

ANEJO Nº 13. TÚNELES

ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN Y OBJETO	1
2.	DESCRIPCIÓN DE LA ACTUACIÓN	1
2.1	RECORRIDO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO	2
2.1.1	Túnel de Valparaíso (Alternativas I.2, I.3 y I.4).....	2
2.1.2	Túnel bajo la autopista TO-20 (Alternativa I.4)	2
2.1.3	Túnel de Lagartera (Alternativa IV.2).....	2
2.2	SECCIÓN TIPO.....	2
2.2.1	Sección libre	2
2.2.2	Sección geométrica túnel de vía doble	2
2.2.3	Salidas de emergencia	3
2.3	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	5
2.3.1	Selección del método constructivo.....	5
2.3.2	Nuevo Método Austriaco (N.A.T.M)	5
2.3.2.1	Fases de excavación	6
2.3.2.2	Ciclos de trabajo	6
2.3.2.3	Método de excavación.....	8
2.3.2.4	Secciones tipo de sostenimiento.....	8
2.3.2.5	Revestimiento	15
2.3.2.6	Tratamientos especiales	16
2.3.2.7	Impermeabilización y drenaje	17
2.3.3	Método Tradicional de Madrid (M.T.M).....	17
2.3.3.1	Fases de excavación	18
2.3.3.2	Sostenimiento y Revestimiento	20
2.3.3.3	Tratamientos de mejora del terreno	20
2.3.3.4	Tratamiento del terreno propuestos	24
2.3.3.5	Impermeabilización y drenaje	25
2.4	INSTRUMENTACIÓN Y CONTROL.....	26
2.4.1	Control Geológico y geotécnico del Frente.....	26
2.4.2	Magnitudes a controlar e instrumentos	26
2.4.3	Secciones de instrumentación	27
2.4.4	Definición de umbrales y frecuencias.....	28
2.4.5	Medidas de actuación	28
3.	SEGURIDAD EN TÚNELES	29

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETO

El objeto del presente apartado es el análisis previo de los túneles necesarios en las diferentes alternativas planteadas en el Estudio Informativo de la Línea Ferroviaria de Alta Velocidad Madrid – Extremadura. Tramo: Madrid - Oropesa.

Para la realización del presente estudio se han tenido en cuenta los siguientes documentos y publicaciones:

- Determinación de las secciones transversales de túneles ferroviarios a partir de consideraciones aerodinámicas. Ficha U.I.C. 779-11; febrero 2005 (2ª edición).
- Recomendaciones para dimensionar túneles ferroviarios por efectos aerodinámicos de presión sobre viajeros. Ministerio de Fomento – D.G.F.; 2001.
- IGP-2011: Instrucciones y recomendaciones para redacción de proyectos de plataforma. ADIF, octubre 2011.
- Norma ADIF Plataforma Túneles, NAP 2-3-1.0, edición Julio 2015.
- Reglamento (UE) nº 1303/2014 de la Comisión del 18 de noviembre de 2014, Especificación Técnica de Interoperabilidad relativa a la “Seguridad en los túneles ferroviarios” del sistema ferroviario de la Unión Europea.

Además de ello, se ha tenido en cuenta la información geológica/geotécnica incluida en el Anejo objeto de estas disciplinas, Anejo nº 5, del presente estudio.

2. DESCRIPCIÓN DE LA ACTUACIÓN

El presente Estudio Informativo se ha segregado en 4 tramos, en los que se han definido las siguientes alternativas:

Tramo I. Toledo (Madrid – Toledo).

- Alternativa I.1
- Alternativa I.2
- Alternativa I.3
- Alternativa I.4

Tramo II. Torrijos (Torrijos – Talavera de la Reina).

- Alternativa II.1
- Alternativa II.2
- Alternativa II.3

Tramo III. Talavera de la Reina (Talavera de la Reina – Gamonal).

- Alternativa III.1
- Alternativa III.2

Tramo IV. Oropesa (Gamonal – Oropesa).

- Alternativa IV.1
- Alternativa IV.2

Las únicas alternativas en las que ha proyectado la ejecución de túneles son las siguientes:

Tramo I. Toledo (Madrid – Toledo).

	Túnel	PK inicio	PK final	Longitud (m)
Alternativa I.2	De Valparaiso	1206+190	1206+540	350
Alternativa I.3	De Valparaiso	1306+207	1306+557	350
	Autovía TO-20	1404+000	1404+260	260
	De Valparaiso I	1404+430	1405+540	1.110
	De Valparaiso II	1406+213	1406+563	350

Los siguientes túneles al haber sido diseñados como túneles artificiales se han considerado en el Anejo 11.- Estructuras.

	Túnel	PK inicio	PK final	Longitud (m)
Alternativa I.1	De Mesa	1131+635	1132+075	440
Alternativa I.2	Paseo de San Eugenio	1202+380	1303+100	720

	Túnel	PK inicio	PK final	Longitud (m)
Alternativa I.4	Avda. Salto del Caballo	1402+370	1403+240	870

Tramo IV. Oropesa (Talavera de la Reina - Oropesa).

	Túnel	PK inicio	PK final	Longitud (m)
Alternativa IV.2	De Lagartera	4215+080	4217+750	2.670

Todos los túneles se han proyectado con sección monotubo para vía doble.

2.1 RECORRIDO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO

2.1.1 Túnel de Valparaiso (Alternativas I.2, I.3 y I.4)

Los materiales afectados por este túnel corresponden a la unidad M6 constituidas por Arcosas con cantos (130). Estas facies se caracterizan por un marcado predominio de areniscas de composición arcósica, mostrando en detalle ciertas variaciones granulométricas, con intercalación de niveles conglomeráticos y lutíticos de pequeña entidad

2.1.2 Túnel bajo la autopista TO-20 (Alternativa I.4)

Se desarrolla íntegramente en la unidad M3 de conglomerados, areniscas y lutitas (114) del Aragoniense Inferior - Medio

La unidad se describe como una sucesión de conglomerados, predominantemente cuarcíticos, areniscas y, en menor proporción, lutitas con los tonos rojizos.

Si tenemos en cuenta lo que se ha descrito en el sondeo S-3, muy próximo a la zona, predominan las arenas arcillosas con niveles esporádicos algo cementados.

2.1.3 Túnel de Lagartera (Alternativa IV.2)

Este túnel afecta a granitos porfídicos, de grano grueso, biotíticos, con moscovita, sillimanita y frecuentes megacristales de feldespato potásico (la textura se denomina Tipo "Lagartera") (27)

2.2 SECCIÓN TIPO

2.2.1 Sección libre

La sección libre del túnel debe justificarse partiendo de las condiciones de salud y confort según criterios aerodinámicos, de la configuración de vía única y vía doble, y de la velocidad máxima de circulación admisible según la geometría de trazado. La velocidad máxima admisible para este proyecto es de 350 km/h. Según la ficha UIC 779-11 empleada para esta fase de prediseño, se ha calculado la sección mínima de todos los túneles de vía doble de más de un kilómetro, presentando una sección de 120 m². El resto de túneles de vía doble y de longitud inferior a 1.000 m presentan secciones tipo por debajo de los 85 m², pero siguiendo el criterio de la Norma NAP 2-3-1.0. Edición Julio 2015, se ha empleado la recomendación de una sección de 85 m² para los túneles excavados por métodos convencionales, y se ha unificado para todos ellos con la consideración técnico-económica de utilizar el menor número posible de secciones distintas en los túneles de un mismo sub-tramo.

El túnel bajo la autovía TO-20 se encuentra localizado a la salida de la trama urbana de Toledo, zona en la que el trazado tiene una geometría muy condicionada por la trama urbana, por lo que la velocidad de paso del tren será reducida (90 – 100 km/h) y la sección libre del túnel no deberá cumplir los criterios aerodinámicos, quedando por lo tanto definida la sección útil del túnel por el gálibo de implantación de obstáculos del material móvil y los elementos de evacuación (aceras).

En fases posteriores se realizará un cálculo más exhaustivo con software especializado para obtener secciones más precisas.

2.2.2 Sección geométrica túnel de vía doble

Para la definición geométrica de la sección tipo se han tomado los siguientes valores:

- Túnel de vía doble en ancho UIC (1.435 mm).
- Gálibo uniforme GC.
- Distancia entre ejes de 4,7 m.
- Cota de centro de círculo a 2,8 m sobre la cabeza de carril.

- Nivel de paseo a 55 cm sobre la cota de carril del hilo bajo.
- Acera a ambos lados del túnel, con un ancho mínimo de 0,80 m de acuerdo al apartado 4.2.1.6 Pasillos de evacuación del Reglamento (UE) N° 1303/2014 de la Comisión de 18 de noviembre de 2014 sobre la especificación técnica de interoperabilidad relativa a la “seguridad en los túneles ferroviarios” del sistema ferroviario de la Unión Europea.
- El sistema de drenaje previsto es un sistema unitario de conducción de las aguas de infiltración, escorrentía y vertidos, formado por arquetas sifónicas laterales y dos drenajes, uno central y otro lateral. Las aguas de escorrentía y vertidos se evacúan a un colector central de 40 cm de diámetro, con arquetas de limpieza cada 50 m. Las aguas de infiltración, se conducen a un colector lateral de 30 cm de diámetro, con sumideros sifónicos cada 50 m conectados al colector.
- Cuando el terreno atravesado presente peores condiciones geotécnicas se ejecutará una contrabóveda con geometría semicircular (suelos compresibles o potencialmente expansivos, roca de escasa capacidad resistente, evolutivas o degradables). Si las condiciones geotécnicas son mejores, la solución planteada es una solera recta.

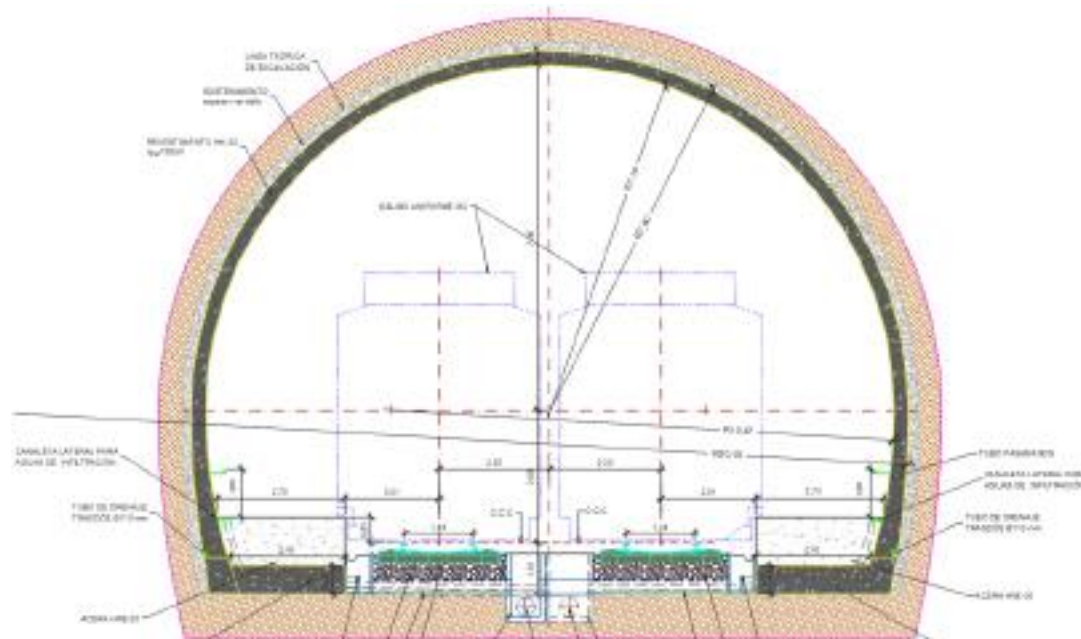


Figura 1.- Sección tipo de vía doble sin solera.

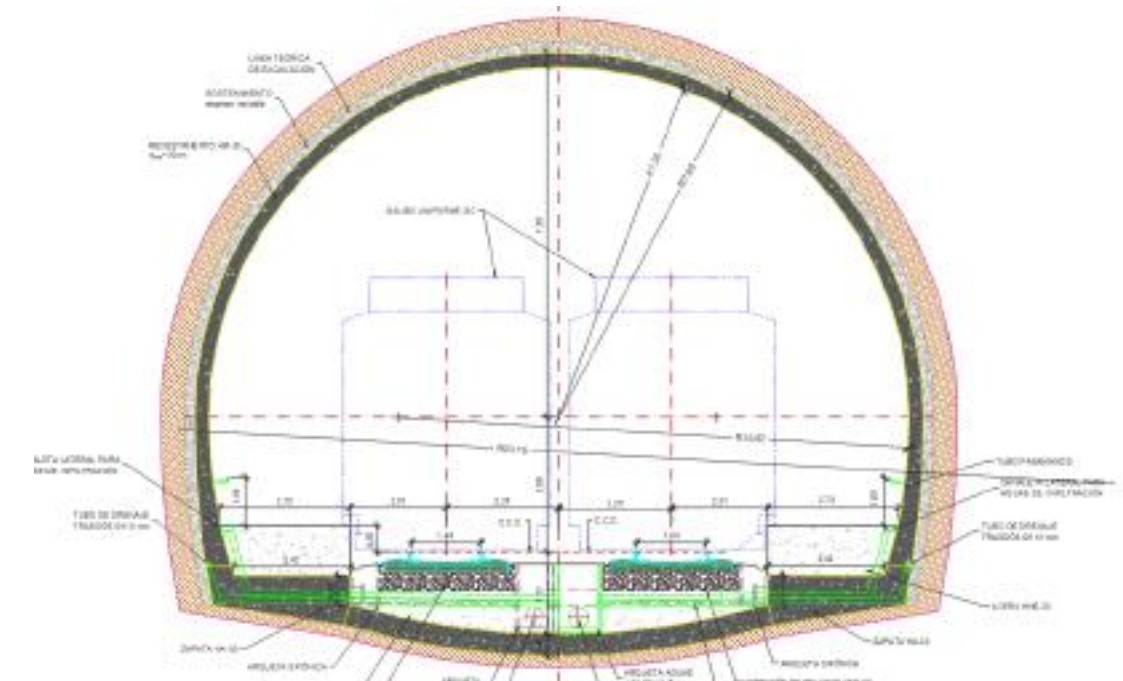


Figura 2.- Sección tipo de vía doble con solera.

2.2.3 Salidas de emergencia

Tal y como recoge la Especificación Técnica de Interoperabilidad (ETI) relativa a la “Seguridad en los túneles ferroviarios” del sistema ferroviario de la Unión Europea, en su artículo “4.2.1.5.2 Acceso a la zona segura”, este apartado se aplica a todos los túneles de más de 1 km de longitud. De esta forma:

a) Las zonas seguras serán accesibles para las personas que inicien la auto-evacuación desde el tren, así como para los servicios de intervención en emergencias.

b) Se elegirá una de las siguientes soluciones para el acceso desde el tren hasta la zona segura:

- 1) Salidas de emergencia a la superficie laterales y/o verticales. Deberá haber este tipo de salidas, como mínimo, cada 1.000 m;
- 2) Galerías de conexión transversales entre tubos independientes y contiguos del túnel que permitan utilizar el tubo contiguo del túnel como zona segura. Deberán disponerse estas galerías transversales, como mínimo, cada 500 m;

3) Se permiten soluciones técnicas alternativas que proporcionen una zona segura con un nivel de seguridad, como mínimo, equivalente. El nivel de seguridad equivalente para pasajeros y personal del tren se verificará mediante el método común de seguridad para la evaluación del riesgo.

Se han definido galerías de evacuación vehiculares en todos aquellos túneles que presenten una longitud mayor a 1.000 m.

Las galerías de emergencia vehiculares se han diseñado para permitir la circulación de dos vehículos en paralelo en su interior, lo que facilitará por un lado la movilidad de la maquinaria que se empleará en su construcción, y por otro la circulación de vehículos en dos sentidos en caso de emergencia.

La sección tipo de la galería vehicular posee las siguientes características:

- Ancho mínimo 6,10 m
- Altura mínima 4,73 m

Al igual que en el resto de secciones tipo, en función del terreno atravesado se dispondrá de una contrabóveda con geometría semicircular, o una solera recta.

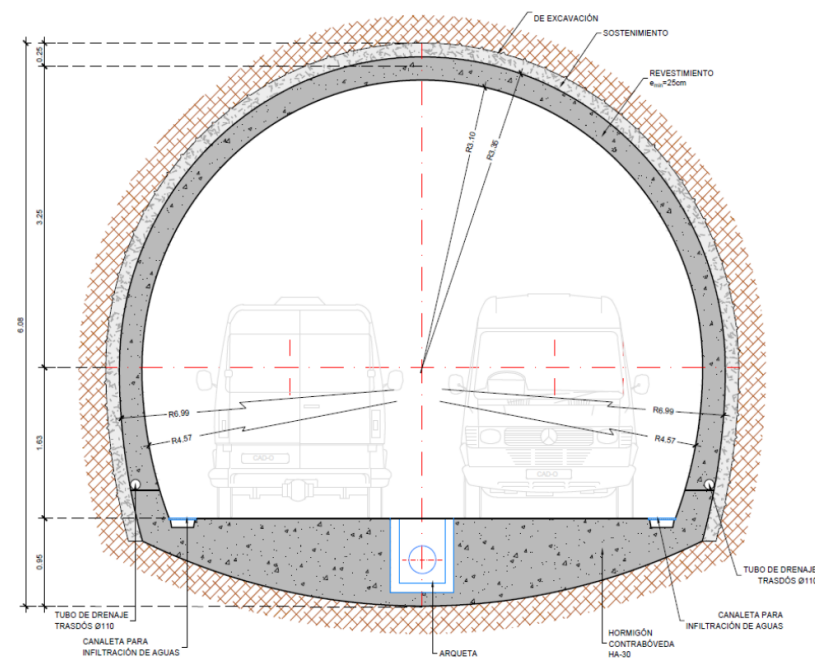


Figura 3.- Galería de emergencia vehicular con contrabóveda.

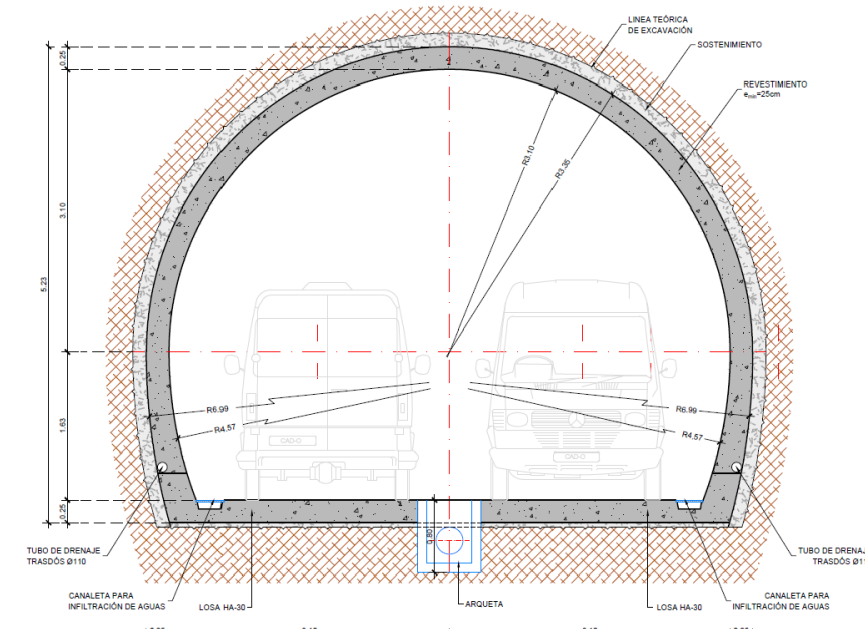


Figura 4.- Galería de emergencia vehicular con solera.

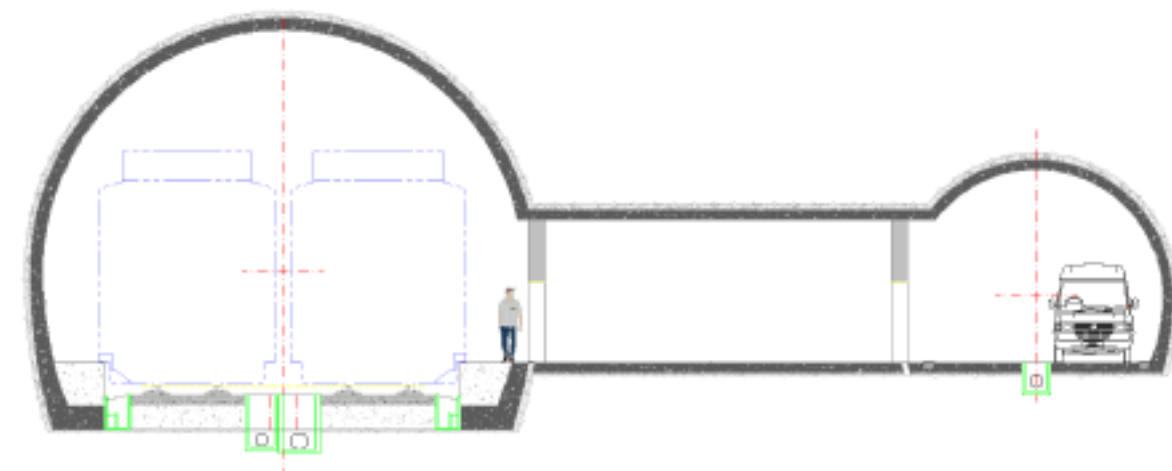


Figura 5.- Entronque de galería de emergencia con túnel principal.

En el presente Estudio Informativo únicamente serán necesarias galerías de evacuación en el túnel de Valparaíso I, de 1110 m de longitud (Alternativa I.4) y en el túnel de Lagartera, de 2.670 m de longitud (Alternativa IV.2).

En el caso del túnel de Valparaíso I, se ha previsto la ejecución de una galería de evacuación 200 m de longitud partiendo de la boquilla lado Toledo que discurre en paralelo al túnel principal

Para el túnel de Lagartera, se ha previsto la ejecución de dos galerías de evacuación que parten de cada una de las boquillas y discurren en paralelo al túnel principal.

ALTERNATIVA	TÚNEL	GALERÍA	P.K INICIO	P.K. FIN	LONGITUD (m)
I.4	Valparaiso I	Nº 1	1404+430	1404+630	200
IV.2	Lagartera	Nº 1	4215+080	4215+980	900
		Nº 2	4217+750	4216+850	920

2.3 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

2.3.1 Selección del método constructivo

Como procedimiento constructivo se opta por el Método Convencional desechando la excavación con tuneladora debido a que desde el punto de vista económico y en base a la experiencia adquirida, las tuneladoras en zonas no urbanas suelen salir rentables en túneles de longitudes superiores a 3 km.

La excavación por métodos convencionales permite una mayor versatilidad, pudiéndose en caso de necesidad o en las siguientes fases del proyecto, ampliar los frentes de avance mediante la ejecución de galerías de ataque intermedio, ya que en este estudio se proyectan galerías de emergencia que podrían utilizarse para aumentar los frentes de excavación, si así fuera necesario durante la fase de obra.

Se ha adoptado como método constructivo de los túneles del presente Estudio Informativo el denominado como **Nuevo Método Austriaco (N.A.T.M) excepto para el túnel de cruce bajo la Autovía TO-20**, debido a que se trata de un túnel corto, excavado en suelos, con bajo recubrimiento y afección a infraestructuras preexistentes. En estas circunstancias se ha considerado que el **Método Tradicional de Madrid** sería el más adecuado. Este procedimiento constructivo minimiza las dimensiones del frente de excavación, lo que resulta favorable para el control de los desplazamientos del terreno generados durante la ejecución, disminuyendo por lo tanto el riesgo de subsidencias y afecciones a la mencionada autopista.

2.3.2 Nuevo Método Austriaco (N.A.T.M)

El procedimiento mediante NATM será el empleado para la ejecución de los siguientes túneles:

	Túnel	PK inicio	PK final	Longitud (m)
Alternativa I.2	De Valparaiso	1206+200	1206+470	350
Alternativa I.3	De Valparaiso	1306+200	1306+470	350
Alternativa I.4	De Valparaiso	1306+200	1306+470	350
Alternativa IV.2	De Lagartera	4215+080	4217+750	2.670

La filosofía constructiva del Nuevo Método Austriaco (N.A.T.M.), se basa en la aplicación de sostenimientos ligeros, basados en el empleo de hormigón proyectado, bulones, mallazo y cerchas. Estos sostenimientos ligeros se colocan inmediatamente después a la ejecución del pase y permiten la disipación de gran parte de la energía potencial del macizo, que se libera tras la apertura de la perforación. Este método permite una cierta deformación del terreno hasta el momento en que se coloca el sostenimiento, aprovechando así la colaboración del mismo en la estabilidad de la excavación.

Este método se fundamenta en los siguientes principios básicos:

- La zona de terreno que circunda al túnel interviene en la estabilidad de la excavación y es el principal elemento del que depende. Es decir, es el propio terreno el que se auto-sostiene, ya que forma un arco de descarga o corona de plastificación en torno al túnel que transmite las tensiones a ambos lados de éste.
- Como consecuencia de lo señalado en el punto anterior, conviene mantener inalteradas en la medida de lo posible, las características del material que rodea al túnel. Para ello es aconsejable emplear cualquier técnica de excavación mecánica.
- Para facilitar la distribución de tensiones en el anillo que rodea el túnel, se definen secciones tipo con formas pseudo-circulares, evitando los puntos angulosos.
- Inmediatamente tras la excavación, se coloca sostenimiento primario que estabilizará el túnel. Más adelante, se colocará el revestimiento definitivo y la contrabóveda para

asegurar la estabilidad de la excavación a largo plazo y controlar las convergencias residuales.

- El sostenimiento aplicado actúa aportando una presión interior, que produce un estado de confinamiento radial sobre el terreno del entorno. Este estado de presión interior, junto con la colaboración auto-portante del terreno deberán ser suficientes para garantizar la estabilidad de la sección.
- En etapas posteriores del proyecto se diseñarán las secciones de sostenimiento particulares para cada túnel en función de las características particulares del terreno. La filosofía del método permite optimizar y adecuar los sostenimientos durante la obra, en función de la calidad del terreno y los resultados de la instrumentación del túnel y la visuali

2.3.2.1 Fases de excavación

El esquema habitual de excavación de túneles de estas dimensiones aconseja realizar la excavación por fases, denominadas como avance y destroza. En las zonas de peores condiciones geotécnicas, se agregará una tercera fase, denominada contrabóveda. A continuación se exponen brevemente diversos aspectos relacionados con la excavación de cada una de estas fases:

1. **AVANCE:** es la mitad superior de la sección del túnel (zona de bóveda). La sección de excavación de esta fase tiene una altura mínima desde clave de 6 m, en el caso del túnel de vía doble, suficiente para la correcta movilidad de la maquinaria necesaria.
2. **DESTROZA:** es la mitad inferior de la sección del túnel. Esta fase se comenzará a excavar a cierta distancia de la fase de avance o una vez calado el túnel. Si apareciesen problemas geotécnicos, la excavación de la destroza se podrá subdividir en bataches. En caso de hacerse en dos fases, en primer lugar se excavará una mitad de la sección, se sostendrá su hastial, para, a continuación, excavar la otra mitad y sostener el hastial restante. Otra posibilidad será excavar la zona central de la destroza, y posteriormente, excavar las zonas laterales sosteniendo sus respectivos hastiales. Las excavaciones en varias fases reducen al máximo la sección de excavación y, por lo tanto, aumentan la estabilidad.

3. En zonas de mala calidad geotécnica, se ejecutará una tercera fase de CONTRABÓVEDA, excavada bajo la destroza. Esta operación es norma de buena práctica habitual en obras de este tipo. Al atravesar terrenos de mala calidad geotécnica, como las zonas de falla, las tensiones horizontales son mayores que las verticales, por lo que se requiere dar continuidad a dichas tensiones entre hastiales a través de la contrabóveda.

2.3.2.2 Ciclos de trabajo

La ejecución de la excavación, sostenimiento, impermeabilización y revestimiento de los túneles se realizará de acuerdo a procesos cíclicos. A continuación se describen los ciclos de trabajo a seguir en cada etapa de ejecución:

1. **Excavación y Sostenimiento:** La primera etapa en la ejecución de los túneles consistirá en la ejecución de los ciclos de excavación y sostenimiento. En general, cuando el terreno sea de buena calidad, la excavación se desarrollará con voladuras (jumbos perforadores). Cuando el terreno sea blando o de poca resistencia, se emplearán medios mecánicos (retroexcavadoras, rozadoras o martillo picador). La longitud de los pases de excavación dependerá de la calidad del terreno, variando entre 3 m para los terrenos de mejor calidad y 1 m para los de peores características geotécnicas. Simultáneamente a la excavación, se desarrollarán las labores de desescombrado. Una vez finalizado el pase de excavación, se colocará el sostenimiento previsto (hormigón proyectado, bulones, cerchas y mallazo) con ayuda de bulonadoras, jumbos y plataformas elevadoras. El ciclo finaliza con el replanteo del siguiente pase de excavación. Mediante este proceso cíclico, se excavará tanto el avance como la destroza de los túneles y en su caso, la contrabóveda.

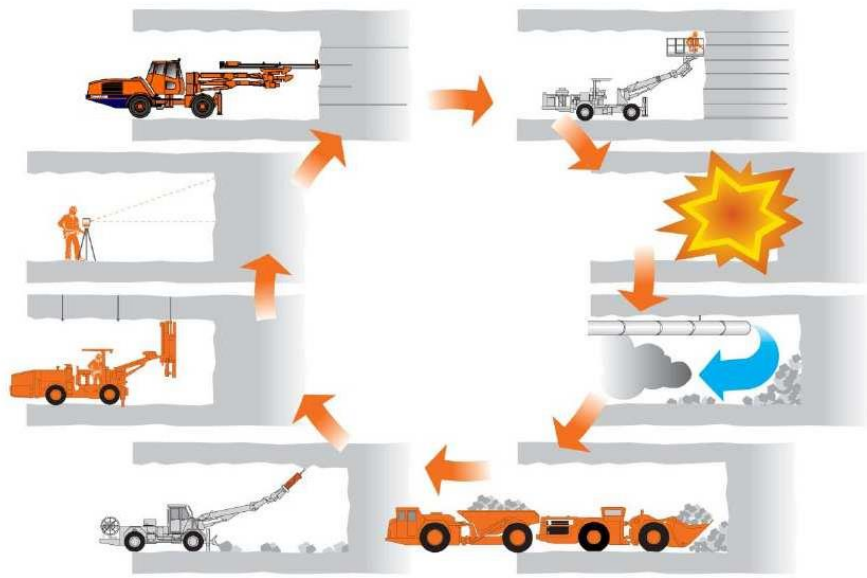


Figura 6.- Esquema de fases de trabajo en la etapa de excavación y sostenimiento (N.A.T.M.).

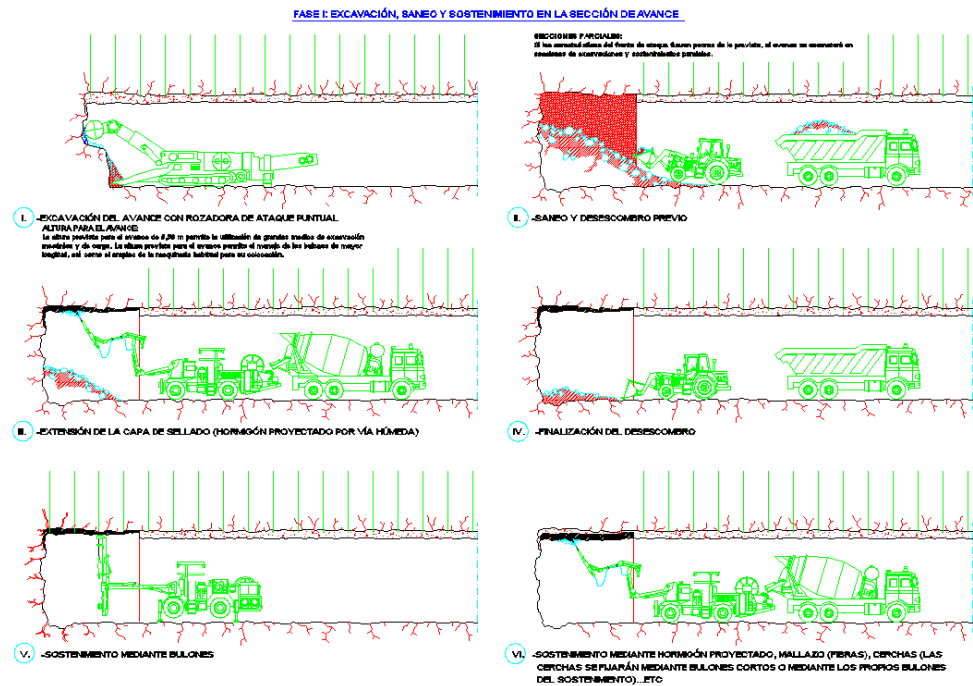


Figura 7.- Fase de excavación en la sección de Avance.

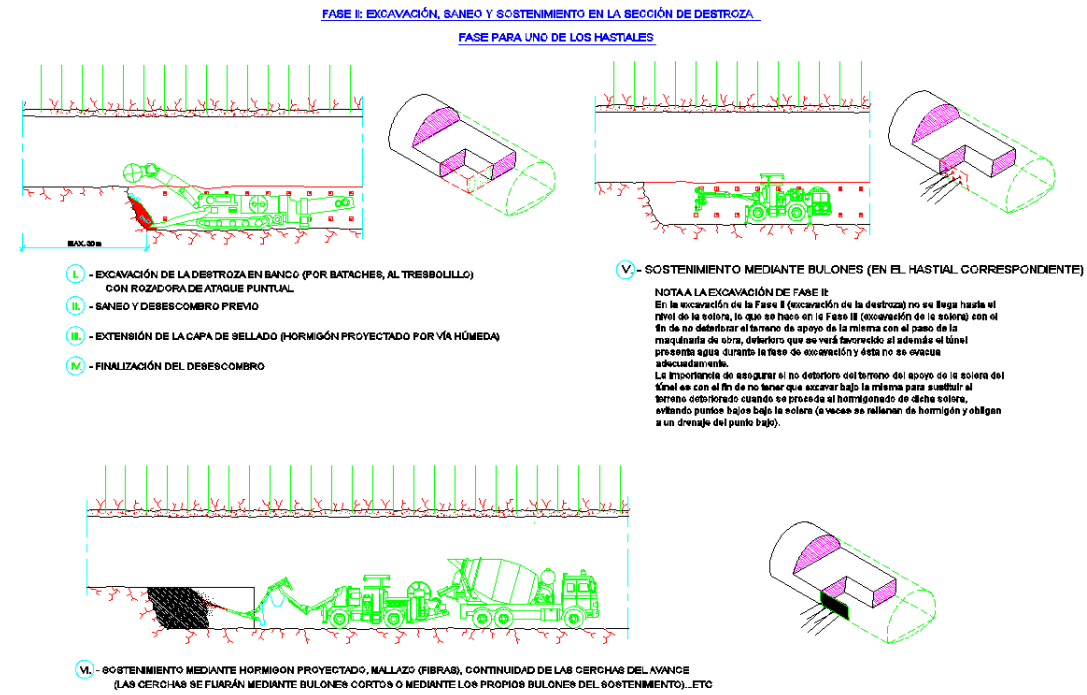


Figura 8.- Fase de excavación en la sección de Destroza, primer hastial.

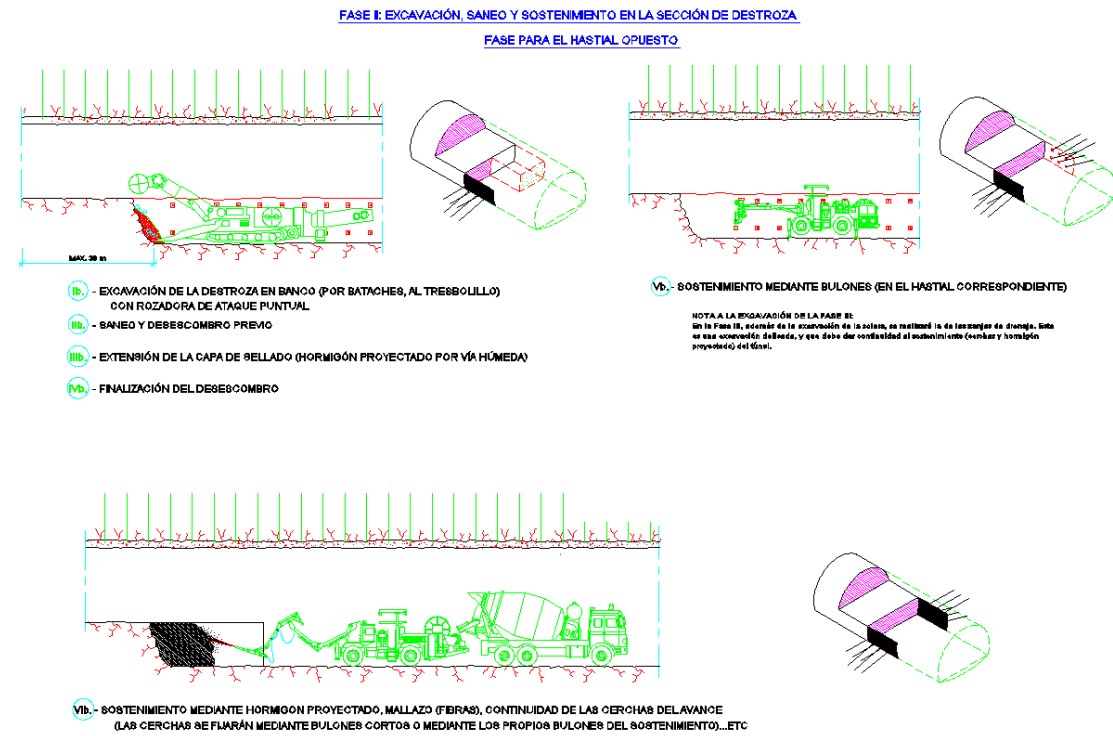


Figura 9.- Fase de excavación en la sección de Destroza, hastial opuesto.

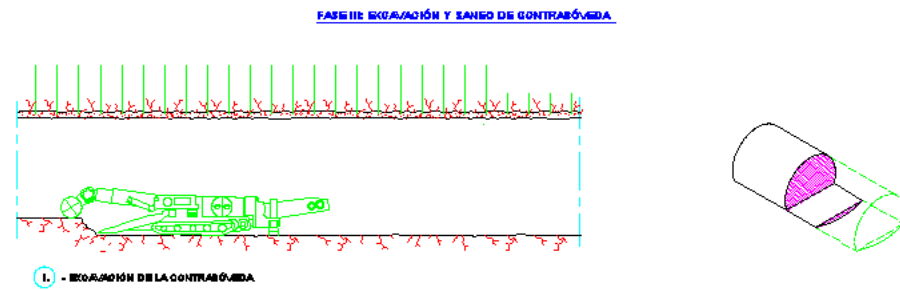


Figura 10.- Fase de excavación de la contrabóveda.

2. **Colocación de la impermeabilización y del revestimiento.** El proceso constructivo del revestimiento constará de las siguientes fases:

- a. En primer lugar, se comprobarán escrupulosamente las secciones transversales del túnel para verificar que se dispone de espacio suficiente para obtener un canto mínimo de revestimiento de 30 cm. Para ello, se hará circular por el túnel un carro comprobador de gálidos, que marcará todos los puntos de la periferia del sostenimiento que queden dentro de la sección de revestimiento. A continuación se picarán localmente dichos puntos.
- b. Posteriormente, se colocará la impermeabilización en todo el túnel.
- c. En tercer lugar, se hormigonará un muro-zapata hasta la altura correspondiente al inicio de la bóveda. En la parte superior del muro se dejarán embebidas unas roscas para el posterior atornillado de las sujeciones del carro de encofrado (conos de amarre). La misión de los muros - zapata es múltiple: transmisión a la base de los esfuerzos del revestimiento (axiles y flectores), apoyo y sujeción del encofrado de la bóveda, e incluso son parte del propio revestimiento estructural del túnel.
- d. Posteriormente, se posicionará el carro de encofrado y se hormigonará el revestimiento.
- e. Por último, se inyectará en el trasdós de clave con lechada de cemento para rellenar los huecos que hayan podido quedar en esta zona durante el hormigonado.

2.3.2.3 Método de excavación

Finalmente quedaría por determinar el método de excavación. Básicamente existen los siguientes métodos:

- Medios mecánicos convencionales
- Martillo picador
- Perforación y voladura
- Rozadora

Los medios mecánicos convencionales (retroexcavadora) únicamente se podrán emplear en los casos en que el túnel se excave en suelos o roca muy alterada. Por su parte el uso de martillo picador en rocas por fracturadas (como alternativa a la excavación por medios mecánicos) obtiene rendimientos relativamente bajos, por lo que sólo es viable en túneles muy cortos.

Con respecto a la excavación mediante rozadora es un método válido, que obtiene rendimientos muy competitivos y que presenta la gran ventaja de producir una alteración muy reducida del macizo rocoso. Los principales inconvenientes son el coste, superior a los de otros alternativos, que lo convierte en poco viable para túneles muy cortos.

Finalmente el método de perforación y voladura es el más versátil, ya que permite atravesar todo tipo de terrenos sin que los rendimientos se vean afectados. Además emplea equipos que requieren muy poca inversión inicial, por lo que es un método muy económico.

2.3.2.4 Secciones tipo de sostenimiento

A continuación se incluye la definición del tipo del sostenimiento a utilizar en las excavaciones a realizar en los túneles, dada la fase de estudio en la que estamos no se incluyen tramificaciones ni mediciones de cada tipo, ya que esto correspondería con un afase de Proyecto Constructivo.

Se ha utilizado el índice RMR de Bieniawski y el índice Q de Barton, los cuales se ha correlacionado mediante la expresión:

$$Q = e^{(RMR-44)/9}$$

El sostenimiento a utilizar se puede estimar mediante el **ábaco de Barton**, que exige el conocimiento del cociente entre la dimensión crítica de la excavación y el ESR.

El **Índice Q de Barton** fue desarrollado en Noruega en 1974 por Barton, Lien y Lunde, del Instituto Geotécnico Noruego. Se basó su desarrollo en el análisis de cientos de casos de túneles construidos principalmente en Escandinavia. Actualmente se denomina Nuevo Método Noruego de túneles al diseño de las excavaciones basándose directamente en los trabajos de Barton.

La Clasificación de Barton asigna a cada terreno un índice de calidad Q, tanto mayor cuanto mejor es la calidad de la roca. Su variación no es lineal como la del RMR, sino exponencial, y oscila entre Q=0.001 para terrenos muy malos y Q=1000 para terrenos muy buenos.

El valor de Q se obtiene de la siguiente expresión:

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

Donde cada parámetro representa lo siguiente:

RQD: es el índice Rock Quality Designation, es decir, la relación en tanto por ciento entre la suma de longitudes de testigo de un sondeo mayores de 10 cm y la longitud total. Barton indica que basta tomar el RQD en incrementos de 5 en 5, y que como mínimo tomar RQD=10.

Jn: varía entre 0.5 y 20, y depende del número de familias de juntas que hay en el macizo.

Jr: varía entre 1 y 4, y depende de la rugosidad de las juntas.

Ja: varía entre 0.75 y 20, y depende del grado de alteración de las paredes de las juntas de la roca.

Jw: varía entre 0.05 y 1, dependiendo de la presencia de agua en el túnel.

SRF: son las iniciales de Stress Reduction Factor, y depende del estado tensional de la roca que atraviesa el túnel.

Para la obtención de cada uno de los cinco últimos parámetros, Barton aporta unas tablas donde se obtienen los valores correspondientes en función de descripciones generales del macizo rocoso.

Existen también diversas correlaciones para establecer una estimación entre el índice Q y el RMR, entre estas correlaciones hay que destacar:

- $RMR = 9,0 \times \ln Q + 44$ (Según Bieniawski, 1976)
- $RMR = 13,5 \times \ln Q + 43$ (Según Rutledge, 1978)
- $RMR = 4,5 \times \ln Q + 55,2$ (Según Moreno, 1980)
- $RMR = 10,5 \times \ln Q + 41,8$ (Según Abad et al, 1983)
- $RMR = 8,5 \times \ln Q + 35$ (Según Kaiser y Gale, 1985)
- $RMR = 15 \times \log Q + 50$ (Según Barton, 1995)

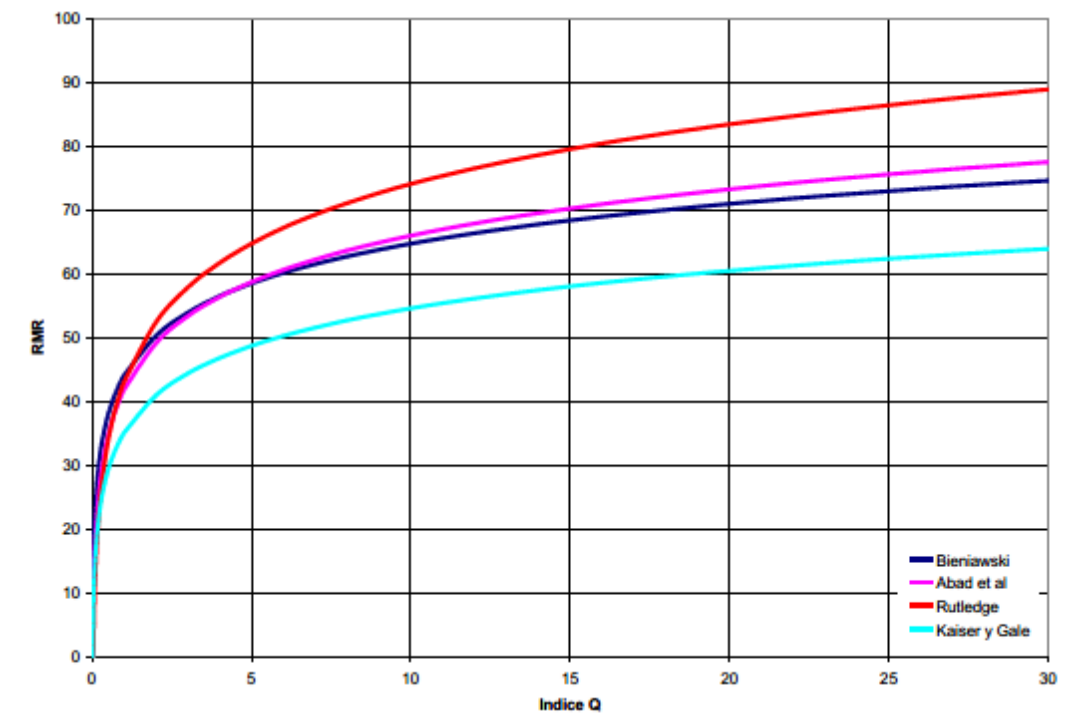


Figura 11.- Correlaciones RMR-Q.

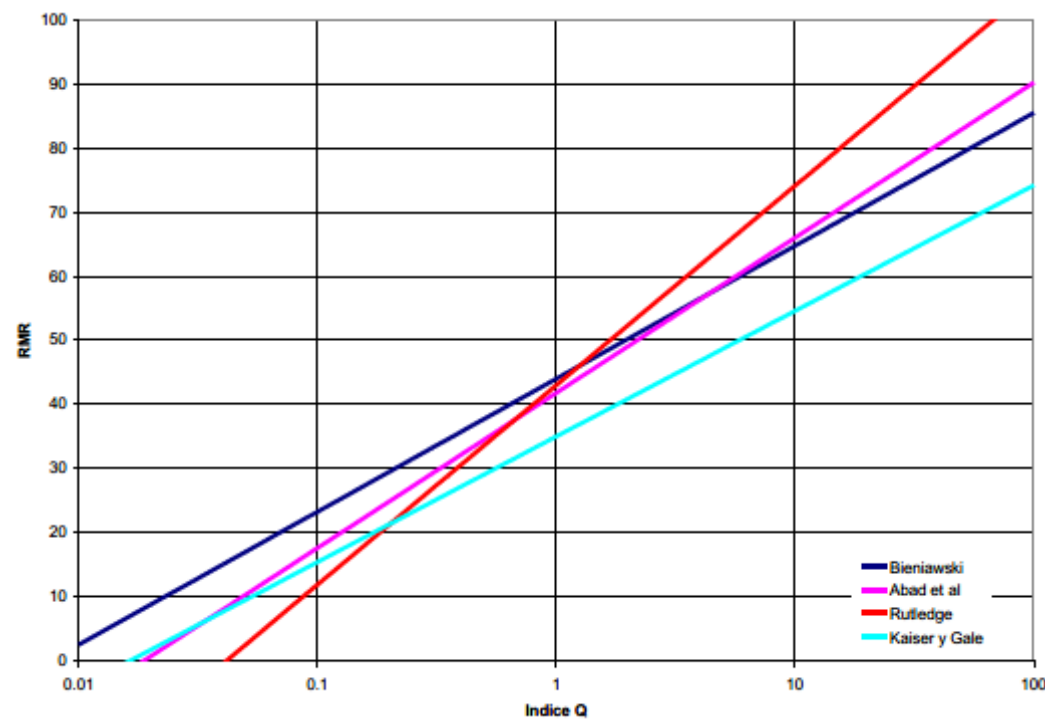


Figura 12.- Correlaciones RMR-Q en escala logarítmica.

De entre estas correlaciones se adopta la de Bieniawski para determinar el índice Q, quedando la siguiente expresión empírica:

$$Q = e^{(RMR-44)/9}$$

2.3.2.4.1 Predimensionamiento según el índice Q de Barton

A partir de este índice se realizará un predimensionamiento de los Sostenimientos. La clasificación de Barton está más desarrollada que la del RMR de Bieniawski y permite obtener un sostenimiento más afinado. Para su aplicación es preciso además obtener el parámetro ESR (Excavation Support Ratio). El ESR es un factor que pondera la importancia de la obra de acuerdo a la siguiente tabla:

TIPO	DESCRIPCIÓN	ESR
A	<ul style="list-style-type: none">Minas abiertas temporalmente	3-5
B	<ul style="list-style-type: none">Pozos verticales	2,5-2

C	<ul style="list-style-type: none">Minas abiertas permanentementeTúneles hidroeléctricosTúneles piloto y galerías de avance para grandes excavaciones	1,6
D	<ul style="list-style-type: none">Cavernas de almacenamientoPlantas de tratamiento de aguasTúneles pequeños de carretera y ferrocarril	1,3
E	<ul style="list-style-type: none">Centrales eléctricas subterráneasTúneles grandes de carreteras y ferrocarrilCavernas de defensa civilBoquillas e intersecciones	1
F	<ul style="list-style-type: none">Centrales nucleares subterráneasEstaciones de ferrocarrilPabellones deportivos y de servicios	0,8

Con el Índice Q y la relación Ancho de excavación / ESR, se puede determinar al sostenimiento propuesto por Barton en el Abaco.

En el caso objeto de este estudio, se ha adoptado un ESR de 1,0 al tratarse de túneles ferroviarios de gran sección.

De acuerdo con la metodología descrita, se ha estimado el sostenimiento a aplicar adoptando un ancho de excavación máximo de 13 para el túnel de doble vía, lo que nos da un cociente dimensión crítica de excavación/ESR igual a 13.

A continuación se presenta la estimación previa del sostenimiento a aplicar en los tipos de terreno que está previsto sean atravesados por los túneles.



Figura 13.- Gráfico de Barton para el túnel de vía doble.

Categorías de sostenimiento:

- 1. Sin sostenimiento
- 2. Bulonado puntual
- 3. Bulonado sistemático
- 4. Bulonado sistemático con hormigón proyectado
- 5. Hormigón proyectado con fibras, 5-9 cm, y bulonado
- 6. Hormigón proyectado con fibras, 9-12 cm y bulonado
- 7. Hormigón proyectado con fibras, 12-15 cm y bulonado
- 8. Hormigón proyectado con fibras, >15 cm, con bulonado y cerchas
- 9. Revestimiento de hormigón.

Por lo tanto en función de los resultados obtenidos en el ábaco de Barton se han considerado las siguientes secciones de sostenimiento.

Sección tipo	Calidad geotécnica	Rango aproximado Q	Rango aproximado RMR	Espesor gunita	Refuerzo	Cercha	Bulones	Medidas Adicionales de refuerzo
Túnel de Valparaíso								
ST-1	Favorable	$Q \geq 2$	$RMR > 60$	9 cm	Fibras acero	No	Long. 4 m espaciado 1,8 m	
ST-2	Media	$2 \leq Q \leq 0,2$	$60 \leq RMR \geq 40$	15 cm	Fibras acero	No	Long. 4 m espaciado 1,35 m	
ST-3	Desfavorable	$Q < 0,2$	$40 < RMR \geq 20$	25 cm	Fibras acero	Si	Long. 4 m espaciado 1,0 m	
ST-4	Emboquilles y zonas singulares			25cm	Fibras acero	Si	Long. 4-6 m espaciado 1,0 m	Paraguas de micropilotes en clave de sección
Túnel de Lagartera								
ST-1	Favorable	$Q \geq 2$	$RMR > 60$	9 cm	Fibras acero	No	Long. 4 m espaciado 1,8 m	
ST-2	Media	$2 \leq Q \leq 0,2$	$60 \leq RMR \geq 40$	15 cm	Fibras acero	No	Long. 4 m espaciado 1,35 m	
ST-3	Desfavorable	$Q < 0,2$	$40 < RMR \geq 20$	25 cm	Fibras acero	Si	Long. 4 m espaciado 1,0 m	
ST-4	Emboquilles y zonas singulares			25cm	Fibras acero	Si	Long. 4-6 m espaciado 1,0 m. Disposición horizontal en hastiales	Paraguas de micropilotes en clave de sección

2.3.2.4.2 Predimensionamiento según el índice RMR de Bieniawski

Otra forma para la caracterización del macizo es utilizar la clasificación geomecánica de Bieniawski (1989), calculándose el índice RMR (Rock Mass Rating).

Las clasificaciones geomecánicas son un método de ingeniería geológica que permite evaluar el comportamiento geomecánico del macizo rocoso, este comportamiento incluye la estimación de los parámetros geotécnicos de diseño y en el tipo de sostenimiento en el túnel.

La clasificación de Bieniawski de 1989 permite valorar la calidad de un determinado macizo atendiendo a una serie de criterios como pueden ser la resistencia a la compresión simple, las condiciones de diaclasado, efecto del agua y la posición relativa de la excavación respecto a las diaclasas.

Para tener en cuenta la incidencia de estos factores, se definen una serie de parámetros, asignándoles unas determinadas valoraciones, cuya suma en cada caso nos da el RMR.

Los cinco parámetros que definen la calidad global del macizo son los siguientes:

Resistencia de la roca matriz: 0 –15 %

RQD (%): 3 – 20 %

Espaciado de las juntas: 5 –20 %

Estado de las juntas: 0 – 30 %

Presencia de agua: 0 – 15 %

RANGO VARIACIÓN RMR: 8 – 100 %

Adicionalmente el sistema de clasificación considera un factor de minoración en función de la disposición relativa entre las discontinuidades y el eje del túnel, distinguiendo entre cinco posibles estados, que discurren entre muy favorable y muy desfavorable, con una constante de corrección que varía entre 0 y –12. Esta penalización del índice obtenido, así como la presencia o no de agua, sólo deben considerarse cuando se pretenda llevar a cabo una aplicación del índice RMR muy concreta, como por ejemplo la asignación empírica de sostenimientos mediante el cuadro propuesto por Bieniawski.

PARÁMETRO			RANGO DE VALORES						
1	Resistencia de la roca intacta	Índice de carga puntual	>10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa			
		Res. Compresión simple	>250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	<1 MPa
	Valoración		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90-100%	75-90%	50-75%	25-50%	<25%		
	Valoración		20	17	13	8	3		
3	Espaciado de las discontinuidades		>2 m	0,6-2 m	0,2 – 0,6 m	6-20 cm	<6 cm		
	Valoración		20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades		Superficies muy rugosas. Sin separación. Bordes sanos y duros.	Superficies ligeramente rugosas. Separación < 1 mm. Bordes ligeramente alterados.	Superficies ligeramente rugosas. Separación < 1 mm. Bordes muy alterados.	Superficies estriadas o con rellenos < 5 mm o abiertas 1 – 5 mm. Continuas.	Rellenos blandos > 5 mm o apertura > 5 mm. Continuas		
	Valoración		30	25	20	10	0		
5	Agua subterránea	Caudal por 10 m de túnel.	Nulo	<10 l/min	10-25 l/min	25-125 l/min	>125 l/min		
		Relación: Presión agua/presión principal mayor.	0	0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5		
		Estado general	Completamente seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Fluyendo		
	Valoración		15	10	7	4	0		

De acuerdo con los criterios de Bieniawski y en función del RMR obtenido, los macizos se clasifican en las cinco categorías (Rocas de calidad I a V), los cuales se detallan a continuación:

RMR	TIPO	CALIDAD
81-100	I	Muy bueno
61-80	II	Bueno
41-60	III	Medio
21-40	IV	Malo
<20	V	Muy malo

Para la valoración de los diferentes parámetros que conforman el índice RMR, se emplean como fuentes de información principales las estaciones geomecánicas efectuadas, así como los sondeos y ensayos de laboratorio disponibles.

Para túneles de sección en herradura con anchura máxima de 10 m y una tensión vertical máxima de 250 kg/cm² Bieniawski propone los siguientes sostenimientos en función de la calidad de la roca estimada según el RMR (Rock Mass Rating).

Clase roca	RMR	Excavación	Sostenimiento primario		
			Bulonado (*) (longitudes, túneles de 10 m de luz)	Gunitado	Cerchas
I	100-81	A sección completa. Avances de 3 m.	Innecesario, salvo algún bulón ocasional		
II	80-61	Plena sección. Avances de 1-1,5 m	Bulonado local en bóveda, con longitudes de 2 – 3 m y separación de 2-2,5 m, eventualmente con mallazo	5 cm en bóveda para impermeabilización	No
III	60-41	Galería en clave y bataches. Avances de 1,5 a 3 m en la galería	Bulonado sistemático de 3-4 m con separaciones de 1,5 a 2 m en bóveda y hastiales. Mallazo en bóveda.	5 a 10 cm en la bóveda y 3 cm en hastiales	No

Clase roca	RMR	Excavación	Sostenimiento primario		
			Bulonado (*) (longitudes, túneles de 10 m de luz)	Gunitado	Cerchas
IV	40-21	Galería en clave y bataches. Avances de 1 a 1,5 m en la galería	Bulonado sistemático de 4-5 m con separaciones de 1 – 1,5 m en bóveda y hastiales con mallazo.	10 – 15 cm en bóveda y 10 cm en hastiales. Aplicación según avanza la excavación	Entibación ligera ocasional, con separaciones de 1,5 m
V	<20	Galerías múltiples. Avances de 0,5 a 1 m en la galería de clave	Bulonado sistemático de 5 – 6 m, con separaciones de 1 – 1,5 m en bóveda y hastiales, con mallazo. Bulonado de la solera	15-20 cm en bóveda, 15 cm en hastiales y 5 cm en el frente. Aplicación inmediata después de cada voladura	Cerchas fuertes separadas 0,75 m con blindaje de chapas y cerradas en solera.

(*) Bulones de 20 mm de diámetro, con resina

Por lo tanto, atendiendo a los rangos de RMR utilizados previamente en el Predimensionamiento realizado por el ábaco de Barton, los elementos de sostenimiento recomendados por Bieniawski son los siguientes:

Sección tipo	Calidad geotécnica	Rango aproximado Q	Rango aproximado RMR	Espesor gunita	Refuerzo	Cercha	Bulones	Medidas Adicionales de refuerzo
Túnel de Valparaíso								
ST-1	Favorable	Q>2	RMR>60	5–10 cm en bóveda 3 cm en hastiales	Mallazo en bóveda	No	Long. 4 m espaciado 1,5 - 2 m	
ST-2	Media	2>Q>0,2	60≤RMR≥40	10-15 cm en bóveda 10 cm en hastiales	Mallazo	Ocasional, espaciado 1,5 m	Long. 4 m espaciado 1-1,5 m	
ST-3	Desfavorable	Q<0,2	40<RMR≥20	20 cm en bóveda y hastiales (espesor	Mallazo	Cerchas HEB, espaciado	Long. 4-6 m espaciado 1-1.5 m	

Sección tipo	Calidad geotécnica	Rango aproximado Q	Rango aproximado RMR	Espesor gunita	Refuerzo	Cercha	Bulones	Medidas Adicionales de refuerzo
				mínimo para cubrir la cercha). 5 cm en frente		0,75 - 1,0m		
ST-4	Emboquilles y zonas singulares			20 cm en bóveda y hastiales (espesor mínimo para cubrir la cercha). 5 cm en frente		Cerchas HEB, espaciado 0,75 - 1,0m	Long. 4-6 m espaciado 1,0 m. Disposición horizontal en hastiales	Paraguas de micropilotes en clave de sección
Túnel de Lagartera								
ST-1	Favorable	Q>2	RMR>60	5–10 cm en bóveda 3 cm en hastiales	Mallazo en bóveda	No	Long. 4 m espaciado 1,5 - 2 m	
ST-2	Media	2>Q>0,2	60≤RMR≥40	10-15 cm en bóveda 10 cm en hastiales cm en hastiales	Mallazo	Ocasional, espaciado 1,5 m	Long. 4 m espaciado 1-1,5 m	
ST-3	Desfavorable	Q<0,2	40<RMR≥20	20 cm en bóveda y hastiales (espesor mínimo para cubrir la cercha). 5 cm en frente	Mallazo	Cerchas HEB, espaciado 0,75 - 1,0m	Long. 4-6 m espaciado 1-1.5 m	
ST-4	Emboquilles y zonas singulares			20 cm en bóveda y hastiales (espesor mínimo para		Cerchas HEB, espaciado 0,75 - 1,0m	Long. 4-6 m espaciado 1,0 m. Disposición	Paraguas de micropilotes en clave de sección

Sección tipo	Calidad geotécnica	Rango aproximado Q	Rango aproximado RMR	Espesor gunita	Refuerzo	Cercha	Bulones	Medidas Adicionales de refuerzo
				cubrir la cercha). 5 cm en frente			horizontal en hastiales	

2.3.2.4.3 Sostenimientos propuestos

Una vez valoradas las recomendaciones de sostenimientos para los rangos adoptados, se proponen las siguientes secciones tipo. Son muy similares a las obtenidas en el Predimensionamiento de Barton y Bieniawski. La sección tipo ST-IV se ha diseñado atendiendo a experiencias en terrenos y situaciones similares.

SECCIONES TIPO DE SOSTENIMIENTO								
Sección tipo	Calidad geotécnica	Rango aproximado Q Barton	Rango aproximado RMR	Longitud pase	Espesor gunita	Fibras de acero	Cercha	Bulones
Túnel de Valparaíso								
ST-1	Favorable	Q>2	RMR>60	3,5 m	10 cm H/MP-30	40 kg/m³		SWELLEX o similar 24 t. 4 m de longitud en malla 1,75 m x 1,75 m
ST-2	Media	2>Q>0,2	60≤RMR≥40	1,5 m	15 cm (18 cm o mínimo necesario en caso de cercha) H/MP-30	40 kg/m3	TH-29 a 1,5 m Ocasional	Bulones de acero autorroscable tipo GEWI o similar, φ25mm.Totalmente inyectados en cemento-lechada. Long. 4 m espaciado 1-1,5 m
ST-3	Desfavorable	Q<0,2	40<RMR≥20	1,0-1,5 m	25 cm H/MP-30	40 kg/m3	HEB-180 a 1,0 m	Bulones de acero autorroscable tipo GEWI o similar, □32mm.Totalmente inyectados en cemento-lechada.

SECCIONES TIPO DE SOSTENIMIENTO								
Sección tipo	Calidad geotécnica	Rango aproximado Q Barton	Rango aproximado RMR	Longitud pase	Espesor gunita	Fibras de acero	Cercha	Bulones
								Long. 4-6 m, espaciado 1-1,5 m
ST-4	Emboquilles y zonas singulares			0,5 m	30 cm H/MP-30	40 kg/m3	HEB-180 a 0,5 m	Bulones de acero autorroscable tipo GEWI o similar, ϕ 32mm.Totalmente inyectados en cemento-lechada. Long. 4-6 m, espaciado 1 m. Disposición horizontal en hastiales
				Paraguas de micropilotes de refuerzo: Øexc. 150 mm, Øext. Tubo 114,3 mm, espesor 10 mm. Longitud 9 m, solape 3 m, espaciado entre tubo 30 cm. Bulones de fibra de vidrio en el frente. Malla 1,75 x 1,75 m, longitud 9 m, solape 3 m. Sellado del frente 10 cm de H/MP-30. Machón central.				
Túnel de Lagartera								
ST-1	Favorable	Q>2	RMR>60	3,5 m	10 cm H/MP-30	40 kg/m³		SWELLEX o similar 24 t. 4 m de longitud en malla 1,75 m x 1,75 m
ST-2	Media	2>Q>0,2	60≤RMR≥40	1,5 m	15 cm (18 cm o mínimo necesario en caso de cercha) H/MP-30	40 kg/m3	TH-29 a 1,5 m Ocasional	Bulones de acero autorroscable tipo GEWI o similar, ϕ 25mm.Totalmente inyectados en cemento-lechada. Long. 4 m espaciado 1-1,5 m
ST-3	Desfavorable	Q<0,2	40<RMR≥20	1,0-1,5 m	25 cm H/MP-30	40 kg/m3	HEB-180 a 1,0 m	Bulones de acero autorroscable tipo

SECCIONES TIPO DE SOSTENIMIENTO								
Sección tipo	Calidad geotécnica	Rango aproximado Q Barton	Rango aproximado RMR	Longitud pase	Espesor gunita	Fibras de acero	Cercha	Bulones
								GEWI o similar, ϕ 32mm.Totalmente inyectados en cemento-lechada. Long. 4-6 m, espaciado 1-1,5 m
ST-4	Emboquilles y zonas singulares			0,5 m	30 cm H/MP-30	40 kg/m3	HEB-180 a 0,5 m	Bulones de acero autorroscable tipo GEWI o similar, ϕ 32mm.Totalmente inyectados en cemento-lechada. Long. 4-6 m, espaciado 1 m. Disposición horizontal en hastiales
				Paraguas de micropilotes de refuerzo: Øexc. 150 mm, Øext. Tubo 114,3 mm, espesor 10 mm. Longitud 9 m, solape 3 m, espaciado entre tubo 30 cm. Bulones de fibra de vidrio en el frente. Malla 1,75 x 1,75 m, longitud 9 m, solape 3 m. Sellado del frente 10 cm de H/MP-30. Machón central.				

2.3.2.5 Revestimiento

Toda obra subterránea debe tener un revestimiento que no ejerza un papel estructural a corto plazo, pero que pueda asegurar la estabilidad de la obra a largo plazo ante una eventual degradación de las características mecánicas del terreno o de los elementos de sostenimiento.

El problema que se plantea es definir qué tipo de exigencias debe tener el revestimiento de un túnel para que sea compatible con las condiciones de utilización y con un costo de ejecución razonable.

A continuación se señalan algunos de los motivos por los que se considera que su colocación es necesaria:

- El revestimiento aporta un coeficiente de seguridad adicional, colaborando con el sostenimiento a corto plazo. A largo plazo no se puede confiar plenamente en el sostenimiento, pues al estar en contacto directo con las humedades del terreno, éste tiende a alterarse perdiendo alguna de sus características resistentes. La estabilidad a largo plazo se garantiza con el revestimiento.
- El revestimiento de hormigón permite disminuir significativamente las labores de mantenimiento y conservación, crecientes con la edad del túnel, que son normalmente muy costosas y que además entorpecen el tráfico.
- Evita la posible incidencia de convergencias residuales.
- El revestimiento reduce la rugosidad y por tanto mejora la circulación del aire y gases.
- Protege al sostenimiento frente a un posible incendio, el efecto de la agresividad y envejecimiento.

Se procederá al revestimiento del túnel una vez estabilizadas las convergencias e impermeabilizado el túnel.

Antes de proceder al revestimiento del túnel, se comprobará mediante laser scanner las secciones que entren dentro de la sección de revestimiento, procediendo al picado de estas zonas puntuales, y siempre reponiendo el sostenimiento en el caso de que se destruya el que había con anterioridad.

Se propone un espesor de revestimiento de 30 cm de HM-30 reforzado con 2 kg de fibra de polipropileno por cada m³ de hormigón.

La concepción estructural del revestimiento previsto presenta ciertos puntos singulares a fin de garantizar que dicho revestimiento trabaja íntegramente a compresión:

- Las juntas constructivas tienen tipología radial, lo que constituye un criterio imprescindible que deberá ser respetado en obra cualquiera que sea su posición final.
- Igualmente se debe respetar el ensanchamiento previsto en los pies de hastiales de revestimiento, dado que es el punto de mayor concentración de tensiones.

- Se llevará a cabo un ensanche en la zona de dren de trasdós a fin de evitar la pérdida de sección en el punto de unión.

2.3.2.6 Tratamientos especiales

Una vez definidas las secciones tipo de sostenimiento a aplicar, mediante las recomendaciones de Barton y Bieniawski, se logrará estabilizar la excavación en todas las calidades de terreno previstas. No obstante, cabe la posibilidad de que se intercepten zonas en que la calidad geotécnica de los materiales sea tan mala, que puede no ser suficiente con los sostenimientos anteriormente definidos, y sea necesario recurrir a tratamientos de refuerzo complementario, conocido con el nombre genérico de tratamientos especiales.

Los tratamientos especiales se usan de forma puntual, con objeto de atravesar zonas muy concretas de terreno. Se aplicarán, eventualmente, según la misión que tenga encomendada el tratamiento:

2.3.2.6.1 Tratamientos de estabilidad del pase y de frente de excavación

En esta fase del proyecto todos ellos se incluyen en la sección tipo ST-IV, en principio según las características del terreno a atravesar se proyectan asociados a esta sección tipo, sin embargo es posible que en futuras fases, con un estudio más ajustado del trazado, en lo que a calidades geológicas – geotécnicas se refiere, puedan independizarse de esta sección tipo ST-IV. También en ocasiones puede ser necesario la utilización de uno o varios de estos tratamientos asociado a otra sección tipo de sostenimiento.

Estos tratamientos son:

- Empiquetados y/o Paraguas de micropilotes: se empleará para evitar sobre excavaciones en clave. Consiste en la colocación de elementos lineales paralelos al túnel en toda la bóveda de este.
En el caso de los micropilotes, se emplearán tubos de acero de diámetro 114 mm y espesor 10 mm. El diámetro de perforación será de 150 mm y se inyectarán lechada de cemento. Cuando la zona a atravesar es muy amplia, se colocan paraguas sucesivos, con un solape mínimo entre uno y otro de 3 metros.
Para los empiquetados se emplearán bulones de acero análogos a los utilizados en el sostenimiento, con un diámetro mínimo de f32mm. No se emplearán bulones de expansión.

- Gunita sobre-acelerada: se dispondrá en el frente de excavación para evitar la descompresión del terreno y mejorar la estabilidad de la excavación. Este tipo de hormigón proyectado presenta una dosificación de acelerante superior a la empleada para la gunita de sostenimiento, lo que le permite desarrollar altas resistencias iniciales, la reducción en las resistencias finales del hormigón proyectado, que supone el empleo de acelerantes, no resulta problemático en este caso, ya que esta gunita se eliminara con la excavación del siguiente pase.
- Machón central. Es otra medida de estabilización del frente, de esta manera evitamos que la excavación del frente sea completamente vertical, ayudando a la mejora de la estabilidad. El tamaño e inclinación del machón debe de compatibilizarse con la excavación, de manera que no repercuta en una disminución del rendimiento.
- Bulones de fibra de vidrio. Se disponen en el frente para mejorar su estabilidad. En lugar de utilizar bulones de acero se colocarán bulones de fibra vidrio, estos últimos poseen unas buenas características de resistencia a tracción con la ventaja de son muy fáciles de excavar. Se disponen de forma horizontal, con una ligera inclinación, y se han diseñado con una longitud y solape igual a la del paraguas de micropilotes. Su puesta en obra es sencilla y consiste en un replanteo inicial, perforación de los taladros, colocación de los bulones e inyección de lechada de cemento.

Aunque no se trate de un tratamiento propiamente dicho, la reducción de la longitud de pase, junto con el sellado del mismo puede minimizar o suprimir el problema de inestabilidad. De no ser efectiva esta medida, se debería pasar entonces a la ejecución de empicuetados mediante bulones en clave y hombros o a la colocación de cerchas.

Es igualmente fundamental recalcar la importancia de completar el anillo de bulonado para cada pase, fundamentalmente en casos de “Techo plano”, así como el replanteo de la distribución de la malla de bulones inicialmente prevista para el caso de sostenimientos ligeros.

2.3.2.7 Impermeabilización y drenaje

Para proteger el revestimiento de la acción de las aguas subterráneas, y para evitar posibles goteos sobre la plataforma, así como aliviar las presiones intersticiales sobre aquel, se considera conveniente la impermeabilización completa de los túneles.

El sistema que se considera más eficaz está constituido por una lámina porosa de protección, situada en contacto con el sostenimiento, lámina de tipo geotextil, y otra lámina

de impermeabilización propiamente dicha colocada a continuación, ésta de tipo sintético (P.V.C. o P.E.). El geotextil se ocupará de filtrar los finos procedentes del lavado del sostenimiento y drenar los caudales para aliviar las presiones intersticiales, así como proteger la lámina frente a las irregularidades del sostenimiento.

Estas láminas se aplican sobre el hormigón proyectado, sujetándolas con anclajes mecánicos y soldando térmicamente las distintas piezas necesarias para recubrir los paramentos del túnel.

La lámina de impermeabilización tendrá continuidad, mediante termo-soldado, hasta alcanzar los tubos dren de PVC ranurado que se colocarán longitudinalmente a lo largo de los túneles, cerca de los paramentos y que conectarán con un canal de pequeñas dimensiones adosado al paramento.

2.3.3 Método Tradicional de Madrid (M.T.M)

Este método de excavación de túneles se ha contemplado exclusivamente para el túnel bajo la autovía TO-20, túnel situado entre los PP.KK. 1404+000 y 1404+260. En el caso de este túnel debido a la baja velocidad de circulación en esta zona, no es necesario realizar un estudio de la sección por factores aerodinámicos, los cuales se imponen para velocidades iguales o superiores a 200 km/h (Artículo 4.2.10.1 ETI de Infraestructura – Reglamento nº 1299/2014 de la Comisión de 18 de noviembre de 2014, relativo a la especificaciones técnicas de interoperabilidad del subsistema “infraestructura” en el sistema ferroviario de la Unión Europea).

La autopista TO-20 en el punto de cruce con la nueva LAV está formada por dos calzadas de dos carriles la calzada sentido Urbanización Valparaiso – Toledo y de 3 carriles la calzada sentido Toledo – Urbanización Valparaiso, siendo el tercer carril el correspondiente al ramal de enlace entre la TO-20 y la A-42, la mediana de separación entre calzadas tiene una anchura de 9,0 m. El túnel presenta una cobertera de unos 12 m en toda su longitud. El terreno excavado, consiste en rellenos antrópicos compactados procedentes de la construcción de la mencionada autovía TO-20, sobre las arenas arcillosas terciarias de la unidad M3.

Para llevar a cabo la construcción de un túnel de estas características, anchura 11,40 m y altura desde la rasante de vía 7,00 m bajo una infraestructura en servicio y con una cobertera reducida, resulta imprescindible la ejecución de una serie de tratamientos especiales, tanto

del terreno vinculado a la excavación de la nueva obra subterránea, como de refuerzo y protección de la autovía TO-20.

La experiencia en túneles excavados mediante este procedimiento ha demostrado la seguridad del procedimiento que lleva usándose más de un siglo. Paralelamente al desarrollo de las obras subterráneas en entorno urbano, también se han ido desarrollando tratamientos de protección que facilitan la excavación de túneles en mina en condiciones desfavorables.

2.3.3.1 Fases de excavación

En síntesis, las fases de ejecución típicas son las siguientes:

- Excavación y entibación de la galería de avance (de dimensiones reducidas, aproximadamente de 1,80 m x 1,50 m).
- Ensanche lateral y entibación de la sección de avance.
- Encofrado y Hormigonado de la bóveda.
- Ejecución de la destroza central.
- Excavación por bataches contrapeados y hormigonado de hastiales.
- Ejecución de contrabóveda.
- Inyecciones de contacto.

El hormigonado de la bóveda se ejecuta mediante bombeado “in situ”. Posteriormente se realiza la excavación de la Destroza inferior para finalizar con el hormigonado de los hastiales contrapeados (ver Figura adjunta). La sección se completa finalmente mediante la contrabóveda o solera de cierre.



Figura 14.- Encofrado y hormigonado de la bóveda.



Figura 15.- Destroza y ejecución de hastiales desfasados.

Tras la ejecución de la contrabóveda, se inyecta el trasdós de la bóveda a través de taladros pasantes. Con este proceso se persigue rellenar los huecos que hayan podido quedar en el

trasdós de la bóveda, entre el hormigón, la entibación de madera y el perfil de excavación, e impermeabilizar las juntas de contacto entre anillos.

La presión de inyección debe ser limitada para evitar la aparición de cargas excesivas sobre el revestimiento, limitándose habitualmente a 2 bar.

En la siguiente figura se muestran de forma esquemática las fases constructivas para el túnel bajo la autovía TO-20.

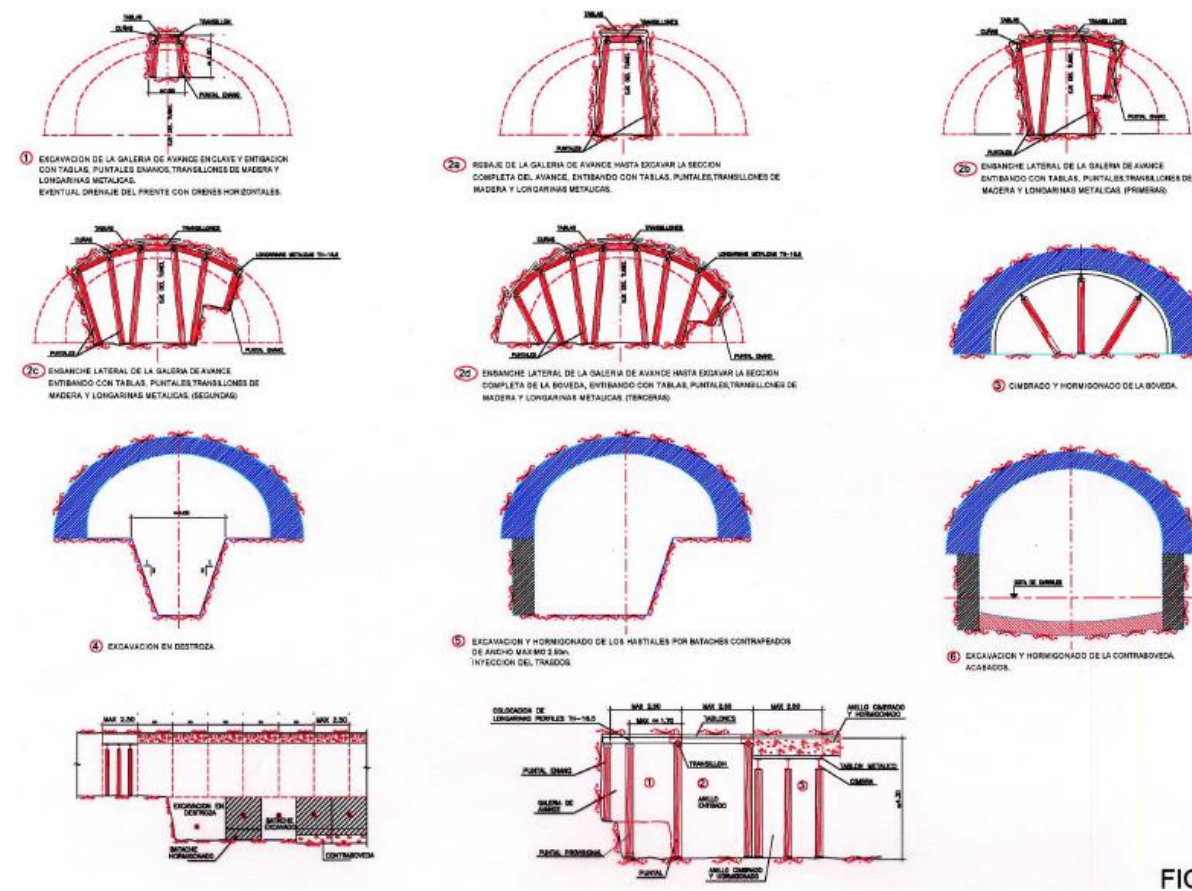


Figura 16.- Fases constructivas habitualmente utilizadas en el Método Tradicional de Madrid.

1.- Excavación de la galería de avance en clave y entibación con tablas, puntales enanos, transillones de madera y longarinas metálicas. Eventual drenaje del frente con drenes horizontales.

2a.- Rebaje de la galería de avance hasta excavar la sección completa del avance, entibando con tablas, puntales, transillones de madera y longarinas metálicas.

2b.- Ensanche lateral de la galería de avance entibando con tablas, puntales, transillones de madera y longarinas metálicas (Primeras).

2c.- Ensanche lateral de la galería de avance entibando con tablas, puntales, transillones de madera y longarinas metálicas (Segundas).

2d.- Ensanche lateral de la galería de avance hasta excavar la sección completa de la bóveda, entibando con tablas, puntales, transillones de madera y longarinas metálicas (Terceras).

3.- Cimbrado y hormigonado de la bóveda.

4.- Excavación en destroza.

5.- Excavación y hormigonado de los hastiales por bataches contrapeados de ancho máximo 2,50 m. Inyección del trasdós.

6.- Excavación y hormigonado de la contrabóveda. Acabados.

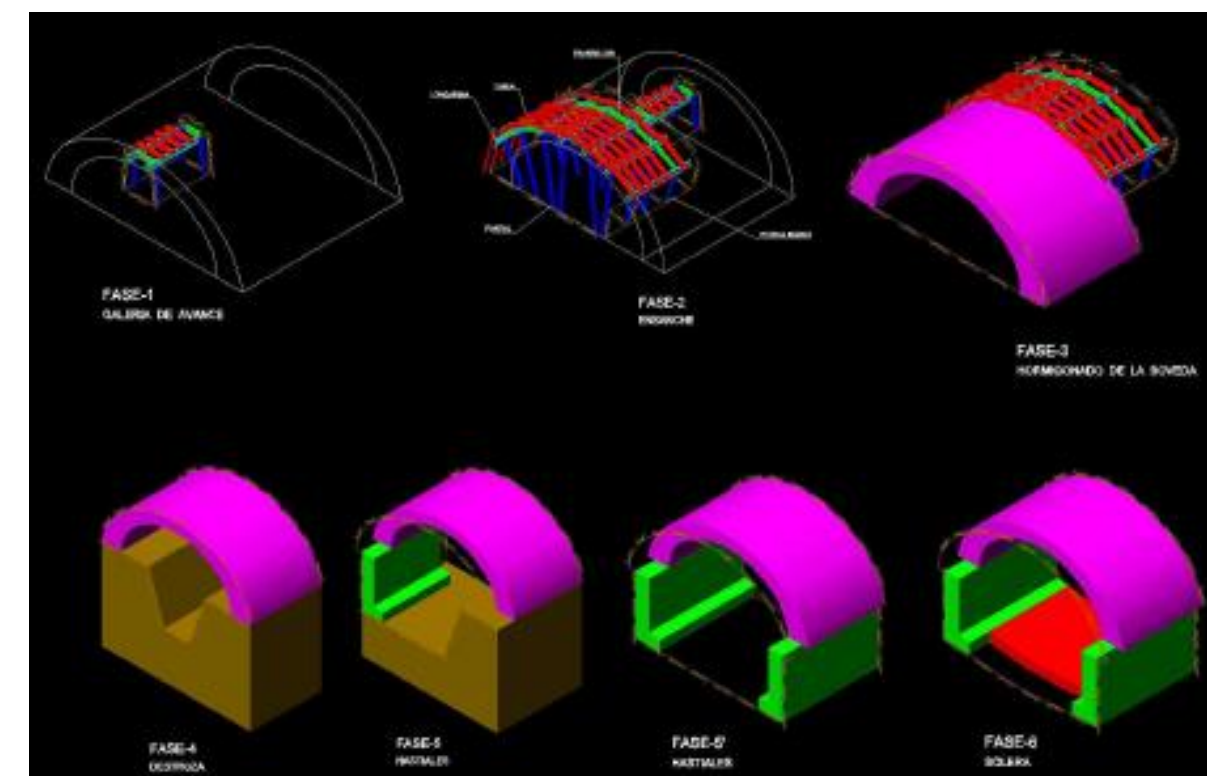


Figura 17.- Fases constructivas habitualmente utilizadas en el Método Tradicional de Madrid.

2.3.3.2 Sostenimiento y Revestimiento

La definición de las dimensiones principales del sostenimiento del túnel, se ha efectuado a partir de la recopilación de datos bibliográficos de túneles excavados en suelos mediante el Método Tradicional de Madrid.

El sostenimiento primario del túnel se va realizando en fase de Avance mediante entibación cuajada de madera, tal y como se ha expuesto anteriormente. El sostenimiento y revestimiento definitivo, se ejecuta de hormigón en masa, intentando evitar el armado de la sección, lo que reduciría considerablemente los rendimientos de ejecución del túnel.

2.3.3.3 Tratamientos de mejora del terreno

Los tratamientos del terreno son medidas preventivas o correctoras frente a los efectos negativos que la excavación del túnel puede inducir sobre estructuras o infraestructuras existentes. El abanico de tratamientos del terreno disponibles es muy amplio, pero la mayor parte de ellos se encaminan a paliar los movimientos o subsidencias que cualquier excavación produce en su entorno.

Estos tratamientos se diseñan en función de las características de la edificación, estructura o servicio a proteger, la magnitud del desplazamiento previsiblemente inducido, de la geometría del conjunto excavación - elemento a proteger, el espacio disponible y, por supuesto, la naturaleza del terreno y la posición del nivel freático. En cualquier caso, hay que tener en cuenta que los tratamientos de mejora del terreno no deben usarse para suplir carencias o deficiencias por mala ejecución.

Entre los sistemas de protección posibles, para el presente proyecto se contemplan las siguientes alternativas, consideradas como técnica admisible para el tratamiento del terreno existente alrededor del futuro túnel:

2.3.3.3.1 Mejora del terreno con Jet-grouting.

El jet-grouting es un proceso que consiste en la desagregación del suelo (o roca poco compacta), mezclándolo, y parcialmente sustituyéndolo, por un agente cementante (normalmente cemento). La desagregación se consigue mediante un fluido con alta energía, que puede incluir el propio agente cementante.

En su aplicación se utiliza un equipo de bombeo de alta presión que impulsa la mezcla de inyección a través del varillaje de una sonda perforadora. Se trata de un procedimiento de inyección de alta energía en el que la progresión de la lechada o fluido a alta velocidad, más de 200 m/s, rompe y mezcla el terreno alrededor del taladro, formando columnas de suelo-cemento con geometría y propiedades mecánicas dependientes, tanto del terreno tratado, como del sistema y parámetros del propio tratamiento.

Los principales sistemas de jet-grouting, de acuerdo con la Figura adjunta, son:

- Sistema de fluido único: Cuando la desagregación y cementación del suelo se consigue con un chorro de un único fluido a alta presión que, en general, es una lechada de cemento.
- Sistema de doble fluido (aire): Cuando la desagregación y cementación del suelo se realiza por un fluido, normalmente lechada de cemento, asistido por un chorro de aire a presión que actúa como segundo fluido.
- Sistema de doble fluido (agua): Cuando la desagregación del suelo se obtiene por un chorro de agua a alta presión, utilizando como segundo fluido una lechada para conseguir la cementación del suelo.
- Sistema de triple fluido: Con este sistema la desagregación del suelo se consigue por un chorro de agua a alta presión, asistido por un chorro de aire a presión, utilizando como tercer fluido una lechada para conseguir la cementación del suelo.

La extracción del varillaje se efectúa con un movimiento de traslación y otro de rotación de forma que el chorro de inyección tiene un barrido helicoidal a lo largo del tramo tratado.

El chorro rompe el terreno desplazándolo en el interior de un cierto volumen y modifica su estructura y propiedades mecánicas en el sentido deseado según las características de la mezcla empleada, y dentro de unos ciertos límites.

El resultado es la formación de columnas de suelo-cemento, de sección aproximadamente circular, conseguidas mediante la mezcla “in situ” por remoldeo del terreno natural y una lechada de un conglomerante hidráulico.

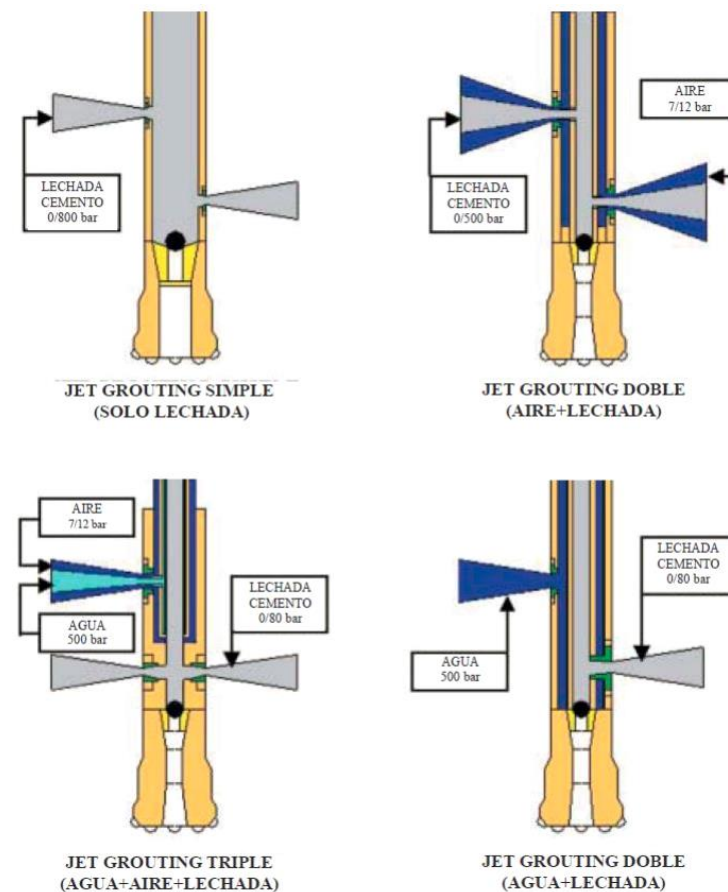


Figura 18.- Tipo de Jet-grouting en función de los componentes inyectados.

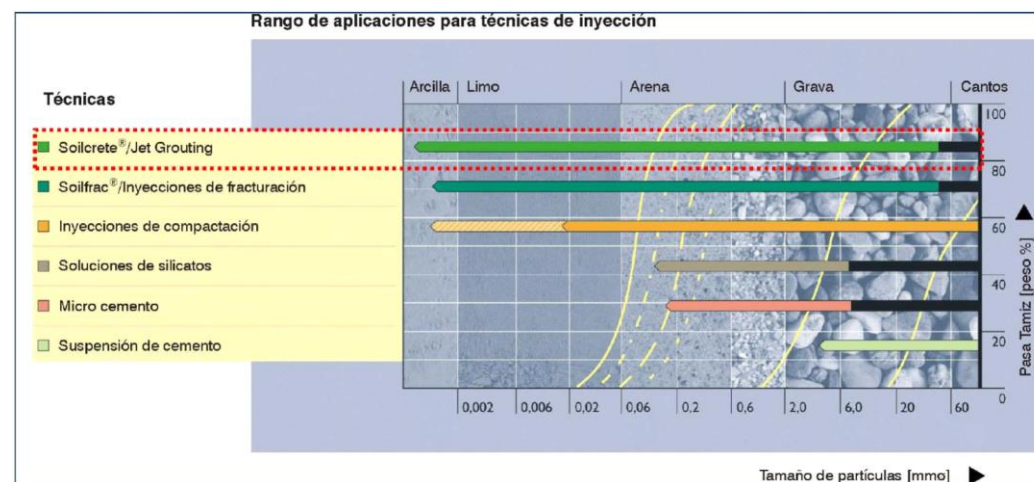


Figura 19.- Idoneidad de distintos métodos de inyección en función de la granulometría

La energía de inyección es suministrada por una bomba especial, que puede generar presiones entre 10 y 800 bares según los requerimientos de cada caso, si bien las más frecuentes están en el rango de los 300 a 600 bares. Esta presión en la bomba se transforma

en energía cinética a la salida de las toberas, dando lugar a unos chorros de mezcla con velocidades muy altas (200-300 m/s) para caudales de 60-110 l/m.

Las propiedades mecánicas de las columnas de suelo-cemento tratado dependen de las características de la mezcla inyectada y del terreno. La resistencia a compresión simple puede variar entre 0,1 y 50 MPa, estando entre 3 y 20 MPa los valores más frecuentes.

Los diámetros de las columnas de suelo-cemento más frecuentes están comprendidos, en general, entre 0,5 y 1,5 m, correspondiendo éstos últimos al empleo de sistemas múltiples con inyección de chorros de agua y aire – lechada.

Los consumos habituales de cemento oscilan entre 250 y 1200 kg/m. La existencia de agua no representa ningún obstáculo para el uso de esta técnica, que puede aplicarse incluso con velocidades de filtración de hasta 0,01-0,10 cm/s, inyectando mezclas especiales con fraguado en pocos minutos.

Por otra parte, como hasta el momento no se dispone de un modelo teórico satisfactorio para esta técnica, los criterios, tanto para fijar los parámetros del tratamiento como para predecir los resultados del mismo, son básicamente experimentales, procedimiento que, por lo demás, resulta en general suficiente.

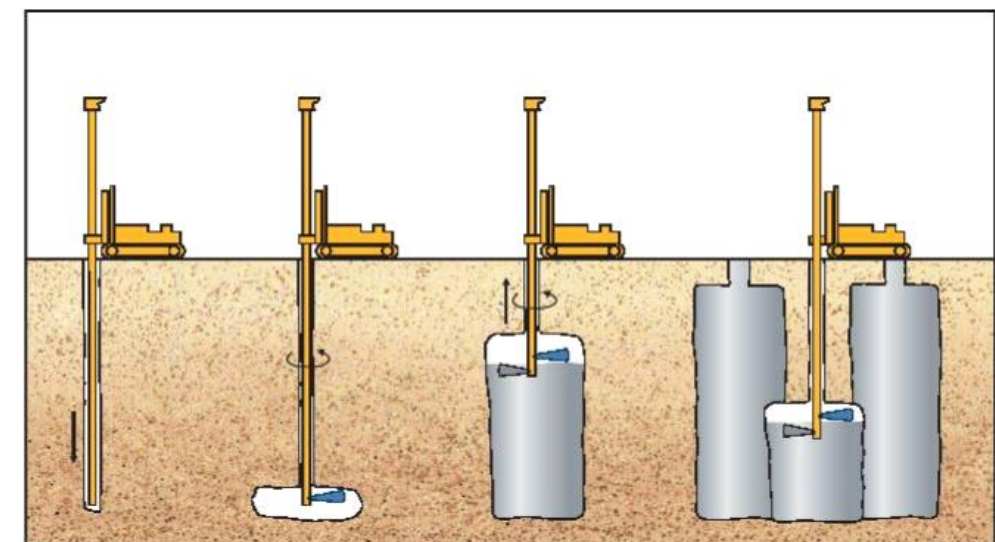


Figura 20.- Fases de ejecución de columnas de jet-grouting

2.3.3.3.2 Inyecciones con tubo manguito.

La técnica de tubo-manguito consiste en colocar en el terreno un tubo de acero o plástico (ver Fotografías adjuntas), usualmente de entre 35 y 70 mm de diámetro, perforado con pequeños orificios circulares, de 5 – 10 mm de diámetro, espaciados a intervalos estándares de 0,33 m a 0,50 m. Este espaciado permite posicionar el obturador a demanda del radio de alcance de la inyección.



Figura 21.- Tipos de tubo-manguito (metálicos o PVC).

Cada grupo de estas pequeñas perforaciones está recubierto exteriormente por un anillo de material elástico o manguito, de 60 a 120 mm de longitud, que actúa como una válvula antirretorno bajo la presión de inyección, permitiendo el paso de la lechada a través de las perforaciones hacia el terreno, rompiendo la vaina de sellado que previamente se ha dispuesto para solidarizar el tubo al terreno y evitar el escape de la mezcla a través del espacio anular.

El rango de diámetros de perforación habituales para la instalación de la tubería es de 75 a 110 mm.

En la siguiente Figura se muestra el funcionamiento del tubo-manguito. Tras ejecutar la perforación y, en su caso, extraer el revestimiento, se inyecta una mezcla de arcilla-cemento o bentonita en el espacio anular entre la pared del sondeo y la tubería de inyección para la formación de la vaina de sellado. La mezcla para la inyección de sellado debe proporcionar, una vez fraguado, un material grueso, de baja resistencia (0,3 - 0,5 MPa) y frágil.

A continuación, se introduce hasta la posición deseada la tubería con doble obturador que conduce el fluido de inyección.

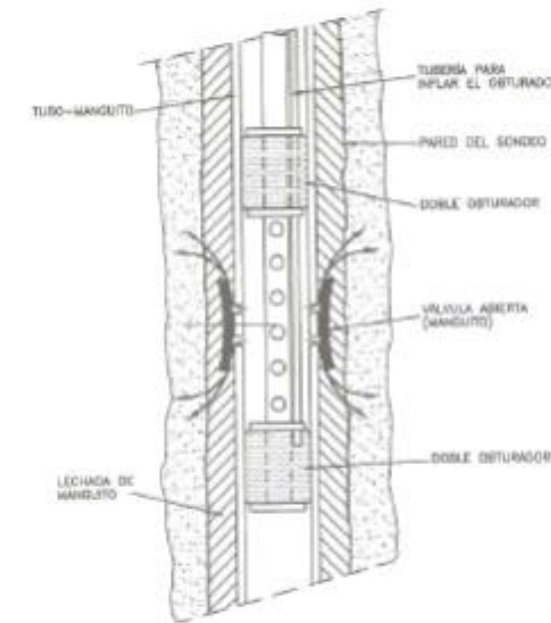


Figura 22.- Esquema de funcionamiento del tubo-manguito.

Durante el proceso de inyección, la presión aumenta en la tubería de impulsión hasta que se rompe la vaina de sellado desplazando el manguito, permitiendo así que la lechada salga por las perforaciones hacia el terreno circundante. Al disminuir la presión por debajo de un valor límite, los manguitos impiden el retorno de la lechada al tubo-manguito y la lechada de manguito previene cualquier escape hacia la superficie.

Las ventajas fundamentales de esta técnica son que la inyección se realiza de manera controlada, tanto en presión y caudal como en volumen, y en una zona determinada del terreno, además de ser posible una reinyección.

2.3.3.3.3 Inyecciones de compensación.

Las inyecciones de compensación tienen el objetivo de provocar movimientos controlados en el terreno que compensen los producidos por otras causas. En concreto se han mostrado como un procedimiento eficaz para reducir, o eliminar, los movimientos indeseables causados por la subsidencia asociada a las excavaciones de túneles en el ámbito urbano.

El origen de las inyecciones con morteros secos o de consistencia muy baja puede situarse a comienzo de los años 50. Comenzaron a emplearse para rellenar huecos bajo estructuras y, poco después, permitieron levantar losas y cimentaciones de forma controlada.

Estas experiencias condujeron a las inyecciones de compactación, basadas en la expansión, que causan una rotura del terreno en el entorno del punto de inyección, sin penetrar en el mismo.

La compensación de movimientos, como medida de protección estructural, constituye un proceso dinámico que introduce material entre una estructura y un túnel para lograr la compensación inmediata de los movimientos que provoca el fenómeno de la subsidencia.

Su objetivo es mejorar las propiedades del terreno y eliminar los movimientos que dañan las estructuras debidos a la subsidencia de las excavaciones profundas.

Actualmente se suelen emplear pozos de inyección próximos al área de tratamiento, interponiéndose un abanico horizontal de taladros y tubos de inyección entre la estructura afectada y la excavación.

Junto con las técnicas de medición y control recientemente desarrolladas, así como los dispositivos especiales de observación, es posible, a través de dichas inyecciones, elevar estructuras varios centímetros.

Se puede decir que las inyecciones de compensación constituyen el único tratamiento del terreno que afronta los efectos de la subsidencia de manera activa, lo cual permite reaccionar de forma eficaz ante cualquier diferencia respecto a los resultados esperados.

En los últimos tiempos se ha visto generalizado el empleo de tratamientos del terreno mediante inyecciones de compensación, debido al éxito obtenido en la conservación de las estructuras sin apenas movimientos.

Sin embargo, hay que tener en cuenta que la ejecución de los tratamientos del terreno mediante inyecciones de compensación es muy compleja. El diseño de estos tratamientos exige una fiel simulación, tanto del proceso de excavación y generación de subsidencias, como del control de ejecución.

- **Fases de ejecución**

El procedimiento consiste en la ejecución de un nivel de inyecciones desde el cual se reinyecta el terreno en fases sucesivas provocando un aumento de volumen que compensa las subsidencias generadas. Los desplazamientos en el entorno de los puntos de inyección comienzan a producirse en cuanto la presión es suficiente para romper el terreno.

Los trabajos de inyección para la compensación de movimientos habitualmente se realizan a partir de un conjunto de perforaciones en forma de abanico en planta que tratan de cubrir la proyección horizontal de las estructuras. Esto se basa en la necesidad de concentrar los movimientos provocados por la inyección bajo la estructura que, afectada por la excavación del túnel, se encuentra en proceso de descenso.

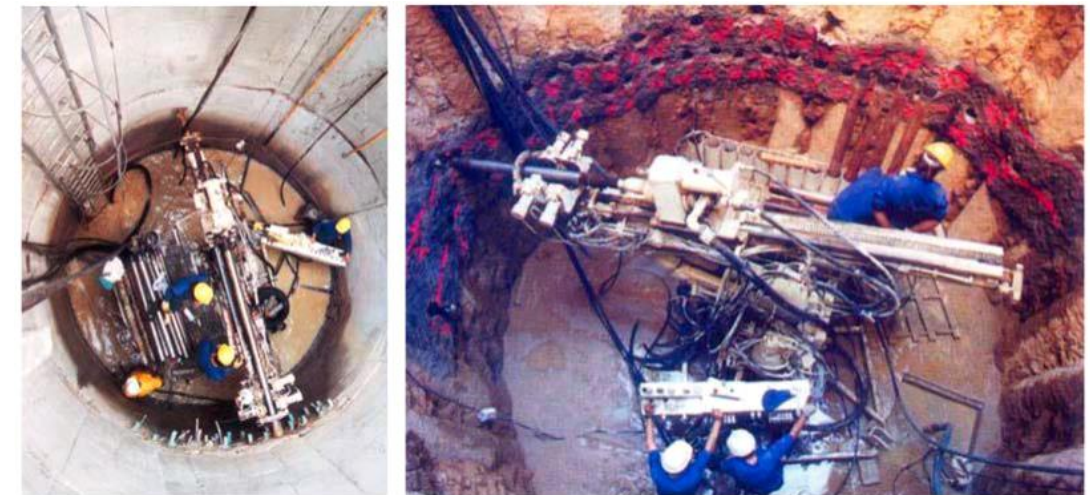


Figura 23.- Inyecciones de compensación ejecutadas desde pozo.

En general, la ejecución de las inyecciones de compensación comprende tres fases bien diferenciadas:

1. Realización de los taladros, cubriendo con posibles puntos de inyección la superficie horizontal de actuación (Área de Compensación).

La ubicación en cota de esta área deberá situarse entre la fuente de movimientos y los elementos a proteger, cuidando que las grandes presiones y posibles escapes de inyección no afecten al revestimiento o paredes de excavación, ni a las soleras y cimentaciones de las estructuras y servicios afectados.

Se define como “nivel de inyección” la cota teórica a la cual se formará la “losa” o plano horizontal de taladros y terreno inyectado.

El “nivel de inyección” se suele situar, como orden de magnitud, dentro de la zona limitada por las siguientes condiciones:

- Distancia de la inyección a la cimentación de las estructuras a proteger $\geq 4,0$ m.
- Distancia de la inyección a la clave del túnel $\geq 3,0$ m.

Definida el Área de Compensación en planta y cota, se dispondrán los taladros de inyección con separaciones entre los posibles puntos de inyección de 1,5 a 3,5 m, según la distancia del área de compensación a las estructuras y servicios afectados.

Los taladros pueden tener una longitud máxima del orden de 50-60 m, por la imposibilidad de guiar la perforación en longitudes mayores, aunque se pierde eficacia a partir de los 30 m. La separación máxima entre taladros suele ser de unos 3 – 4 m.

La separación de los puntos de inyección en el Área de Compensación y las longitudes máximas de los taladros son los factores a considerar para disponer una o dos capas de taladros. En todo caso, conviene que los taladros no se corten o crucen.

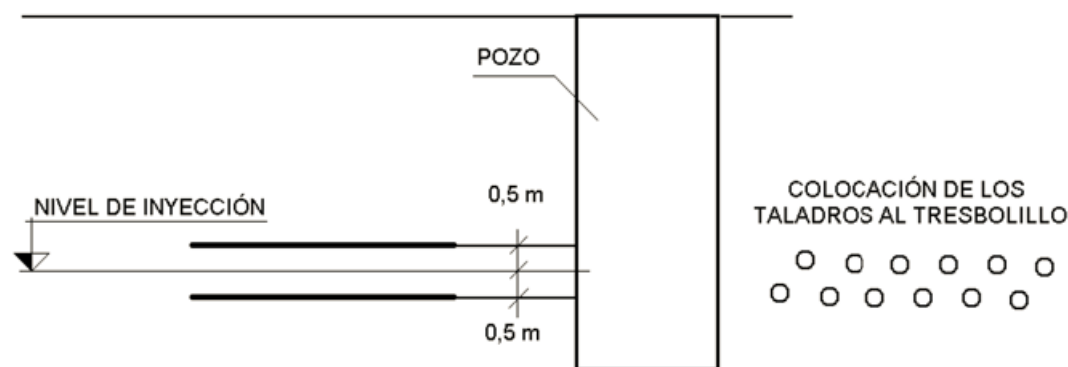


Figura 24.- Inyección para acondicionamiento (Pretratamiento).

2. Inyección de acondicionamiento, previa al inicio de la excavación (Pretratamiento).

La ejecución de estas inyecciones, que tienen por objeto tratar el terreno antes de ser afectado por la subsidencia, en la práctica conlleva elevar levemente toda la superficie del Área de Compensación hasta un máximo que suele ser de 2 a 3 mm, lo suficiente para comprobar que todo el terreno reaccionará a las inyecciones posteriores de modo inmediato y homogéneo en toda la zona del tratamiento.

Es decir, con esta fase se pretende preparar el terreno y, además, constituye un ensayo de prelevantamiento que permite observar la reacción del terreno ante la inyección y la comprobación de todos los equipos instalados. Esta etapa se realiza antes de la llegada del frente de excavación.

3. Inyección de compensación propiamente dicha.

La inyección de compensación propiamente dicha consiste en inyectar, en el tiempo adecuado y en los puntos convenientes del Área de Compensación, los volúmenes de lechada precisos para limitar o anular los movimientos causados por la excavación.

Esta fase tiene un comportamiento muy difícil de predecir teóricamente, dado el cúmulo de factores que entran en juego, relacionados tanto con el terreno como con la propia inyección.

El proceso exige acompasar necesariamente la secuencia y el programa de inyección a los movimientos de la excavación y comprobar los resultados obtenidos por medio del seguimiento de las estructuras y servicios a proteger.

La primera de estas exigencias puede conseguirse más directamente actuando con la inyección a medida que se vayan produciendo pequeños movimientos de 5 a 10 mm, y tratando de compensarlos (método observacional).

Cuando la forma y cuantía de subsidencia asociada a la excavación es conocida, como en los túneles, la inyección de compensación puede efectuarse simultáneamente con el avance de la excavación, de modo que los movimientos no lleguen a producirse. Es el método concurrente o proactivo que exige una buena comunicación y coordinación entre los equipos de excavación e inyección, y permite un mayor tiempo disponible para compensar posibles movimientos residuales.

En los casos singulares donde no se pueda inyectar para no dañar el túnel, o cuando se prevea un movimiento rápido con insuficiente respuesta en la inyección, podrá recurrirse a un levantamiento previo y neto de 5 a 10 mm, siempre con extrema precaución y por escalones inferiores a 5 mm.

2.3.3.4 Tratamiento del terreno propuestos

Los tratamientos de mejora que pueden dar solución a la ejecución del tramo de túnel en mina bajo la TO-20 esencialmente consisten en la ejecución de columnas de jet grouting y/o el tratamiento mediante inyecciones con tubo manguito, de manera que se logre una corona de terreno cementado alrededor de la excavación que mitigue los riesgos de afección por subsidencia en superficie e impida igualmente la activación de movimientos en el frente de la excavación del nuevo túnel, o su progresión hacia el túnel existente.

Estos tratamientos, que se deberían realizar previo a la excavación del nuevo túnel, a priori sería más conveniente realizarlos desde superficie ejecutando perforaciones verticales, de acuerdo con el esquema mostrado en la siguiente Figura, pero para ello sería necesario plantear el corte temporal, en horario nocturno, de algún carril de la autovía TO-20.

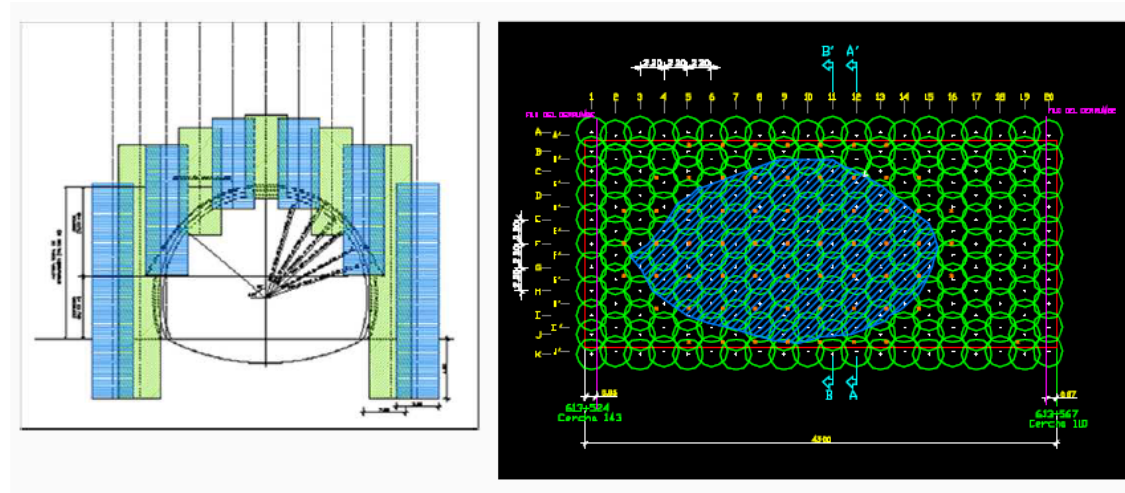


Figura 25.- Tratamiento del terreno previo a la ejecución del túnel con columnas de jet-grouting y/o inyecciones.

Los tramos de túnel anexos a los emboquilles se protegerán con sendos paraguas de micropilotes (ver Figura adjunta), que podrían ser incluso dobles, con objeto de “blindar” los primeros metros de la excavación en mina. La longitud de estos paraguas será la máxima compatible con las posibilidades de ejecución que permita cada emboquille, ya que debe tenerse en consideración que el Método Tradicional de Madrid no es compatible con la ejecución de paraguas fuera de estas zonas.

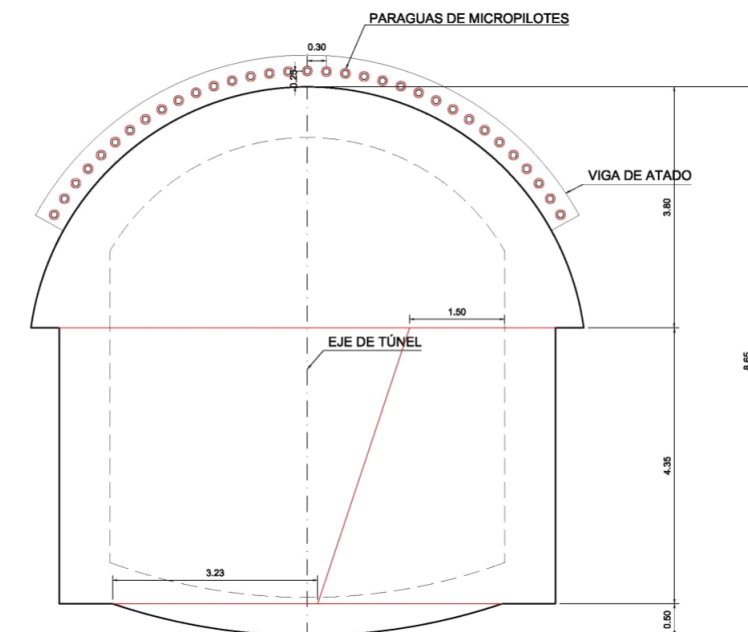


Figura 26.- Emboquille de túnel con paraguas de micropilotes.

2.3.3.5 Impermeabilización y drenaje

En el túnel excavado mediante el Método Tradicional de Madrid, a pesar de estar protegido mediante un revestimiento de hormigón en masa, la continuidad entre los diferentes

elementos constructivos no es perfecta, por estar hormigonado en distintas fases y sin junta estanca. De todas maneras, los espesores de revestimiento son muy grandes, prácticamente mayores de 80 cm en todos los puntos (salvo solera), de manera que, salvo defectos en el hormigonado y zonas con abundante presencia de agua freática, el revestimiento será bastante impermeable. En todo caso, el relleno de lechada que se suele realizar en el trasdós del revestimiento, mejora la estanqueidad.

En cualquier caso, se ha contemplado a efectos de valoración económica una partida de impermeabilización por si resulta necesario implementar un perfil hidroexpansivo de caucho-bentonita a colocar en juntas en aquellas zonas donde se haya detectado agua durante el proceso de excavación del túnel.

Las filtraciones que llegan al interior del túnel una vez en servicio deben ser muy pequeñas. En todo caso, para recoger estas filtraciones y los posibles vertidos de agua en situación de emergencia, se ha previsto un sistema de drenaje del túnel.

El sistema de drenaje previsto consiste en caces laterales de sección semicircular de 25 cm de diámetro que recogen el agua de infiltración en ambos lados del túnel. Dichos caces van protegidos con rejilla tipo tramex o similar. Cada 50 m se dispone la evacuación de estos caces mediante tuberías de PVC de 90 mm de diámetro que desaguan en otros caces semicirculares de 25 cm de diámetro ejecutados en los laterales de la plataforma. Estos caces, a su vez, van conectados cada 50 m mediante tuberías de PVC de 90 mm de diámetro a un colector central de 300 mm de diámetro, accesible mediante arquetas dispuestas cada 50 m.

2.4 INSTRUMENTACIÓN Y CONTROL

La auscultación resulta una herramienta fundamental en los procedimientos constructivos bajo la filosofía del NATM, propuestos para los túneles contemplados en el presente proyecto, ya que evalúa la idoneidad de la aplicación de un sostenimiento para un determinado tipo de terreno.

El objetivo de la auscultación es determinar el estado tensional final del macizo en el entorno próximo de la excavación, al alcanzarse la situación de equilibrio, así como evaluar la interacción sostenimiento-terreno.

La auscultación pretende comprobar la aptitud y efectividad de un sostenimiento y reforzar y/o corregir en caso de resultar necesario.

En base a la filosofía del NATM, la correcta ejecución de la obra, con la elección de una determinada longitud de pase o una sección tipo de sostenimiento, requerirá de un control sistemático tanto de los materiales que vayan apareciendo en el frente de excavación, como de las convergencias que se registren en los pases ya ejecutados.

Este procedimiento de trabajo permite adaptar el proceso constructivo y el sostenimiento inicialmente previsto, a las condiciones reales del terreno durante la excavación.

2.4.1 Control Geológico y geotécnico del Frente

Se realizará un seguimiento diario de las características geológico-geotécnicas del frente del túnel. Esta información resulta fundamental para precisar la litología atravesada, estructura del macizo y ajuste o modificación de los parámetros geotécnicos inicialmente adoptados para una determinada unidad geotécnica.

Esta información estructural, junto con el control de convergencia permitirán tener una idea bastante aproximada de la calidad del terreno en el frente del túnel, permitiendo así en caso de ser necesario y que la D.O lo autorizase, plantear cambios en la cuantía del sostenimiento inicialmente previsto.

2.4.2 Magnitudes a controlar e instrumentos

El plan de auscultación pretende medir tensiones y deformaciones. No obstante, durante la ejecución de la obra, podría ser necesaria la comprobación de la resistencia del terreno en determinadas secciones.

Las distintas magnitudes a controlar serían las siguientes:

- Comportamiento estructural del revestimiento del túnel. Para ello se instalarán secciones instrumentadas formadas por células de presión en clave y contrabóveda, y extensómetros de cuerda vibrante. Llevarán asociadas una sección de convergencias formada por 5 puntos de control, uno en clave y dos en cada hastial para el seguimiento de las deformaciones del terreno sobre el túnel.
- Movimientos en el terreno.
 - Medidas de Convergencia:

Corresponde con el control básico de deformaciones durante la ejecución del túnel. Pueden ser medidas absolutas o relativas, siendo las segundas las más indicativas

y sencillas de implantar. Se completarán en cualquier caso con la intercalación de algunas secciones absolutas.

Cada sección de convergencia se compone de cinco pernos de medida; uno en clave y cuatro en hastiales (avance y destroza).

Como normal general se colocará una sección de convergencia cada 30 m o cada 10 m en las zonas con sostenimiento pesado. En el entorno de los emboquilles, las secciones se implantarán cada 5 m.

- A parte del control básico de deformaciones, mediante secciones de convergencia, se llevará a cabo un control de los movimientos en el terreno en profundidad mediante la instalación de Secciones completas de auscultación. Estas se conformarán mediante la instalación de células de presión total y extensómetros de varillas desde el interior del túnel, sobre todo en las zonas de peor calidad geotécnica, para verificar las condiciones de estabilidad del terreno circundante. Estas secciones completas se instalarán tanto en el sostenimiento, como en el revestimiento. También se instalarán inclinómetros para comprobar si se están produciendo movimientos horizontales que puedan generar subsidencias en el entorno, sobre todo si existen estructuras próximas al túnel. Los movimientos del terreno en superficie se controlarán mediante la instalación de hitos de nivelación que serán controlados mediante topografía de precisión.
- Movimientos en los edificios o estructuras existentes. El control de los movimientos que sufran los edificios o estructuras existentes durante la excavación será de importancia vital, por la repercusión social y económica que puede suponer la aparición de desperfectos en los mismos a causa de la subsidencia. Los parámetros fundamentales a controlar serán:
 - Movimientos verticales, mediante la instalación de regletas en fachada.
 - Giros, mediante la instalación de desplomes.
 - Evolución del tamaño de grietas, ya sean existentes o de nueva aparición.
- Nivel freático. Las variaciones en el nivel freático, sobre todo cuando se producen depresiones del mismo, originará un cambio de volumen en el suelo, que se suele manifestar en forma de movimientos verticales en la superficie (subsidencias). Para controlar las variaciones del nivel freático se instalarán piezómetros.

A continuación se expone un cuadro resumen con las magnitudes que serán controladas y los instrumentos que se emplearán para ello:

	MAGNITUDES A CONTROLAR	SENSORES
Comportamiento estructural del sostenimiento-revestimiento del túnel	Esfuerzos en el revestimiento-sostenimiento.	Células de presión total.
	Deformaciones del revestimiento-sostenimiento.	Extensómetros de cuerda vibrante.
	Empuje del terreno sobre el revestimiento-sostenimiento.	Pernos de convergencia
Movimientos del terreno	Movimientos en profundidad del terreno.	Extensómetros de varillas. Inclinómetros.
Movimientos en edificios o estructuras existentes	Movimientos verticales	
	Movimientos de giro	
	Evolución de fisuras	
Nivel freático	Variaciones del nivel freático	Piezómetros

2.4.3 Secciones de instrumentación

Durante la excavación con métodos convencionales, se propone la instalación se secciones de instrumentación en túnel (ST) formadas por los siguientes dispositivos:

- 3 Células de presión en bóveda y 3 en contrabóveda
- 6 Extensómetros de cuerda vibrante doble (trasdós e intradós) junto con las células de presión
- 5 Pernos de convergencia combinados (miniprisma+perno), uno en clave y dos en cada hastial.

Cuando las condiciones geotécnicas sean peores, como por ejemplo en las zonas de falla, y siempre que se emplee el sostenimiento tipo IV, se hará coincidir al menos una de estas secciones, a la cual podrá añadirse una sección de extensómetros de varillas. De esta

forma se obtiene una sección de instrumentación en túnel intensificada (STI) que permitirá tener un conocimiento exhaustivo de las condiciones del túnel y del terreno circundante.

La ubicación exacta de las secciones de convergencias y secciones intensificadas se realizará según el avance de obra y en función de la calidad de los materiales encontrados durante la excavación.

Para lograr una correcta ejecución del nuevo túnel bajo la TO-20 además de lo anterior habrá de contar con una buena instrumentación en la zona donde se llevarán a cabo los trabajos de excavación, así como en las estructuras existentes en el entorno del túnel que pudieran verse afectadas por la actuación, así los principales elementos a utilizar en la obra en estudio son:

- Hitos de nivelación o dianas, para control de subsidencias en la autovía.
- Equipo de topografía y medición continua durante la ejecución de la excavación bajo las calzadas de la autovía.
- Extensómetros de varilla dispuestos a distintas profundidades, en superficie.

2.4.4 Definición de umbrales y frecuencias

Atendiendo al criterio de movimientos admisibles, se clasifican los niveles de riesgo de cara a establecer la frecuencia de lecturas de los instrumentos y para considerar las posibles medidas de actuación. Tanto los umbrales como las frecuencias quedarán definidos en fases posteriores a este estudio informativo, siendo de carácter orientativo la clasificación que se muestra a continuación:

Nivel de riesgo	Túnel/Estructuras en ejecución	Edificios/Infraestructuras existentes	Movimientos del terreno (secciones instrumentadas)
Verde	La excavación está estabilizada	Los movimientos inducidos en edificaciones y servicios no superan el umbral menos restrictivo	El terreno se comporta según lo previsto y los movimientos medidos son aceptables

Nivel de riesgo	Túnel/Estructuras en ejecución	Edificios/Infraestructuras existentes	Movimientos del terreno (secciones instrumentadas)
Ámbar	La excavación no se comporta según lo previsto, pero tiende a estabilizarse	Los movimientos inducidos a cota de cimentación superan el límite establecido, sin alcanzar, en su punto pésimo, los niveles de deformación equivalentes al umbral “rojo”	Los movimientos medidos sobrepasan los valores aceptables, pero tienden a estabilizarse
Rojo	La situación supera los límites considerados como aceptables y la excavación no está estabilizada	Los movimientos inducidos a cota de cimentación superan los establecidos para el umbral “rojo”	Los movimientos medidos sobrepasan los valores aceptables y no se estabilizan

2.4.5 Medidas de actuación

Una vez establecidos los umbrales de control y la frecuencia de lecturas, se deberán prever medidas de actuación en cada caso. A continuación se proponen unos criterios generales, que serán válidos para todos los métodos constructivos y deberán concretarse en fases posteriores.

Umbral de control	Medidas de actuación
Verde	Seguir con el control de movimientos establecido por el Plan de Auscultación de la obra.
Ámbar	Incrementar la frecuencia de lecturas evaluando la situación a partir de la velocidad de variación del parámetro registrado. Efectuar una inspección visual somera. Continuar con el proceso de ejecución de las obras según lo previsto.
Rojo	Establecer un análisis específico de la situación, instalando instrumentación complementaria si fuera preciso.

Umbral de control	Medidas de actuación
	Revisión del proceso constructivo para introducir modificaciones en el mismo, si es posible.
	Valorar la necesidad de introducir medidas correctoras, refuerzo o protección de las estructuras o elementos afectados.

3. SEGURIDAD EN TÚNELES

Las normas aplicadas en España en relación con la seguridad en los túneles ferroviarios son:

- La Especificación Técnica de Interoperabilidad relativa a «la seguridad en los túneles ferroviarios» del sistema ferroviario transeuropeo convencional y de alta velocidad.
- Borrador de la Instrucción para el proyecto y construcción del subsistema de Infraestructura Ferroviaria (IFI-2018)

El enfoque de la normativa en vigor, incluyendo la ETI «Seguridad en los túneles ferroviarios» se refiere ante todo a la protección de las vidas humanas. Establece una serie de medidas que permiten evacuar a los pasajeros en condiciones de seguridad adecuadas en caso de incidente, así como el acceso a los servicios de emergencia.

La resistencia al hundimiento de la infraestructura está por lo tanto dimensionada tanto para asegurar la evacuación de los pasajeros y del personal como también el acceso a los servicios de emergencia.

A continuación se indica cada una de las características necesarias a tener por cada uno de los aspectos relacionados anteriormente. Se señala el artículo de la mencionada ETI de Seguridad en Túneles que hace referencia a cada aspecto:

Art. 4.2.1.1.Prevencción del acceso no autorizado a las salidas de emergencia y a las salas técnicas:

Esta especificación se aplicará a todos los túneles.

a) Se debe impedir el acceso no autorizado a las salas técnicas.

b) Cuando se bloqueen las salidas de emergencia por motivos de seguridad, debe garantizarse que siempre se puedan abrir desde dentro.

Art. 4.2.1.2. Resistencia al fuego de las estructuras del túnel:

Esta especificación se aplicará a todos los túneles:

a) En caso de incendio, la integridad del revestimiento del túnel se mantendrá por un período de tiempo lo suficientemente largo como para permitir el autorrescate, la evacuación de los pasajeros y del personal del tren, así como la intervención de los servicios de intervención en emergencias. Dicho período de tiempo se ajustará a lo dispuesto en los escenarios de evacuación recogidos y descritos en el plan de emergencia.

Art. 4.2.1.3. Reacción al fuego de los materiales de construcción:

Esta especificación se aplica a todos los túneles.

a) Esta especificación se aplica a los productos y materiales de construcción del interior de los túneles. Estos productos deberán cumplir los requisitos del Reglamento (UE) 2016/364 de la Comisión (*):

- 1) El material de construcción del túnel cumplirá los requisitos de la clase A2. 2) Los paneles no estructurales y demás equipamiento cumplirán los requisitos de la clase B.
- 3) Los cables expuestos tendrán como características: baja inflamabilidad, baja capacidad de propagación del fuego, baja toxicidad y baja densidad de humos. Estos requisitos se cumplen si los cables satisfacen como mínimo los requisitos de la clase B2ca, s1a, a1.

Si la clase de los cables es inferior a B2ca, s1a, a1, esta podrá ser seleccionada por el administrador de la infraestructura tras una evaluación del riesgo, teniendo en cuenta las características del túnel y el tipo de operación prevista. Para evitar dudas, pueden utilizarse diferentes clases de cables para distintas instalaciones dentro del mismo túnel, siempre que se cumplan los requisitos del presente punto.

b) Se enumerarán los materiales que no contribuyan significativamente a la carga de fuego. Dichos materiales no están obligados a cumplir con lo indicado anteriormente.

(*) Reglamento Delegado (UE) 2016/364 de la Comisión, de 1 de julio de 2015, relativo a la clasificación de las propiedades de reacción al fuego de los productos de construcción de conformidad con el Reglamento (UE) n.º 305/2011 del Parlamento Europeo y del Consejo (DO L 68 de 15.3.2016, p. 4).

Art. 4.2.1.4. Detección de incendios en las salas técnicas:

Esta especificación se aplica a todos los túneles de más de 1 km de longitud.

a) Los incendios en las salas técnicas deberán detectarse con objeto de alertar al administrador de la infraestructura

Art. 4.2.1.5.1. Zona Segura:

Esta especificación se aplica a todos los túneles de más de 1 km de longitud.

a) Una zona segura permitirá la evacuación de los trenes que utilicen el túnel. Tendrá una capacidad acorde con la capacidad máxima de los trenes que se prevea que circulen en la línea donde se localiza el túnel.

b) La zona segura garantizará condiciones de supervivencia para pasajeros y personal del tren durante el tiempo necesario para realizar una evacuación completa desde la zona segura hasta el lugar seguro final.

c) En caso de zonas seguras subterráneas o submarinas, las instalaciones permitirán que las personas se desplacen desde la zona segura hasta la superficie sin tener que volver a entrar en el tubo afectado del túnel.

d) El diseño de una zona segura y su equipamiento deberá tener en cuenta el control de humos para, en particular, proteger a las personas que utilicen las instalaciones de autoevacuación.

Art. 4.2.1.5.2 Acceso a la zona segura:

Esta especificación se aplica a todos los túneles de más de 1 km de longitud.

a) Las zonas seguras serán accesibles para las personas que inicien la auto-evacuación desde el tren así como para los servicios de intervención en emergencias.

b) Se elegirá una de las siguientes soluciones para el acceso desde el tren hasta la zona segura:

1) salidas de emergencia a la superficie laterales y/o verticales. Deberá haber este tipo de salidas, como mínimo, cada 1.000 m;

2) galerías de conexión transversales entre tubos independientes y contiguos del túnel que permitan utilizar el tubo contiguo del túnel como zona segura. Deberán disponerse estas galerías transversales, como mínimo, cada 500 m;

c) Las puertas de acceso desde el pasillo de evacuación a la zona segura tendrán una abertura libre de al menos 1,4 m de ancho por 2 m de alto. De manera alternativa, se permite utilizar múltiples puertas contiguas de menor anchura siempre que se verifique que la capacidad total de paso de personas es equivalente o superior.

d) Una vez atravesadas las puertas, la abertura libre deberá seguir siendo de al menos 1,5 m de ancho por 2,25 m de alto.

e) Se describirá en el plan de emergencia el modo en que los servicios de intervención en emergencias accederán a la zona segura.

Art. 4.2.1.5.3. Medios de comunicación en zonas seguras:

Esta especificación se aplica a todos los túneles de más de 1 km de longitud.

La comunicación será posible, bien por teléfono móvil, bien mediante conexión fija, entre las zonas seguras subterráneas y el centro de control del administrador de la infraestructura.

Art. 4.2.1.5.4. Alumbrado de emergencia en las rutas de evacuación:

Esta especificación se aplica a todos los túneles de más de 0,5 km de longitud.

a) Se instalará alumbrado de emergencia para guiar a los pasajeros y al personal del tren hacia una zona segura en caso de emergencia.

b) La iluminación deberá cumplir los siguientes requisitos:

1) en tubo de vía única: en el lado del pasillo de evacuación;

2) en tubo de vías múltiples: en ambos lados del tubo;

3) posición de las luces:

Por encima del pasillo de evacuación, lo más bajo posible, y de forma que no interrumpen el espacio libre para el paso de personas, o bien integradas en los pasamanos;

la iluminancia deberá mantenerse en el tiempo en al menos 1 lux en cualquier punto del plano horizontal a nivel del pasillo.

c) Si las luces de emergencia se desconectan en condiciones normales de funcionamiento, será posible encenderlas por los dos medios siguientes:

- 1) manualmente desde el interior del túnel a intervalos de 250 m;
- 2) por el explotador del túnel mediante control remoto.

Art.4.2.1.5.5. Señalización de evacuación:

Esta especificación se aplica a todos los túneles.

a) La señalización de la evacuación indicará las salidas de emergencia, la distancia a la zona segura y la dirección hacia esta.

b) Todas las señales se ajustarán a las disposiciones de la Directiva 92/58/CEE, de 24 de junio de 1992, relativa a las disposiciones en materia de señalización de seguridad y de salud en el trabajo y a lo especificado en el apéndice A, índice no 1.

c) Las señales de evacuación se instalarán en los hastiales a lo largo de los pasillos de evacuación.

d) La distancia máxima entre las señales de evacuación será 50 m.

e) Se instalarán señales en el túnel para indicar la posición del equipamiento de emergencia, en los lugares donde esté situado dicho equipamiento.

f) Todas las puertas que conduzcan a salidas de emergencia o galerías de conexión transversal estarán señalizadas.

Art. 4.2.1.6. Pasillos de evacuación:

Esta especificación se aplica a todos los túneles de más de 0,5 km de longitud.

a) Se construirán pasillos de evacuación en los túneles de vía única, como mínimo, a un lado de la vía, y en los túneles de vías múltiples, a ambos lados del túnel. En los túneles con más de dos vías, será posible el acceso a un pasillo de evacuación desde cada vía.

1) La anchura del pasillo de evacuación será de al menos 0,8 m.

2) La altura libre mínima por encima del pasillo de evacuación será de 2,25 m.

3) La altura del pasillo estará al nivel de la parte del carril o incluso más alto.

4) Se evitarán estrechamientos locales provocados por obstáculos dentro del gálibo de evacuación. La presencia de obstáculos no reducirá la anchura mínima a menos de 0,7 m y la longitud del obstáculo no superará los 2 m.

b) Se instalarán pasamanos continuos entre 0,8 m y 1,1 m por encima del pasillo que marquen el rumbo hacia una zona segura.

1) Los pasamanos se colocarán fuera del gálibo libre mínimo del pasillo de evacuación.

2) Los pasamanos formarán un ángulo entre 30° y 40° respecto al eje longitudinal del túnel a la entrada y a la salida del obstáculo.

Art. 4.2.1.7. Punto(s) de evacuación y rescate:

Esta especificación se aplica a todos los túneles de más de 1 km de longitud.

a) A los efectos de la presente cláusula, dos o más túneles consecutivos serán considerados como un túnel único, a menos que se cumplan las dos condiciones siguientes:

1) la separación a cielo abierto entre ellos supere en más de 100 m la longitud máxima del tren de pasajeros que vaya a circular en la línea, y

2) el área a cielo abierto alrededor de la vía y su situación respecto de esta, en el tramo de separación entre los dos túneles, permiten a los pasajeros alejarse del tren hacia un área a cielo abierto. El espacio seguro deberá tener un tamaño suficiente para acoger a todos los pasajeros correspondientes al tren de mayor capacidad que se prevea que va a circular por la línea.

b) Se crearán puntos de lucha contra incendios:

1) fuera de ambas bocas de todos los túneles de más de 1 km, y

2) dentro del túnel, según la categoría del material rodante previsto para circular, tal y como se resume en el siguiente cuadro:

Categoría del material rodante con arreglo al apartado 4.2.3	Distancia máxima desde las bocas hasta un punto de evacuación y rescate y entre dos puntos de evacuación y rescate
Categoría A	5 km
Categoría B	20 km

c) Requisitos para todos los puntos de lucha contra incendios:

- 1) los puntos de lucha contra incendios estarán equipados con suministro de agua (de al menos 800 l/min durante dos horas) cerca de los puntos previstos para la detención del tren. El método de suministro del agua se describirá en el plan de emergencia;
- 2) se deberá indicar al maquinista del tren el punto previsto para la detención del tren. Esto no requerirá equipamiento específico a bordo (todos los trenes que cumplan la presente ETI podrán usar el túnel);
- 3) los puntos de lucha contra incendios serán accesibles a los servicios de intervención en emergencias. En el plan de emergencia se describirá la forma en que los servicios de intervención en emergencias accederán al punto de lucha contra incendios y desplegarán el equipo;
- 4) Se podrá desconectar la corriente y poner a tierra la línea de contacto, ya sea in situ o por control remoto

d) Requisitos de los puntos de lucha contra incendios situados fuera de las bocas del túnel

Además de los requisitos descritos en la cláusula 4.2.1.7, letra c), los puntos de lucha contra incendios fuera de las bocas del túnel cumplirán las siguientes condiciones:

- 1) La zona a cielo abierto en torno al punto de lucha contra incendios dispondrá de una superficie de al menos 500 m².

e) Requisitos de puntos de lucha contra incendios dentro del túnel

Además de los requisitos descritos en la cláusula 4.2.1.7, letra c), los puntos de lucha contra incendios dentro del túnel cumplirán las siguientes condiciones:

- 1) se podrá acceder a una zona segura desde el punto de detención del tren. En las dimensiones de la ruta de evacuación hacia la zona segura se deberá considerar el tiempo de evacuación (según lo especificado en la cláusula 4.2.3.4.1) y la capacidad prevista de los trenes (mencionada en la cláusula 4.2.1.5.1) que vayan a circular por el túnel. Se deberá demostrar que el tamaño de la ruta de evacuación resulta adecuado;
- 2) la zona segura asociada con el punto de lucha contra incendios tendrá una superficie suficiente para que los pasajeros esperen de pie hasta ser evacuados a una zona segura final;
- 3) existirá un acceso al tren afectado para los servicios de intervención en emergencias sin que tengan que atravesar la zona segura ocupada;
- 4) el diseño del punto de lucha contra incendios y de su equipamiento deberá tener en cuenta el control de humos para, en particular, proteger a las personas que utilicen las instalaciones de auto-evacuación para acceder a la zona segura.

4.2.1.8. Comunicaciones de emergencia

Esta especificación se aplica a todos los túneles de más de 1 km de longitud.

- a) Deberá haber comunicación por radio entre el tren y el centro de control del administrador de la infraestructura en cada túnel, mediante GSM-R.
- b) Asimismo, tendrá que haber continuidad por radio para que los servicios de intervención en emergencias se comuniquen in situ con sus centros de mando. El sistema permitirá que los servicios de intervención en emergencias puedan usar su propio equipo de comunicación.