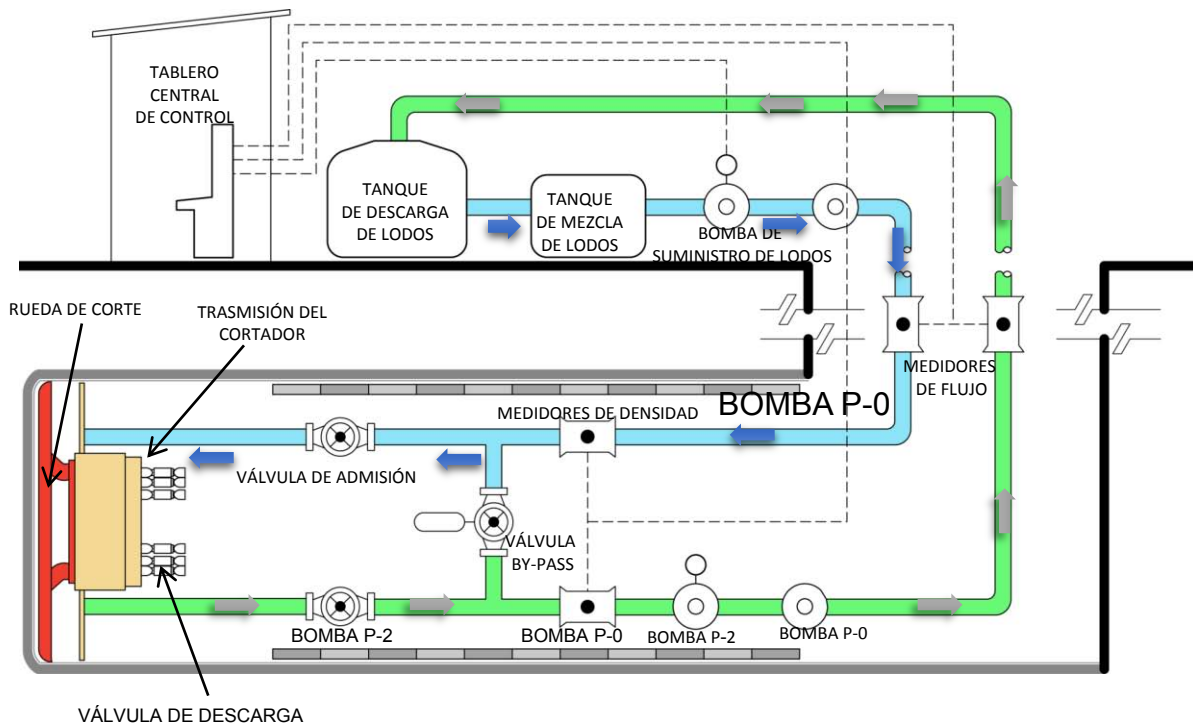


Figura (68) Esquema general de extracción de rezaga mediante bomba centrífuga



Figura (69) Tanque de mezcla de lodos



Figura (70) Tanque de descarga de lodos

6.6.- SOPORTE INICIAL O REVESTIMIENTO PRIMARIO DEL TUNEL, MEDIANTE DOVELAS

Son los elementos estructurales de sujeción del terreno, aplicados inmediatamente después de la excavación del túnel, con el fin de asegurar la estabilidad durante la construcción y después de ella, así como garantizar las condiciones de seguridad (referencia 10).

Primario. Se utiliza para proveer un apoyo temporal que garantice la estabilidad del túnel durante su construcción y mantenga los asentamientos superficiales dentro de límites tolerables.

El soporte inicial está formado por elementos de concreto armado prefabricados, denominados dovelas, cuyo espesor y ancho están en función tanto del diseño del soporte, como del procedimiento constructivo.

Regularmente el soporte inicial está formado por "n" piezas de mayor dimensión, y una pieza o dovela de cierre o cuña (K) (referencia 10).

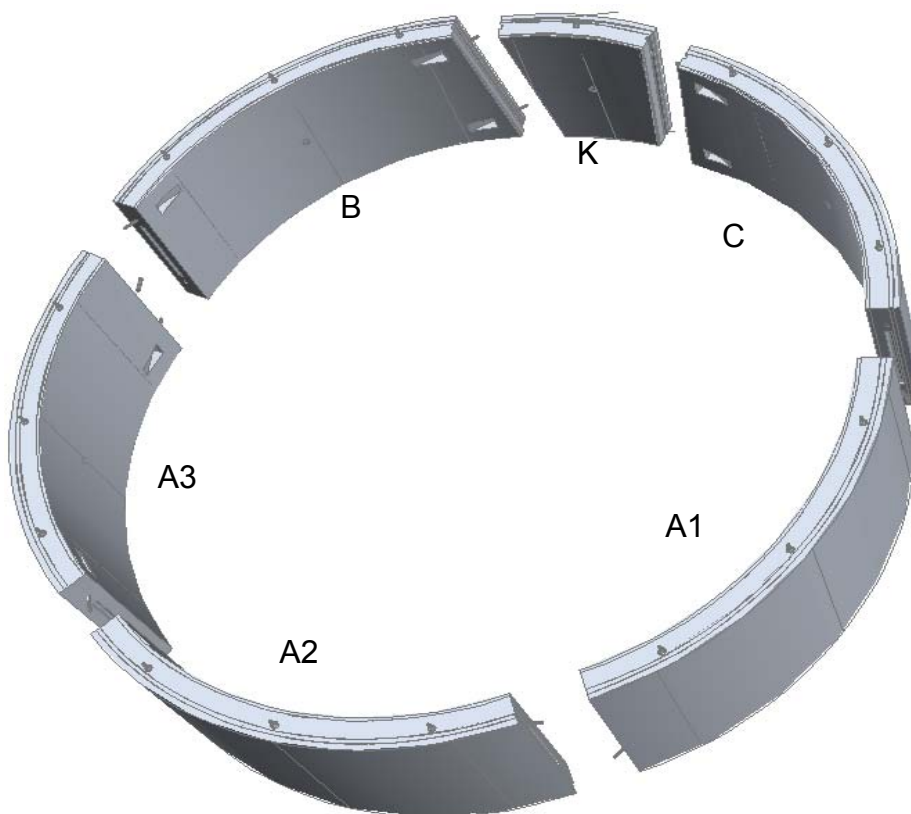


Figura (71) tubo armado de dovelas

Las dovelas son elementos prefabricados de concreto armado que se atornillan entre si formando un anillo troncocónico. La construcción del túnel con revestimiento por anillos prefabricados permite el trazado de curvas, tanto en planta como en alzado. Esto es debido a que los anillos son troncos de conos, y colocando las caras convergentes contiguas se consigue obtener una alineación curva.

Desde un punto de vista geométrico, los anillos son parte de cilindros con las superficies que pueden ser paralelas o no paralelas, se identifican a continuación y en la figura 71.

Superficies Paralelas-----> Anillo Recto

Superficies no Paralelas -----> Anillo cónico Trapezoidal

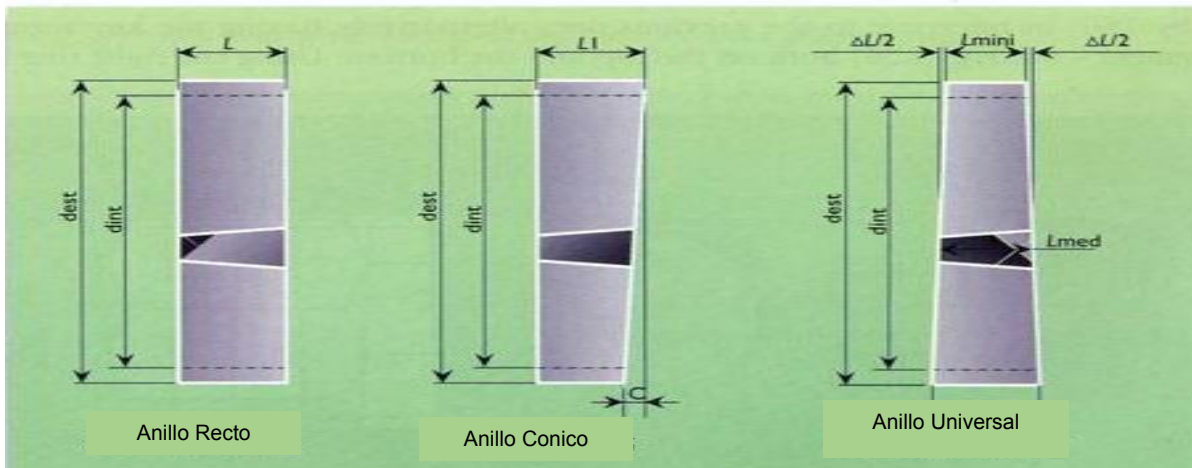


Figura (72) Geometría de varios tipos de anillos

La diferencia entre los dos tipos (recto y cónico) de anillo, simplemente se refiere a la versatilidad en el montaje, pero no afecta a la función del anillo.

La recta del anillo sólo se puede utilizar directamente en las partes de la alineación: como una secuencia, estos elementos se utilizan para hacer un "tubo" con un eje recto. Los anillos cónicos trapezoidales (ver figura 72), en cambio, permite que el revestimiento de las curvas predefinidas de la alineación horizontal, el perfil y algunas desviaciones accidentales causados por la TBM. El uso de estos dos tipos de anillo en la cara de excavación, que implica el anillo "derecho" debe ser utilizado en relación a las condiciones geométricas de la alineación o de la TBM. Por lo tanto, es necesario contar con el tipo de anillos en el lugar de trabajo.



Figura (73) modo trapezoidal

La tendencia actual es utilizar el anillo universal sistemáticamente tanto en las partes rectas y curvas del túnel. Este enfoque permite a la tendencia horizontal y vertical de la alineación que se ha de seguir sin el uso de otros elementos especiales y para corregir las desviaciones realizadas por la TBM durante adelanto.

La geometría característica que hace a un anillo universal es su conicidad, en otras palabras, la diferencia entre su máximo y mínimo de longitud. La figura 68 muestra el uso de un anillo universal. En la figura 73, se muestra la posibilidad real de seguir una curva horizontal (R plan) y una curva vertical (R alt) al mismo tiempo. El radio de curvatura de las curvas verticales es generalmente un orden de magnitud superior a la de las curvas horizontales. Por lo tanto, la referencia sólo puede hacerse respecto a la horizontal de radio.

En el caso en el que las dos radios tienen el mismo orden de magnitud, se hace referencia a la radio que se deriva de la composición de las dos curvas para la definición de la geometría del anillo universal.

La universalidad de los anillos es una geometría que se conoce como "izquierda-derecha". Estos anillos son verdaderamente universales de todos los puntos de vista, pero se han concebido en parejas.

La geometría es igual para ambos, pero la disposición de los dovelas dentro del anillo "izquierdo" es diametralmente opuesta a la del anillo "derecho", de manera que una alternancia de izquierda-derecha de anillos permite una alineación recta que es seguido con el segmento clave.

A fin de contar con una línea recta usando anillos universal, es necesario girar el anillo cada 180 ° en referencia a la anterior, de forma alternativa con la llave de la dovela (segmento k ver fig. 73) tanto en la parte superior y la parte inferior .

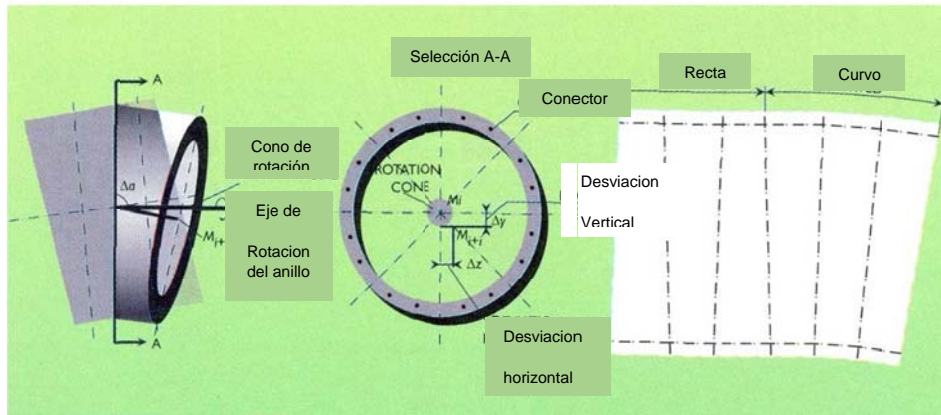


Figura (74) concepto de la universalidad de anillo y su posible montaje en una línea de curva

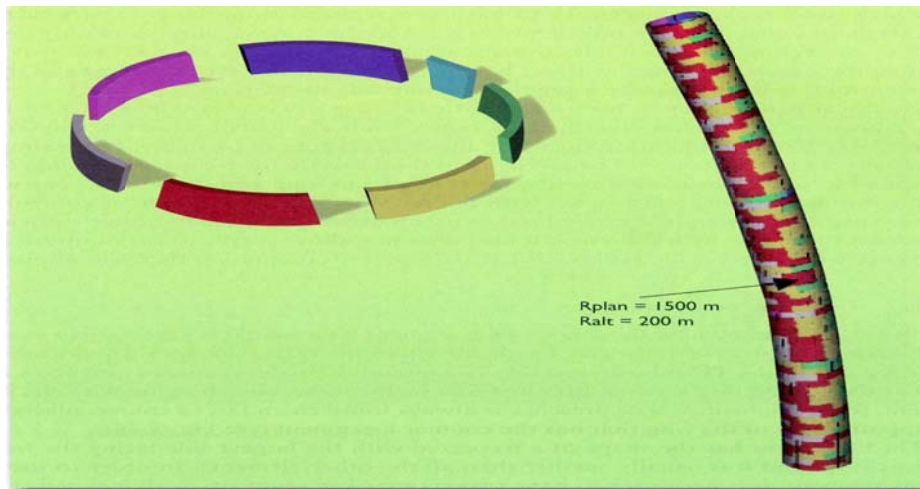


Figura (75) arreglo para formar una curva horizontal y una curva vertical.

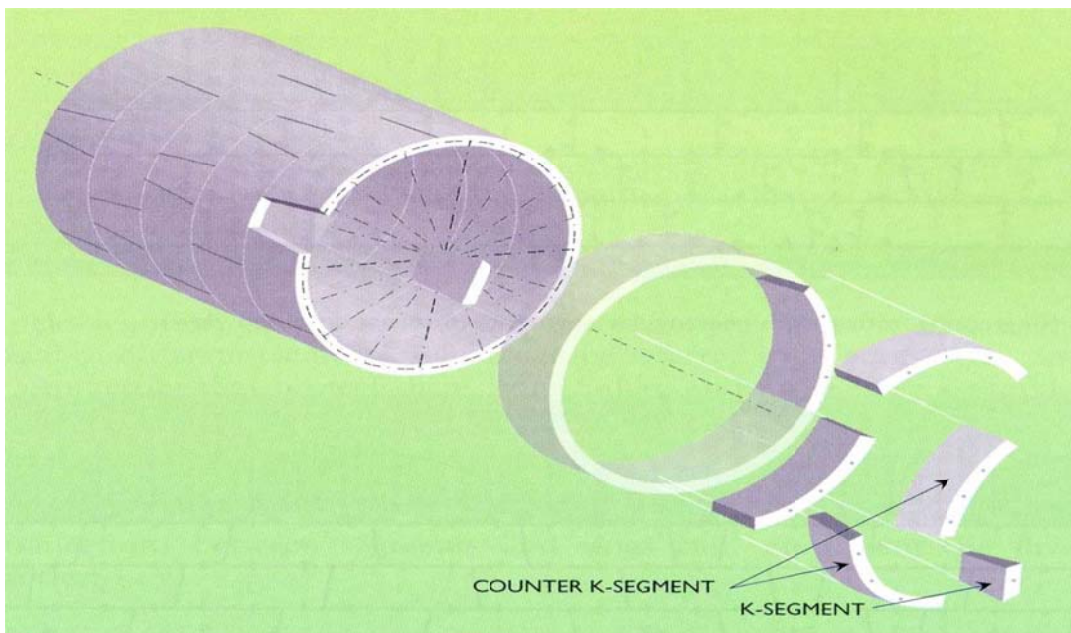


Figura (76) procedimiento de montaje del anillo

6.7- SISTEMA DE IMPERMEABILIZACIÓN

En términos generales, la impermeabilización del anillo está garantizada por los siguientes factores, que son igualmente importantes:

Una óptima calidad del concreto y de la serie de sesiones, lo que el alto nivel de resistencia del concreto que se utiliza junto con un preciso proceso de prefabricación; prestación de asistencia cuando se desplazan los distintos dovelas para evitar la formación de grietas, incluso más latente.

Colocación de sellos de entre la unión de las dovelas; con dichos se garantiza que una vez que la dovela queda en contacto con el terreno, dichos materiales se expanden creando un sello que impide filtraciones de agua hacia el interior del túnel. (Fig. 77).



Figura (77) sistema de impermeabilización por medio de la colocación de un sello

6.8 -CONEXIONES ENTRE DOVELAS Y ANILLOS

Las conexiones entre dovelas y anillos pueden, en la actualidad, dividirse en 2 categorías:

Articulaciones con tornillos: el segmento es por primera vez en la posición y luego se insertan los tornillos y se aprietan (referencia 11).

Juntas con clavijas: los conectores, que están completamente cubiertos y ocultos, se insertan en el segmento durante el montaje y se inserta en el segmento de la última junta del anillo.

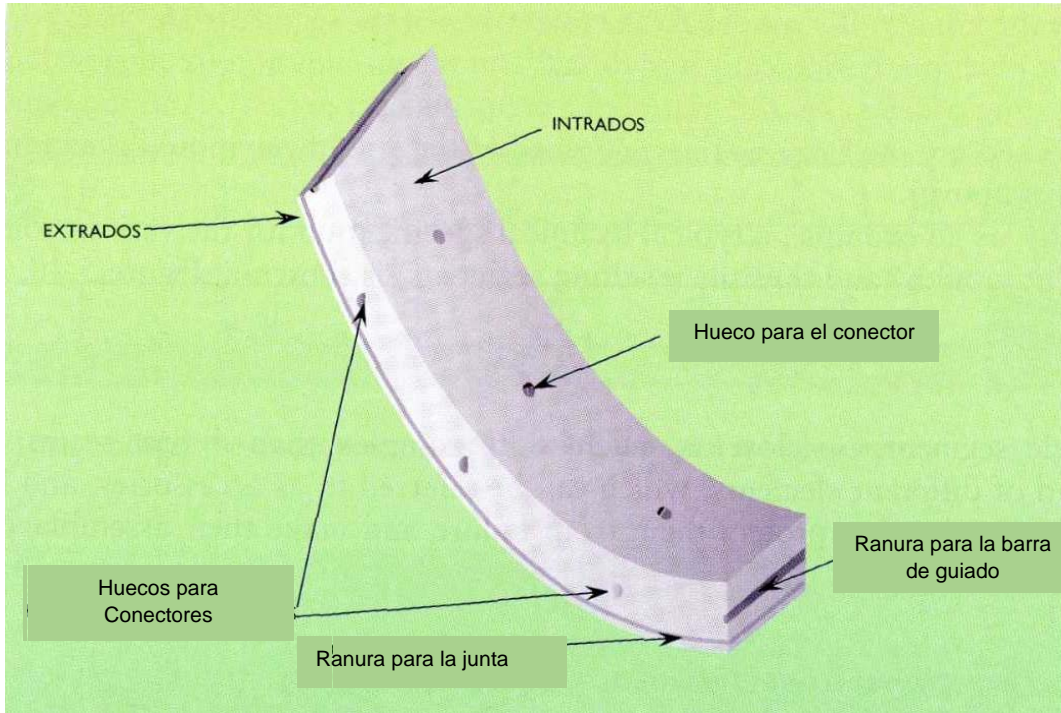


Figura (78) componentes de una dovela

La primera categoría, juntas con pernos, requiere más esfuerzo en la construcción del molde, porque es necesario crear "focos" y "surcos" en el que se insertan los tornillos. También es necesario disponer de más personal en el túnel para insertar los tornillos. Este tipo de conexión es tradicionalmente correlacionado con dovelas rectangulares y se utiliza generalmente tanto entre los anillos y entre los sectores, dentro de un anillo (ver figura 78).

Los tornillos son metálicos mientras que los incorporados son hilos, y si están presentes, son generalmente de plástico.

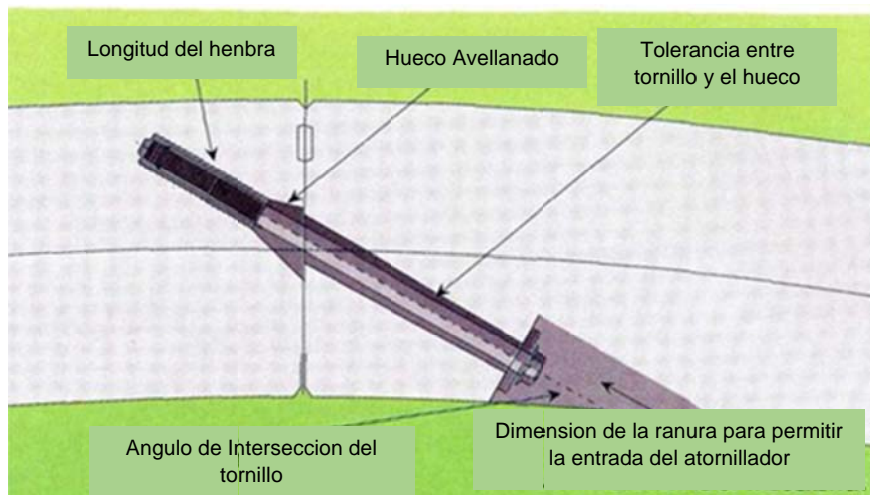


Figura (79) sección típica de un perno

En la figura 79 muestra el corte de una sección de un perno recto. Debe prestarse atención a los siguientes datos geométricos:

- Las ranuras deben ser suficientemente grandes para permitir que la cabeza del perno y que la llave neumática se inserten fácilmente, y la distancia mínima desde el tornillo del eje de las paredes de la ranura debe ser de al menos 60 mm.
- La ranura lateral de la bolsa debe tener una conicidad de al menos de 1 “.
- El perno en el segmento debe tener una tuerca conicidad compatible de manera que la inserción de la saeta en el túnel estará bien guiado y rápido.
- El perno eje debe pasar por el centro del segmento.

Debido a la cinemática del montaje, este tipo de conexión sólo interviene entre los anillos, mientras que una varilla de guía se utiliza entre los dovelas del mismo anillo (ver fig. 80) que permite que el segmento a que se guíen en su posición durante la fase de montaje funciona como una cizalla alfiler.

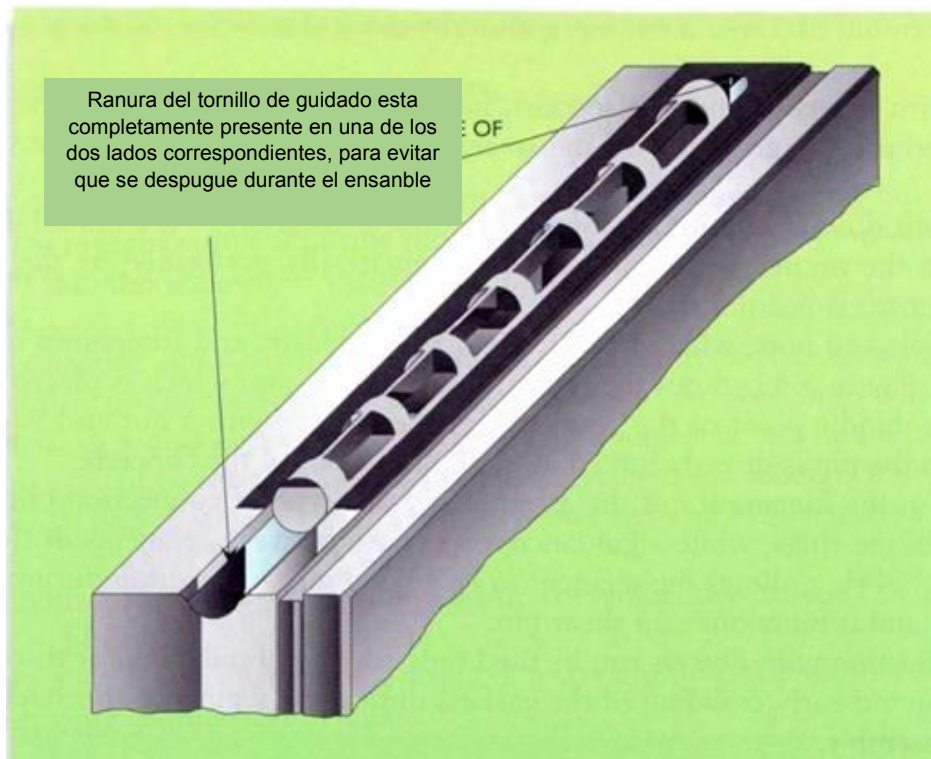


Figura (80) Varilla guía de unión entre dovelas

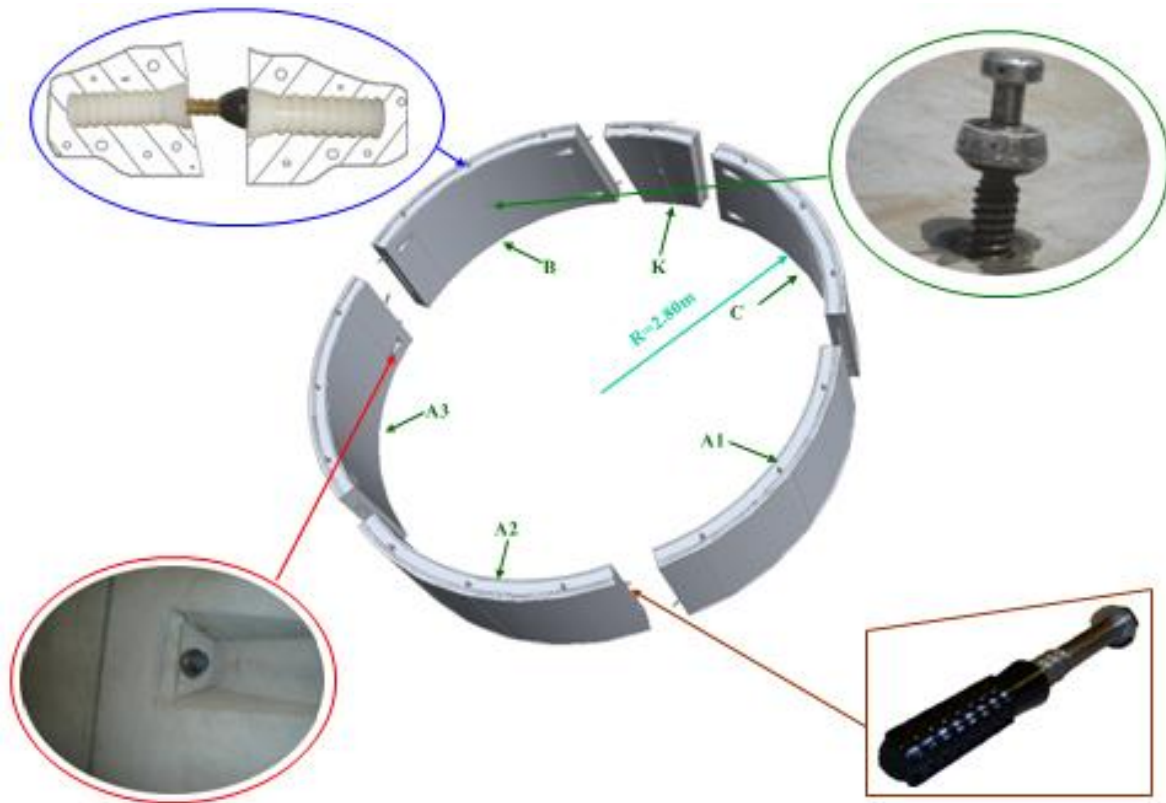


Figura (81) conectores para montaje de dovelas

6.9- INYECCIÓN DE MORTERO

La inyección del espacio que queda entre el GAP de las dovelas y el terreno tiene por objeto controlar el asentamiento producido por la descompresión del terreno, durante la excavación, prevenir los asentamientos adicionales que puedan producirse por sobreexcavaciones no controladas y contribuir a garantizar la impermeabilización del túnel.

Esta inyección se realizará en modo EPB a través líneas de inyección integradas en la estructura del escudo. Como barrera se colocan “cepillos” de acero que junto con la aplicación de una grasa impiden regrese la inyección hacia el interior del escudo. El caudal de inyección y la presión específica aplicada para su colocación dependen del tipo de proyecto y varía en cada tipo de tuneladora (ver figura 81)

Cuando se trabaje en modo abierto se inyectará mortero de alta resistencia en los 120° grados inferiores de la sección, inyectándose en los demás 240° con mortero normal, a través de los agujeros diseñados en las dovelas para tal fin.



Figura (82) relleno de espacio anular entre dovela y terreno



Figura (83) revestimiento primario del túnel, mediante dovelas

6.10. REVESTIMIENTO DEFINITIVO

Es el recubrimiento final de concreto armado o simple, colocado en sitio utilizando cimbras u otro sistema manual o mecánico, siguiendo siempre el principio de proteger la superficie de las excavaciones, la cual está sujeta al ataque de elementos externos e internos, como la erosión, el Intemperismo, escurrimiento de líquidos corrosivos y gases, que inducen a la corrosión y deterioro principalmente de la superficie expuesta de los túneles, por lo que adicionalmente este revestimiento brindará una protección mayor a las Excavaciones de los Túneles.

Los revestimientos son necesarios en la mayor parte de los túneles; se utilizaran siempre en terrenos blandos y, frecuentemente, en las rocas. Se colocan con dos fines: estructuralmente, para contener y soportar el terreno expuesto y, operacionalmente, para proporcionar una superficie interna que sea adecuada a las funciones del túnel. Podemos encontrar revestimientos permanentes, cuando han sido especificados e incorporados en los cálculos de diseño, y como temporales cuando los proporciona el contratista según sean necesarios para la seguridad de la construcción.

Los requisitos principales que deben cumplir los revestimientos estructurales permanentes son:

1. Proporcionar el apoyo estructural necesario.
2. Controlar o eliminar la entrada o escape del agua.
3. Ajustar la sección transversal de operación.

Al cumplir dichos requisitos, el sistema de revestimiento escogido deberá ser capaz de ofrecer una construcción segura y económica, y adaptarse a posibles variaciones y contingencias imprevistas que se pudieran encontrar en el progreso de la obra.

La adaptabilidad del sistema de revestimiento puede constituir un factor muy importante, ya que la urgente necesidad de tener que cambiar a un revestimiento diferente puede causar demoras e interrupciones en el programa y ocasionar fuertes costos adicionales.

La sincronización de la colocación del sostenimiento es de vital importancia (sobre todo en el NMA) para evitar inmediatamente cualquier movimiento que pudiera provocar catástrofes, pero debe permitir los movimientos causados por deformaciones en el terreno circundante con cambios concomitantes en un esfuerzo para establecer un equilibrio nuevo y estable. Esto requiere de un cierto grado de flexibilidad.

Los principales materiales y métodos de construcción para los revestimientos permanentes de los túneles actuales son:

Bulonado

Los bulones son barras de acero (o fibra si el uso es en el frente de ataque) que se anclan en el terreno mediante resinas o lechadas de hormigón, y pueden tener diferentes longitudes (3-12 m normalmente) y diámetros (25 mm normalmente). Se utilizan en todos los métodos de excavación, Es importante determinar adecuadamente la longitud, diámetro, espaciamiento y si se colocara malla entre la roca y la placa de sujeción. A mayores densidades y mayor longitud y sección, más resistente será la corona de sujeción que forman el conjunto de bulones con la roca.

Los bulones no inyectados, es decir, los anclados entre dos puntos con longitud libre l (Fig. 80), son elementos relativamente flexibles. Movimientos locales, por ejemplo asociados a una fisura E , son absorbidos por una deformación uniforme del bulón a lo largo de su longitud libre. Por el contrario, un bulón inyectado en esta misma situación reaccionaría con mucha mayor rigidez, deformándose en una pequeña longitud en el entorno de la fisura.

En un bulón inyectado es fácil calcular la relación entre alargamiento (Δu) y carga T . En efecto

$$\Delta u = l\epsilon = \frac{4tl}{\pi d_b^2 E}$$

Donde d_b es el diámetro del bulón y E su módulo elástico. Si los bulones se colocan con espaciamientos s_l (dirección longitudinal) y s_t (dirección transversal) su presión equivalente p_{eq} es.

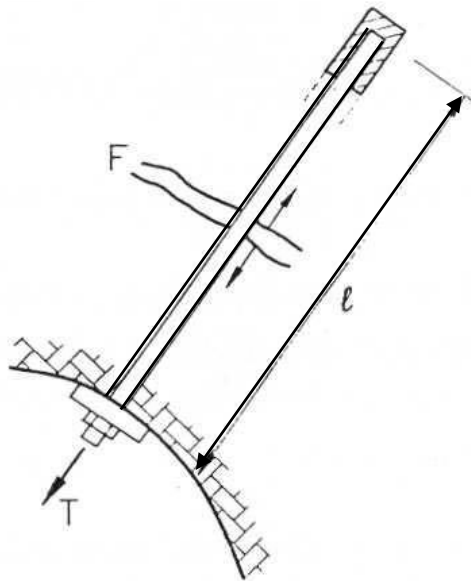


Figura (84) esquema general de un Bulón

Si definimos un módulo de rigidez asociado a los bulones como $P^{eq} = \frac{K\Delta u}{r_i}$, se obtiene, a partir de

$$\frac{1}{K} = \frac{S_l S_t}{\pi d_b^2 E}$$

En la práctica los bulones son más deformables debido a movimientos y reajustes de la zona de anclaje y de la placa de apoyo. Hoek-Brown modifican de forma que:

$$\frac{1}{K} = \frac{S_l S_t}{\pi d_b^2 E} \left(\frac{4l}{\pi d^2 E} + Q \right)$$

Y dan valores de **Q** a partir de ensayos

La carga máxima se suele obtener también en ensayos de carga llevados hasta rotura T_{rot} :

$$P_{smax} = \frac{T_{rot}}{S_i S_t}$$

Tabla 3 Hoek-Brown citan los valores

\emptyset bulón	Q	T_{rot}
16 mm	$Q = 0.003 - 0.24 \frac{m}{mN}$	$T_{rot} = 0.05 - 0.062 - mN$
19 mm	$Q = 0.029 - 0.126 \frac{m}{mN}$	$T_{rot} = 0.051 - 0.098 - mN$
22mm	$Q = 0.032 - 0.126 \frac{m}{mN}$	$T_{rot} = 0.05 - 0.0214 - mN$
25.4	$Q = 0.018 - 0.126 \frac{m}{mN}$	$T_{rot} = 0.089 - 0.0323 - mN$

En la mayoría de los casos citados el anclaje se conseguía mediante mecanismos de expansión.

Los bulones inyectados refuerzan el macizo rocoso lo que se traduce en un incremento de su módulo de deformación, que se hace anisótropo y en cambio en sus parámetros de rotura, que también variarán con la dirección en cada punto. El problema se complica y afecta a las hipótesis de partida del método de convergencia-confinamiento. En la práctica

la utilización de bulones inyectados se puede reflejar en una mejora de las propiedades resistentes de la roca (por ejemplo los parámetros m y s del criterio de Hoek-Brown).

Un cálculo de la rigidez de los sistemas de sostenimiento normalmente empleados revela que los bulones tienden a ser uno o dos órdenes de magnitud más flexibles que los revestimientos continuos. La máxima rigidez se logra con anillos de hormigón moldeados 'in situ'.

Cerchas metálicas

Son arcos de acero, que se colocan sobre todo en zonas problemáticas, con una geología compleja (terrenos heterogéneos, fallas, etc.). Se pueden utilizar en prácticamente todos los métodos de excavación, exceptuando en los revestimientos de dovelas. Será importante definir el tipo y el espaciamiento así como si es necesario algún tipo de forro, paraguas o contraboveda. A mayor densidad de Cerchas por tramo, obtendremos más resistencia estructural. Deben permitir un cierto movimiento del terreno, ya que así se reducen cargas con el nuevo equilibrio adquirido.

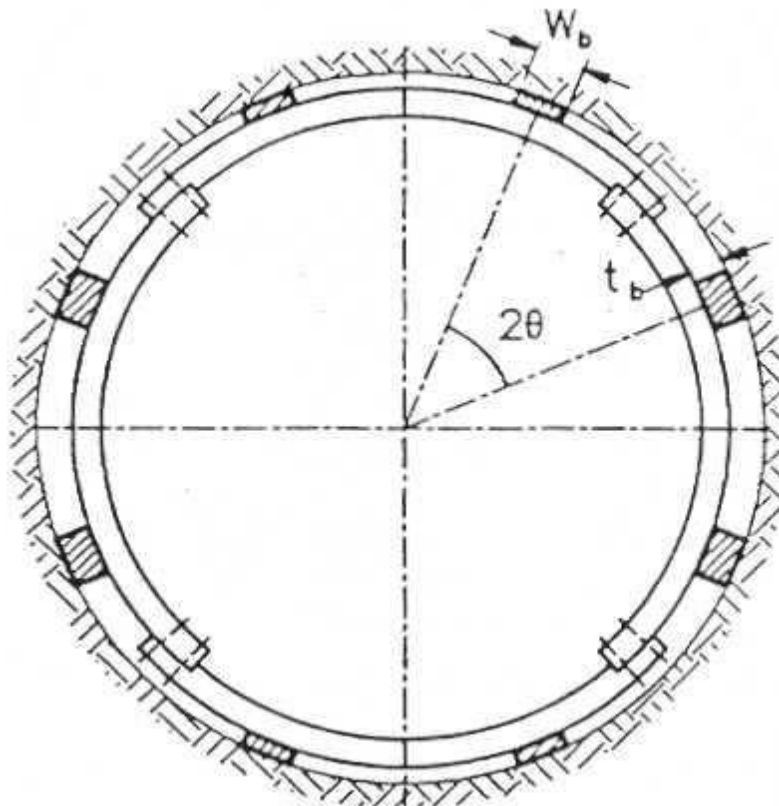


Figura (85) vista general de una cercha metálica

Teniendo en cuenta la geometría definida la rigidez, K_s , y la carga máxima $p_s \max$ están dadas por:

$$\frac{1}{K_g} = \frac{S r_i}{E_s A_s} + \frac{S r_i^3}{E_s I_s} \left[\frac{\theta(\theta + \operatorname{sen}(\theta) \cos(\theta))}{2 \operatorname{sen}^2(\theta)} - 1 \right] + \frac{2 S \theta t_B}{E_B W^2}$$

Dónde: E_s : módulo elástico del material de los bloques de apoyo; ω : anchura de cada bloque y A_s : sección de la cercha; I_s : momento de inercia; S : espaciamiento entre cerchas en dirección longitudinal.

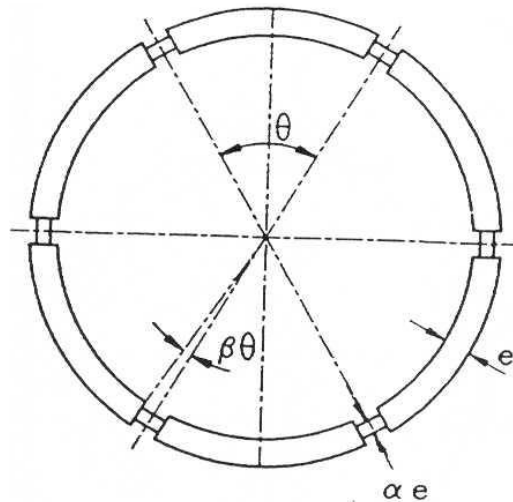


Figura (86) Dovelas y juntas

$$P_{smax} = \frac{3 A_s I_s \sigma Y_s}{2 S r_i \theta \left[3 I_s + X A_s \left(r_i - \left(t_B + \frac{1}{2} X \right) \right) (1 - \cos(\theta)) \right]}$$

Donde X es el canto de las cerchas y σ_s y la resistencia a tracción del acero. La rigidez de un sistema de cerchas depende mucho de las características del material de acuñado (madera todavía en muchos casos o acero en general).



Figura (87) colocación de malla ingenieril



Figura (88) colocación de cimbra telescópica



Figura (89) concreto lanzado



Figura (90) acabado final

7.- CONCLUSIONES

La técnica del tuneleo está en expansión desde ya hace varios años en todos los países con alto nivel de industrialización y en las grandes concentraciones urbanas; cada día la demanda de servicios de la población de construir más conductos de saneamiento muchas veces este tipo de trabajos deben de hacerse en núcleos urbanos. La técnica de la excavación tradicional a cielo abierto, en la mayoría de los casos, es inadecuada por las repercusiones sociales y las incomodidades que puede ocasionar a la población.

El método de tuneleo puede elaborarse sin necesidad de afectar grandes áreas superficiales de las zonas urbanas. Por lo que en comparación con el sistema tradicional:

Desventajas del Sistema Tradicional con Sistema de zanja

- La duración de la obra depende de las horas en que se puede trabajar o del clima.
- El impacto a la zona de la obra es evidente.
- Se corre el riesgo de hundimientos y desplazamientos diferenciales del suelo a causa de la obra.
- Existen grandes afectaciones vehiculares.
- No es factible el proyecto para atravesar autopistas, vías de ferrocarril o pistas aéreas operantes.
- El volumen de excavación es excesivo.
- Mayor impacto de alteración a las características actuales del suelo y de entorno.
- Aumento de protecciones y soportes (ademes) contra colapsos.
- Enorme de cantidad de relleno de compacto.

Ventajas

- Se reduce considerablemente el tiempo de ejecución.
- Se obtiene una instalación precisa de alta calidad y eficiencia.
- Se elimina el riesgo de hundimientos y desplazamientos diferenciales del suelo a causa de la obra.
- Eliminación de afectaciones vehiculares.
- Factibilidad de cruzar avenidas, vías de ferrocarril, pistas aéreas, canales de navegación, etc., sin afectar su operación.
- Reducción de protecciones y soportes (ademes) contra colapsos.
- Reducción de relleno compactado.
- Eliminación de daños a casa habitación y vialidades adyacentes.
- Eliminación de riesgo a fallas y colapsos dentro de la obra.
- Mayor índice de seguridad en la obra y zona adyacente para habitantes y obreros.
- Cumplimiento oportuno de los compromisos ante la comunidad.
- Mínimo impacto de alteración a las características actuales del suelo y de su entorno

Definir los caminos de acción para alcanzar los objetivos de término de obra durante el tiempo o periodo establecido es de plena importancia ya que un trazo implica desde sanciones económicas hasta problemas sociales. Por lo que se debe poner atención especial cada una de las actividades. Se debe proveer de todos los suministros y refacciones en tiempo y forma. Como por ejemplo: tener de repuesto por lo mínimo una refacción de las piezas especiales que le fallan al escudo con la finalidad de que no se interrumpa con el proceso de tuneleo.

Los ahorros y la rapidez son significantes factores en la elección del procedimiento constructivo de las lumbreras.

BIBLIOGRAFÍA

- 1.- Salvador Navarro Carrasco tomo I, II y III; Construcción aplicada a la construcción de túneles
2. - www.tunnelbuilder.es
3. - Gehrig, Willy (1993). Planning the Gotthard base tunnel. Tunnels & Tunnelling International. Diciembre de 1993.
- 4.- Laura Morras Ruiz-Falco. Iberinsa. Excavación de tuneles con rozadoras y métodos de aplicación
- 5.-http://old.tunnelbuilder.es/week3906_pic1.jpg
- 6.- Andrés A. Moreno Fernández; Conferencia en Construcción de Lumbreras y Túneles en Suelos y Rocas
- 7.- Andrés Moreno Fernández 1982; Nuevas Técnicas en la Excavación de Túneles el Sistema Hidráulico del Distrito Federal.
- 8.- Ing. Raúl Beltrán Martínez; colocación de los anillos de dovelas del soporte inicial.
- 9.-Ratan Raj Tatiya 2005; Methods, techniques and equipment Surface Andergrounundexcavation82
- 10.- Enrique Tamez González; Diseño Geotecnico De Tuneles
- 11.- Ing. Raúl Beltrán Martínez; Diplomado Construcción de tuneles, "Colocación de los anillos de dovelas del soporte inicial.
- 12.- L. Cornejo Álvarez (1998); Excavación mecánica de Tuneles. Marid, Editorial Rueda.
- 13.- Paul Galabru; cimentaciones y Tuneles
- 14.- Proyecto rio de la Compañía; procedimiento para la construcción de lumbreras por el método de flotación.
- 15.- Dirección general de Construcción y Operación Hidráulica comportamiento de túneles y lumbreras bajo efectos sísmicos