

## **ANEJO 10. ESTRUCTURAS Y TÚNELES**

**INDICE**

1.- INTRODUCCIÓN .....	1
2.- VIADUCTOS .....	2
2.1.- IDENTIFICACIÓN DE LOS VIADUCTOS .....	2
2.2.- CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS .....	3
2.3.- NORMATIVA DE REFERENCIA Y ACCIONES DE CÁLCULO .....	4
2.3.1.- Normativa básica de aplicación .....	4
2.3.2.- Acciones de cálculo .....	4
2.3.3.- Coeficientes de mayoración de acciones.....	6
2.3.4.- Combinación de acciones.....	6
2.4.- VALORACIÓN ECONÓMICA.....	7
3.- ESTRUCTURA DE CUBRICIÓN ESTACIÓN PAMPLONA.....	8
4.- MUROS.....	8
5.- TÚNELES.....	9
5.1.- IDENTIFICACIÓN DE LOS TÚNELES.....	9
5.2.- JUSTIFICACIÓN DE LA SECCIÓN AERODINÁMICA DE TÚNELES .....	9
5.2.1.- Consideraciones para la comprobación de las condiciones de salud: .....	10
5.2.2.- Consideraciones para las comprobaciones de las condiciones de confort. .....	11
5.2.3.- Resultados obtenidos .....	11
5.2.4.- Conclusiones .....	12
5.3.- PREDISEÑO ESTRUCTURAL DE TÚNELES .....	13
5.3.1.- Introducción .....	13
5.3.2.- Condiciones geotécnicas de los túneles .....	13
5.3.3.- Descripción general de la tipología de túneles .....	16
5.3.4.- Excavabilidad del túnel en mina.....	22
5.3.5.- Descripción de los métodos constructivos .....	23
5.3.6.- Falso Túnel entre pantallas.....	27
5.3.7.- Falso Túnel Abovedado .....	28
5.3.8.- Cálculo estructural del túnel en mina .....	30

**INDICE DE FIGURAS**

Figura 1. Ejemplo de sección transversal tipo en viaducto con vía doble y entre eje de 4,70 m.....	3
Figura 2. Tren de Cargas ferroviarias tipo UIC 71 .....	5
Figura 3. Tren de Cargas ferroviarias tipo SW/0 .....	5
Figura 4. Esquema estructural de losa de cubrición de la zona de andenes de la Nueva Estación de Pamplona.....	8
Figura 5. Lámina de comprobación de condiciones de salud en túneles de la ficha UIC 779-11. Caso: cruce de 2 trenes de 200 m. de longitud cada uno .....	10
Figura 6. Lámina de comprobación de condiciones de confort en túneles de la ficha UIC 779-11. Caso: cruce de 2 trenes de 200 m. de longitud cada uno circulando a 250 km/h. .....	11
Figura 7: Determinación del índice GSI (en naranja $M_p$ y $M_{LL}$ / en verde $M_y$ - $M_s$ ).....	14
Figura 8: Parámetros de macizo rocoso MARGAS PAMPLONA ( $M_p$ ) .....	15
Figura 9: Parámetros de macizo rocoso MARGAS DE LLUNDAÍN ( $M_{LL}$ ).....	15
Figura 10: Parámetros de macizo rocoso YESOS DE UNDIANO ( $M_y$ ) .....	15
Figura 11: Parámetros de macizo rocoso MARGAS FAJEADAS ( $M_s$ ) .....	15
Figura 12: Sección tipo túnel de Arazuri.....	16
Figura 13: Sección tipo falsos túneles abovedados de Beriaín I y II.....	17
Figura 14: Túnel de Beriaín I .....	18
Figura 15: Túnel de Beriaín II .....	18
Figura 16: Criterio de prediseño del espesor de la losa superior.....	19
Figura 17: Criterio de prediseño del empotramiento, en terrenos saturados con freático elevado.....	19
Figura 18: Sección tipo túnel entre pantallas de Esquíroz.....	21
Figura 19: Pilotes en zona sin freático (croquis superior) y con freático (croquis inferior). .....	21
Figura 20: Sección tipo túnel entre pantallas Cizur-AP5 .....	22
Figura 21: Excavación de la sección en dos mitades (1): AVANCE y (2): DESTROZA .....	24
Figura 22: Colocación de visera de protección en emboquille.....	24
Figura 23: terminación de la visera de protección .....	25
Figura 24: Máquina rozadora para túneles (excavación mecánica) .....	25
Figura 25: Fase de avance en excavación con sostenimiento colocado .....	25
Figura 26: Equipo de proyección de hormigón colocando la capa de sellado .....	26
Figura 27: Plataforma de elevación hidráulica para colocación de cerchas y mallazo ..	26

Figura 28: Vista del frente de excavación de la destroza de un túnel.....27  
 Figura 29: Instalación de impermeabilización y revestimiento.....27  
 Figura 30: Procedimiento de ejecución de túnel entre pantallas .....28  
 Figura 31: Trabajos bajo losa en un túnel entre pantallas .....28  
 Figura 32: Tensiones y diagrama de iteración del sostenimiento ST-I .....30  
 Figura 33: Tensiones y diagrama de iteración del sostenimiento ST-II .....31  
 Figura 34: Tensiones y diagrama de iteración del sostenimiento ST-III .....31  
 Figura 35: Tensiones y diagrama de iteración del sostenimiento ST-IV .....32  
 Figura 36: Tensiones y diagrama de iteración del sostenimiento ST-V .....32

**INDICE DE TABLAS**

Tabla 1. Tramos en viaducto de las distintas Alternativas planteadas en el Estudio.....3  
 Tabla 2. Coeficientes de seguridad de las acciones para E.L.U.....6  
 Tabla 3. Coeficientes de seguridad de las acciones para E.LS.....6  
 Tabla 4. Macroprecios de viaducto de ferrocarril.....7  
 Tabla 5. Ubicación y características de los muros.....8  
 Tabla 6. Tramos en túnel de las distintas Alternativas planteadas en el Estudio .....9  
 Tabla 7. Resultados de la comprobación de las condiciones de salud en túneles ..... 11  
 Tabla 8. Resultados de la comprobación de las condiciones de confort en túneles ..... 12  
 Tabla 9. Obras Subterráneas consideradas ..... 13  
 Tabla 10. Categorías de resistencia según la ISRM para rocas..... 13  
 Tabla 11. Categorías de resistencia para las rocas presentes en la traza ..... 13  
 Tabla 12. Parámetros geotécnicos de la matriz rocosa..... 14  
 Tabla 13. Parámetro de Hoek para  $M_{II}$  y  $M_P$  obtenidos por el método de Richards..... 14  
 Tabla 14. Parámetros de macizo rocoso para las diferentes litologías rocosas ..... 16  
 Tabla 15. Parámetros de los suelos eluviales desarrollados sobre las diferentes litologías rocosas..... 16  
 Tabla 16. Secciones tipo de sostenimiento del túnel de Arazuri..... 17  
 Tabla 17. Propiedades que influyen en la excavabilidad de los túneles .....22  
 Tabla 18. Categorización del índice Schimazek .....23  
 Tabla 19. Excavabilidad con rozadora en función de la abrasividad Cerchar y Resistencia a Compresión .....23  
 Tabla 20. Valor del RMR de cálculo para cada sostenimiento .....30

**APÉNDICES**

APÉNDICE 1.- CÁLCULO DE SECCIONES AERODINÁMICAS DE TÚNELES

## 1.- INTRODUCCIÓN

En el presente anejo se describen las características principales del diseño preliminar correspondiente a Las estructuras y los túneles contemplados para las distintas alternativas planteadas en el presente ESTUDIO INFORMATIVO DE LA RED FERROVIARIA EN LA COMARCA DE PAMPLONA.

Dicho diseño preliminar, dada la fase de diseño a la que corresponde el presente Estudio Informativo, tiene un carácter orientativo, al no disponerse de datos detallados de topografía, características geotécnicas u otros condicionantes de ejecución que puedan influir en la definición exhaustiva de los mismos. En fases posteriores de redacción de los correspondientes de construcción deberán realizarse los estudios de tipologías que determinen la opción más conveniente para cada caso.

Los viaductos de ferrocarril plateados presentan longitudes comprendidas entre los 75 y los 1.140 metros, con secciones para vía única, doble o triple. Se han resuelto, en general, mediante tableros de hormigón armado pretensado de tipo convencional, bien conformados por vigas artesa con losa de compresión para el caso de luces pequeñas de hasta 30 metros, o bien mediante secciones cajones unicelulares de canto constante o variable para luces de hasta 55 metros, dependiendo además de los condicionantes de implantación de gálibo vertical. No se plantea la ejecución de estructuras con luces mayores que supongan la adopción de tipologías estructurales singulares, supeditadas a la posible imposición de otros condicionantes específicos de tipo ambiental, urbanístico o de otra índole. A efectos de la valoración económica de los viaductos, se ha determinado la tipología de cimentación de sus apoyos, en base a la caracterización geológica-geotécnica realizada, distinguiendo entre tipo superficial o profunda.

En cuanto a los túneles, todos ellos presentan longitudes cortas, entre 170 y 780 metros y sección apta para vía doble, excepto en el caso del túnel de Esquíroz que es de vía triple. El proceso constructivo considerado para su ejecución, dada la escasa montera que presentan, es de tipo "cut and cover", bien con tipología de marco abovedado o bien mediante ejecución entre pantallas y losa de cubrición, a excepción del túnel de Arazuri, para el que se plantea ejecución convencional en mina al disponer

de montera suficiente. La justificación de la sección de aire de los túneles se ha realizado mediante la aplicación de la norma UIC 779-11, analizando los distintos casos de explotación ferroviaria. A efectos de la valoración económica, se han considerado macroprecios de ejecución en función de su tipología y dimensiones (marco abovedado, entre pantalla), así como del sostenimiento necesario en función de la caracterización geológica-geotécnica de los tramos en mina.

## 2.- VIADUCTOS

### 2.1.- IDENTIFICACIÓN DE LOS VIADUCTOS

Se han planteado varios tramos en VIADUCTO para las distintas alternativas del presente Estudio, muchos de ellos situados en los tramos comunes. La ubicación y características principales de dichos viaductos son los siguientes:

NOMBRE	ALTERNATIVA	PK inicial	PK final	Nº VÍAS	LONGITUD (m)	TIPOLOGÍA
<b>BIFURCACIÓN CAMPANAS</b>						
VIADUCTO RAMAL CAMPANAS	2A	0+860	0+935	2	75	HORMIGÓN ARMADO PRETENSADO TABLERO CON LOSA ALIGERADA CANTO 2,50 m. (ver nota 1)
	2B	0+860	0+935			
	2C	0+860	0+935			
	3A	0+840	0+915			
	3B	0+840	0+915			
	3C	0+840	0+915			
<b>TRAMO 1. ALTERNATIVA 2</b>						
VIADUCTO BARRANCO ITURBI	2A	6+230	6+415	2	185	HORMIGÓN ARMADO PRETENSADO TABLERO CON CAJÓN UNICELULAR DE CANTO 3,00 m.
	2B	6+230	6+415			
	2C	6+230	6+415			
VIADUCTO RÍO ELOZ 1	2A	7+270	7+400	2	130	HORMIGÓN ARMADO PRETENSADO TABLERO CON CAJÓN UNICELULAR DE CANTO 2,75 m.
	2B	7+270	7+400			
	2C	7+270	7+400			
VIADUCTO sobre NA-6001	2A	7+600	7+690	2	90	HORMIGÓN ARMADO PRETENSADO TABLERO CON CAJÓN UNICELULAR DE CANTO 2,30 m.
	2B	7+600	7+690			
	2C	7+600	7+690			
VIADUCTO RÍO ELOZ 2	2A	11+150	11+225	3	75	HORMIGÓN ARMADO PRETENSADO TABLERO CON LOSA ALIGERADA CANTO 1,65 m. (ver nota 2)
	2B	11+150	11+225			
	2C	11+150	11+225			
VIADUCTO RÍO ELOZ 3	2A	13+340	13+695	2	355	HORMIGÓN ARMADO PRETENSADO TABLERO CON CAJÓN UNICELULAR DE CANTO 3,00 m.
	2B	13+340	13+695			
	2C	13+340	13+695			

NOMBRE	ALTERNATIVA	PK inicial	PK final	Nº VÍAS	LONGITUD (m)	TIPOLOGÍA
<b>TRAMO 1. ALTERNATIVA 3</b>						
VIADUCTO BARRANCO DE TERMAS	3A	0+840	0+915	2	365	HORMIGÓN ARMADO PRETENSADO TABLERO CON CAJÓN UNICELULAR DE CANTO 3,00 m.
	3B	0+840	0+915			
	3C	0+840	0+915			
VIADUCTO NA-6009	3A	4+130	4+330	2	200	HORMIGÓN ARMADO PRETENSADO TABLERO CON CAJÓN UNICELULAR DE CANTO 3,00 m.
	3B	4+130	4+330			
	3C	4+130	4+330			
VIADUCTO BARRANCO RECAZAR	3A	7+500	7+950	2	450	HORMIGÓN ARMADO PRETENSADO TABLERO CON CAJÓN UNICELULAR DE CANTO 3,00 m.
	3B	7+500	7+950			
	3C	7+500	7+950			
VIADUCTO BARRANCO MOREA	3A	9+820	10+020	2	200	HORMIGÓN ARMADO PRETENSADO TABLERO CON CAJÓN UNICELULAR DE CANTO 3,00 m.
	3B	9+820	10+020			
	3C	9+820	10+020			
VIADUCTO RIO ELORZ 3	3A	13+085	13+440	2	355	HORMIGÓN ARMADO PRETENSADO TABLERO CON CAJÓN UNICELULAR DE CANTO 3,00 m.
	3B	13+085	13+440			
	3C	13+085	13+440			
<b>VIA IB + RAMAL LANDABEN</b>						
VIADUCTO RÍO ELOZ 4	2A	5+240	5+595	2	355	HORMIGÓN ARMADO PRETENSADO TABLERO DE VIGAS ARTESA CON CANTO 2,80 m.
	2B	5+240	5+595			
	2C	5+240	5+595			
	3A	2+370	2+725			
	3B	2+370	2+725			
	3C	2+370	2+725			
<b>TRAMO 2. ALTERNATIVAS 2 y 3</b>						
VIADUCTO s/Río Arga y Elorz	2A	14+439	15+579	2	1.140	HORMIGÓN ARMADO PRETENSADO TABLERO CON CAJÓN UNICELULAR DE CANTO 3,00 m.
	2B	14+439	15+579			
	2C	14+439	15+579			
	3A	14+185	15+325			
	3B	14+185	15+325			
	3C	14+186	15+326			

NOMBRE	ALTERNATIVA	PK inicial	PK final	Nº VÍAS	LONGITUD (m)	TIPOLOGÍA
VIADUCTO s/Río Arga y Elorz	2B	6+340	7+480	1	1.140	HORMIGÓN ARMADO PRETENSADO TABLERO DE VIGAS ARTESA CON CANTO 2,30 m.
	3B	3+470	4+610			
VIADUCTO s/Río Arga	2A	16+910	17+235	2	325	HORMIGÓN ARMADO PRETENSADO TABLERO CON CAJÓN UNICELULAR DE CANTO 3,00 m.
	2B	16+910	17+235			
	2C	16+910	17+235			
	3A	16+660	16+985			
	3B	16+660	16+985			
	3C	16+661	16+986			
VIADUCTO s/Río Arga	2B	8+813	9+138	1	325	HORMIGÓN ARMADO PRETENSADO TABLERO DE VIGAS ARTESA CON CANTO 2,30 m.
	3B	5+948	6+273			
VIADUCTO s/Río Juslapeña	2A	17+939	18+334	2	395	HORMIGÓN ARMADO PRETENSADO TABLERO CON CAJÓN UNICELULAR DE CANTO 3,00 m.
	2B	17+938	18+333			
	2C	17+939	18+334			
	3A	17+690	18+085			
	3B	17+690	18+085			
	3C	17+691	18+086			
VIADUCTO s/Río Juslapeña	2A	9+836	10+231	1	395	HORMIGÓN ARMADO PRETENSADO TABLERO DE VIGAS ARTESA CON CANTO 2,30 m.
	2B	6+970	7+365			

Tabla 1. Tramos en viaducto de las distintas Alternativas planteadas en el Estudio

Notas:

- (1) En el caso del viaducto dispuesto para el salto de carnero del ramal de la bifurcación de Campanas se dispone un tablero mediante losa aligerada de hormigón armado pretensado para adaptarse a los condicionantes geométricos en planta y alzado de dicho cruce, reduciendo el canto de la estructura para cumplir el gálibo vertical ferroviario.
- (2) En el caso particular del cruce de la Alternativa 2 sobre el cauce del río Elorz antes del paso bajo la Pérgola existente de la autovía A-15, es necesario disponer un tablero mediante losa aligerada de hormigón armado pretensado para adaptarse a los condicionantes geométricos en planta y alzado de dicho cruce, reduciendo el canto de la estructura lo máximo posible para aumentar la sección hidráulica resultante.

En total resultan 18 viaductos, de los cuales 3 presentan una sección apta para vía única, que corresponden con las alternativas 2B y 3B en las que se plantea una doble plataforma paralela, 14 presentan una sección apta para vía doble y 1 dispone de plataforma apta para tres vías.

## 2.2.- CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

A continuación se enumeran las características geométricas consideradas para el prediseño de los viaductos:

- Altura máxima en estribos: 10-12 metros
- Alturas máximas de pilas: 20 metros.
- Longitud máxima de vanos:
  - o 30 m. para viaductos con tablero de vigas prefabricadas
  - o 55 m. para viaductos con tablero de tipo cajón unicelular
- Anchura de tablero:
  - o 8,50 m. para viaductos de vía única:
  - o 13,30 m. para viaductos de vía doble con distancias entre ejes de 4,00 m.
  - o 14,00 m. para viaductos de vía doble con distancias entre ejes de 4,70 m.
  - o 17,40 m. para viaductos de vía triple con distancias entre ejes de 4,70 m.

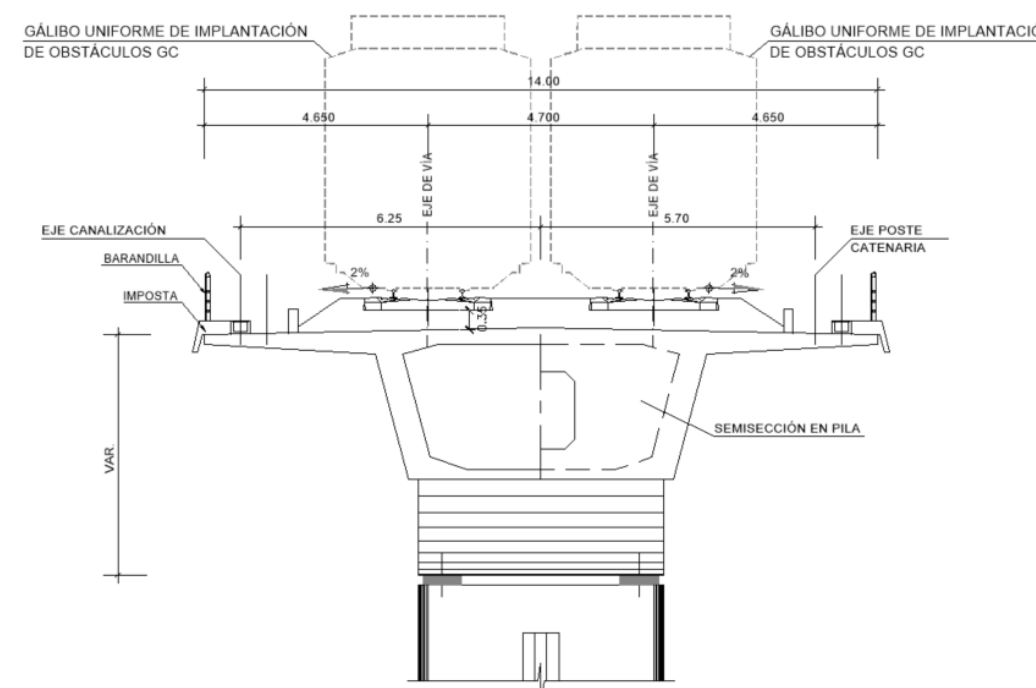


Figura 1. Ejemplo de sección transversal tipo en viaducto con vía doble y entre eje de 4,70 m.

En todos los viaductos se dispone de espacios laterales suficientes para la implantación de postes de electrificación, canaletas para el paso de cables, paseos de mantenimiento, impostas y barandillas de protección.

### 2.3.- **NORMATIVA DE REFERENCIA Y ACCIONES DE CÁLCULO**

Si bien no es objeto de la presente etapa de estudio el dimensionamiento estructural ni la realización de cálculos para la comprobación de las secciones, se considera oportuno indicar la normativa básica de referencia y las acciones de cálculo que deberán ser tenidas en cuenta para la redacción de los posteriores proyectos de construcción que desarrollen el presente Estudio Informativo.

#### 2.3.1.- Normativa básica de aplicación

La normativa básica de aplicación para dimensionamiento estructural de los viaductos de ferrocarril es la siguiente:

- **REAL DECRETO 637/2007**, de 18 de mayo, por el que se aprueba la **norma de construcción sismorresistente: puentes (NCSP-07)**. Actualmente se encuentra en fase de tramitación la aprobación de una nueva normativa, NCSR-22 que, una vez aprobada deberá ser aplicada a la redacción de los correspondientes proyectos de construcción.
- **ORDEN FOM/3671/2007**, de 24 de septiembre, por la que se aprueba la Instrucción sobre las **acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril, (IAPF-07)**.
- **Real Decreto 470/2021**, de 29 de junio, por el que se aprueba el **Código Estructural**.
- **Reglamento (UE) nº 1299/2014** de la Comisión, de 18 de noviembre de 2014, relativo a las **especificaciones técnicas de interoperabilidad del subsistema «infraestructura»** en el sistema ferroviario de la Unión Europea, así como la su Corrección de errores recogida en el Reglamento (UE) nº 1299/2014 de la Comisión, de 18 de noviembre de 2014.
- Reglamento de Ejecución (UE) 2019/776 de la Comisión de 16 de mayo de 2019 que modifica los Reglamentos (UE) nº 321/2013, (UE) nº 1299/2014, (UE) nº

1301/2014, (UE) nº 1302/2014 y (UE) nº 1303/2014 y (UE) 2016/919 de la Comisión y la Decisión de Ejecución 2011/665/UE de la Comisión en lo que se refiere a la armonización con la Directiva (UE) 2016/797 del Parlamento Europeo y del Consejo y la implementación de los objetivos específicos establecidos en la Decisión Delegada (UE) 2017/1474 de la Comisión.

#### 2.3.2.- Acciones de cálculo

A continuación se exponen las acciones de cálculo a considerar para el cálculo de las estructuras de tipo viaducto de ferrocarril.

- **Peso Propio.**
  - **Peso de hormigón.** 25 kN/m<sup>3</sup>.
- **Cargas Permanentes sobre el tablero.**
  - **Balasto.** Se considera un espesor de la banqueta de balasto de 35 cm. de espesor mínimo bajo traviesa y una densidad aparente de balasto de 18 kN/m<sup>3</sup>, lo que supone una carga lineal de 40 kN/m por cada vía.
  - **Traviesas:** Se considera una distribución de traviesas con separación entre ejes de 0,60 m. y peso unitario de 3,20 kN/Ud., lo que supone una carga lineal de 5,33 kN/m para cada vía.
  - **Carriles.** Se consideran carriles de 0,60 kN/m, lo que supone una carga lineal de 1,20 kN/m para las vías de ancho único y 1,80 kN/m para las de ancho mixto (con tres hilos).
  - **Muretes guardabalasto.** Se consideran dos muretes rectangulares de hormigón armado de 0,50 m. de altura y 0,20 cm. de espesor, que suponen una carga lineal de 5,00 N/m.
  - **Canaletas para cableado:** Se considera una carga lineal de 2,70 kN/m.
  - **Impostas, barandillas.** Se consideran dos impostas de hormigón armado de 5 kN/m cada una y dos barandillas de 2,00 kN/m cada una, por lo que la carga total resulta de 14 kN/m.

- Otros (paseos, postes de electrificación, etc.). Se considera una carga lineal de 2,70 kN/m.
- Cargas Permanentes en estribos. Se consideran empujes de tierras al reposo, con un coeficiente  $K_0=0,50$  y una densidad del terreno de relleno de 20 kN/m<sup>3</sup>.
- Sobrecarga Ferroviaria en tableros.
  - Se considera el Tren de cargas estáticas UIC loading 71, que corresponde a cuatro cargas de 250 kN cada una separadas 1,60 m. y a una sobrecarga de 80,0 kN/m a lo largo de toda la vía, mayorado con un coeficiente de clasificación,  $\alpha=1,21$ .

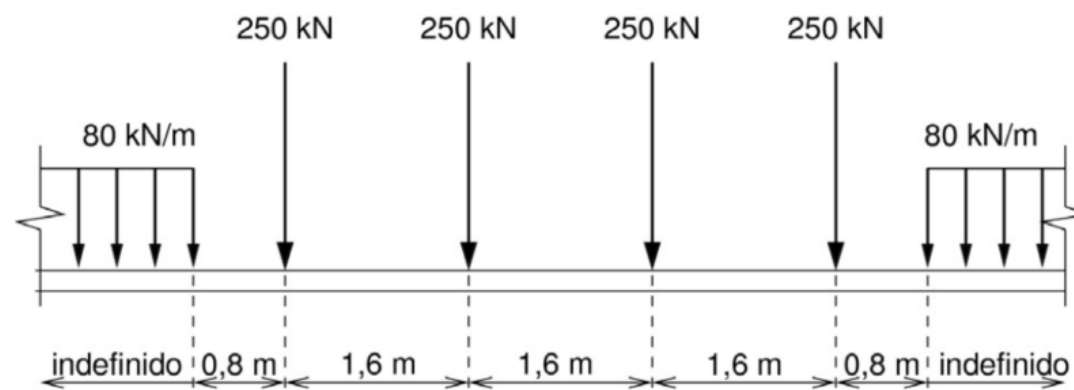


Figura 2. Tren de Cargas ferroviarias tipo UIC 71

- En caso de tableros continuos, se verificará también que el tren UIC 71 mayorado con el coeficiente  $\alpha$ , resulta más desfavorable que el tren de cargas SW/0 indicado en las ETIs, y consistente en dos sobrecargas uniformes de 133 kN/m de 15 m. de longitud separadas 5,3 metros entre sí.

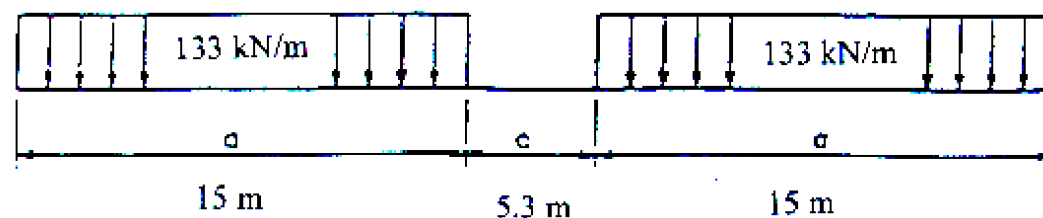


Figura 3. Tren de Cargas ferroviarias tipo SW/0

- Sobrecarga Ferroviaria en estribos. Se considerará el empuje adicional producido por una carga uniformemente repartida sobre la coronación del trasdós de valor  $\alpha \times 30$  kN/m<sup>2</sup>.
  - Fuerzas centrífugas. La correspondiente a la aceleración transversal inducida por la circulación de trenes a la velocidad de proyecto en aquellos tramos que presenten trazados en planta con alineaciones en curva.
  - Efecto Lazo. Carga horizontal actuando en sentido perpendicular al eje de las vías y a la cota de la cabeza de carril, de valor  $\alpha \times 100 = 121$  kN y en la posición más desfavorable.
  - Fuerzas de frenado y arranque. Fuerzas horizontales paralelas a la vía a la cota de la cabeza de carril y de valor característico siguiente:
    - Frenado:  $Q_{i,k} = \alpha \times 20 \times L$ , donde  $L = \min$  (Longitud del puente; 300), resultando  $Q_{i,k} \leq 7.260$  KN
    - Arranque:  $Q'_{i,k} = \alpha \times 33 \times L'$ , donde  $L' = \min$  (Longitud del puente; 30), resultando  $Q_{i,k} \leq 1.198$  KN
- Las fuerzas de arranque y frenado arranque y frenado se situarán extendidas en la posición que produzcan el efecto más desfavorable en el elemento en estudio. Se supondrán actuando simultáneamente con las sobrecargas verticales de uso correspondientes y extendidas en las mismas zonas sea más desfavorable.
- Acciones sísmicas. Según la zona de ubicación del proyecto (Pamplona) se considera un valor de la aceleración básica de cálculo  $a_{sb} = 0,08$  g.
  - Otras acciones:
    - Acciones sísmicas. Según la zona de ubicación del proyecto (Pamplona) se considera un valor de la aceleración básica de cálculo  $a_{sb} = 0,08$  g.
    - Viento. Según Artículo 4.2 de la IAPF-11
    - Acciones Accidentales. Según Artículo 2.4 de la IAPF-11



- Descarrilamiento
- Impactos
- Acciones sísmicas. Según la zona de ubicación del proyecto (Pamplona) se considera un valor de la aceleración básica de cálculo  $a_{sb} = 0,08$  g.
- Interacción vía-tablero. Según Artículo 2.5 de la IAPF-11

2.3.3.- Coefficientes de mayoración de acciones

En el caso de comprobaciones del Estado Límite Último (E.L.U) se emplearán los siguientes coeficientes de seguridad de las acciones:

TIPO DE ACCIÓN		Situación persistente o transitoria		Situación accidental	
		Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente de valor constante <sup>(1) (2)</sup>		$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Permanente de valor no constante	Pretensado $P_1$ <sup>(3)</sup>	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
	Pretensado $P_2$ <sup>(4)</sup>	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,35$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
	Otra presolicitación <sup>(3)</sup>	$\gamma_{G^*} = 0,95$	$\gamma_{G^*} = 1,05$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
	Reológica	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,35$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
	Acción o asiento del terreno	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable		$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Accidental		–	–	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

Tabla 2. Coeficientes de seguridad de las acciones para E.L.U

En el caso de comprobaciones del Estado Límite de Servicio (E.L.S) se emplearán los siguientes coeficientes de seguridad de las acciones:

TIPO DE ACCIÓN		Situación persistente o transitoria	
		Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente de valor constante		$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Permanente de valor no constante	Pretensado $P_1$ Armaduras postesas	$\gamma_{G^*} = 0,90$	$\gamma_{G^*} = 1,10$
	Pretensado $P_1$ Armaduras pretesas	$\gamma_{G^*} = 0,95$	$\gamma_{G^*} = 1,05$
	Pretensado $P_2$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
	Otra presolicitación	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
	Reológica	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Acción o asiento del terreno		$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable		$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$

Tabla 3. Coeficientes de seguridad de las acciones para E.LS

2.3.4.- Combinación de acciones

En función de la situación de cálculo se emplearán las fórmulas siguientes para la combinación de las acciones concomitantes:

- Para E.L.U:
  - Situaciones persistentes o transitorias:

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

donde:

$G_{k,i}$  : Valor representativo de cada acción permanente de valor constante.

$G_{k,j}^*$  : Valor representativo de cada acción permanente de valor no constante.

$Q_{k,1}$  : Valor característico de la acción variable dominante.

$\Psi_{0,i} Q_{k,i}$  : Valores de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante.

- Situaciones accidentales:
  - Situaciones accidentales sin sismo:

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_A A_k + \gamma_{Q,1} \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

donde:

$G_{k,i}$ : Valor representativo de cada acción permanente de valor constante.

$G_{k,j}^*$ : Valor representativo de cada acción permanente de valor no constante.

$\Psi_{1,1} Q_{k,1}$ : Valor frecuente de la acción variable dominante.

$\Psi_{2,i} Q_{k,i}$ : Valores cuasipermanentes de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante y la acción accidental.

$A_k$ : Valor característico de la acción accidental.

- Situaciones accidentales sin sismo:

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_A A_{E,k} + \gamma_{Q,1} \Psi_{2,1} Q_{k,1}$$

– Para E.L.S:

- Combinación casi-permanente:

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Combinación frecuente:

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Combinación característica (poco probable o rara):

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Siendo los valores de los coeficientes de combinación de las acciones los siguientes:

Acciones	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Cargas de tráfico	0,8	( <sup>1</sup> )	0
Resto de acciones variables	0,6	0,5	0,2

(<sup>1</sup>) Adopta los siguientes valores:

0,80 con una vía cargada.

0,60 con dos vías cargadas simultáneamente.

0,40 con tres o más vías cargadas simultáneamente.

## 2.4.- VALORACIÓN ECONÓMICA

Para la valoración de los tramos en viaducto se han considerado macroprecios obtenidos a partir de ratios por m<sup>2</sup> de tablero deducidos de proyectos de construcción de actuaciones similares, resultando los siguientes valores

Tipología	Longitud máxima de vano	Con cimentación superficial	Con cimentación profunda
HORMIGÓN ARMADO PRETENSADO TABLERO CON LOSA ALIGERADA	25	750 €/m <sup>2</sup>	1.000 €/m <sup>2</sup>
HORMIGÓN ARMADO PRETENSADO TABLERO DE VIGAS ARTESA	30	900 €/m <sup>2</sup>	1.200 €/m <sup>2</sup>
HORMIGÓN ARMADO PRETENSADO TABLERO CON CAJÓN UNICELULAR	55	1.100 €/m <sup>2</sup>	1.500 €/m <sup>2</sup>

Tabla 4. Macroprecios de viaducto de ferrocarril

### 3.- ESTRUCTURA DE CUBRICIÓN ESTACIÓN PAMPLONA

Sobre la playa de vías y andenes de la Nueva Estación de Pamplona se prevé disponer de un tramo cubierto para respetar la filosofía de integración planteada en el planeamiento urbanístico vigente (PSIS).

Dicho tramo se encuentra situado en una zona en la que el trazado discurre a una cota de entre 12 y 14 metros por debajo del terreno natural, y cuenta con una anchura total para la implantación del conjunto de vías y andenes de más de 67 metros, generando un desmante de considerables dimensiones.

Para realizar la cubrición del tramo en cuestión se recurre a una estructura porticada compuesta por una losa de hormigón armado de 1,50 metros de canto, apoyada en ambos extremos sobre muros de hormigón anclados al terreno y con apoyos intermedios situados sobre los andenes siguiendo una distribución de luces 13,00+16,00+21,00+18,70, de manera que se respeten las distancias de caras de apoyos de pilas a bordes de andén. La longitud de la zona cubierta es de 205 metros.

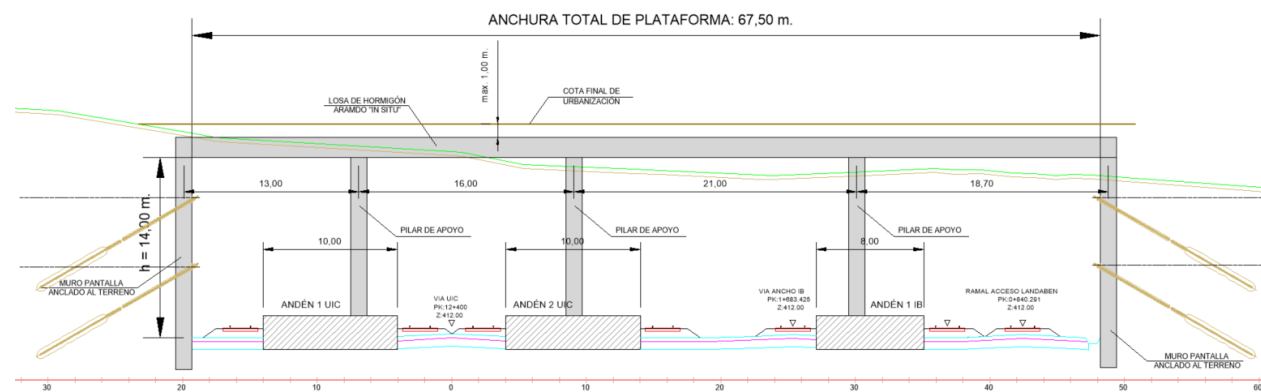


Figura 4. Esquema estructural de losa de cubrición de la zona de andenes de la Nueva Estación de Pamplona

Sobre la losa de cubrición se prevé la disposición de la urbanización exterior anexa al edificio de la Nueva Estación de Pamplona, con viales, zonas de aparcamiento, aceras y espacios verdes que conforman el recinto. Así mismo, se prevé que en la vertical de los andenes se sitúe el nuevo edificio de la estación, compartiendo estructura con la de la losa de cubierta, de forma que se adecúe la distribución arquitectónica a la distribución de apoyos planteada.

### 4.- MUROS

Para limitar la ocupación de los rellenos de terraplén o de las excavaciones en desmante en determinadas zonas del trazado es necesario disponer muros de contención, realizados bien como muros convencionales de gravedad de hormigón armado o bien como muros pantalla, en función de los condicionantes de ejecución. En la tabla siguiente se describe la ubicación y las características principales de dichos muros.

NOMBRE	ALTERNATIVA	PK inicial	PK final	Margen	Longitud (m)	Altura max.	TIPOLOGÍA/ PROCESO CONSTRUCTIVO
MURO 11.1	2A - VIA UIC	11+020	11+150	Dcha.	170	7m. en desmante	HORMIGÓN ARMADO GRAVEDAD
	2B - VIA UIC	11+020	11+150	Dcha.			
	2C - VIA UIC	11+020	11+150	Dcha.			
MURO 11.4	2A - VIA UIC	11+380	11+540	lzq.	160	10 m. en desmante	HORMIGÓN ARMADO GRAVEDAD
	2B - VIA UIC	11+380	11+540	lzq.			
	2C - VIA UIC	11+380	11+540	lzq.			
MURO 13.0	2A - VIA UIC	12+900	13+000	lzq.	100	7 m. en desmante 8 m. en terraplén	HORMIGÓN ARMADO PANTALLA ANCLADA en desmante HORMIGÓN ARMADO GRAVEDAD en terraplén
	2B - VIA UIC	12+900	13+000	lzq.			
	2C - VIA UIC	12+900	13+000	lzq.			
	3A - VIA UIC	12+650	12+750	lzq.			
	3B - VIA UIC	12+650	12+750	lzq.			
	3C - VIA UIC	12+650	12+750	lzq.			
MURO 7.8	2B - VIA IB	7+820	8+100	Dcha.	280	10 m. en terraplén	HORMIGÓN ARMADO GRAVEDAD
MURO 8.5	2B - VIA IB	8+500	8+700	Dcha.	200	8 m. en terraplén	HORMIGÓN ARMADO GRAVEDAD
MURO 5.4	3B - VIA IB	5+420	5+820	Dcha.	400	10 m. en terraplén	HORMIGÓN ARMADO GRAVEDAD

Tabla 5. Ubicación y características de los muros

## 5.- TÚNELES

### 5.1.- IDENTIFICACIÓN DE LOS TÚNELES

Se han planteado varios tramos en TÚNEL para las distintas alternativas del presente Estudio. La ubicación y características principales de dichos túneles son los siguientes:

NOMBRE	ALTERNATIVA	PK inicial	PK final	Nº VÍAS	LONGITUD (m)	TIPOLOGÍA/ PROCESO CONSTRUCTIVO
BERIÁIN 1	2A	4+035	4+205	2	170	CUT AND COVER. MARCO ABOVEDADO
	2B	4+035	4+205			
	2C	4+035	4+205			
BERIÁIN 2	2A	4+515	4+920	2	405	CUT AND COVER MARCO ABOVEDADO
	2B	4+515	4+920			
	2C	4+515	4+920			
ESQUIÓROZ	2A	9+170	9+952	3 ó 4	782	CUT AND COVER. ENTRE PANTALLAS
	2B	9+170	9+952			
	2C	9+170	9+952			
CIZUR-A15	3A	11+200	11+940	2	740	CUT AND COVER ENTRE PANTALLAS en cruce A-15 MARCO ABOVEDADO en el resto
	3B	11+200	11+940			
	3C	11+200	11+940			
ARAZURI	2A	15+975	16+240	2	265	EXCAVACIÓN EN MINA
	2B	15+975	16+240			
	2C	15+975	16+240			
	3A	15+725	15+990			
	3B	15+725	15+990			
	3C	15+726	15+991			

Tabla 6. Tramos en túnel de las distintas Alternativas planteadas en el Estudio

En total resultan 5 túneles, varios de ellos situados en los tramos comunes de las distintas alternativas de trazado, y con sección de vía doble (triple en el caso del túnel de Esquíroz). La tipología que se plantea para los túneles, a excepción del túnel de Arazuri, es mediante proceso constructivo “cut and cover”, es decir, realizando la excavación a cielo abierto del terreno, bien debido a la escasa montera que presentan o bien a los condicionantes de ejecución, como en el caso del túnel de Esquíroz o en el tramo del cruce con la autovía A-15 del túnel de Cizur. En el caso del túnel de Arazuri, y dado que dispone de mayor montera, se plantea un tipo de ejecución convencional en mina.

### 5.2.- JUSTIFICACIÓN DE LA SECCIÓN AERODINÁMICA DE TÚNELES

En artículo 4.2.10.1 Variaciones máximas de presión en los túneles del REGLAMENTO (UE) Nº1299/2014 DE LA COMISIÓN de 18 de noviembre de 2014, relativo a las especificaciones técnicas de interoperabilidad del subsistema «infraestructura» en el sistema ferroviario de la Unión Europea, se especifica que:

- 1) *Cualquier túnel o estructura subterránea que tenga que utilizarse a velocidades iguales o superiores a 200 km/h tendrá que garantizar que la variación máxima de presión, causada por el paso de un tren a la velocidad máxima permitida en el túnel, no exceda de 10 kPa durante el tiempo necesario para que el tren pase por el túnel.*

En efecto, las variaciones de presión generadas por la circulación de trenes por un túnel pueden afectar a los pasajeros en mayor o menor medida. De esta forma, pueden provocar molestias (afección al confort) o, en algunos casos, lesiones (afección a la salud). Las afecciones a los oídos se deben a desequilibrios instantáneos de las presiones, a ambos lados del tímpano, no equilibrados mediante los mecanismos reflejos del cuerpo humano.

Las variaciones de presión en el túnel se transmiten al interior del tren en una cuantía que es función del grado de estanqueidad (hermeticidad) de éste.

La sección libre de los túneles debe justificarse partiendo de las **condiciones de seguridad y confort** según criterios aerodinámicos y dependiendo de la velocidad máxima de circulación admisible según la geometría del trazado.

Para el predimensionamiento de la sección libre a nivel de Estudio Informativo, se han tenido en cuenta también las “RECOMENDACIONES PARA DIMENSIONAR TÚNELES FERROVIARIOS POR EFECTOS AERODINÁMICOS DE PRESIÓN SOBRE LOS VIAJEROS” del Ministerio de Fomento, así como las fichas del código de la UIC para la Determinación de las secciones de túnel basándose en consideraciones aerodinámicas 779-11, 2ª edición.

A continuación se exponen las consideraciones y la metodología empleada para la comprobación de las condiciones de salud y de confort en los túneles.

5.2.1.- Consideraciones para la comprobación de las condiciones de salud:

A los efectos de la comprobación de la sección aerodinámica, las velocidades de circulación en los tramos en túnel se han considerado como las máximas para cumplir los valores de los parámetros de trazado normales, que resultan mayores que las de parámetros de referencia.

La comprobación de las condiciones de salud se realiza con los ábacos incluidos en el Apéndice F, Figuras 1 a 8 de la ficha UIC-779-11, en las cuales se relaciona el coeficiente de bloqueo del túnel  $B_{tu}$  con la longitud del túnel para distintos rangos de velocidades de circulación y longitudes de los trenes.

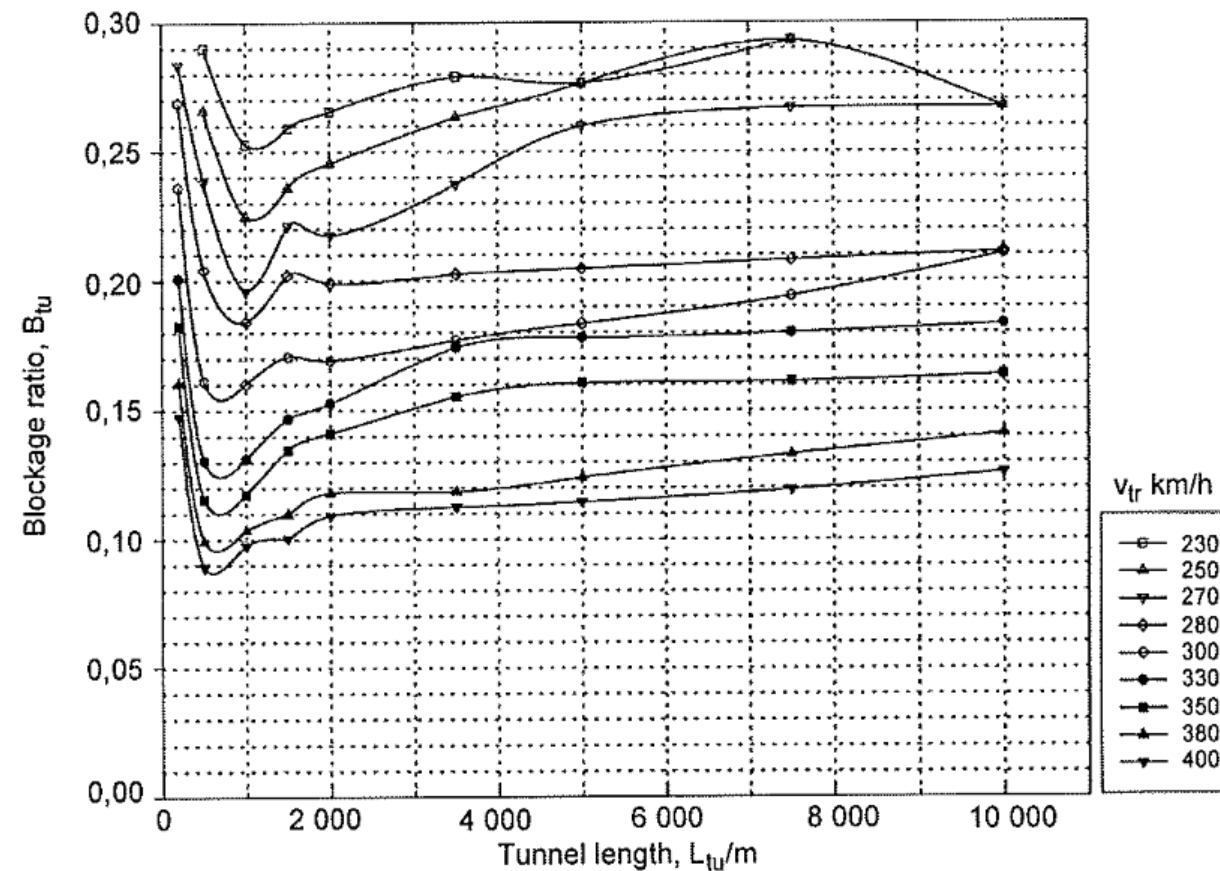


Figura 5. Lámina de comprobación de condiciones de salud en túneles de la ficha UIC 779-11.  
Caso: cruce de 2 trenes de 200 m. de longitud cada uno

En estas gráficas se puede observar lo siguiente:

- Para longitudes de túneles por debajo de 500 metros aproximadamente, las curvas del ábaco presentan una rama con pendiente cuasi vertical, en las que el valor del coeficiente de Bloqueo presenta incrementos significativos según se acerca al origen.
- No se presentan gráficas correspondientes a casos de un único tren circulando a menos de 330 Km/h.
- Para velocidades por debajo de 200 Km/h en el caso de trenes de 400 metros de longitud ó de 230 Km/h para trenes de menor longitud, no existiente curvas de comprobación para casos de dos trenes circulando de manera simultánea, considerándose que el efecto aerodinámico no condiciona el dimensionamiento de la sección transversal del túnel para dichos rangos de velocidad.

La verificación del criterio de salud se ha de realizar para el caso más desfavorable desde el punto de vista de la explotación, y considerando nula la estanqueidad de los trenes, en previsión de fallo de este sistema.

Siguiendo este criterio, se considerarán las siguientes hipótesis:

- Trenes más desfavorables desde el punto de vista de sección y longitud.
- Circulación a la velocidad máxima de la línea.
- En caso de ser estancos, se supondrá el fallo del sistema (estanqueidad nula).
- Si el túnel es de vía doble, se considerará el desfase pésimo entre trenes.

En la práctica, se suelen adoptar los siguientes valores:

- Longitud del tren: el estudio se realizará para las longitudes normalizadas de tren (100, 200 y 400 metros).
- La sección transversal considerada de los trenes es de 12 m<sup>2</sup>.



5.2.2.- Consideraciones para las comprobaciones de las condiciones de confort.

La comprobación de las condiciones de confort se realiza con los ábacos incluidos en el Apéndice G de la UIC-779-11 para distintas casuísticas de circulación de un único tren o dos de tipos distintos (de alta velocidad, convencionales, etc. ) a diferentes velocidades y para diferentes intervalos temporales de la variación máxima de presión (1 ó 4 segundos). En todas ellas se relaciona el coeficiente de bloqueo del túnel  $B_{tu}$  con el ratio entre la longitud del túnel ( $L_{tun}$ ) y la del tren ( $L_{tr}$ ).

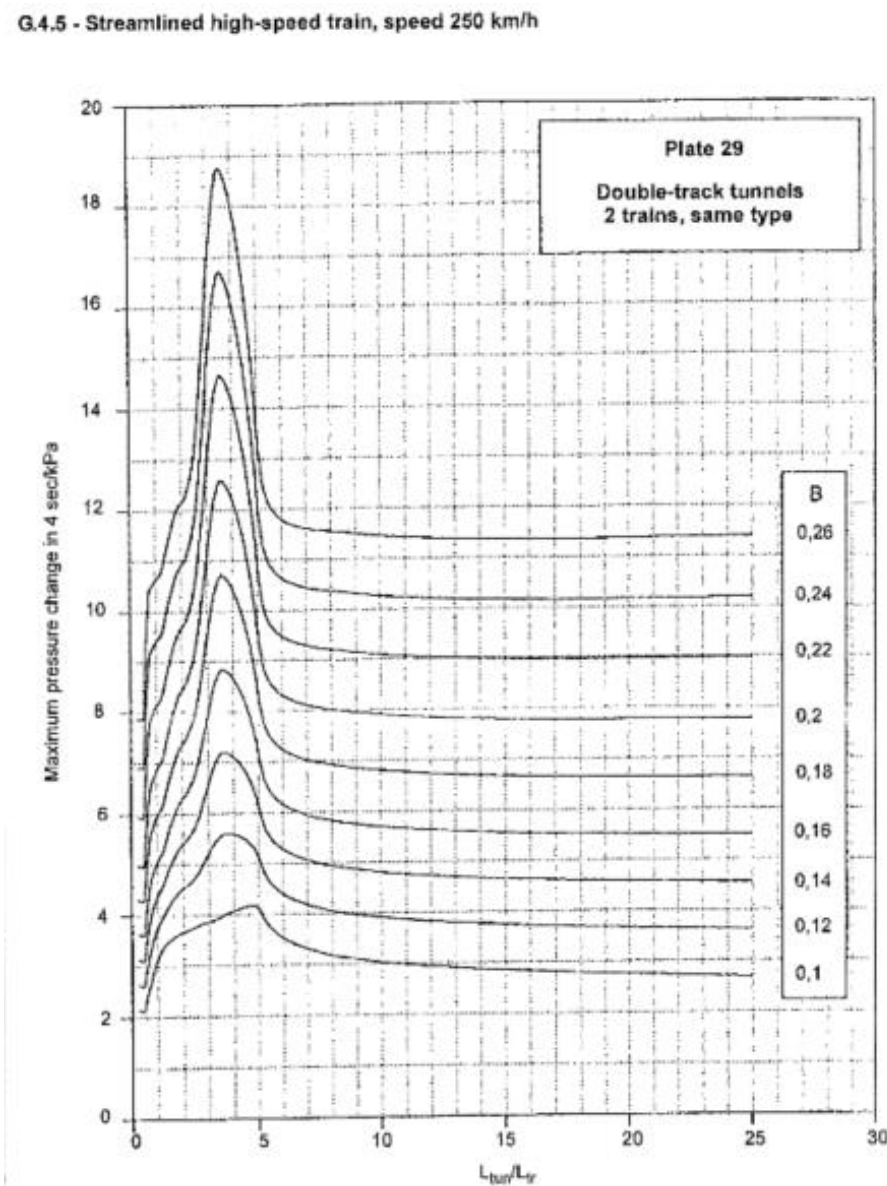


Figura 6. Lámina de comprobación de condiciones de confort en túneles de la ficha UIC 779-11.  
Caso: cruce de 2 trenes de 200 m. de longitud cada uno circulando a 250 km/h.

La comprobación de este criterio se realiza para condiciones “normales” o habituales de explotación, que son:

- Trenes de 200 y 400 metros
- Secciones de trenes de 10 m<sup>2</sup>

En el presente Estudio, los casos analizados son los correspondientes a los siguientes supuestos:

- Cruce de dos trenes de Alta Velocidad a 250 km/h (Lámina 29 de la ficha UIC 779-11)
- Cruce de un tren de Alta Velocidad a 250 Km/h con otro convencional a 220 Km/h (Lámina 40 de la ficha UIC 779-11)

5.2.3.- Resultados obtenidos

A continuación se presentan los resultados obtenidos del análisis de los efectos aerodinámicos en los túneles siguiendo la metodología de la ficha UIC 779-11. Los cálculos se incluyen en el APÉNDICE 1 del presente anejo.

Para el Criterio de Salud, se obtienen los siguientes resultados:

Nombre	$L_{tun}$ (m)	$L_{tren}$ (m)	Caso analizado	$B_{tu}$	$S_{tun}$ (m <sup>2</sup> )
Berriáin 1	170	100	2 AV 250 km/h	0,26	>46
		200	2 AV 250 km/h	0,28	>43
		400	2 AV 250 km/h	0,29	>41
Berriáin 2	405	100	2 AV 250 km/h	0,23	>52
		200	2 AV 250 km/h	0,25	>48
		400	2 AV 250 km/h	0,28	>43
Esquíroz	780	100	2 AV 250 km/h	0,24	>50
		200	2 AV 250 km/h	0,25	>48
		400	2 AV 250 km/h	0,28	>43
Arazuri	265	100	2 AV 250 km/h	0,25	>48
		200	2 AV 250 km/h	0,28	>43
		400	2 AV 250 km/h	0,29	>41

Tabla 7. Resultados de la comprobación de las condiciones de salud en túneles

Para el Criterio de Confort, se obtienen los siguientes resultados:

Nombre	L <sub>tun</sub> (m)	L <sub>tren</sub> (m)	Caso analizado	B <sub>tu</sub>	S <sub>tun</sub> (m <sup>2</sup> )
Berriáin 1	170	200	2 AV 250 km/h	0,14	>71
			1 AV 250 Km/h+1 TC 220 Km/h	0,16	>63
		400	2 AV 250 km/h	0,16	>63
			1 AV 250 Km/h+1 TC 220 Km/h	0,18	>56
Berriáin 2	405	200	2 AV 250 km/h	0,11	>91
			1 AV 250 Km/h+1 TC 220 Km/h	0,13	>77
		400	2 AV 250 km/h	0,12	>77
			1 AV 250 Km/h+1 TC 220 Km/h	0,15	>67
Esquíroz	780	200	2 AV 250 km/h	0,10	>100
			1 AV 250 Km/h+1 TC 220 Km/h	0,11	>91
		400	2 AV 250 km/h	0,11	>91
			1 AV 250 Km/h+1 TC 220 Km/h	0,13	>77
Arazuri	265	200	2 AV 250 km/h	0,12	>77
			1 AV 250 Km/h+1 TC 220 Km/h	0,14	>71
		400	2 AV 250 km/h	0,14	>77
			1 AV 250 Km/h+1 TC 220 Km/h	0,18	>56

**Tabla 8. Resultados de la comprobación de las condiciones de confort en túneles**

5.2.4.- Conclusiones

Del análisis realizado para las consideraciones de dimensionamiento de la sección transversal de los túneles objeto del presente Estudio se obtienen las siguientes conclusiones.

**Túnel de Berriáin 1.** Se adopta una sección normalizada de vía doble con área mínima de aire de 85 m<sup>2</sup>. Tanto el criterio de salud como el de confort están garantizadas para los casos analizados.

**Túnel de Berriáin 2.** Se adopta una sección normalizada de vía doble con área mínima de aire de 85 m<sup>2</sup>. Con ellos se cumple el criterio de salud y los de confort de los casos analizados, a excepción del correspondiente al cruce de dos trenes de alta velocidad de 200 metros de longitud circulando a 250 km/h, respecto al que resulta ligeramente inferior. Respecto a esto se realizan las siguientes consideraciones:

- Por un lado se apunta que, realizando esa misma comprobación para velocidades de 220 Km/h (con la lámina 27 de la ficha UIC 779-11), la sección de aire resultante es de 71 m<sup>2</sup>.

- Por otro lado, para respetar los valores correspondientes a los parámetros de “referencia” del trazado, la velocidad máxima de circulación en el túnel debería reducirse a 230 km/h.
- Por último se considera que, en condiciones normales de explotación, y teniendo en cuenta la corta longitud del túnel (405 metros, que se recorren en 5,8 segundos a 250 km/h), resulta muy improbable que se produzca la circunstancia de cruce de dos trenes circulando a velocidad máxima de explotación en el interior de este túnel.

En definitiva, y teniendo en cuenta las observaciones anteriores, se considera razonable adoptar la sección estandarizada de 85 m<sup>2</sup> de área mínima de aire. No obstante, y en caso de que finalmente el túnel forme parte de la solución elegida, deberá ser objeto de un análisis más minucioso en la fase de redacción de los correspondientes proyectos de construcción, que tengan en cuenta las condiciones reales de explotación previstas, tipología de trenes, etc.

**Túnel de Esquíroz.** Se adopta una sección área mínima de aire de 100 m<sup>2</sup>. Dada la configuración del túnel, que cuenta con una sección apta para 3 ó 4 vía, esta circunstancia no introduce condicionantes adicionales en el diseño, que dispone de unas dimensiones mínimas a lo largo de toda su longitud de al menos 19,90 metros de anchura por 7,50 metros de altura libre, es decir 150 m<sup>2</sup>.

**Túnel de Arazuri.** Se adopta una sección normalizada de vía doble con área mínima de aire de 85 m<sup>2</sup>. Tanto el criterio de salud como el de confort están garantizadas para los casos analizados.

**Túnel de Cizur/A-15.** La velocidad máxima de circulación prevista en este túnel por condicionantes geométricos del trazado (curva de radio 900 metros) es de 150 km/h, por lo que no se producen efectos aerodinámicos que condicionen el dimensionamiento de su sección transversal. No obstante, y por homogeneidad con el resto de los túneles planteados, se adopta una sección normalizada de vía doble con área mínima de aire de 85 m<sup>2</sup>, tanto para la sección de túnel ejecutada mediante marco abovedado como el ejecutado mediante pantallas en la zona del cruce con la autovía A-15.

### 5.3.- PREDISEÑO ESTRUCTURAL DE TÚNELES

#### 5.3.1.- Introducción

En el presente apartado se describen las obras subterráneas incluidas en este Estudio informativo.

A lo largo del trazado se, localizan las siguientes obras subterráneas:

NOMBRE	ALTERNATIVA	VIA	PK inicial	PK final	LONGITUD (m)	GEOTECNIA	SECCIÓN	METODO CONSTRUCTIVO
TÚNEL ARTIFICIAL BERIÁIN 1	2A	UIC	4+035	4+205	170	Margas fajeadas y sales (Ms)	DOBLE VÍA. BÓVEDA R <sub>int</sub> =6,40 m. A= 85 m <sup>2</sup>	CUT AND COVER CON BÓVEDA ENCOFRADA
	2B	UIC	4+035	4+205				
	2C	UIC	4+035	4+205				
TÚNEL ARTIFICIAL BERIÁIN 2	2A	UIC	4+515	4+920	405	Yesos de Undiano (My)	DOBLE VÍA. BÓVEDA R <sub>int</sub> =6,40 m. A= 85 m <sup>2</sup>	CUT AND COVER CON BÓVEDA ENCOFRADA
	2B	UIC	4+515	4+920				
	2C	UIC	4+515	4+920				
TÚNEL ARTIFICIAL DE ESQUIROZ	2A	UIC	9+170	9+952	782	Margas de Llundain (MII)	SECCIÓN RECTANGULAR. 3 ó 4 VÍAS. ANCHURA VARIABLE (29,20-20,70 m.)	CUT AND COVER ENTRE PANTALLAS
	2B	UIC	9+170	9+952				
	2C	UIC	9+170	9+952				
TÚNEL ARTIFICIAL DE CIZUR-AP15	3A	UIC	11+200	11+940	740	Margas de Pamplona (Mp)	DOBLE VÍA.	CUT AND COVER ENTRE PANTALLAS
	3B	UIC	11+200	11+940				
	3C	UIC	11+200	11+940				
LOSA SOTERRAMIENTO ESTACIÓN PAMPLONA	2A	VARIAS	12+690	12+895	205	Margas de Pamplona (Mp) y Terrazas (Qt)	SECCIÓN RECTANGULAR. VÍAS MÚLTIPLES. ANCHURA 67,50 m.	PANTALLAS
	2B	VARIAS	12+690	12+895				
	2C	VARIAS	12+690	12+895				
	3A	VARIAS	12+450	12+655				
	3B	VARIAS	12+450	12+655				
	3C	VARIAS	12+450	12+655				
TÚNEL DE ARAZURI	2A	UIC	15+975	16+240	265	Margas de Pamplona (Mp)	DOBLE VÍA. BÓVEDA R <sub>int</sub> =6,40 m. A= 85 m <sup>2</sup>	EN MINA
	2B	UIC	15+975	16+240				
	2C	UIC	15+975	16+240				
	3A	UIC	15+725	15+990				
	3B	UIC	15+725	15+990				
	3C	UIC	15+726	15+991				

Tabla 9. Obras Subterráneas consideradas

De entre estas obras, la losa de soterramiento de la estación de Pamplona no es estrictamente una obra subterránea.

#### 5.3.2.- Condiciones geotécnicas de los túneles

Como se refleja en la tabla anterior, en los túneles se localizarán principalmente los siguientes tipos de terreno:

- Margas Fajeadas y Sales (Ms): Túnel de Beriain I.
- Yesos de Undiano (My): Túnel de Beriain II.
- Margas de Llundain (MII): Túnel de Esquiroz.
- Margas de Pamplona (Mp): Túnel Cizur-AP5, Soterramiento Estación, Túnel de Arazuri.

En todos ellos se localizará un depósito superficial de suelo eluvial, de escasamente unos 2 m, y un substrato inferior de roca blanda a muy blanda:

Clase	Descripción	Identificación en el campo	≈MPa
R <sub>0</sub>	extremadamente blanda	se puede marcar con la uña	0,25-1,0
R <sub>1</sub>	muy blanda	se desmenuza con el martillo, se talla con navaja	1-5
R <sub>2</sub>	blanda	se marca con el martillo, cuesta tallar con navaja	5-25
R <sub>3</sub>	moderadamente dura	no puede tallarse con navaja, se rompe con martillo	25-50
R <sub>4</sub>	dura	se requiere más de un golpe para romperla	50-100
R <sub>5</sub>	muy dura	se requieren muchos golpes	100-250
R <sub>6</sub>	extremadamente dura	al golpear sólo saltan esquirlas	>250

Tabla de índices de campo para rocas del ISRM (1981).

Tabla 10. Categorías de resistencia según la ISRM para rocas

Unidad geotécnica	Resistencia a Compresión Simple (MPa)	Categoría de Resistencia
M <sub>Y</sub>	Yesos de Undiano	Roca Muy Blanda
M <sub>S</sub>	Margas fajeadas	Roca Muy Blanda
M <sub>P</sub>	Margas de Pamplona	Roca Blanda
M <sub>LL</sub>	Margas de Llundain	Roca Blanda

Tabla 11. Categorías de resistencia para las rocas presentes en la traza

Los ensayos disponibles para las litologías rocosas, se muestran en la tabla que se incluye a continuación:



Unidad geotécnica	Densidad Aparente d (g/cm³)	Res. Comp UCS (MPa)	Módulo Deformación E (MPa)	Coef. Poisson ν	Resist. Tracción BTS (MPa)	Abrasiv. Cerchar CAI	Índice Schimazek F (	Slake (%)
M <sub>Y</sub>	2,09	1,06	-	-	0,45	-	-	-
M <sub>S</sub>	2,32	4,86	-	-	-	-	-	-
M <sub>P</sub>	2,50	15,47	1990,91	0,24	3,07	0,02	0,02	89,61
M <sub>LL</sub>	2,58	12,5	4612	0,31	1,75	0,02	0,038	76,48

Tabla 12. Parámetros geotécnicos de la matriz rocosa

Para determinar el parámetro de Hoek “mi” se va a considerar la relación de Richards and Read (2011), que considera que:

$$m_i = \frac{UCS}{BTS} \pm 6$$

De este modo, se obtendrían los siguientes valores para M<sub>p</sub> y M<sub>ll</sub>:

Unidad geotécnica	Res. Comp UCS (MPa)	Resist. Tracción BTS (MPa)	m <sub>i</sub>
M <sub>P</sub>	15,47	3,07	5
M <sub>LL</sub>	12,5	1,75	7

Tabla 13. Parámetro de Hoek para M<sub>ll</sub> y M<sub>p</sub> obtenidos por el método de Richards

Los valores obtenidos para estas dos litologías, son muy coherentes con lo recomendado por ROCLAB para margas (7±2), por lo que se considera que los valores son correctos. Para los Yesos de Undiano (M<sub>Y</sub>) y Margas Fajeadas (M<sub>S</sub>), se van a considerar valores bibliográficos obtenidos del software ROCLAB, resultando valores del orden de 8, correspondientes a yesos y materiales salinos.

Para determinar los parámetros de cohesión y fricción de estos terrenos rocosos, es necesario estimar su índice de calidad geomecánica GSI. Para ello se va a emplear el ábaco propuesto por Marinos, aplicados a rocas heterogéneas foliadas:

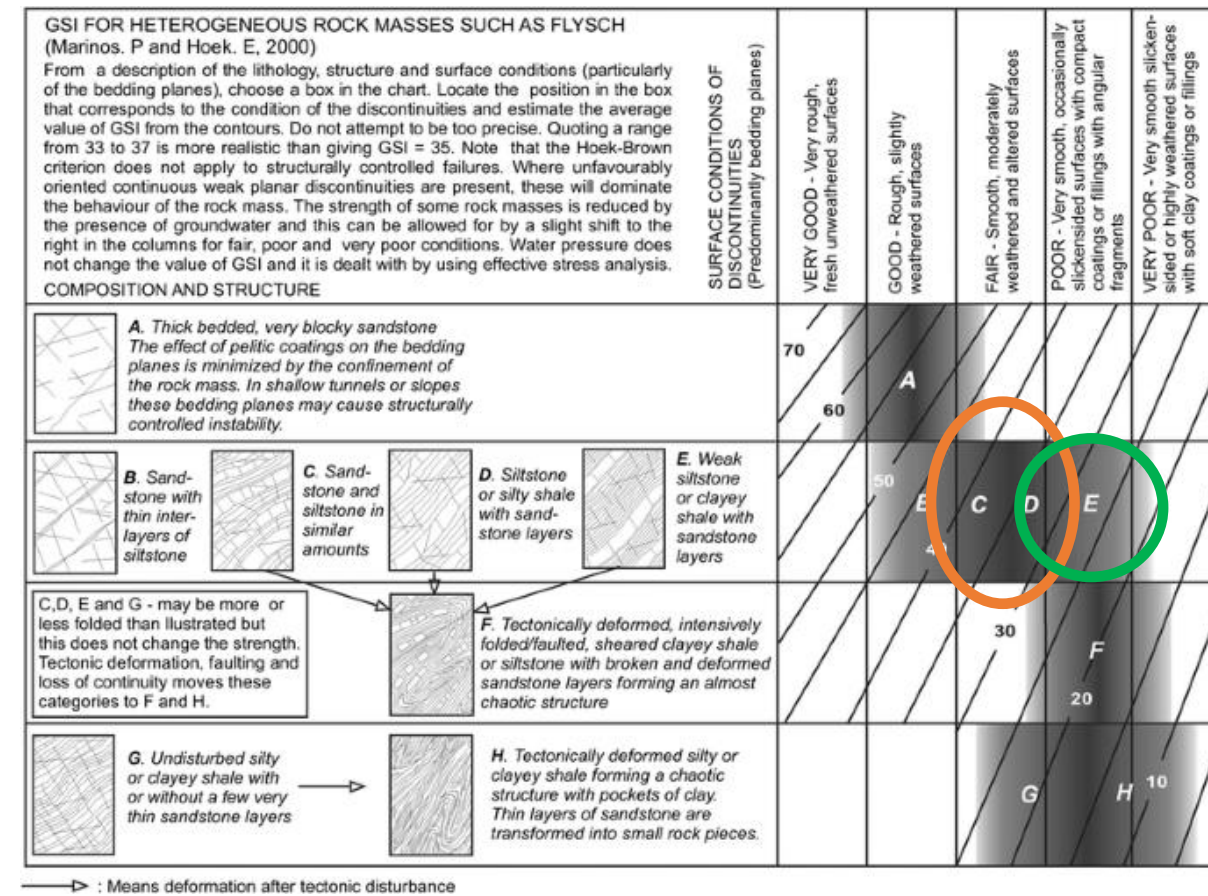


Figura 7: Determinación del índice GSI (en naranja M<sub>p</sub> y M<sub>LL</sub> / en verde M<sub>Y</sub>-M<sub>S</sub>)

De este modo, se obtendría:

- M<sub>p</sub> y M<sub>LL</sub>: GSI = 45 – 30 (promedio 40).
- M<sub>Y</sub>-M<sub>S</sub> : GSI = 35 – 20 (promedio 30).

A partir de las estimaciones de los “GSI” y “mi”, pueden determinarse los parámetros resistentes y deformacionales de los macizos rocosos considerados:

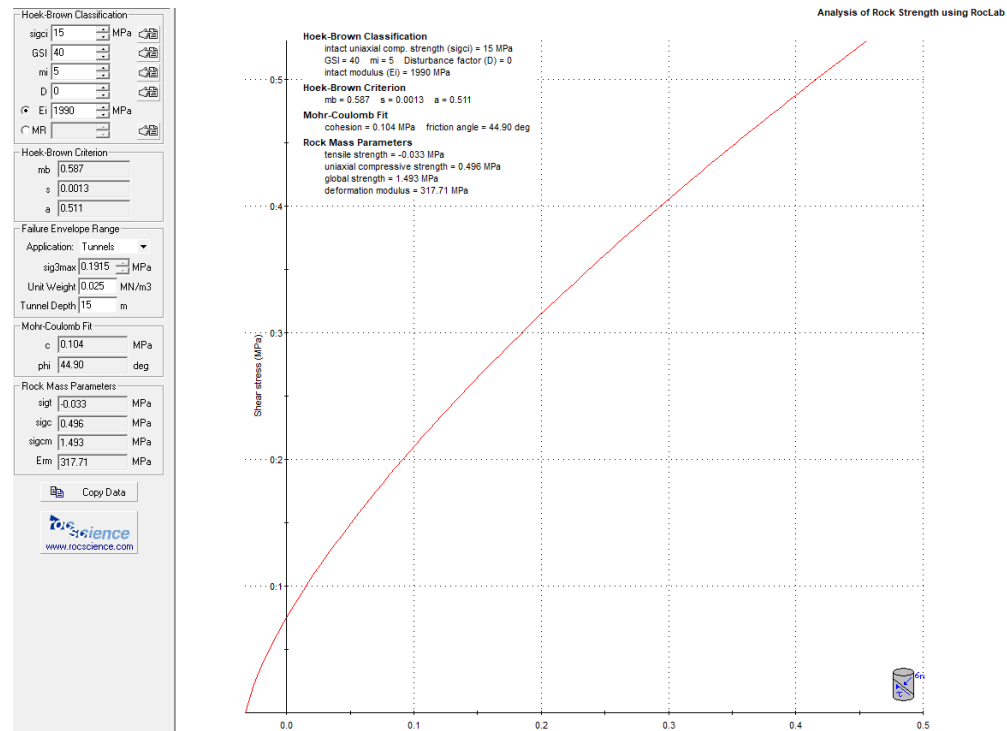


Figura 8: Parámetros de macizo rocoso MARGAS PAMPLONA (Mp)

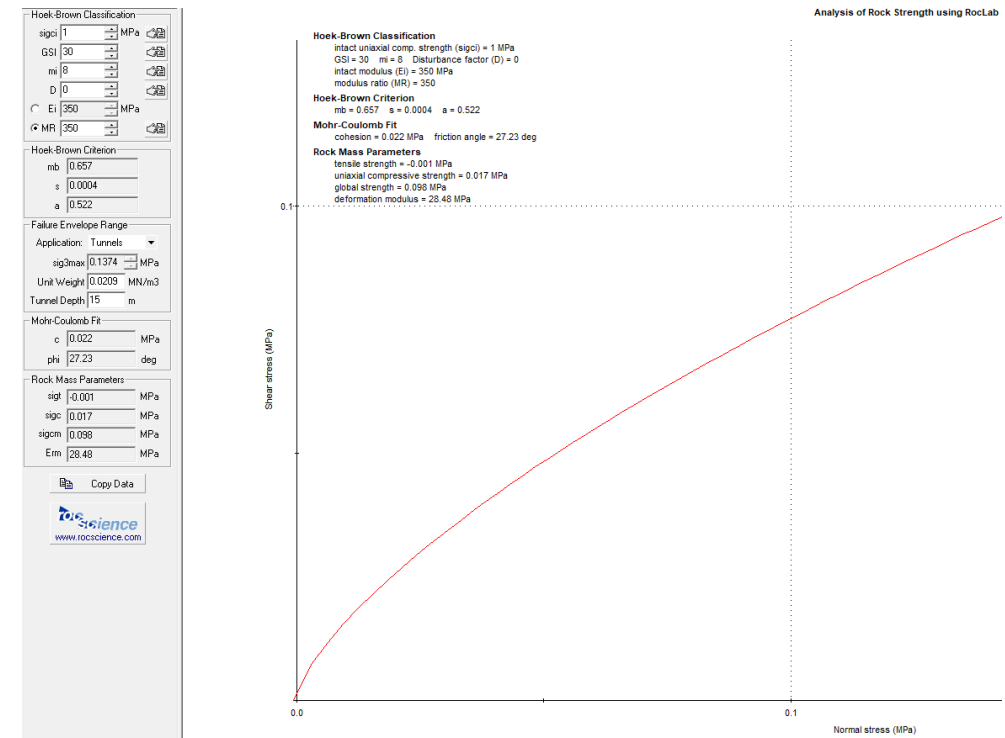


Figura 10: Parámetros de macizo rocoso YESOS DE UNDIANO (My)

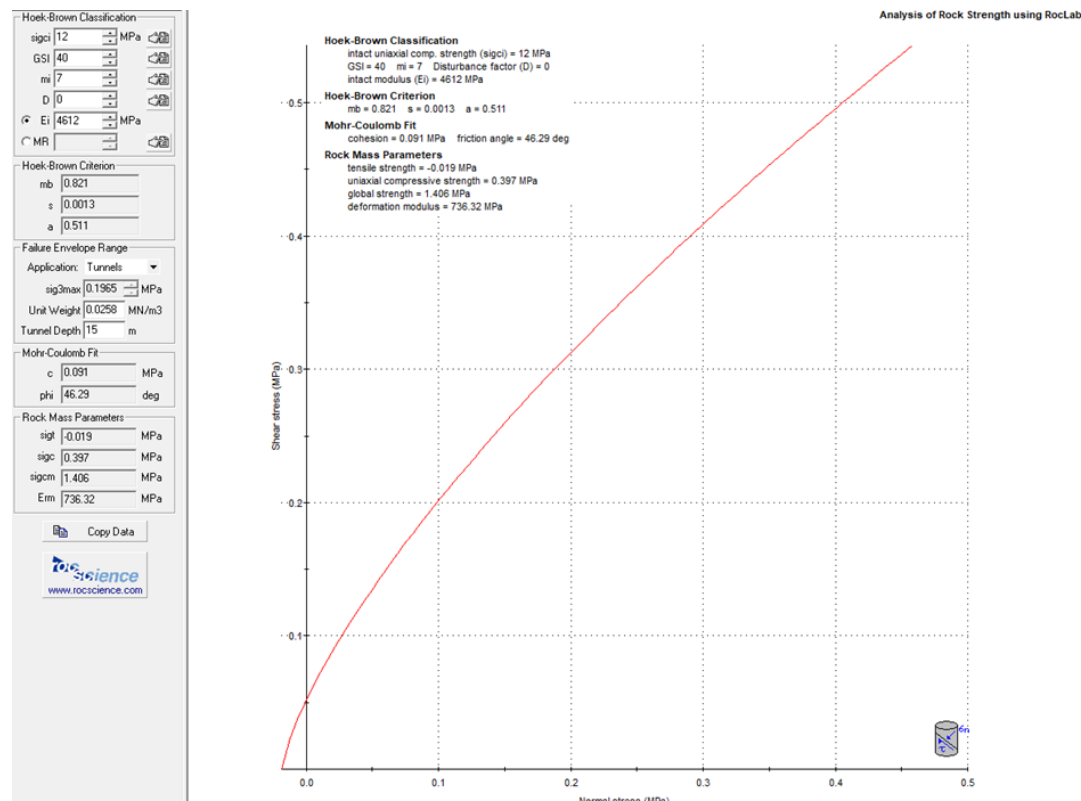


Figura 9: Parámetros de macizo rocoso MARGAS DE LLUNDAÍN (MLL)

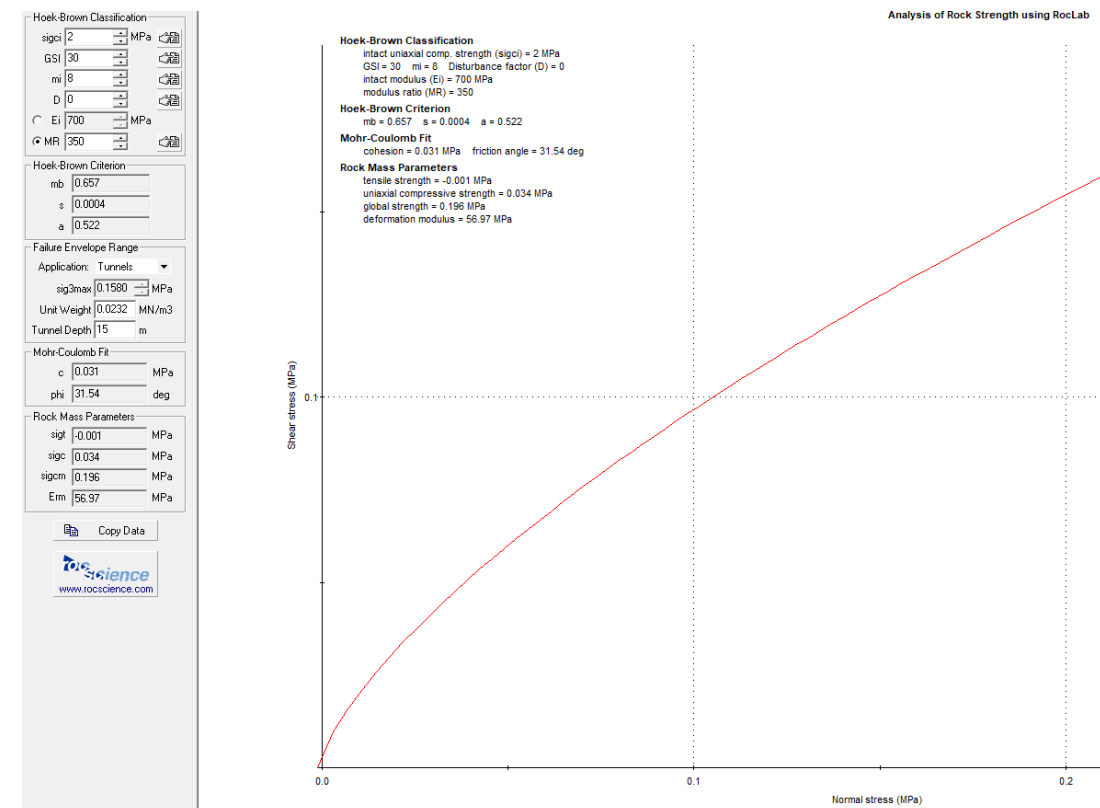


Figura 11: Parámetros de macizo rocoso MARGAS FAJEADAS (Ms)

De este modo, los parámetros resistentes y deformacionales de los macizos rocosos, serían los siguientes:

Unidad geotécnica		Cohesión (KPa)	Fricción (°)	Módulo deformación Macizo (MPa)	Resistencia Compresión Macizo (MPa)	GSI
M <sub>Y</sub>	Yesos de Undiano	22	27	29	0,1	30
M <sub>S</sub>	Margas fajeadas	31	31	56	0,2	30
M <sub>P</sub>	Margas de Pamplona	104	45	318	1,5	40
M <sub>LL</sub>	Margas de Llundain	91	46	736	1,4	40

Tabla 14. Parámetros de macizo rocoso para las diferentes litologías rocosas

Como valor de  $k_0$ , se propone un valor unidad.

Para los suelos coluviales desarrollados sobre estas rocas blandas, se asignan los siguientes valores:

Unidad geotécnica		Densidad aparente (g/cm <sup>3</sup> )	Corte directo	
			(°)	c (kg/cm <sup>2</sup> )
R <sub>X</sub>	Rellenos antrópicos	2,2	18,5	30
M <sub>Y</sub>	Yesos de Undiano	2,09	22,18	68
M <sub>S</sub>	Margas fajeadas	2,32	-	-
M <sub>P</sub>	Margas de Pamplona	2,5	-	-
M <sub>LL</sub>	Margas de Llundain	2,58	-	-

Tabla 15. Parámetros de los suelos eluviales desarrollados sobre las diferentes litologías rocosas

Al tratarse de rocas muy blandas o blandas, no aparecen afloramientos en superficie para determinar la fracturación del macizo.

5.3.3.- Descripción general de la tipología de túneles

5.3.3.1.- Túnel en mina de Arazuri

Se trata de un túnel de doble vía de 265 m de longitud cuya sección tipo se muestra en la siguiente figura.

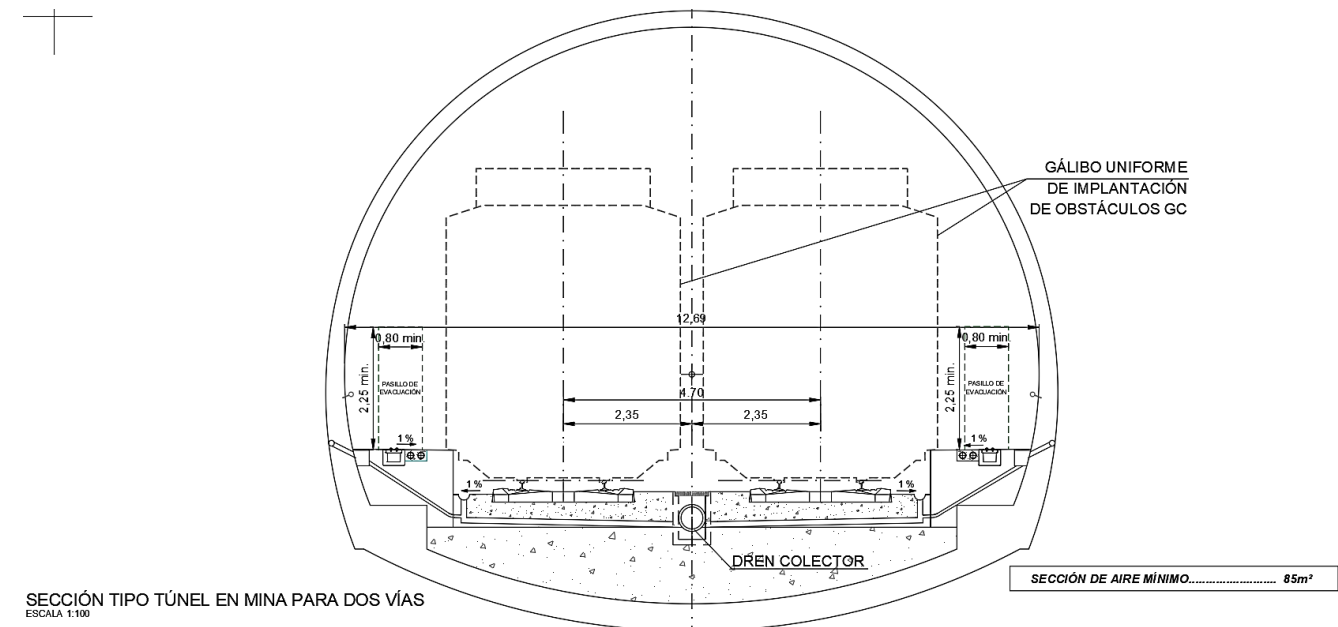


Figura 12: Sección tipo túnel de Arazuri

Se trata de una sección circular de 6,40 m de radio, adaptada para dos vías. Se ha definido una sección con contrabóveda (terrenos de mala calidad) y otra sección con solera plana (terrenos de buena calidad).

Estructuralmente la sección dispone de un sostenimiento provisional, de hormigón proyectado, bulones y cerchas, y de un revestimiento definitivo de hormigón encofrado. Entre sostenimiento y revestimiento se instala una impermeabilización compuesta de lámina de PVC y geotextil.

Dispone de un sistema de drenaje de tipo separativo, que canaliza el agua del trasdós (procedente del terreno), por conductos distintos a el agua de escorrentía en plataforma. El agua del terreno es limpia, y se puede verter a cauces cercanos, mientras que la de la plataforma es sucia, y debe ser tratada antes de ser vertida.

Este túnel se llevará a cabo en Margas de Pamplona, que se trata de rocas blandas.

Como todo túnel en mina excavado en roca, el método constructivo que se considera más adecuado es el Nuevo Método Austríaco con sostenimiento a base de hormigón proyectado, bulones y cerchas.

Se han definido para este túnel unos sostenimientos, que se aplican en cuantías variables en función de la calidad geotécnica del terreno. Con el fin de poder estimar un coste por metro lineal para este túnel se han definido diversas secciones tipo de sostenimiento, en función de la calidad del terreno.

En la siguiente tabla se muestran los elementos y cuantías de las distintas secciones definidas:

SOST. TIPO	RMR	HORMIGÓN PROYECTADO HP-30 CON FIBRA		PERNOS Ø25mm ANCLADOS CON RESINA (245kN) L=4m	CERCHAS METÁLICAS		OTROS	LONGITUD AVANCE SIN SOSTENIMIENTO Longitud (m)	MÉTODO DE EXCAVACIÓN
		Espesor (cm)	Absorción de energía (J)		Malla (T)x(L) (m)	Tipo			
ST-I	≥80	5	500	ocasionales	-	-		4	MECÁNICA
ST-II	80-61	10	500	2,0x2,0	-	-		4	MECÁNICA
ST-III	60-41	15	700	1,5x1,5	-	-		3	MECÁNICA
ST-IV	40-21	20	1000	1,0x1,0	TH-29	1	Mallazo #4x150x150 mm	1	MECÁNICA
ST-V	≤20 FALLAS	25	1000	-	HEB-160	1	Mallazo #4x150x150 mm Micropilotes Ø114 mm espaciados 40 cm L=9m	1	MECÁNICA

Tabla 16. Secciones tipo de sostenimiento del túnel de Arazuri

La excavación del túnel, en principio, será mecánica, mediante retroexcavadora dotada de martillo demoledor hidráulico, o con rozadora. La razón de esta elección, es la relativamente baja resistencia del terreno (15 MPa) y baja abrasividad.

La impermeabilización principal del túnel consiste en la disposición de una lámina de geotextil de 500 g/m<sup>2</sup> y una lámina de PVC de 2 mm de espesor. Ambas láminas conectan con unos drenes laterales de Ø70 mm y éstos a su vez disponen de salidas cada 50 m para conectar con el colector central del túnel de hormigón de Ø350 mm.

El revestimiento del túnel está formado por un espesor de 30 cm de hormigón de 30 MPa. En cuanto a la solera del túnel existen dos variantes: solera plana para los tipos de sostenimiento más ligeros (ST-I, ST-II y ST-III) y contrabóveda circular para los sostenimientos más pesados (ST-IV y ST-V).

El túnel dispone de pasillo lateral de evacuación y mantenimiento en ambos hastiales equipado con barandilla.

5.3.3.2.- Falsos túneles de Beriain I y II

Se trata de sendos túneles abovedados, ejecutados encofrados con hormigón armado. La geometría del intradós será la misma que en el túnel en mina de Arazuri, tal como se aprecia en la imagen que se incluye a continuación.

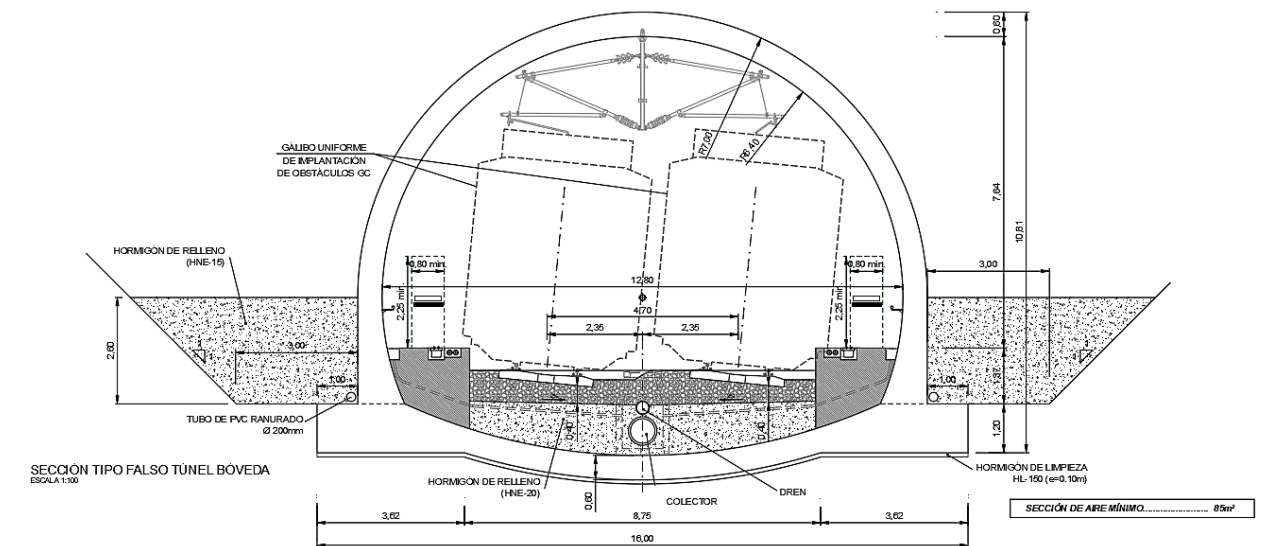


Figura 13: Sección tipo falsos túneles abovedados de Beriain I y II

La sección tipo estará constituida por una bóveda de 0,6 m de espesor de hormigón armado HA-30.



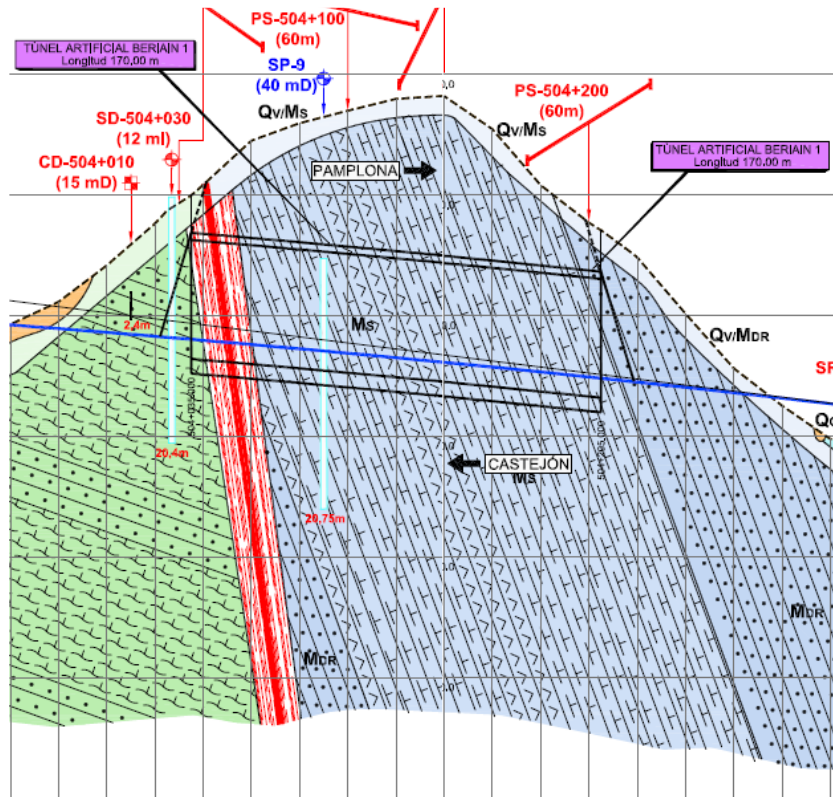


Figura 14: Túnel de Beriain I

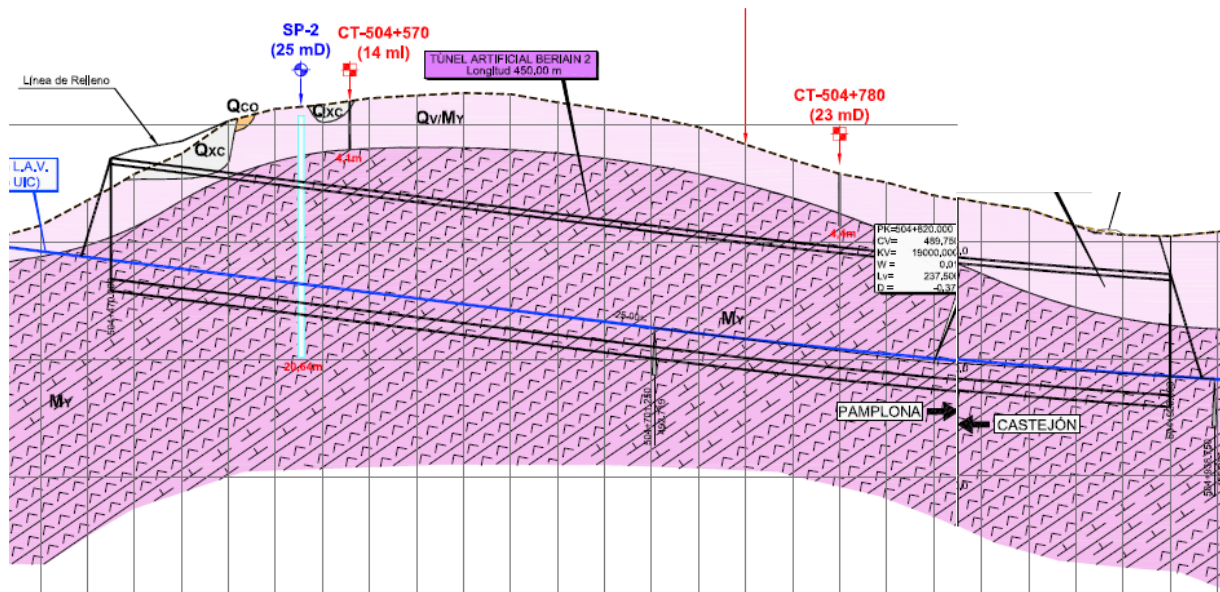


Figura 15: Túnel de Beriain II

Estos túneles se ejecutarán en terrenos salinos:

- El Túnel de Beriain I se ejecutará en “Margas Fajeadas y Sales” (Ms).

- El Túnel de Beriain II en los “Yesos de Undiano” (My).

Estos terrenos se consideran rocas extremadamente blandas. Como principales características geotécnicas hay que destacar que se excavarán en rocas solubles salinas, lo que supone un riesgo de formación de huecos en sus apoyos, y potencial ataque químico al hormigón.

### 5.3.3.3.- Túneles entre pantallas

#### 5.3.3.4.- Túneles considerados

Se han considerado varios túneles entre pantallas, de diversas anchuras:

- TÚNEL ARTIFICIAL DE ESQUÍROZ, de tres o cuatro vías y anchura variable entre 29,20 - 20,70 m.
- TÚNEL ARTIFICIAL DE CIZUR-AP15, de doble vía y unos 11,70 m de ancho.
- LOSA SOTERRAMIENTO ESTACIÓN PAMPLONA, de múltiples vías y 67,50 m de ancho.

De estos tres, por sus dimensiones y tipología estructural, la losa de soterramiento de la Estación de Pamplona no se puede considerar propiamente una obra subterránea.

A continuación se exponen los criterios de definición de los elementos estructurales principales de esta tipología de túneles.

### 5.3.3.5.- Criterio de prediseño de las pantallas y losa

Las estructuras soterradas entre pantallas tienen dos elementos básicos que deben ser predimensionados: el canto de la losa de cobertura, y el empotramiento de las pantallas. A continuación se muestran los criterios aplicados.

### LOSA DE CUBRICIÓN NEUVA ESTACIÓN PAMPLONA

Para definir el espesor de la losa de cubrición del soterramiento, se aplicarán las reglas habituales de prediseño de estas estructuras, que se resumen en el siguiente croquis (Estevez Cimadevilla, 2018):

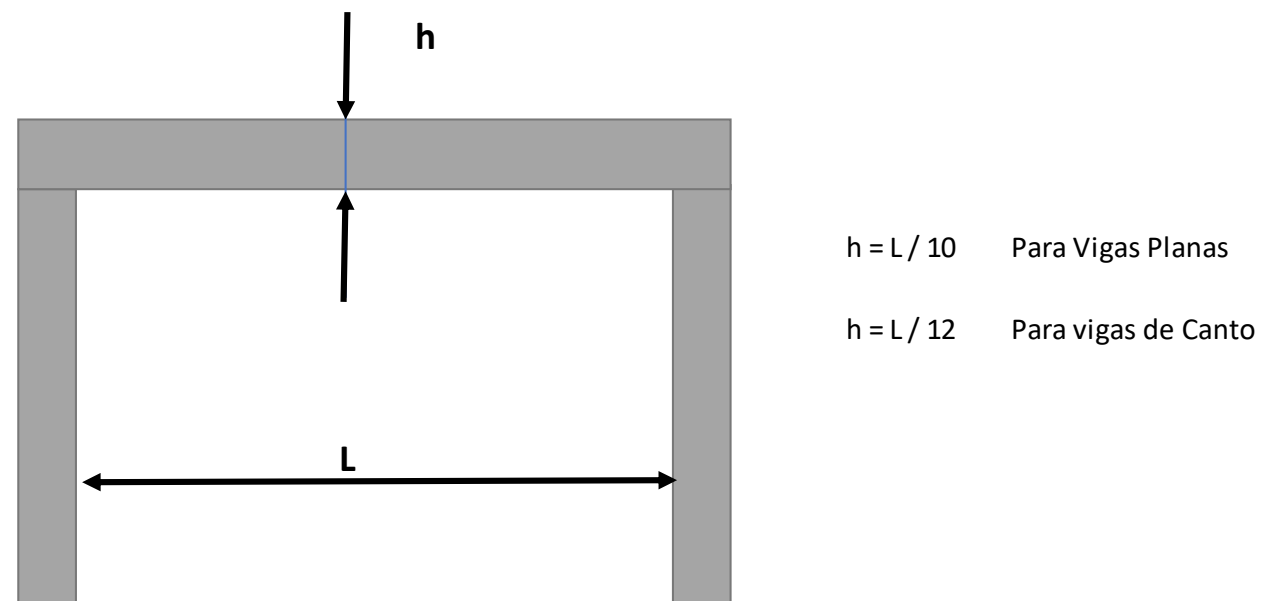


Figura 16: Criterio de prediseño del espesor de la losa superior

### EMPOTRAMIENTO DE LAS PANTALLAS

Se van a considerar tres situaciones: pantallas en suelos saturados y pantallas en roca.

Para para **pantallas con nivel freático en suelos saturados**, el criterio habitualmente aplicado es el siguiente:

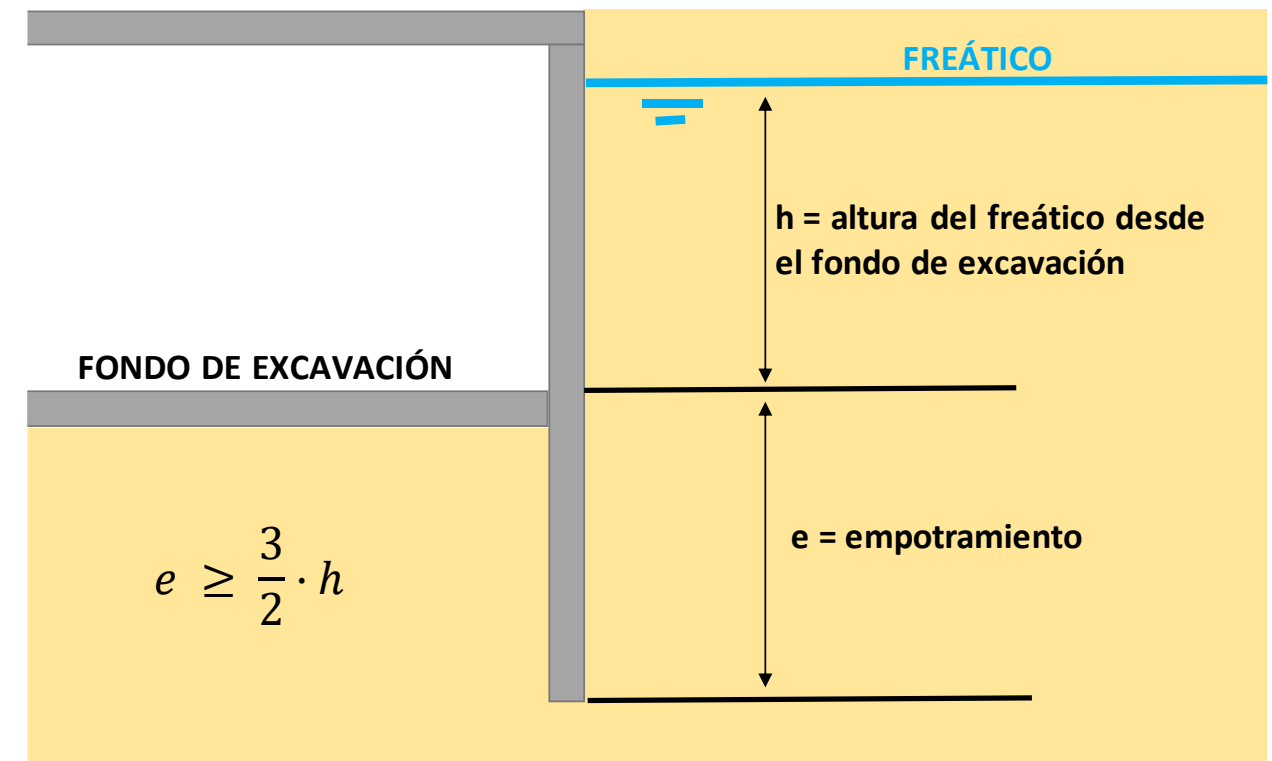


Figura 17: Criterio de prediseño del empotramiento, en terrenos saturados con freático elevado

El empotramiento debe ser al menos 1,5 veces la altura freática medida desde el fondo de excavación. Este criterio profundiza mucho el empotramiento para evitar sifonamientos

Cuando se diseñan pantallas en terrenos rocosos sin nivel freático, la necesidad de empotramiento se reduce drásticamente, y suele recomendarse un empotramiento de un tercio de la altura de la pantalla, tal como se muestra en el croquis adjunto.

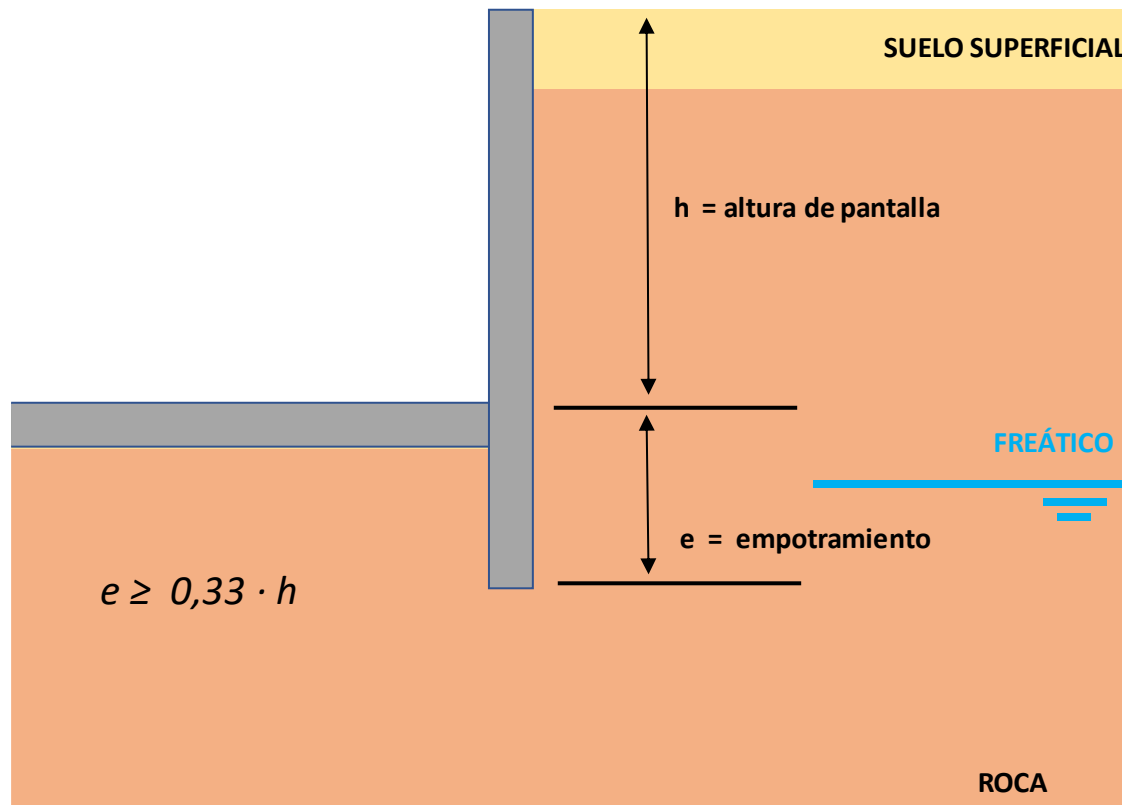


Figura 6: Criterio de prediseño del empotramiento, en terrenos rocosos con freático

5.3.3.6.- Túnel de Esquíroz

En esta zona, el túnel se encaja en las Margas de Llundain ( $M_{II}$ ) y en Rellenos Antrópicos del Aeropuerto ( $Q_{XA}$ ). Las margas presentan una resistencia a compresión de 12,5 MPa por lo que se consideran como roca blanda.

Las margas son impermeables, no habiéndose registrado nivel freático en las mismas. Si embargo, en los antrópicos se detecta un nivel freático a unos 2 m de la superficie existente.

Tal como se aprecia en el perfil adjunto, los dos primeros tercios del túnel se desarrollan íntegramente en las Margas de Llundain, mientras que el tercio final se desarrolla en los rellenos antrópicos.

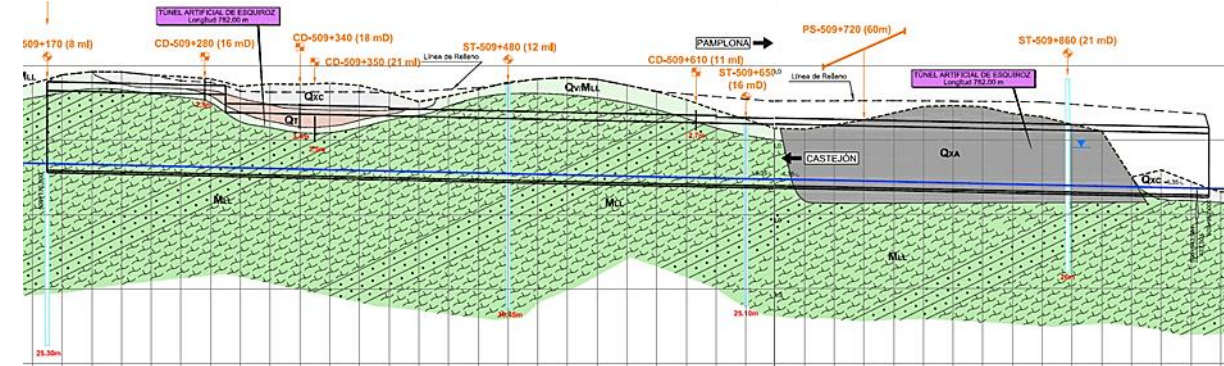
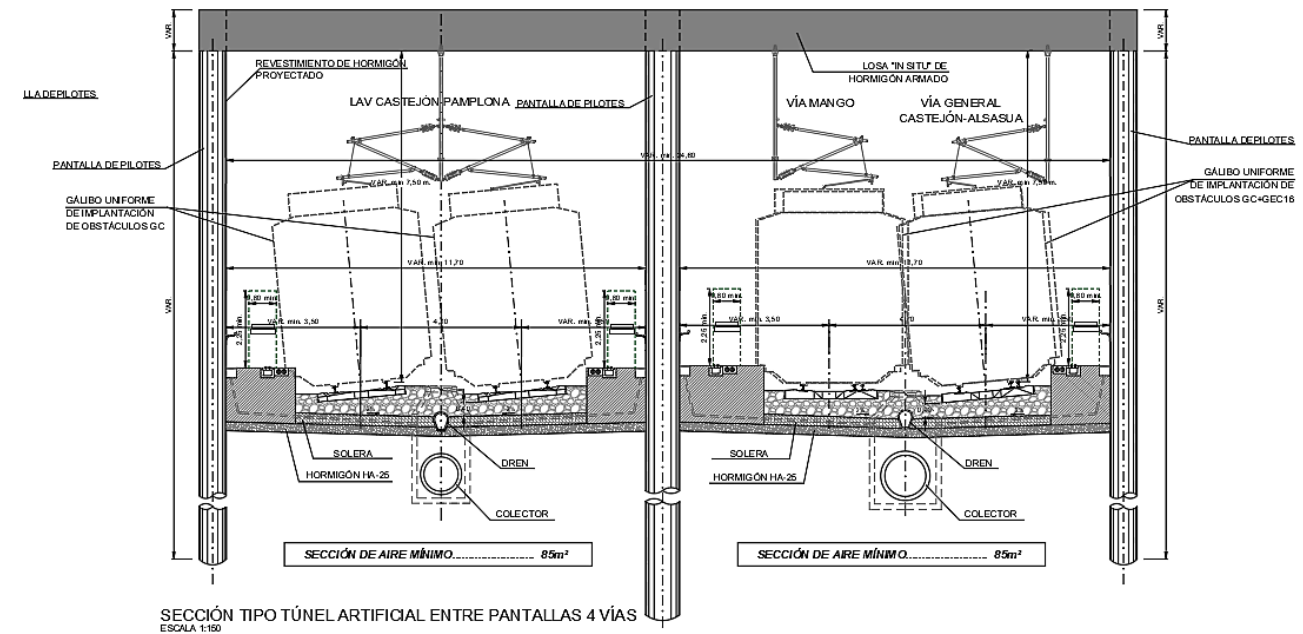


Figura 6: Perfil longitudinal del Túnel de Esquíroz

Este túnel tiene una anchura variable entre 29,20 - 20,70 m y una altura de unos 10 m. La sección tipo prevista tiene pantallas en los laterales, y un pilote intermedio que deja un vano máximo de unos 11,70 m como puede apreciarse en las ilustraciones que se incluyen a continuación.

Se ha considerado para los pilotes un diámetro de 0,8 m.





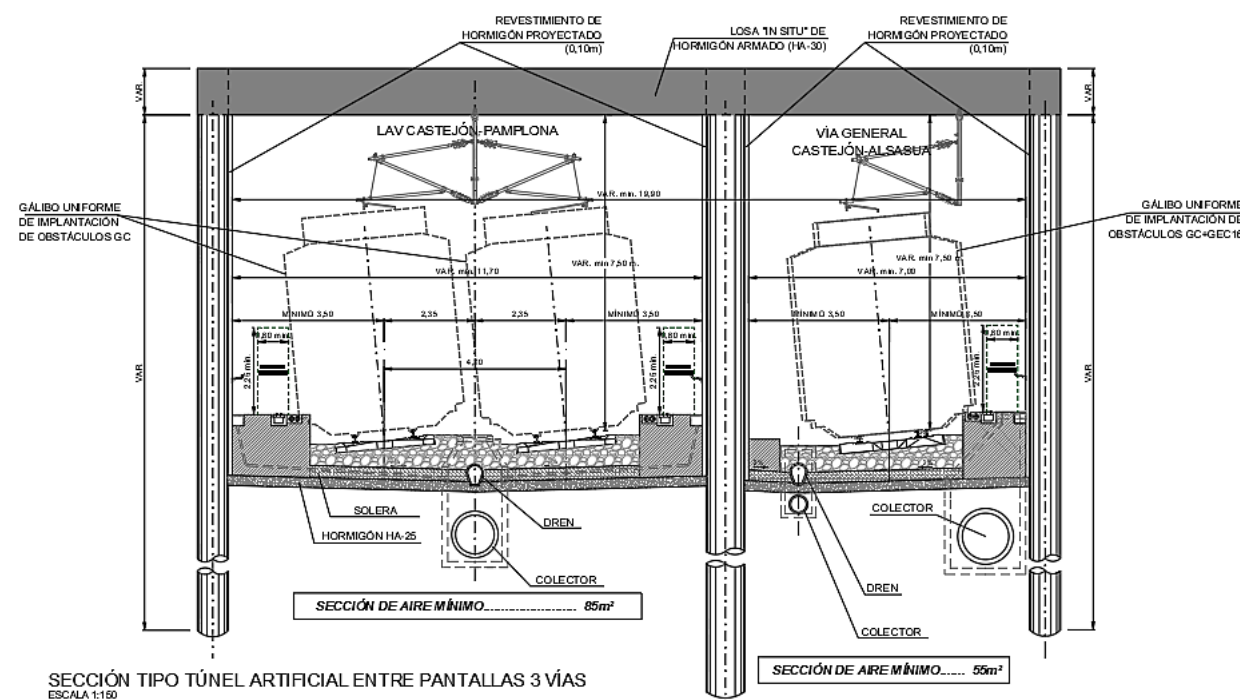


Figura 18: Sección tipo túnel entre pantallas de Esquíroz

Considerando un cubrimiento con vigas planas, el canto de la losa será la décima parte de la luz, lo que equivale a 1,2 m.

En el tramo en roca, se considera un valor de un tercio de la altura, es decir, unos 4 m, por lo que los pilotes serían de 14 m. En el tramo en suelo antrópico, el empotramiento sería de 1,5 veces la altura, o lo que es igual, 15 m.

Los pilotes se espaciarían a 1 m entre ejes, con un tratamiento superficial de hormigón proyectado (15 cm) y mallazo (6x150x150 mm).

Para la zona de suelos la impermeabilización se garantizaría con el mismo espaciado entre pilotes, pero ejecutando un pilote de mortero secante entre dos pilotes estructurales, tal como se muestra en el esquema adjunto. Igualmente se adoptaría un tratamiento de hormigón proyectado y mallazo.

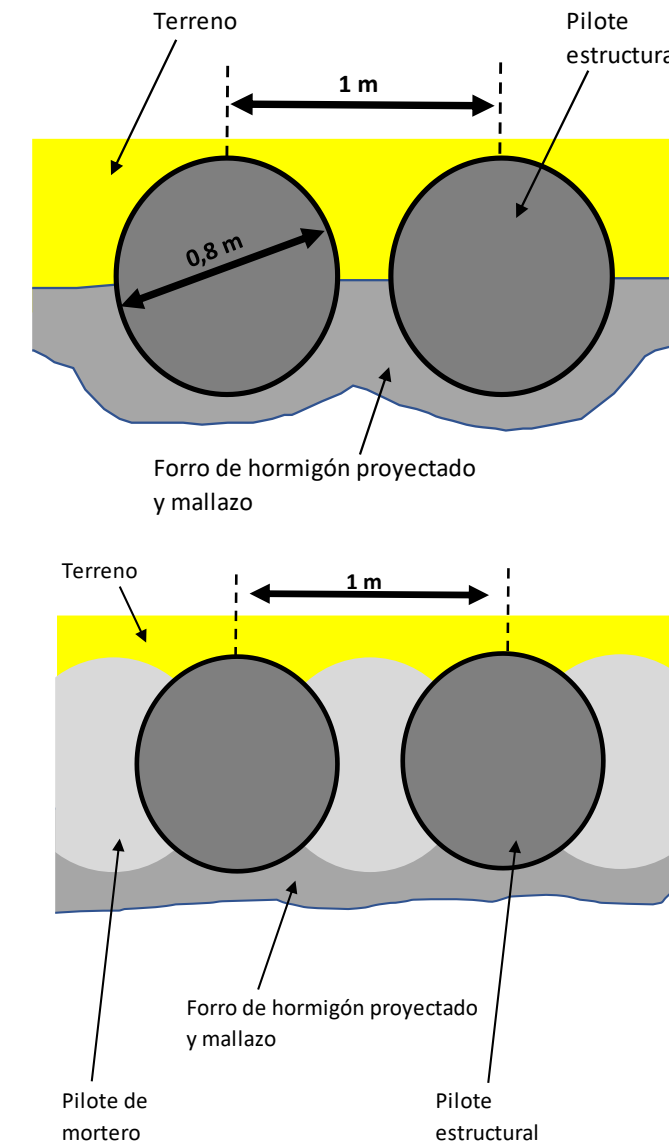


Figura 19: Pilotes en zona sin freático (croquis superior) y con freático (croquis inferior).

Para la contrabóveda se van a considerar dos espesores diferentes:

- Para el tramo en roca (dos tercios iniciales) se considerará un espesor de 0,6 m.
- Para el tramo en suelos antrópicos, el espesor será de 1,2 m, pues el fondo de excavación podría presentar subpresión debido a la presencia del nivel freático.



5.3.3.7.- Túnel de Cizur-AP15

En esta zona, el terreno está constituido por las Margas de Pamplona, que como se ha indicado, es una litología rocosa. Se trata de un terreno muy impermeable, no habiéndose detectado nivel freático.

Este túnel tiene una anchura de unos 11,70 m como puede apreciarse en las ilustraciones que se incluyen a continuación. Su altura es de unos 10 m.

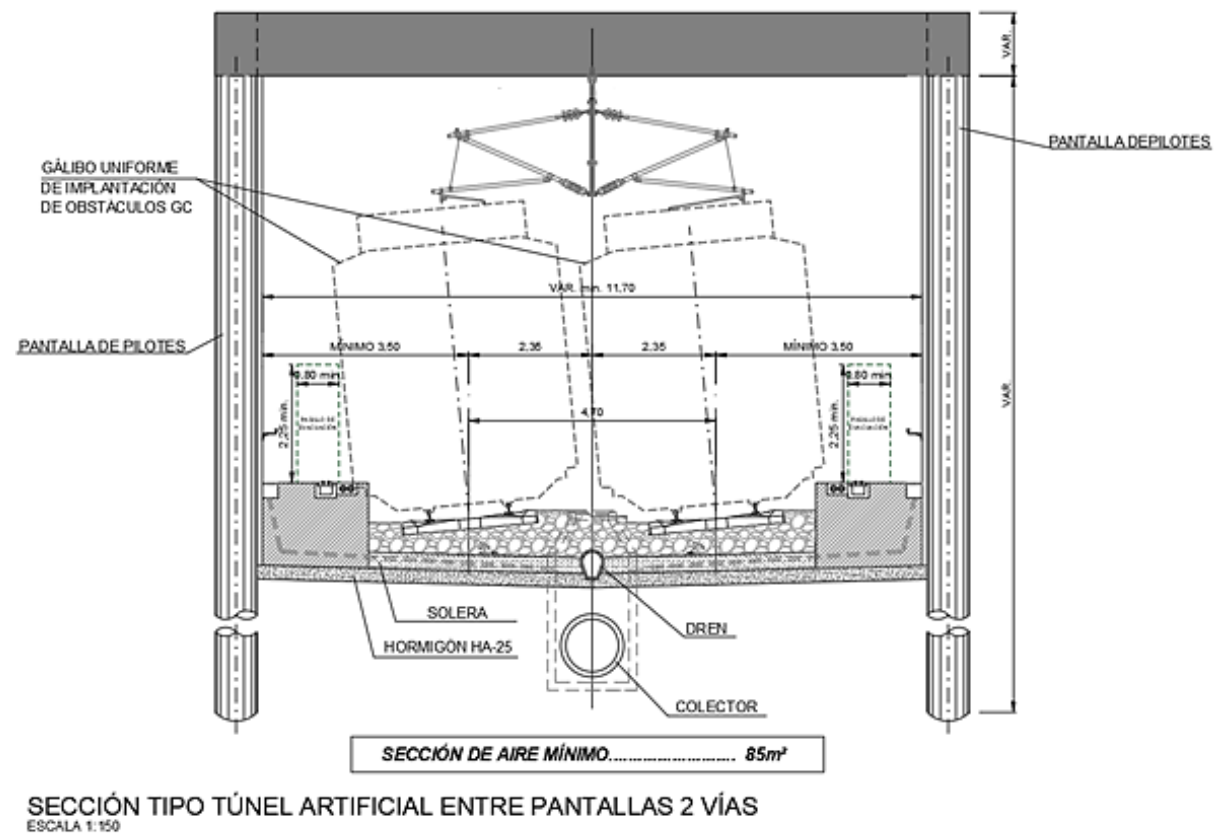


Figura 20: Sección tipo túnel entre pantallas Cizur-AP5

Considerando un cubrimiento con vigas planas, el canto de la losa será la décima parte de la luz, lo que equivale a 1,2 m.

Como el túnel se desarrolla en roca, se considera un valor de empotramiento de un tercio de la altura, es decir, unos 4 m, por lo que los pilotes serían de 14 m.

Los pilotes se espaciarian a 1 m entre ejes, con un tratamiento superficial de hormigón proyectado (15 cm) y mallazo (6x150x150 mm). No se requieren espaciales medidas de impermeabilización, dada la previsible ausencia de agua.

Para la contrabóveda se van a considerar un espesor de 0,6 m ya que no se prevé subpresión.

5.3.4.- Excavabilidad del túnel en mina

Para estudiar la excavabilidad de los túneles se han realizado ensayos para determinar el índice Schimazek y la Abrasividad Cerchar. Los ensayos realizados se han desarrollado sobre muestras en las litologías más resistentes: Margas de Pamplona y Margas de Llundain.

Los valores de propiedades geotécnicas que más influyen en la excavabilidad en túnel son los siguientes:

Unidad geotécnica		Res. Comp UCS (MPa)	Abrasiv. Cerchar CAI	Índice Schimazek F (kp/cm)	GSI
M <sub>Y</sub>	Yesos de Undiano	1,06	-	-	30
M <sub>S</sub>	Margas fajeadas	4,86	-	-	30
M <sub>P</sub>	Margas de Pamplona	15,47	0,02	0,02	40
M <sub>LL</sub>	Margas de Llundain	12,5	0,02	0,038	40

Tabla 17. Propiedades que influyen en la excavabilidad de los túneles

La excavabilidad de acuerdo al índice Schimazek se cataloga de acuerdo a la siguiente tabla:

COEFICIENTE DE ABRASIVIDAD F (kp/cm)	ROZABILIDAD	
	CALIFICACIÓN	m <sup>3</sup> /h
0,2 - 0,3	Muy buena	45 - 65
0,3 - 0,4	Buena	30 - 45
0,4 - 0,5	Moderada	20 - 30
0,5 - 0,6	Regular	15 - 20
0,6 - 0,8	Mala	10 - 15
0,8 - 1,0	Muy mala	6 - 10

Tabla 18. Categorización del índice Schimazek

Los valores obtenidos en laboratorio para Schimazek presentan un valor máximo de 0,038 que corresponde a una rozabilidad “Muy Buena”.

Los valores de abrasividad Cerchar se catalogan conjuntamente con la resistencia a compresión de acuerdo con la siguiente tabla:

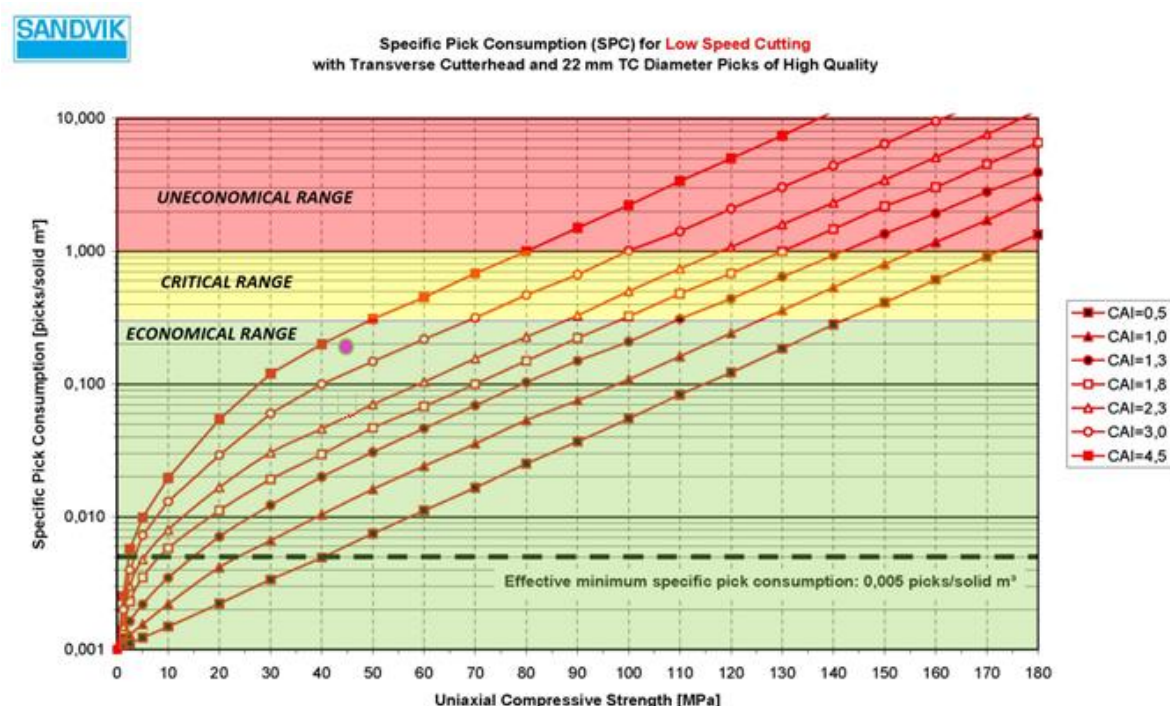


Tabla 19. Excavabilidad con rozadora en función de la abrasividad Cerchar y Resistencia a Compresión

Para los túneles se obtiene una resistencia a compresión máxima de 15 MPa y una abrasividad Cerchar de valor 0,02. Tal como se aprecia en la gráfica anterior, el terreno

presente, con sus valores máximos, estaría siempre en un rango de excavabilidad óptima para rozadora, con bajos consumos de picas.

Por tanto, puede concluirse que, la rozadora será la máquina ideal para la excavación del túnel en mina.

Dadas las grandes dimensiones del túnel, deberá ser una rozadora capaz de batir completamente la sección, lo que obligará a recurrir a las rozadoras más grandes del mercado, las cuales son siempre las más potentes, con unas potencias en cabeza de corte del orden de 300 kw.

5.3.5.- Descripción de los métodos constructivos

5.3.5.1.- Túnel en Mina de Arazuri

5.3.5.2.- Excavación

Al tratarse de un túnel en roca, como se ha mencionado, se aplicará el Método Austriaco, que es el estándar empleado en la actualidad para la ejecución de túneles mediante método convencional. Este método ha permitido ejecutar los túneles a menor coste y plazo. En esencia consiste en permitir que el terreno se autososte, ya que este presenta cierta resistencia y capacidad para hacerlo. Para ello, se aplica una capa de hormigón proyectado, así como otros elementos de sostenimiento (bulones, cerchas, etc.) que mantienen confinado el terreno, permitiendo así que el mismo se autososte. Para verificar que el túnel se está autososteniendo, se controla su deformación, mediante auscultación (medida de convergencias, etc.), de manera que cuando las deformaciones se detienen, el túnel ha alcanzado el equilibrio y se autosoporta.

En función de la calidad geotécnica del terreno presente en el frente de excavación, se colocará una cuantía mayor o menor de sostenimiento, tal como se refleja en los planos que se incluyen en el apéndice.

Dado el gran tamaño del túnel, su sección se excavará en dos mitades:

- Avance, que es la mitad superior del túnel.
- Destroza, que es la mitad inferior.



De este modo se consigue una mayor estabilidad en la excavación.

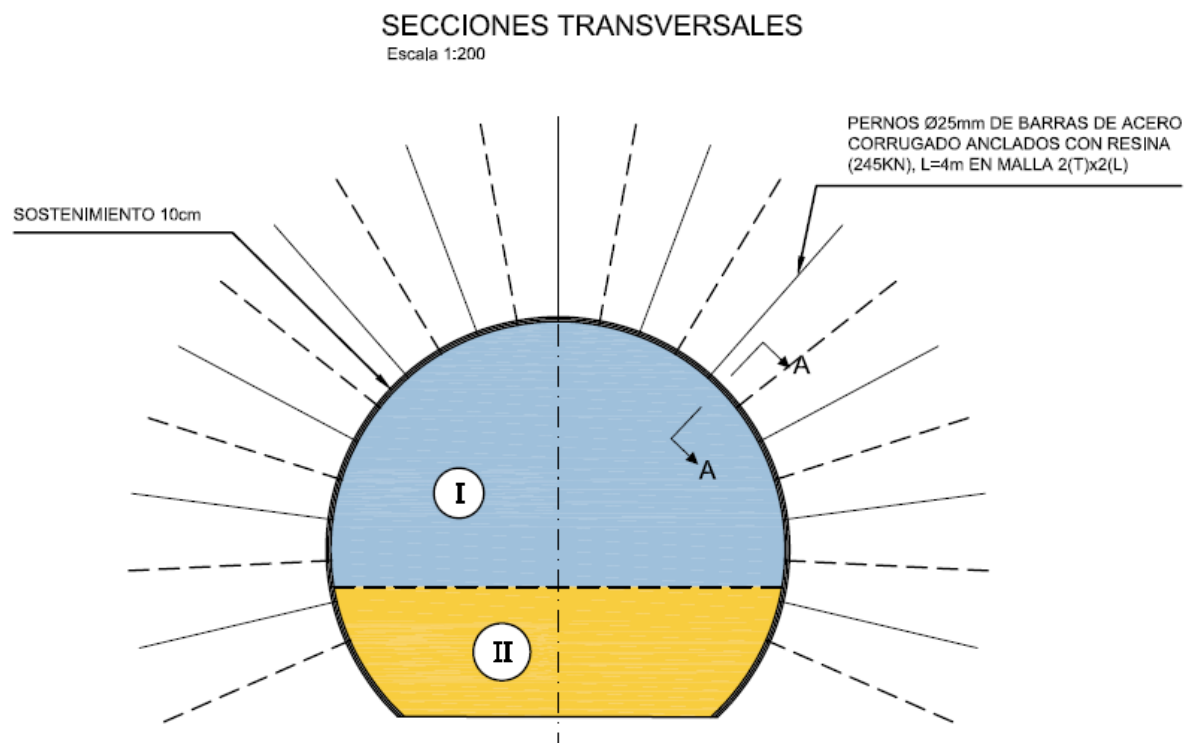


Figura 21: Excavación de la sección en dos mitades (1): AVANCE y (2): DESTROZA

#### 5.3.5.3.- Ejecución del avance

Es la mitad superior de la sección del túnel (zona de bóveda). La sección de excavación de esta fase tiene una altura desde clave de 6,5 m, suficiente para la correcta movilidad de la maquinaria habitual de construcción de túneles.

La primera operación es la construcción de la visera de protección del portal. Los primeros metros de excavación en mina, al tener habitualmente una alteración mayor del terreno, deben tener un proceso constructivo que asegure la estabilidad durante los primeros avances de la excavación. En primer lugar se construye un paraguas de protección de micropilotes y su estructura de unión. A continuación, se construye una visera metálica de protección formada por cerchas y planchas de chapa de acero troquelado.



Figura 22: Colocación de visera de protección en emboquille

El resultado es una bóveda de protección que permite empezar las labores de excavación en mina con una protección extra frente algún desprendimiento en el talud frontal. El acabado final es con una capa de hormigón proyectado que cubrirá los elementos metálicos.



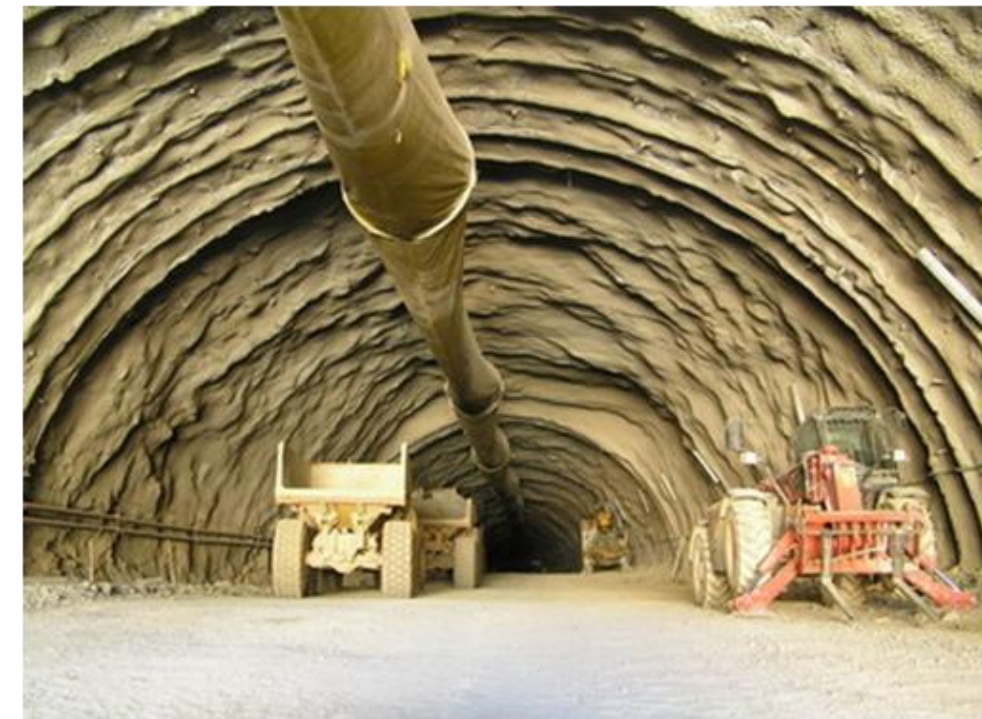


**Figura 23: terminación de la visera de protección**

Terminada la estructura de protección del portal se inicia la excavación en avance, empleando medios mecánicos. El primer paso es el replanteo del pase, cuya longitud será de 1 m.



**Figura 24: Máquina rozadora para túneles (excavación mecánica)**



**Figura 25: Fase de avance en excavación con sostenimiento colocado**



Cuando se emplea rozadora, el desescombro se realiza simultáneamente a la excavación. Pero si se emplea retroexcavadora con martillo demoledor, después de la excavación del pase se inicia la retirada del material resultante. Habitualmente se utilizan palas cargadoras de gran capacidad con chasis sobre neumáticos. Para el transporte del material hasta el lugar de acopio se emplean camiones tipo dumper de chasis articulado para mejorar la maniobrabilidad dentro del túnel.

A continuación, se inicia la colocación del sostenimiento. En una primera etapa se proyecta una capa de hormigón proyectado de 3 a 5 cm, cuya función es sellar los paramentos excavados y evitar que prosperen las fisuras producidas y mitigar pequeñas filtraciones si las hubiera. En la segunda etapa se colocan los elementos metálicos del sostenimiento, en este caso, pernos, cerchas, etc.



Figura 26: Equipo de proyección de hormigón colocando la capa de sellado



Figura 27: Plataforma de elevación hidráulica para colocación de cerchas y mallazo

Terminada la colocación de elementos metálicos que correspondan y con la cuantía que se haya establecido, se completa la proyección de hormigón cubriendo los elementos metálicos y alcanzado su espesor teórico. Finalizado el sostenimiento, comienza el proceso con el replanteo de la sección a excavar convirtiéndose en un proceso cíclico.

#### 5.3.5.4.- Ejecución de la destroza

Es la mitad inferior de la sección del túnel. Esta fase se comenzará a excavar preferiblemente cuando se haya calado el túnel en sección de avance, aunque también podría hacerse simultáneamente al avance, siempre que se respete la distancia mínima fijada en los planos.





Figura 28: Vista del frente de excavación de la destroza de un túnel

#### 5.3.5.5.- Ejecución de la Impermeabilización, revestimiento y remates

Una vez completada toda la sección del túnel, se procederá a instalar la impermeabilización, que consistirá en la aplicación de una capa de lámina de PVC y geotextil.

A continuación se ejecutarán las zapatas del revestimiento, en las que quedarán instaladas diversas conducciones y drenajes.

Tras esta operación, con ayuda de un carro-cimbra de encofrado, se ejecutará un revestimiento de hormigón en masa.

Por último, se ejecutarán las aceras, y los diversos remates necesarios para completar la sección del túnel.

Estas labores de ejecución se ilustran en la fotografía adjunta.



Figura 29: Instalación de impermeabilización y revestimiento

#### 5.3.6.- Falso Túnel entre pantallas

Dado que, en general, el terreno es relativamente resistente y no se espera la presencia de niveles freáticos, lo más adecuado es emplear pantallas de pilotes.

El proceso de ejecución de esta tipología de túneles se esboza en el siguiente gráfico:



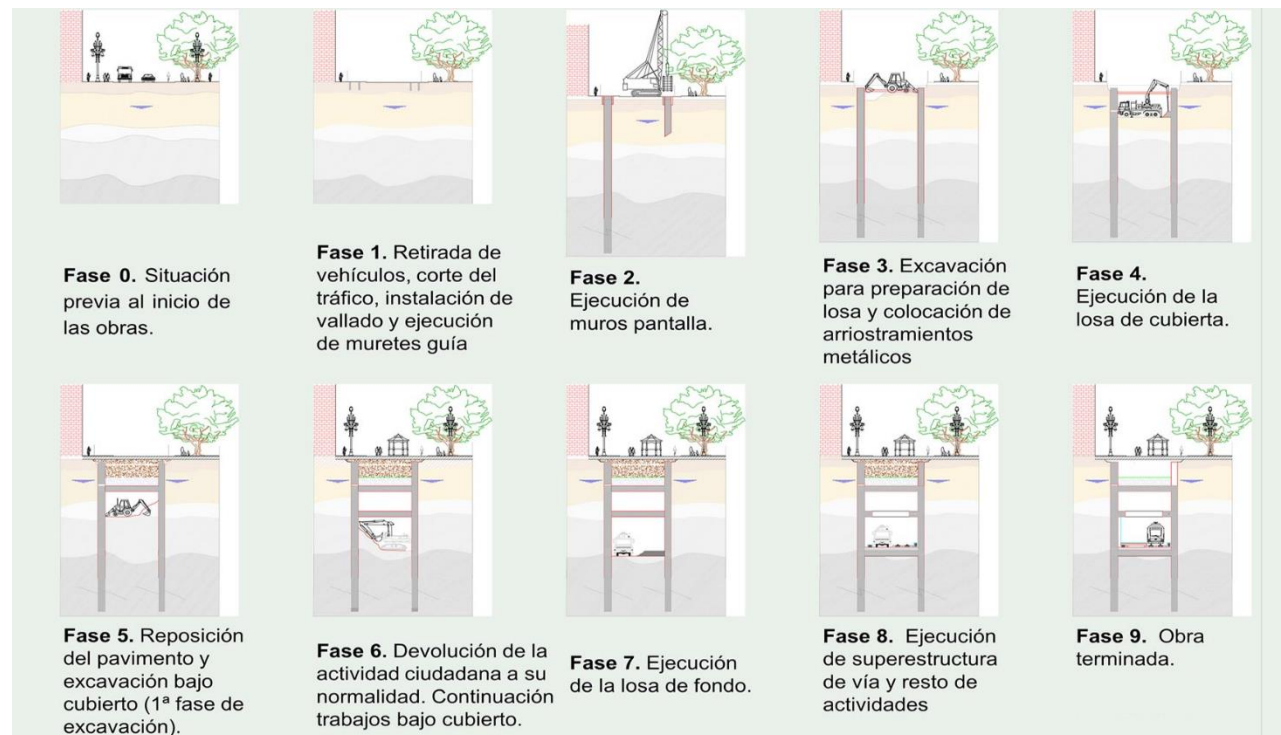


Figura 30: Procedimiento de ejecución de túnel entre pantallas



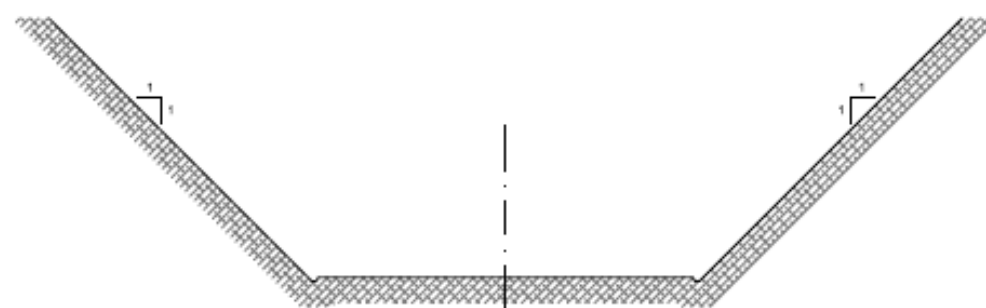
Figura 31: Trabajos bajo losa en un túnel entre pantallas

### 5.3.7.- Falso Túnel Abovedado

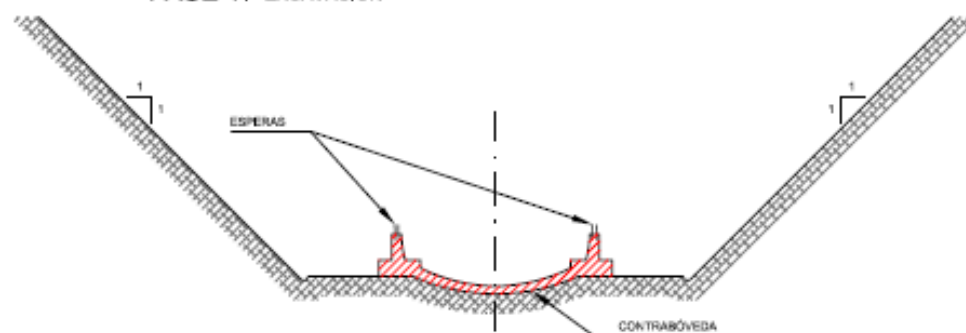
La ejecución de este método se realiza de acuerdo a las siguientes etapas:

- En primer lugar se ejecuta la excavación a cielo abierto de la trinchera hasta la cara inferior de las zapatas de las estructuras. La excavación se realizará con uos taludes 1H:1V.
- A continuación comienza a excavar la zanja donde se aloja la contrabóveda.
- Se monta la armadura y se hormigona, dejando un arranque de bóveda de aproximadamente 1-0,5 m. De este arranque sobresaldrán las esperas de la armadura.
- Se coloca el carro de encofrado y sobre él se monta y apoya la armadura de la bóveda. Se ejecuta su hormigonado.
- Impermeabilización del trasdós que quedará en contacto con el terreno.
- Finalmente se soterrará, hasta de recuperar la pendiente natural del terreno preexistente. Finalmente la zona quedará revegetada.

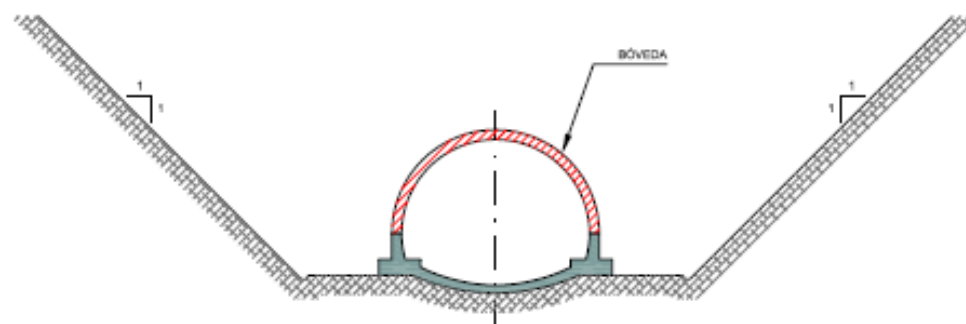
A continuación se detalla, en forma gráfica, el proceso de ejecución a emplear en la construcción de estos fálso túneles:



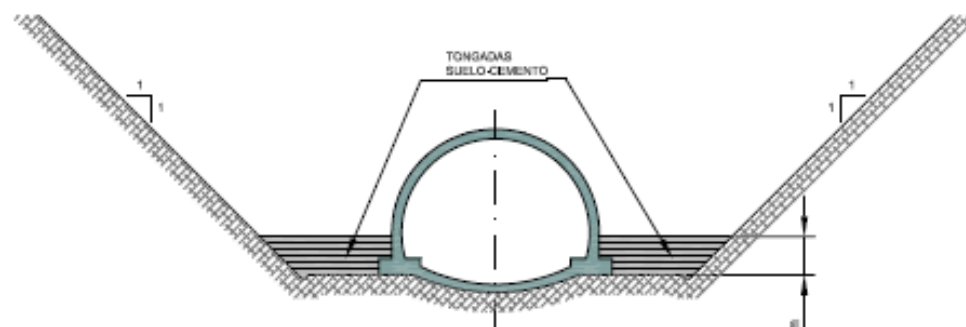
FASE 1: EXCAVACIÓN



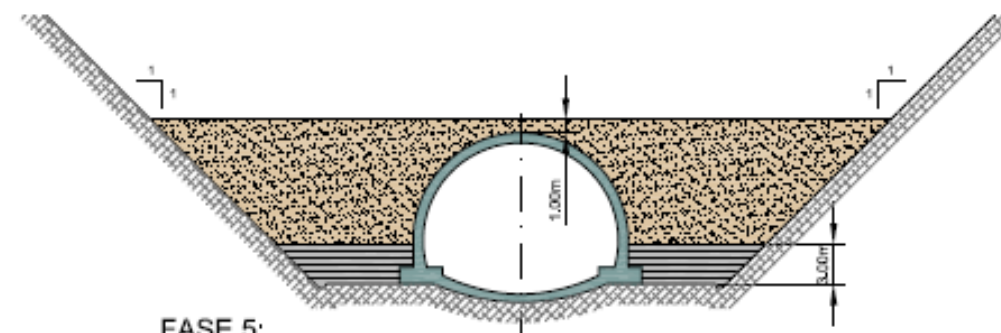
FASE 2: PREPARACIÓN DE SUPERFICIE Y HORMIGONADO DE LA CONTRABÓVEDA DE CIMENTACIÓN Y MURETES DE ARRANQUE



FASE 3: HORMIGONADO DE BÓVEDA

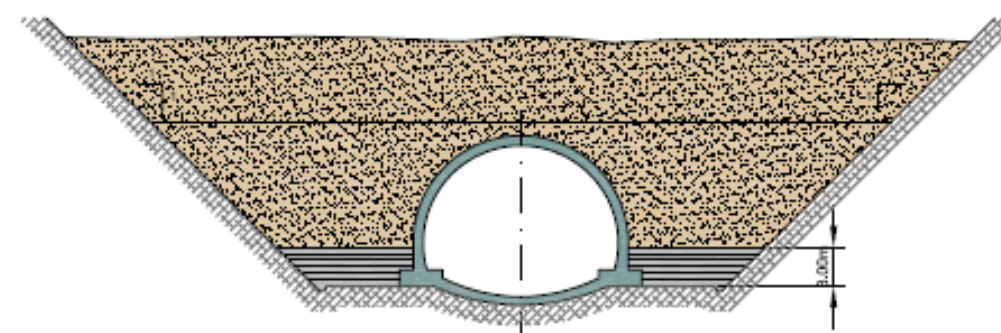


FASE 4: RELLENO DE SUELO-CEMENTO HASTA 3m DE ALTURA MEDIANTE TONGADA DE ESPESOR MÁXIMO 50cm, NUNCA SE ESTABLECERÁ EN UN MISMO HASTIAL DEL TÚNEL UN DESEQUILIBRIO DE CARGAS SUPERIOR A 50cm, HASTA ALCANZAR LOS 4m ENTRE EL HASTIAL Y EL TALUD, SE COMPACTARÁ CON EQUIPOS ESPECIALES



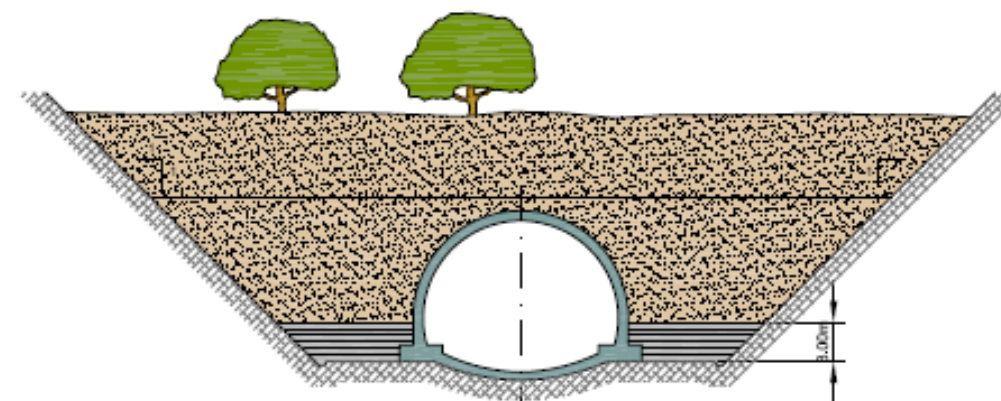
FASE 5:

RELLENO CON MATERIAL APTO COMPACTADO AL 90% PRÓCTOR MODIFICADO. TONGADA DE ESPESOR MÁXIMO 50cm. NUNCA SE ESTABLECERÁ EN UN MISMO HASTIAL DEL TÚNEL UN DESEQUILIBRIO DE CARGAS SUPERIOR A 50cm.



FASE 6:

RELLENO HASTA RESTAURAR EL TERRENO NATURAL CON MATERIAL IMPERMEABLE NO APTO PROCEDENTE DE EXCAVACIONES, CON UN GRADO DE COMPACTACIÓN DEL 80% DEL PRÓCTOR MODIFICADO. TONGADA DE ESPESOR MÁXIMO 50cm. NUNCA SE ESTABLECERÁ EN UN MISMO HASTIAL DEL TÚNEL UN DESEQUILIBRIO DE CARGAS SUPERIOR A 50cm.



FASE 7: REGENERACIÓN MEDIOAMBIENTAL DE LA SUPERFICIE.



5.3.8.- Cálculo estructural del túnel en mina

Para comprobar la validez geotécnica de las secciones tipo de sostenimiento definidas, se han realizado cálculos tensodeformacionales por elementos finitos, empleando el software RS-2, de la casa canadiense Rocscience. Los cálculos se han realizado para cada una de las secciones de sostenimiento definidas para el Túnel de Arazuri (ST-I, ST-II, ST-III, ST-IV y ST-V).

De acuerdo a la normativa en vigor para sostenimientos de obras subterráneas en mina (ITC 04.6.05), se asume para los sostenimientos un factor de seguridad mínimo necesario de valor 1,5. En túneles en mina no se aplican criterios de minoración de propiedades y mayoración de cargas, pues en ellos no se aplican Códigos Estructurales.

Los materiales que se emplean presentan las siguientes propiedades:

- Hormigón proyectado:  $f_{ck} = 30$  MPa.
- Bulones: capacidad límite 240 kN
- Cerchas: acero S355JR

Los cálculos se realizan para el valor del RMR más bajo de cada intervalo de definición del sostenimiento. De acuerdo a este criterio, los valores de cálculo son los siguientes:

SOSTENIMIENTO	RMR DE CÁLCULO
ST-I	80
ST-II	60
ST-III	40
ST-IV	20
ST-V	15

Tabla 20. Valor del RMR de cálculo para cada sostenimiento

Los resultados del cálculo se han expresado como diagrama de iteración, incluyéndose a continuación los resultados. En todos los casos puede comprobarse que los puntos

representativos del cálculo quedan en el interior de la envolvente del factor de seguridad considerado, lo que demuestra que todos los sostenimientos definidos son estables.

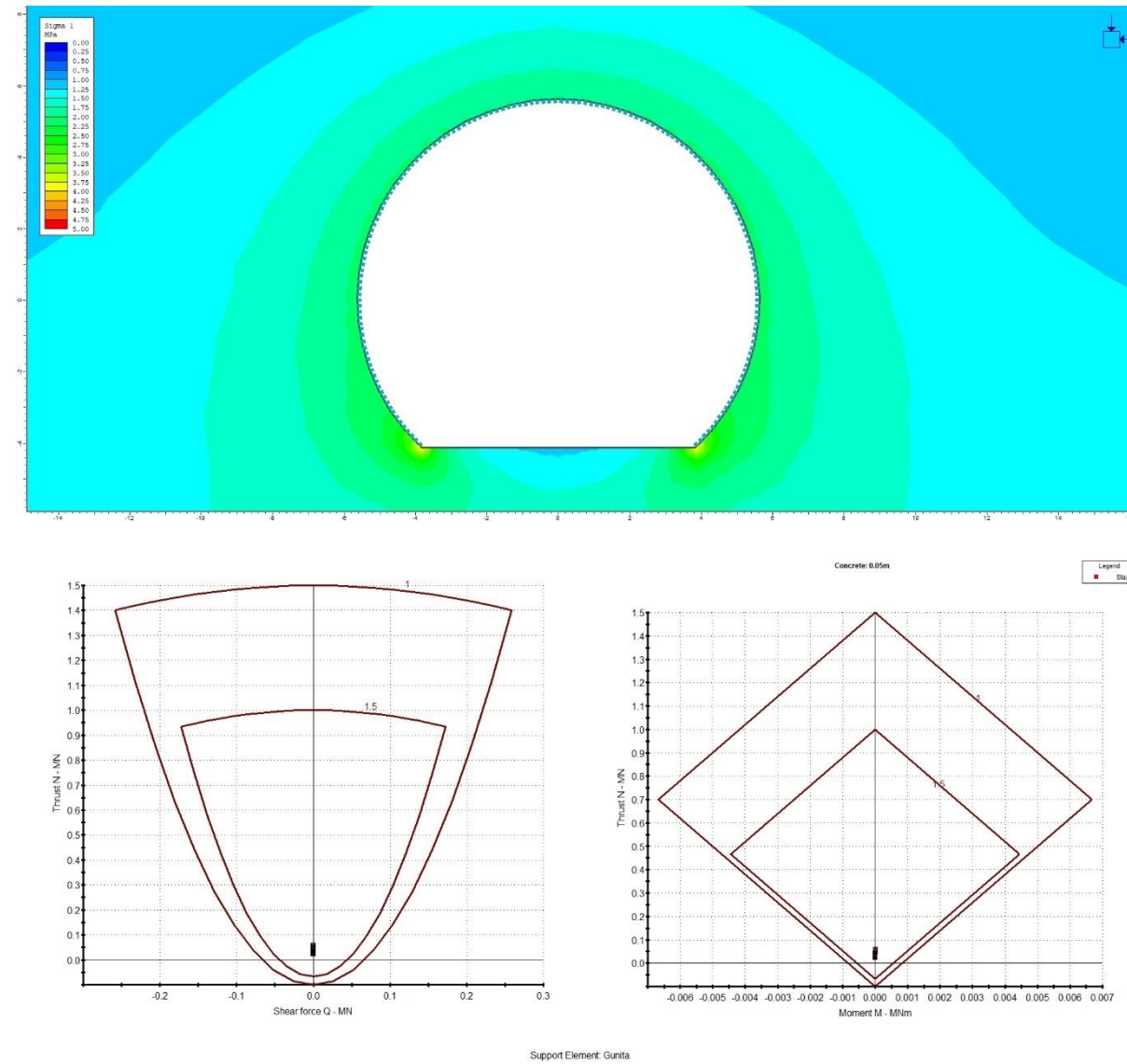


Figura 32: Tensiones y diagrama de iteración del sostenimiento ST-I

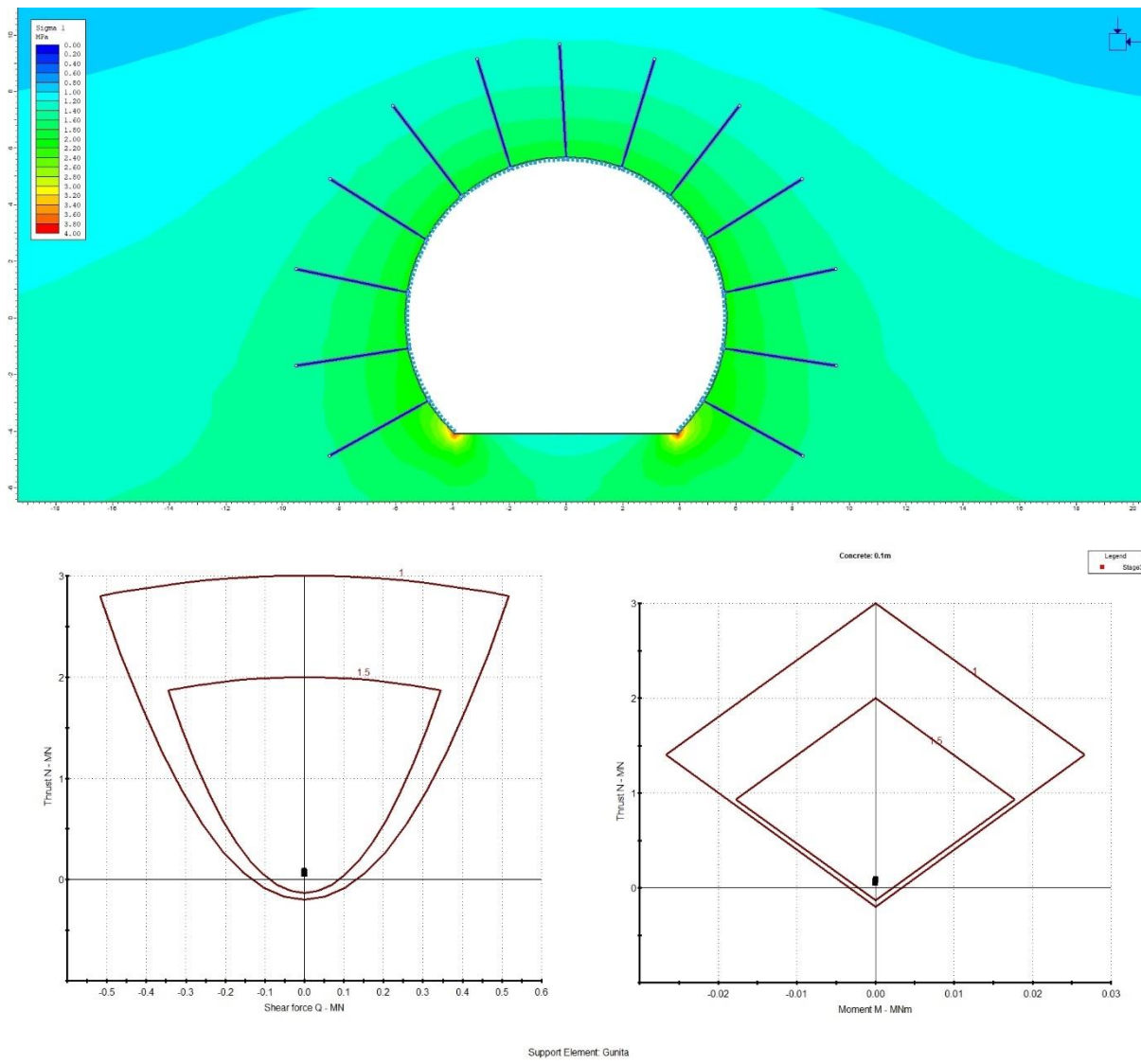


Figura 33: Tensiones y diagrama de iteración del sostenimiento ST-II

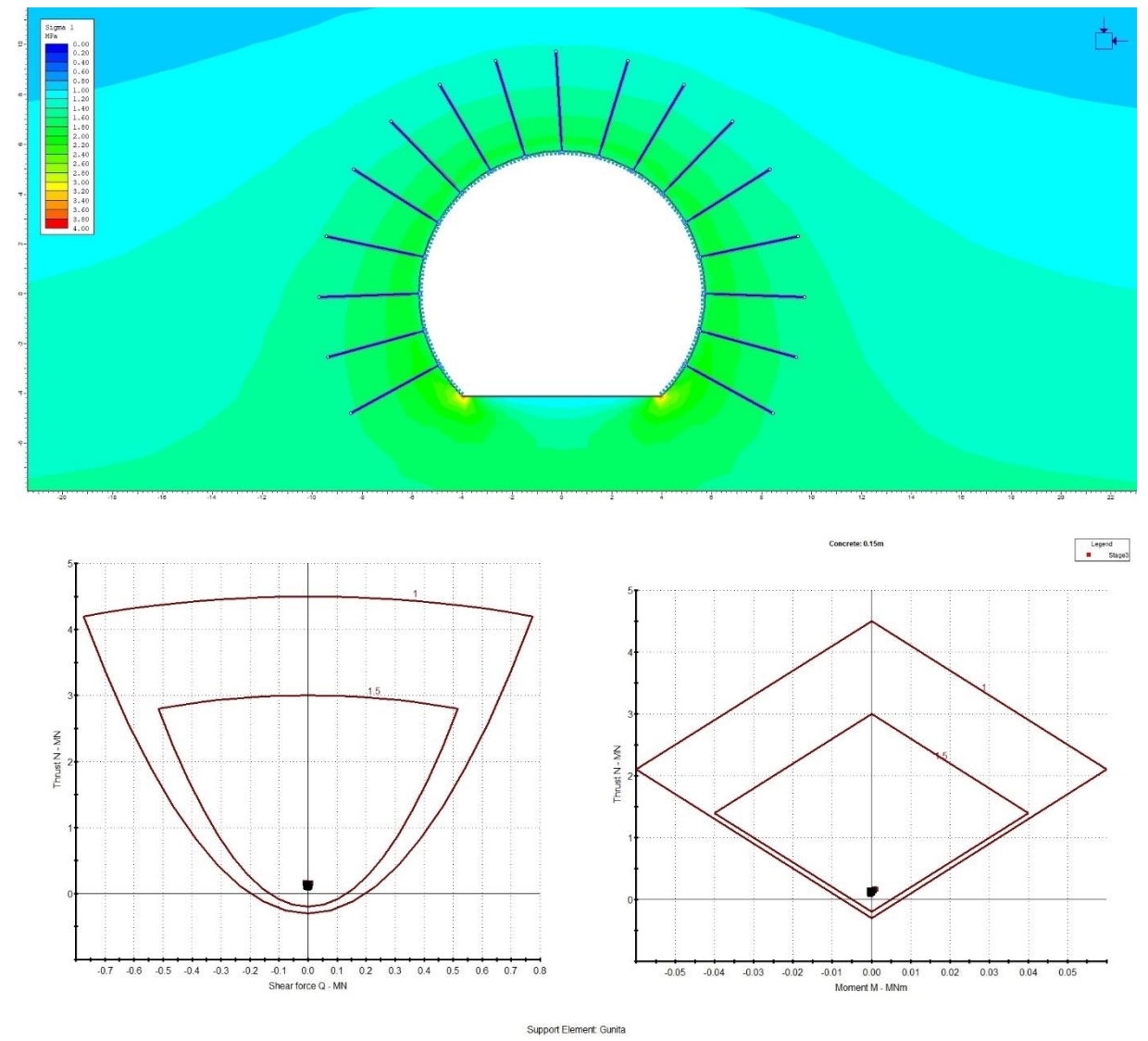


Figura 34: Tensiones y diagrama de iteración del sostenimiento ST-III



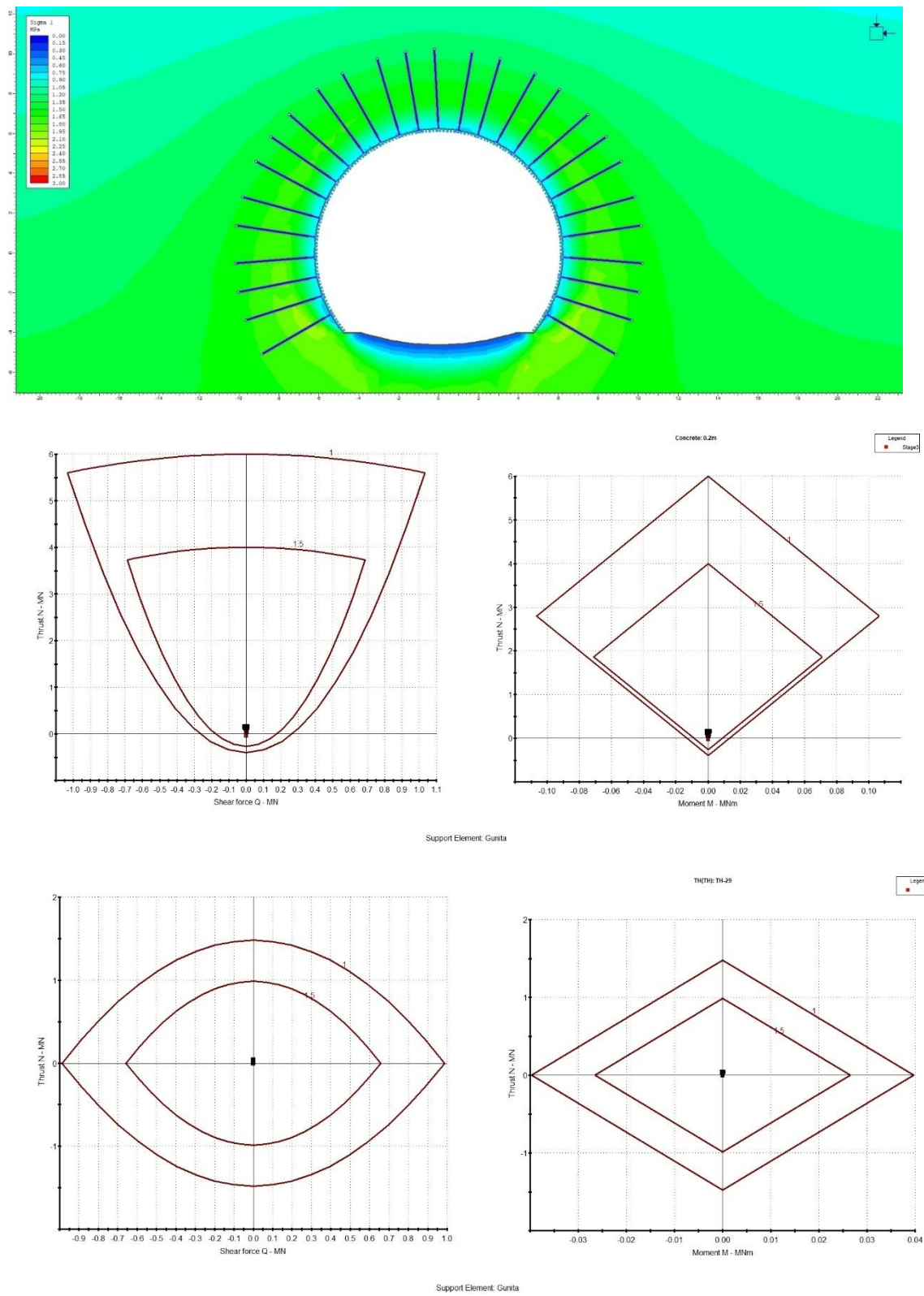


Figura 35: Tensiones y diagrama de iteración del sostenimiento ST-IV

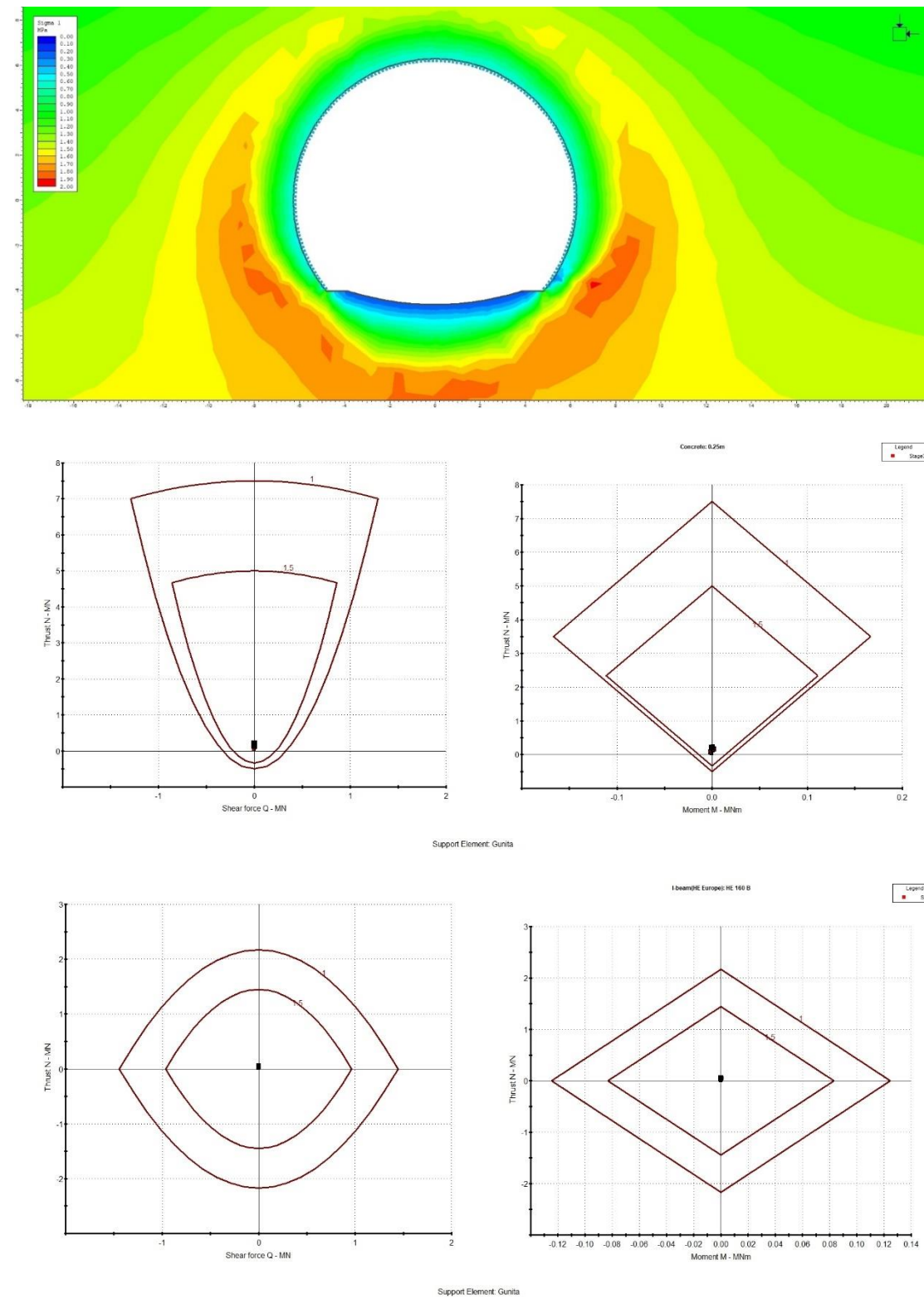


Figura 36: Tensiones y diagrama de iteración del sostenimiento ST-V

## **APÉNDICE 1.- CÁLCULO DE SECCIONES AERODINÁMICAS DE TÚNELES**

**INDICE**

1. CÁLCULOS DEL CRITERIO DE SALUD.....	4
2. CÁLCULOS DEL CRITERIO DE CONFORT .....	10

1. CÁLCULOS DEL CRITERIO DE SALUD

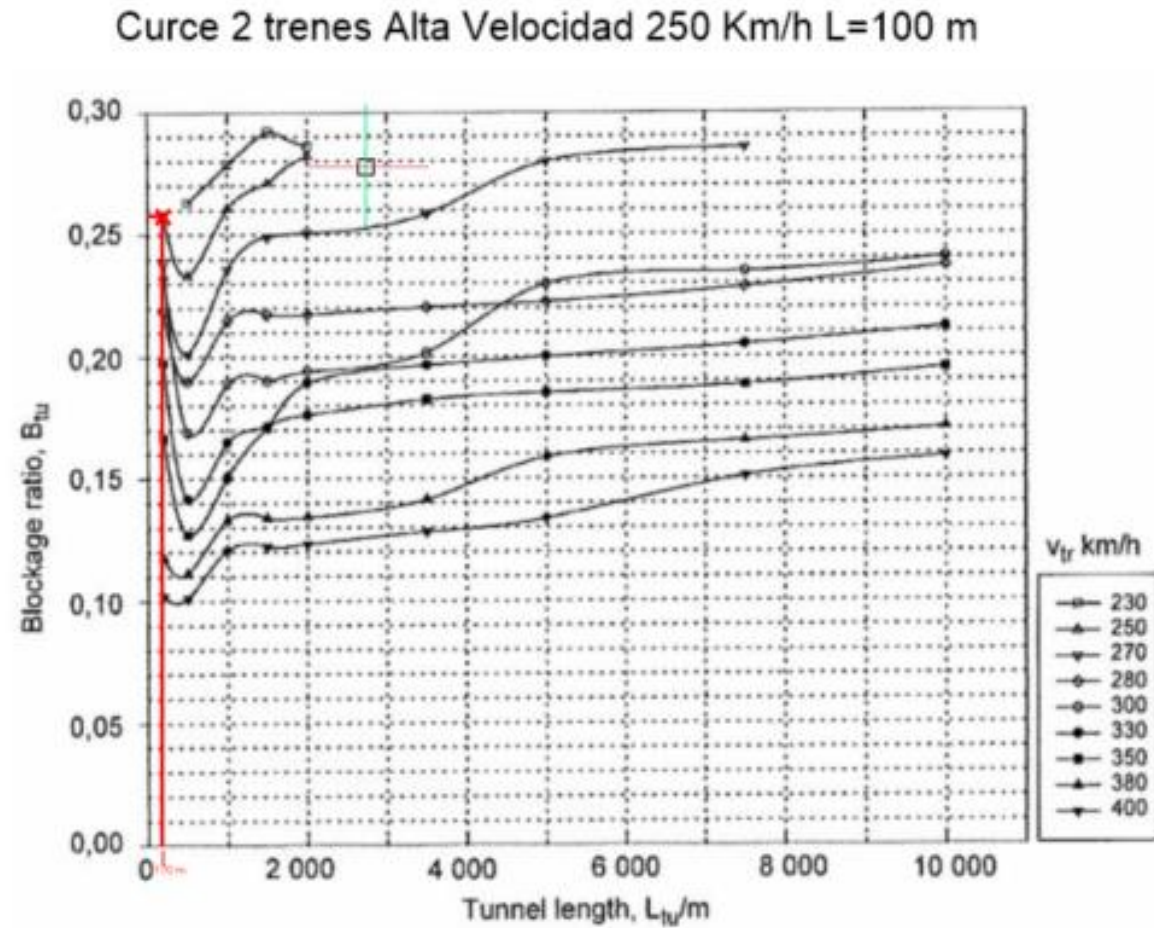


Fig. 5 - Checks on medical health limits, two train operation, train length = 100 m

**BERIÁIN 1**  
 $L_{tun} = 170$  m.  
 $L_{train} = 100$  m.

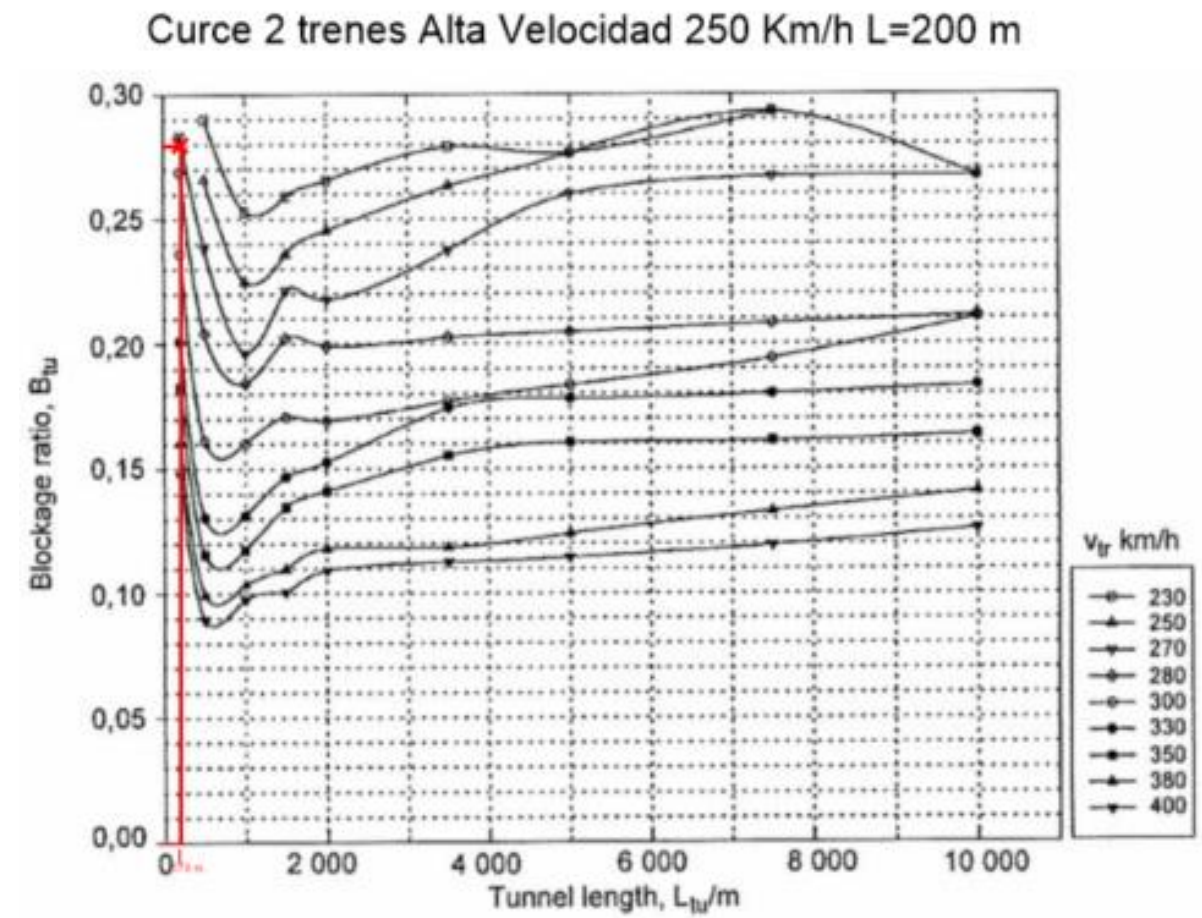


Fig. 6 - Checks on medical health limits, two train operation, train length = 200 m

**BERIÁIN 1**  
 $L_{tun} = 170$  m.  
 $L_{train} = 200$  m.



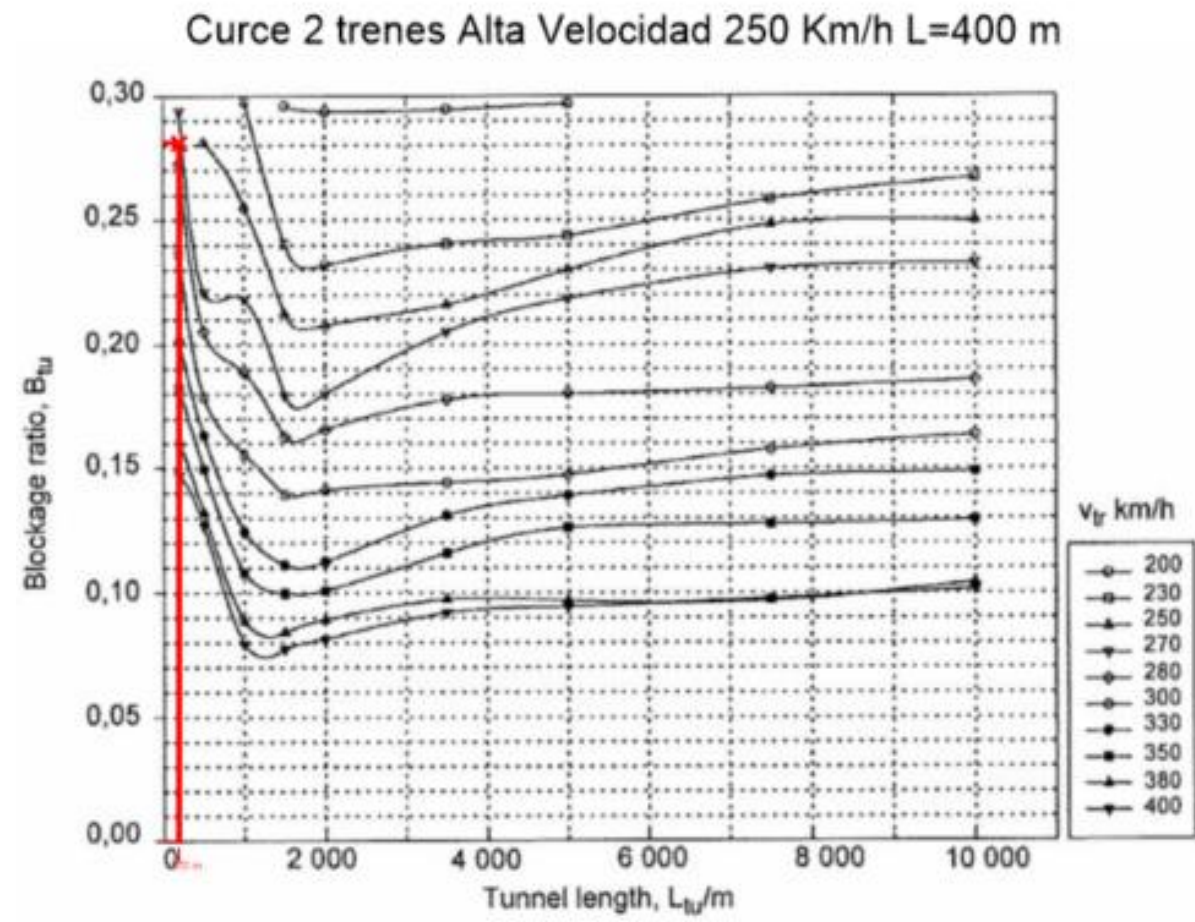


Fig. 8 - Checks on medical health limits, two train operation, train length = 400 m

**BERIÁIN 1**  
 $L_{tun} = 170$  m.  
 $L_{train} = 400$  m.

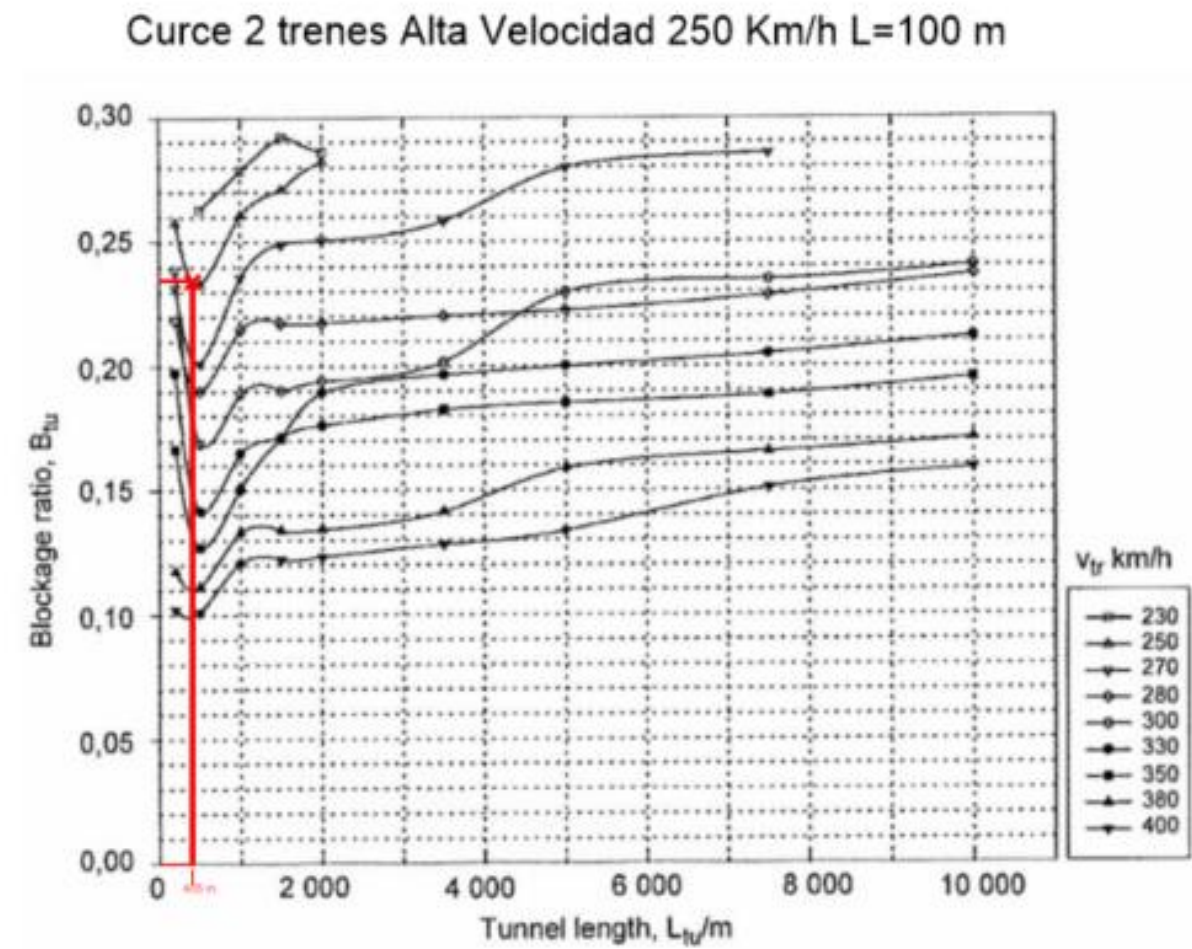


Fig. 5 - Checks on medical health limits, two train operation, train length = 100 m

**BERIÁIN 2**  
 $L_{tun} = 405$  m.  
 $L_{train} = 100$  m.

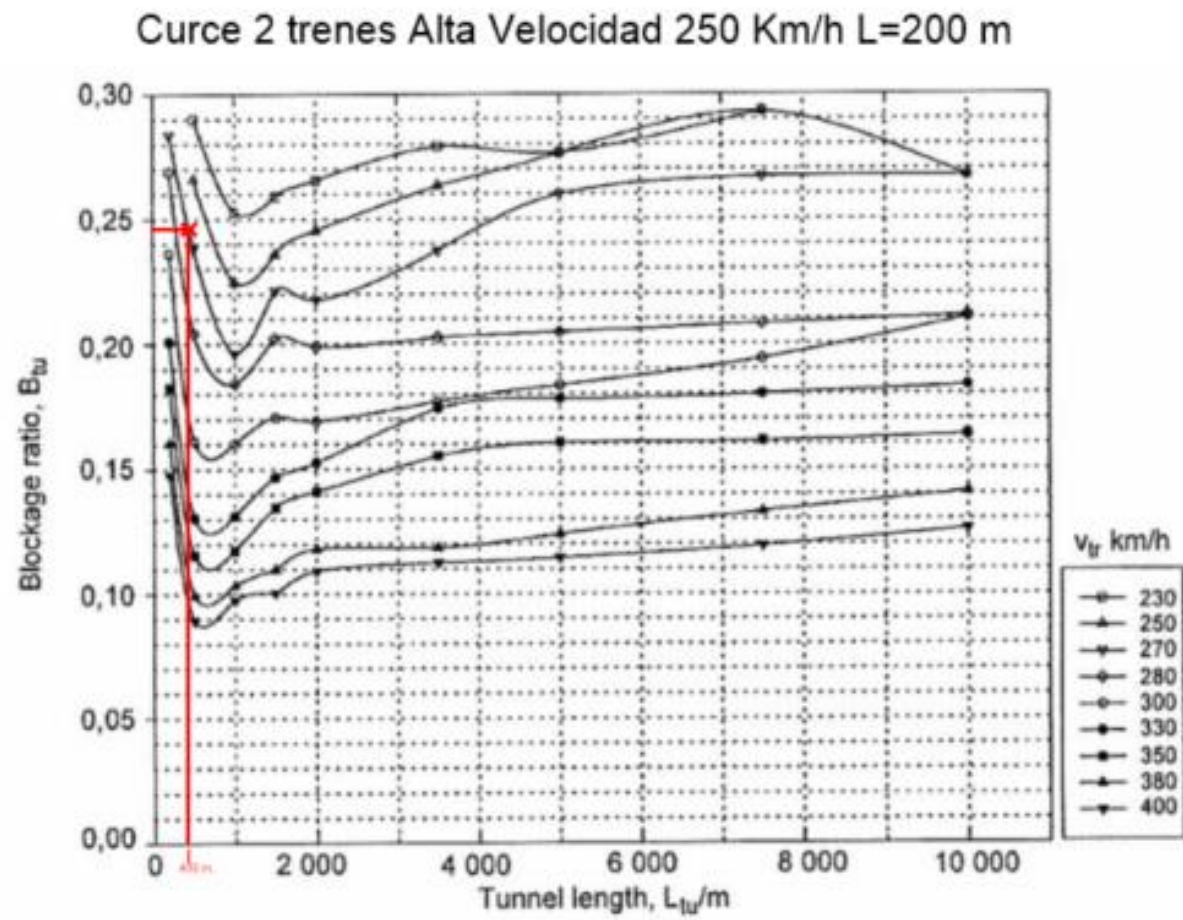


Fig. 6 - Checks on medical health limits, two train operation, train length = 200 m

BERIÁIN 1  
 $L_{tun} = 405$  m.  
 $L_{train} = 200$  m.

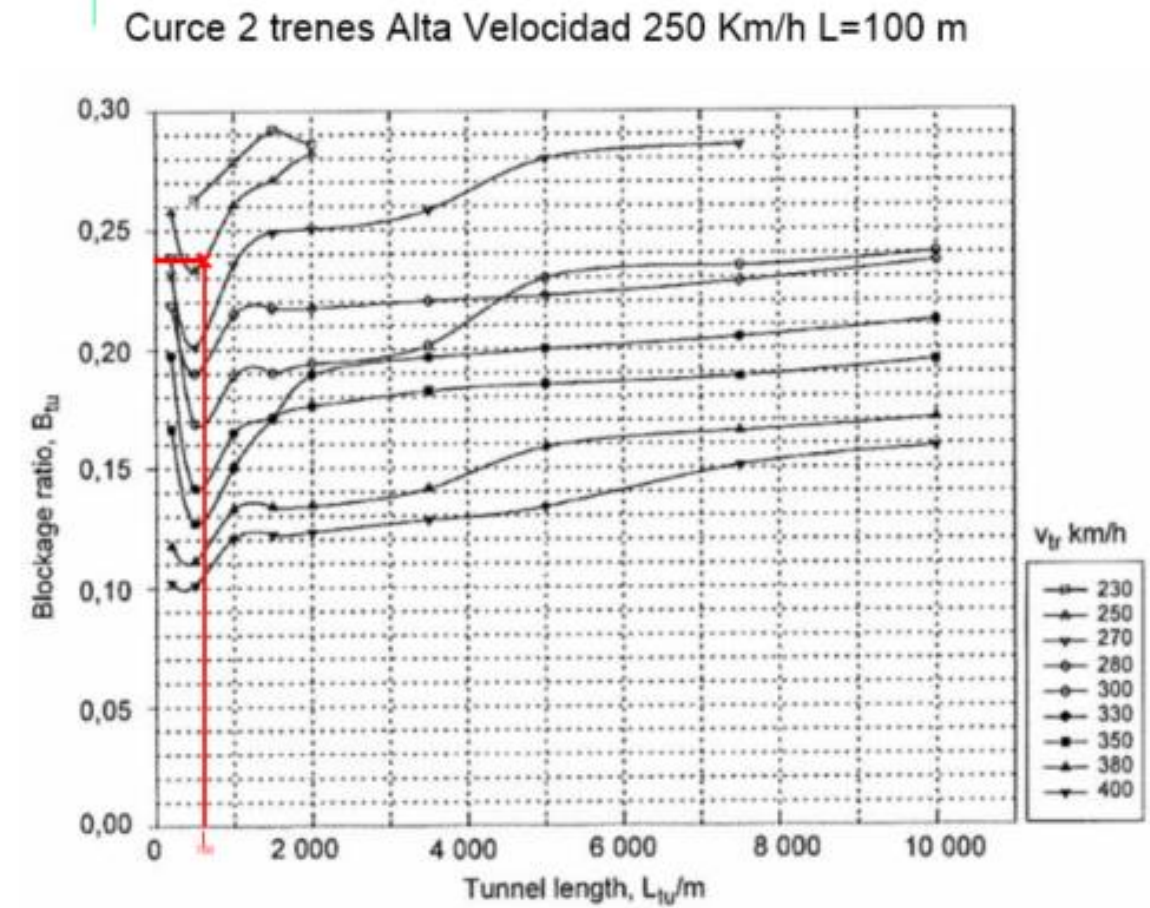


Fig. 5 - Checks on medical health limits, two train operation, train length = 100 m

ESQUÍROZ  
 $L_{tun} = 780$  m.  
 $L_{train} = 100$  m.



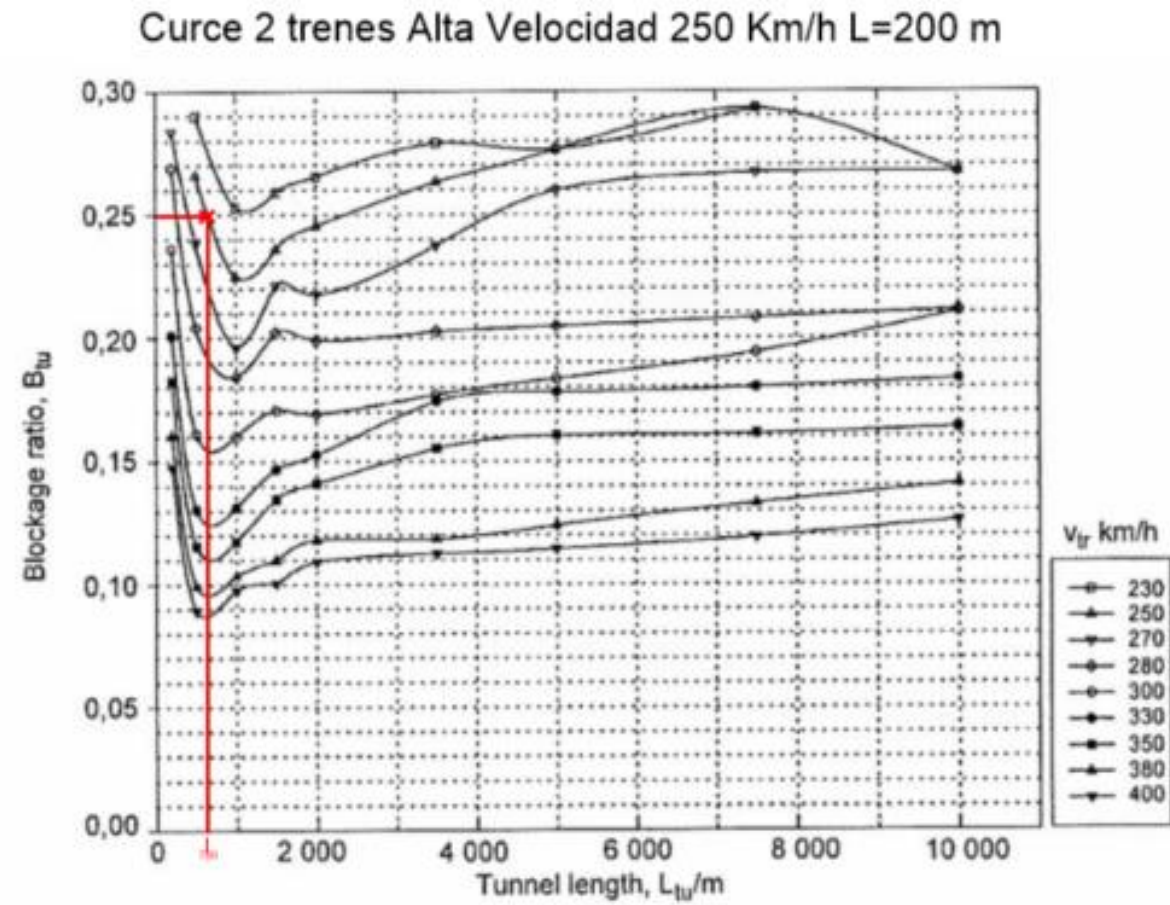


Fig. 6 - Checks on medical health limits, two train operation, train length = 200 m

ESQUÍROZ  
 Ltun = 780 m.  
 Ltrain = 200 m.

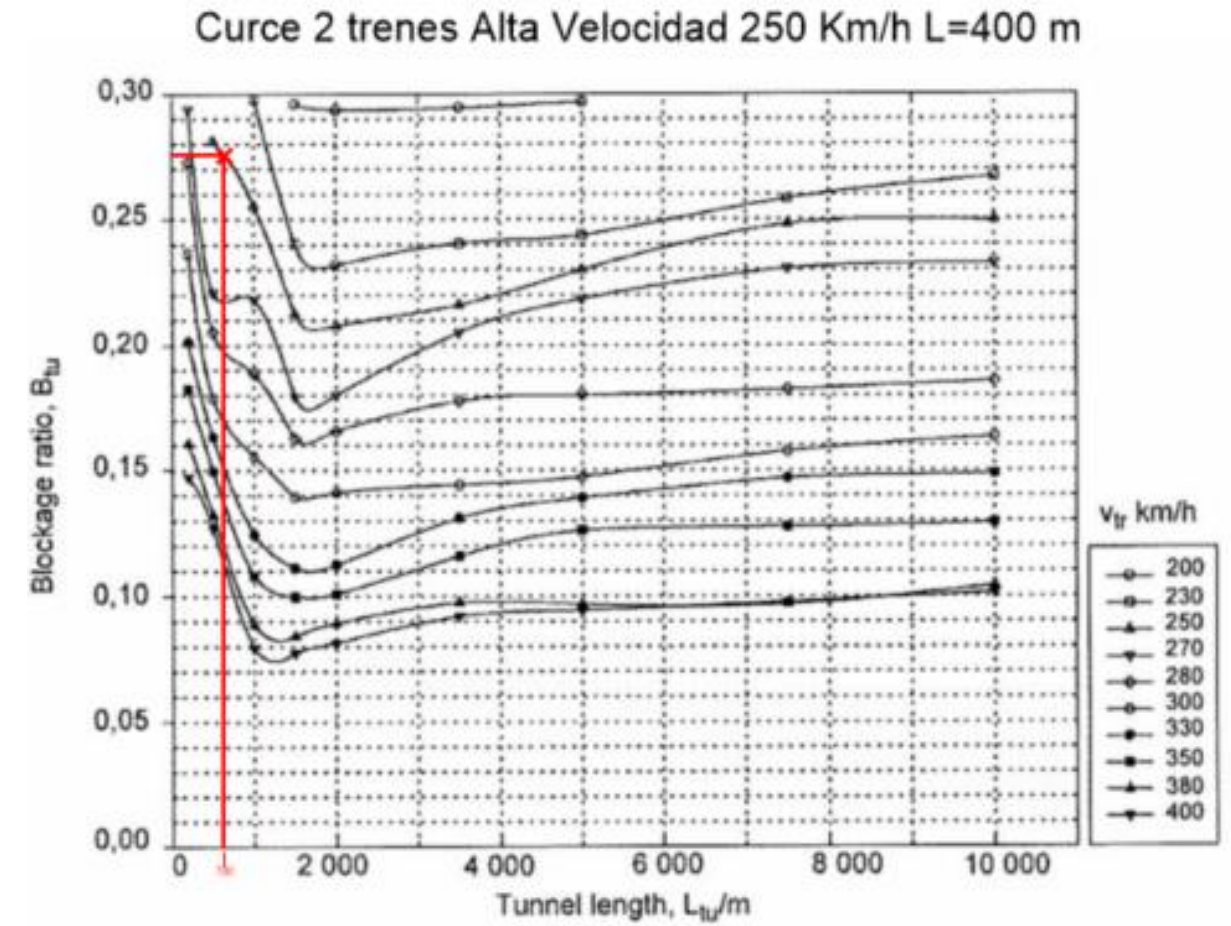


Fig. 8 - Checks on medical health limits, two train operation, train length = 400 m

ESQUÍROZ  
 Ltun = 780 m.  
 Ltrain = 400 m.

Curse 2 trenes Alta Velocidad 250 Km/h L=100 m

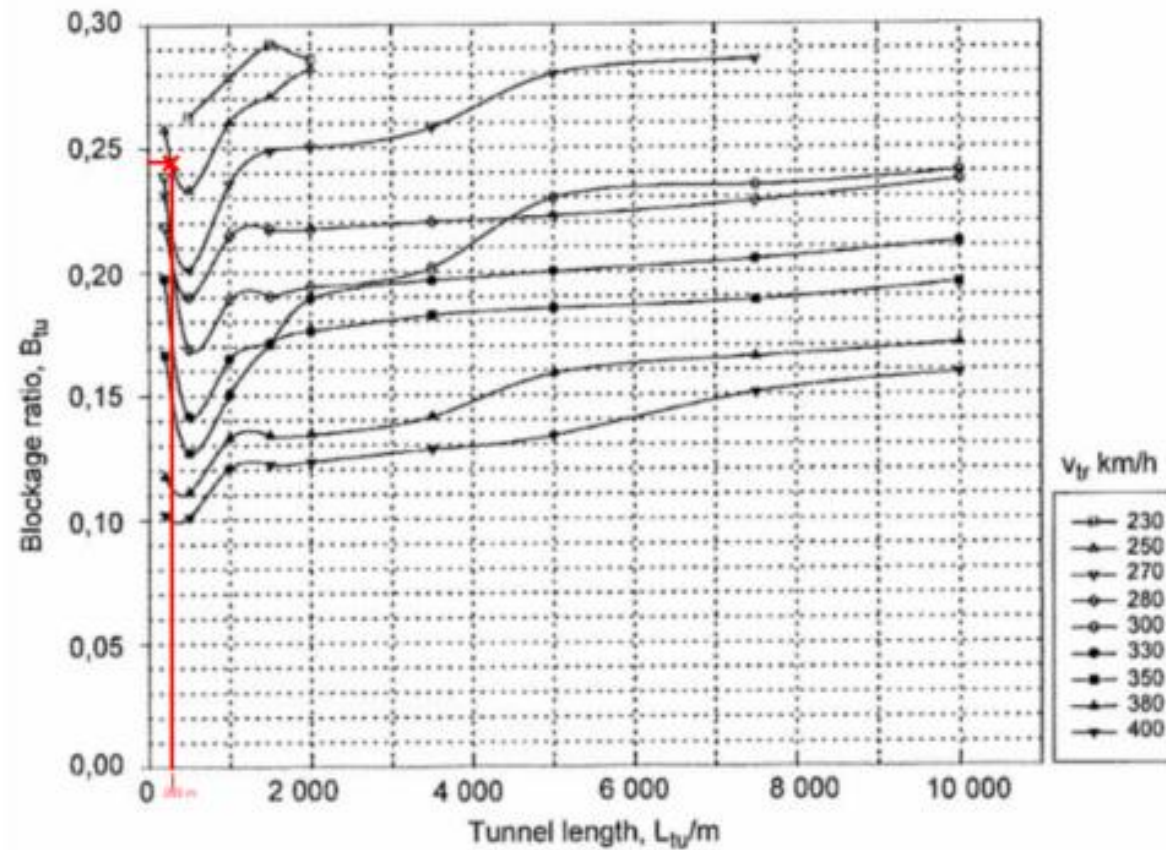


Fig. 5 - Checks on medical health limits, two train operation, train length = 100 m

ARAZURI  
 Ltun = 265 m.  
 Ltrain = 100 m.

Curse 2 trenes Alta Velocidad 250 Km/h L=200 m

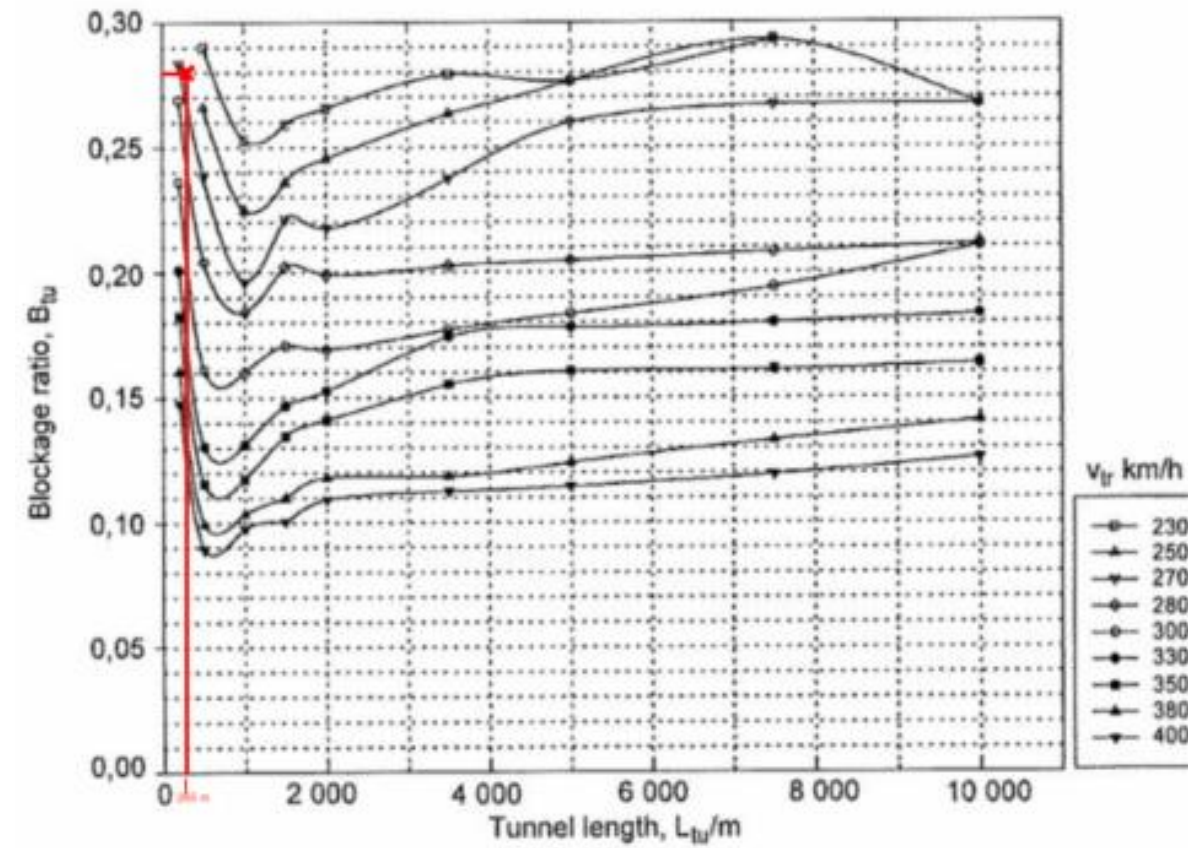


Fig. 6 - Checks on medical health limits, two train operation, train length = 200 m

ARAZURI  
 Ltun = 265 m.  
 Ltrain = 200 m.



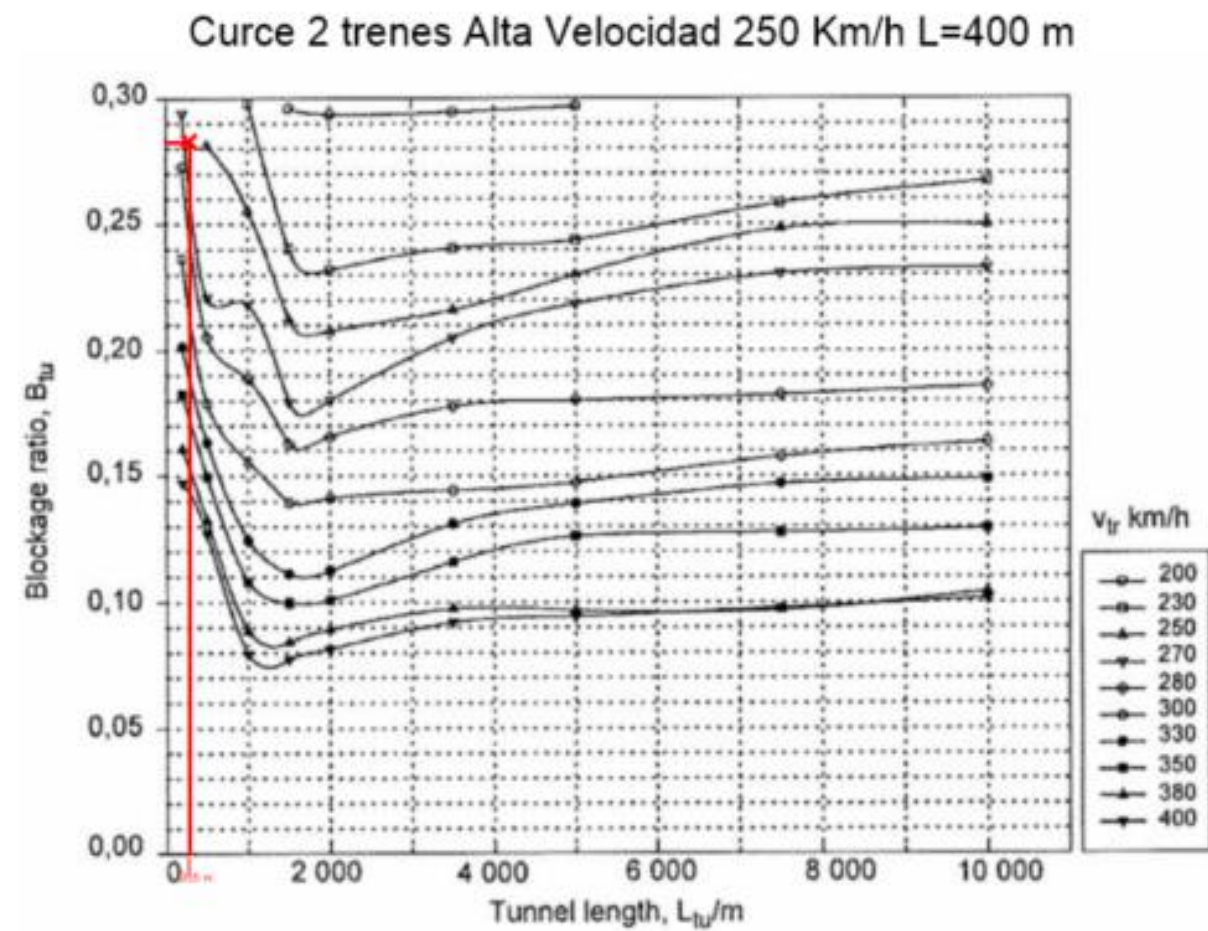


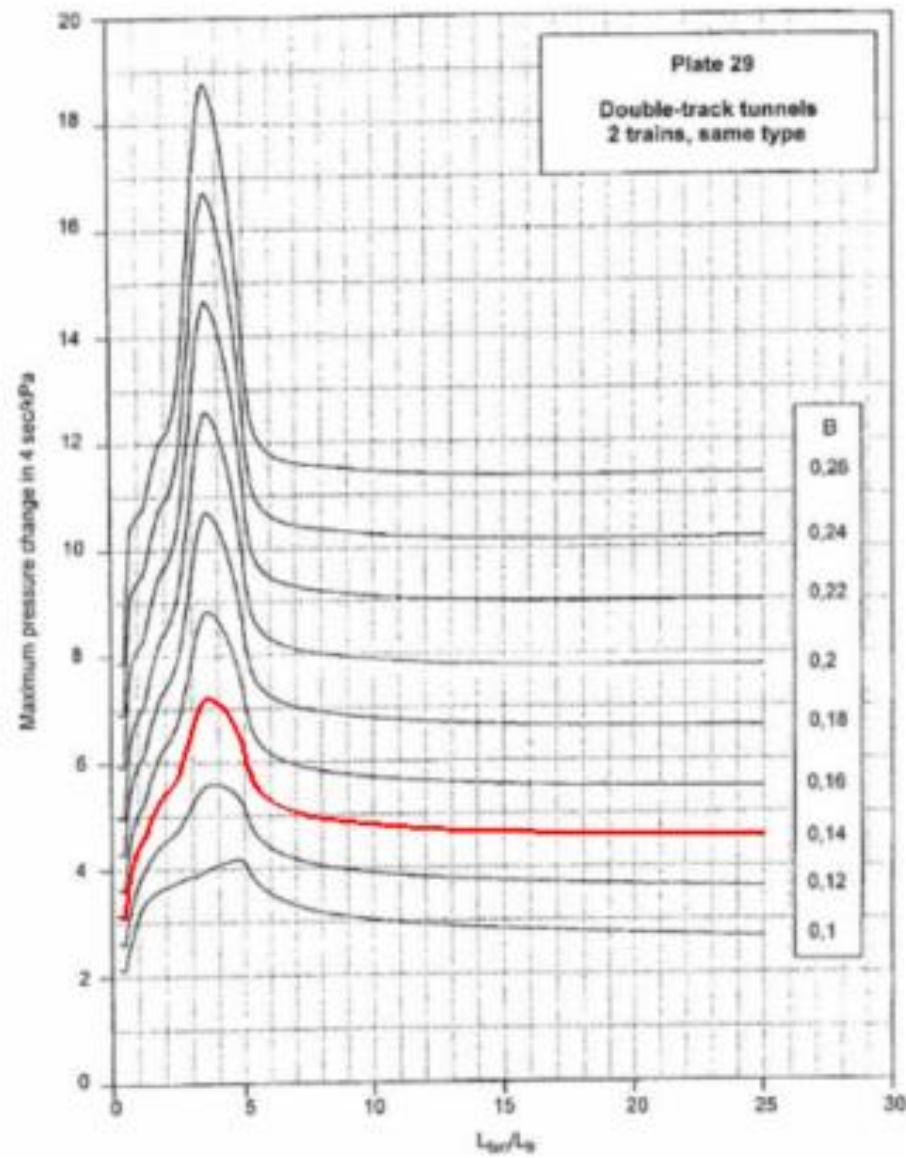
Fig. 8 - Checks on medical health limits, two train operation, train length = 400 m

ARAZURI  
 $L_{tun} = 265$  m.  
 $L_{train} = 400$  m.

2. CÁLCULOS DEL CRITERIO DE CONFORT

Curce 2 trenes Alta Velocidad 250 Km/h

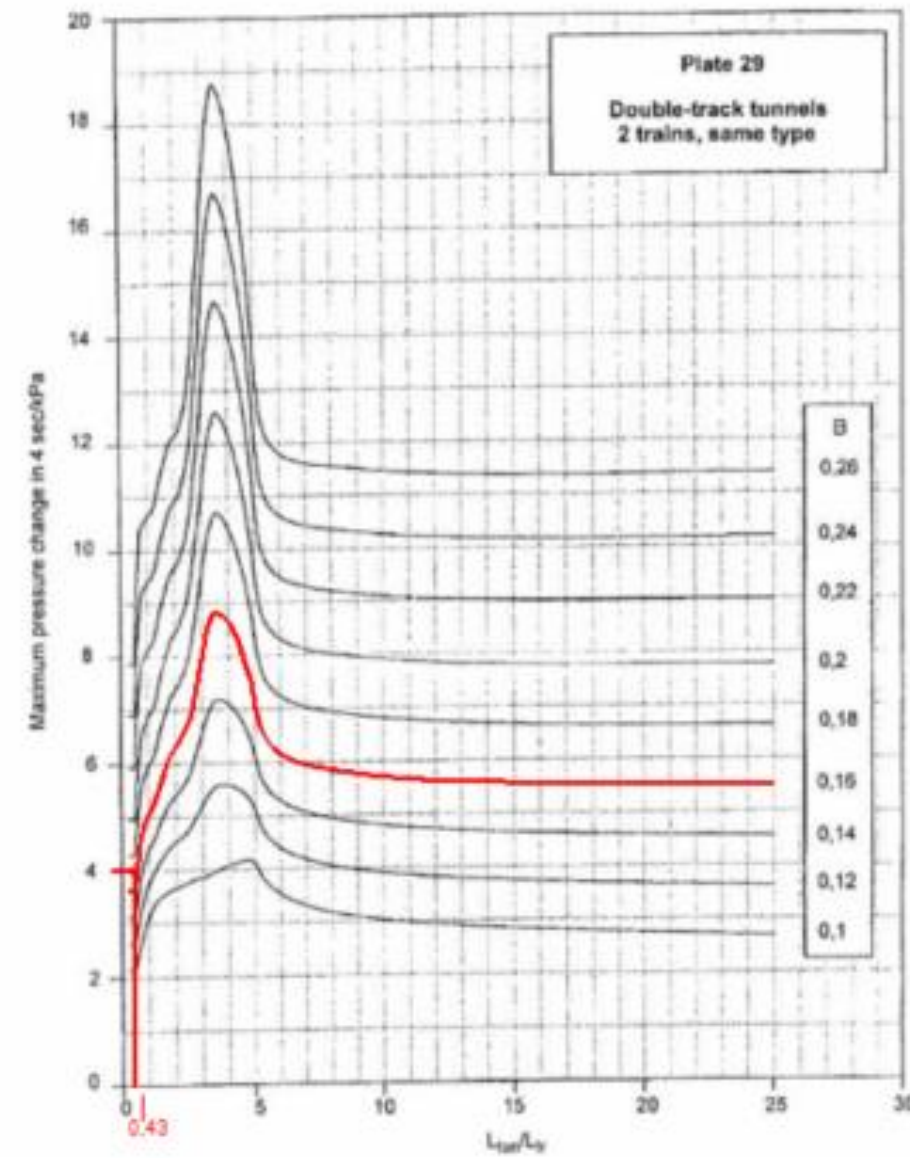
G.4.5 - Streamlined high-speed train, speed 250 km/h



**BERIÁIN 1**  
 $L_{tun} = 170 \text{ m.}$   
 $L_{train} = 200 \text{ m.}$

Curce 2 trenes Alta Velocidad 250 Km/h

G.4.5 - Streamlined high-speed train, speed 250 km/h

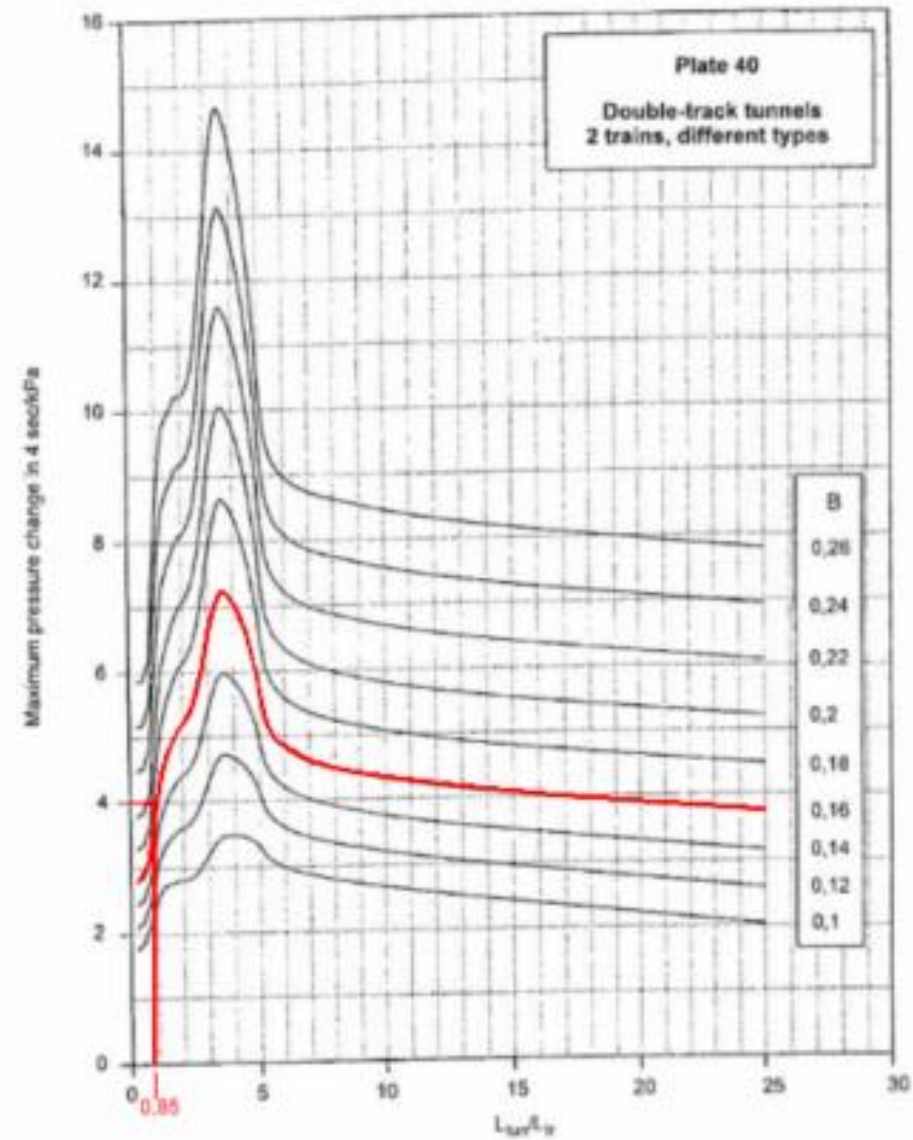


**BERIÁIN 1**  
 $L_{tun} = 170 \text{ m.}$   
 $L_{train} = 400 \text{ m.}$



Alta Velocidad 250 Km/h + Convencional 220 Km/h

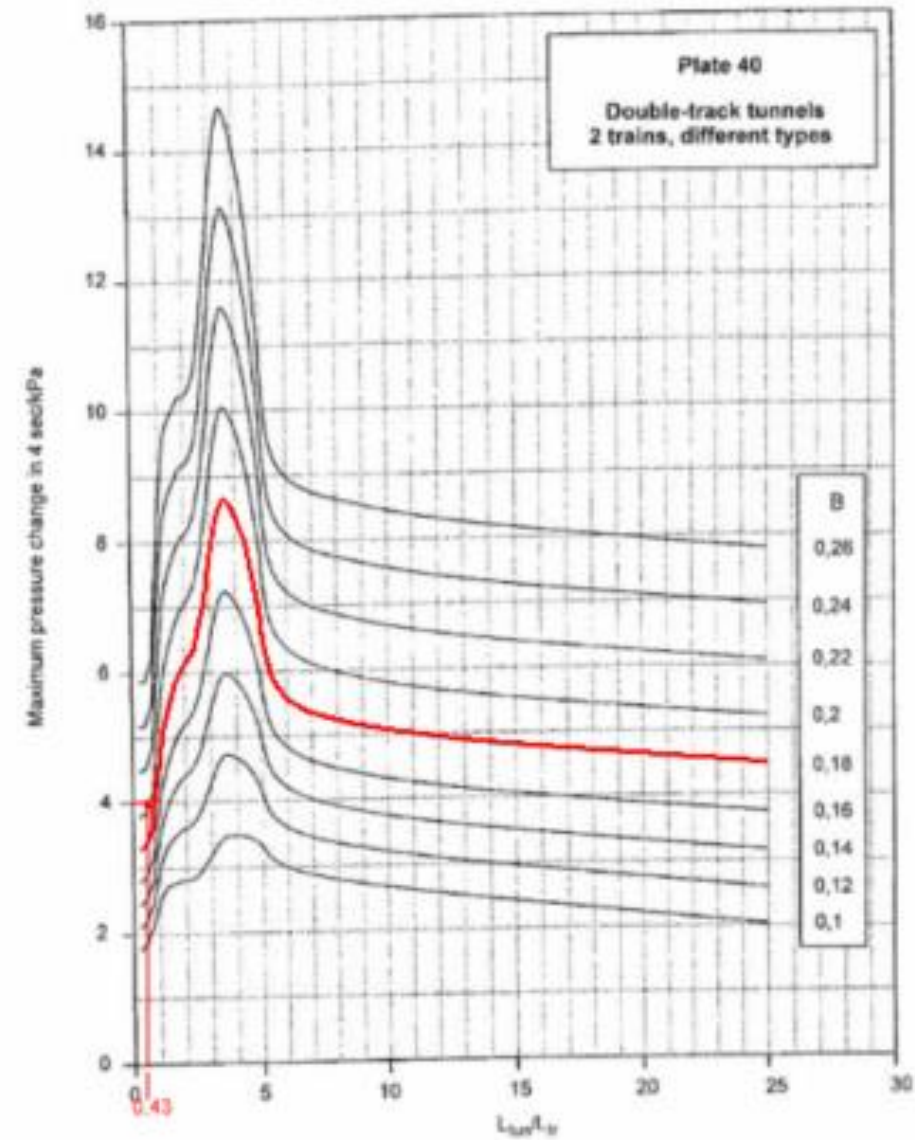
G.5.8 - Streamlined high-speed train, speed 250 km/h - Standard modern train, speed 220 km/h



**BERIÁIN 1**  
 $L_{tun} = 170 \text{ m.}$   
 $L_{train} = 200 \text{ m.}$

Alta Velocidad 250 Km/h + Convencional 220 Km/h

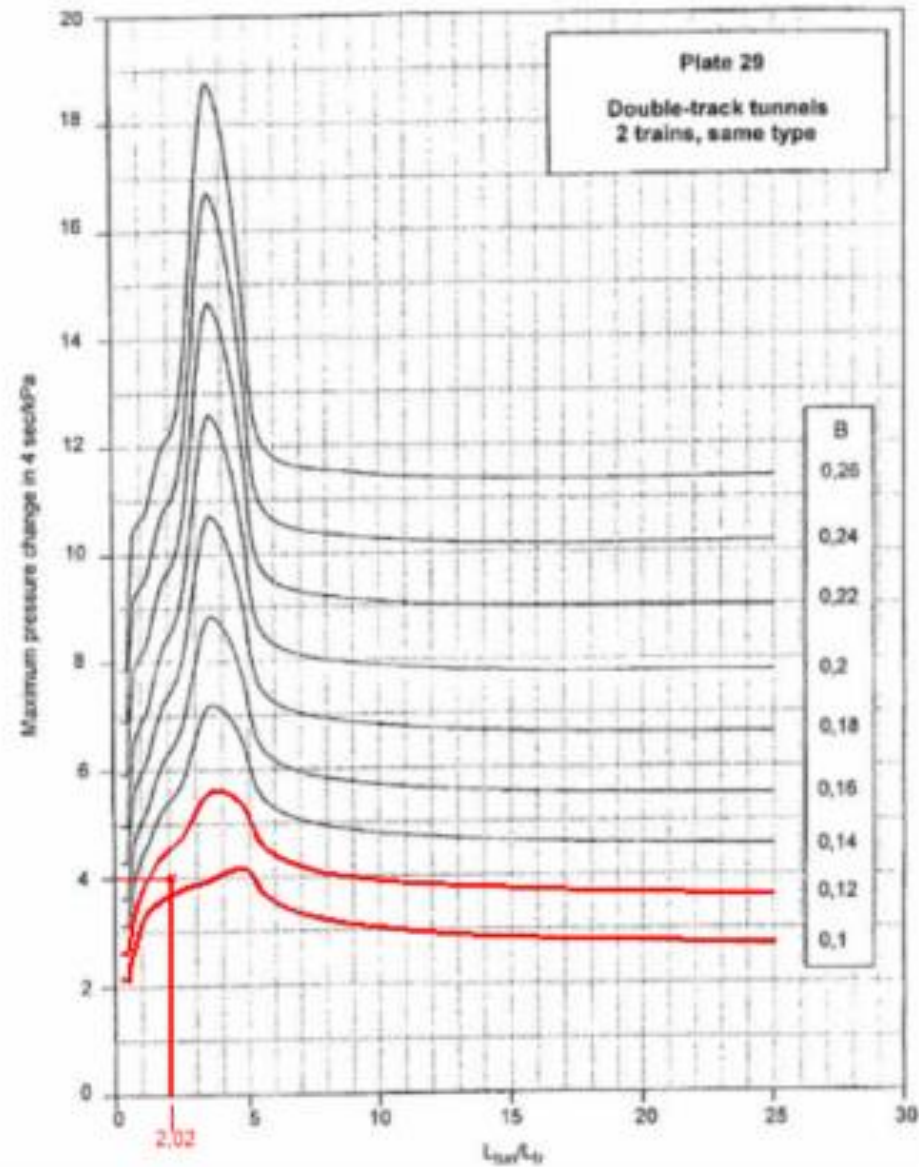
G.5.8 - Streamlined high-speed train, speed 250 km/h - Standard modern train, speed 220 km/h



**BERIÁIN 1**  
 $L_{tun} = 170 \text{ m.}$   
 $L_{train} = 200 \text{ m.}$

Curse 2 trenes Alta Velocidad 250 Km/h

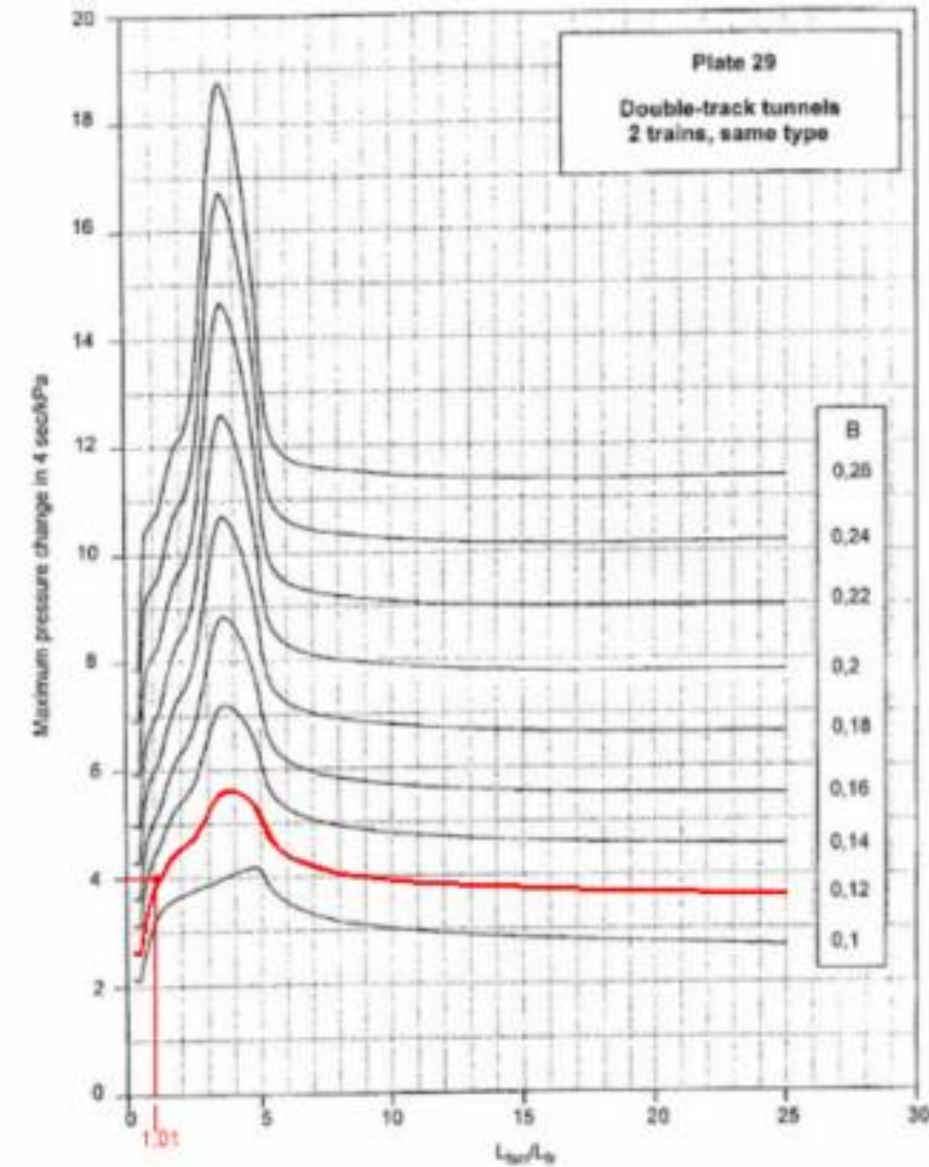
G.4.5 - Streamlined high-speed train, speed 250 km/h



**BERIÁIN 2**  
 $L_{tun} = 405 \text{ m.}$   
 $L_{train} = 200 \text{ m.}$

Curse 2 trenes Alta Velocidad 250 Km/h

G.4.5 - Streamlined high-speed train, speed 250 km/h

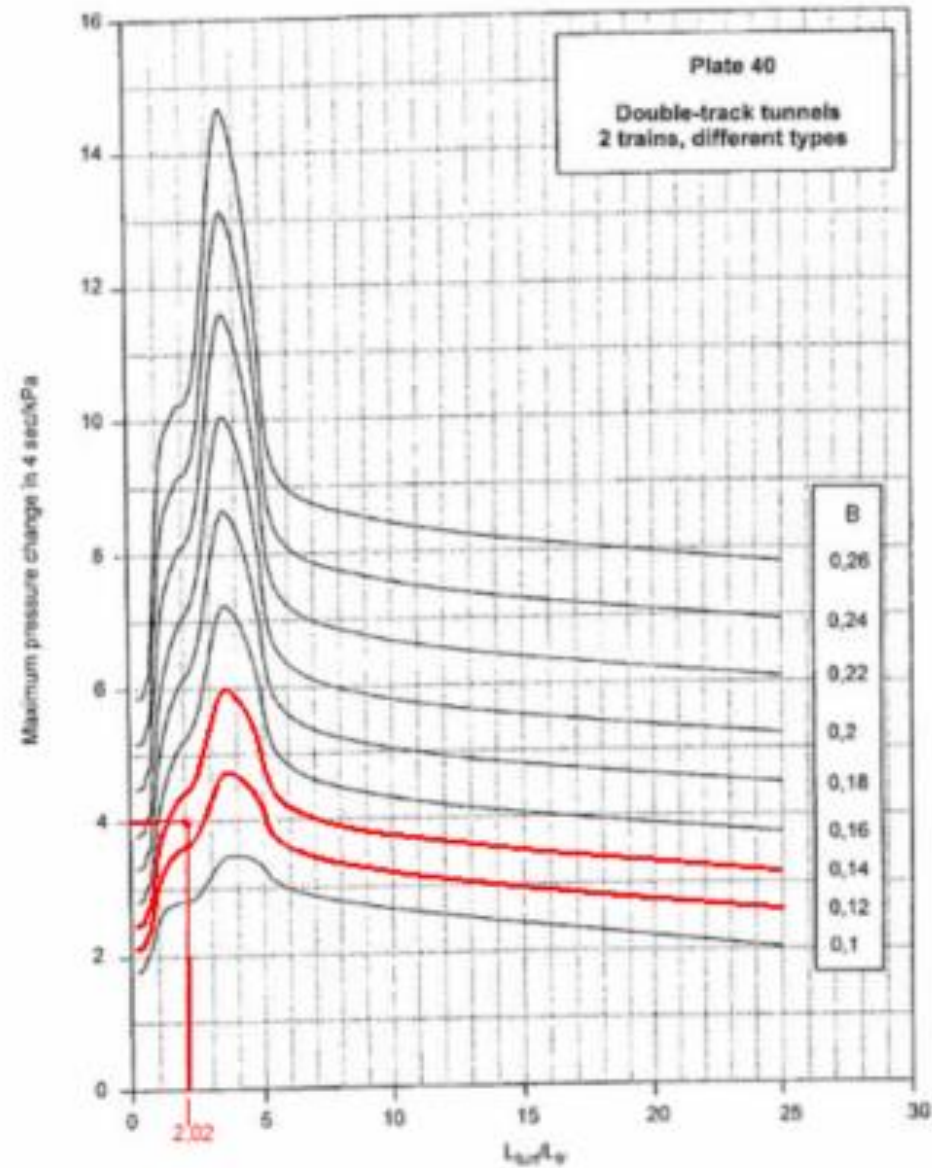


**BERIÁIN 2**  
 $L_{tun} = 405 \text{ m.}$   
 $L_{train} = 400 \text{ m.}$



Alta Velocidad 250 Km/h + Convencional 220 Km/h

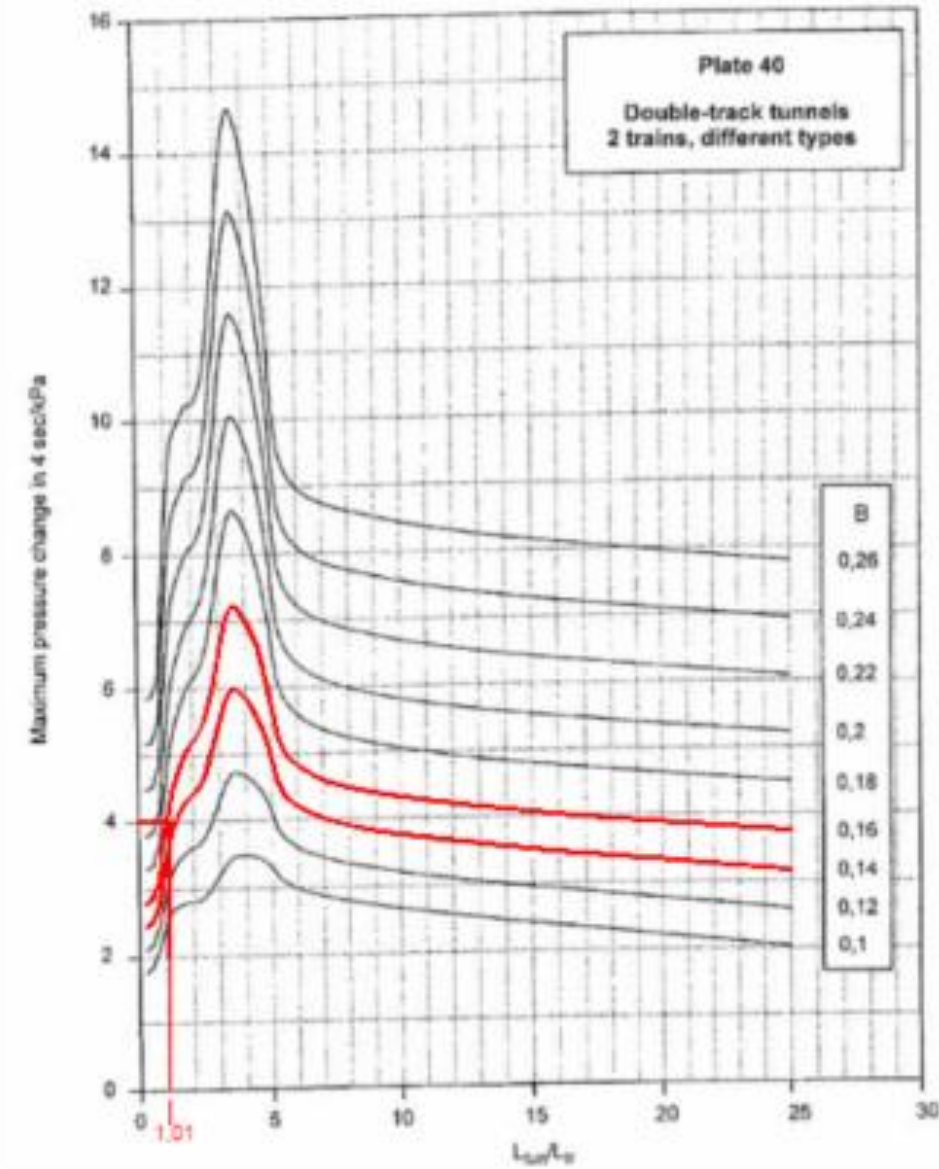
G.5.8 - Streamlined high-speed train, speed 250 km/h - Standard modern train, speed 220 km/h



BERIÁIN 2  
 $L_{tun} = 405 \text{ m.}$   
 $L_{train} = 200 \text{ m.}$

Alta Velocidad 250 Km/h + Convencional 220 Km/h

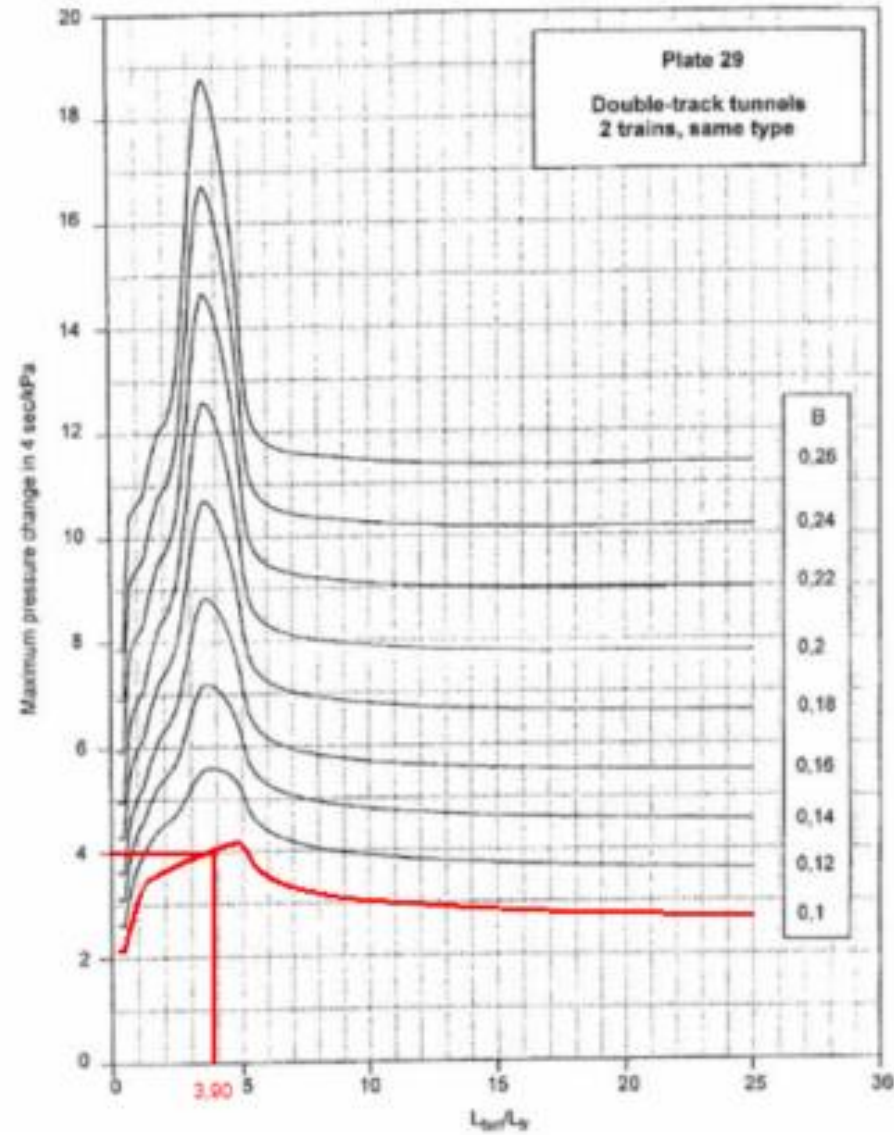
G.5.8 - Streamlined high-speed train, speed 250 km/h - Standard modern train, speed 220 km/h



BERIÁIN 2  
 $L_{tun} = 405 \text{ m.}$   
 $L_{train} = 400 \text{ m.}$

Curse 2 trenes Alta Velocidad 250 Km/h

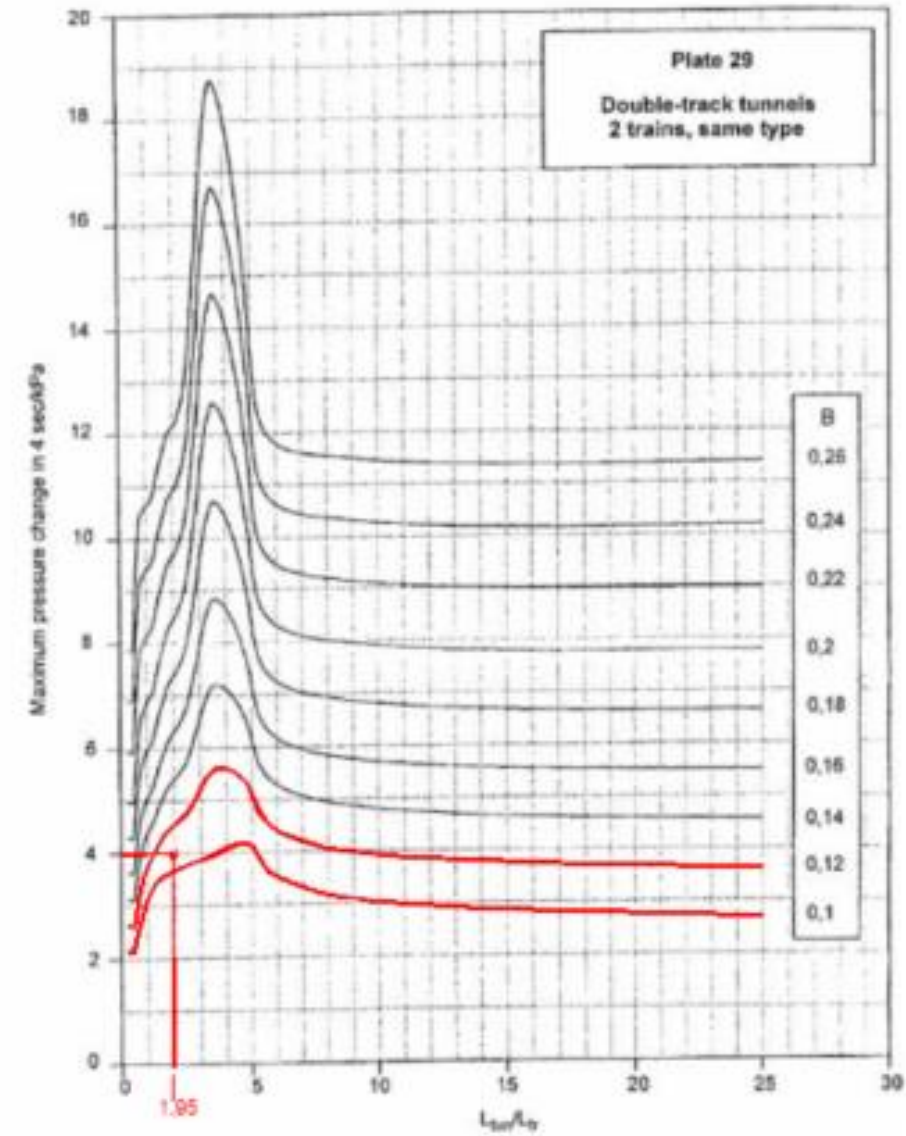
G.4.5 - Streamlined high-speed train, speed 250 km/h



ESQUÍROZ  
 $L_{tun} = 780 \text{ m.}$   
 $L_{train} = 200 \text{ m.}$

Curse 2 trenes Alta Velocidad 250 Km/h

G.4.5 - Streamlined high-speed train, speed 250 km/h

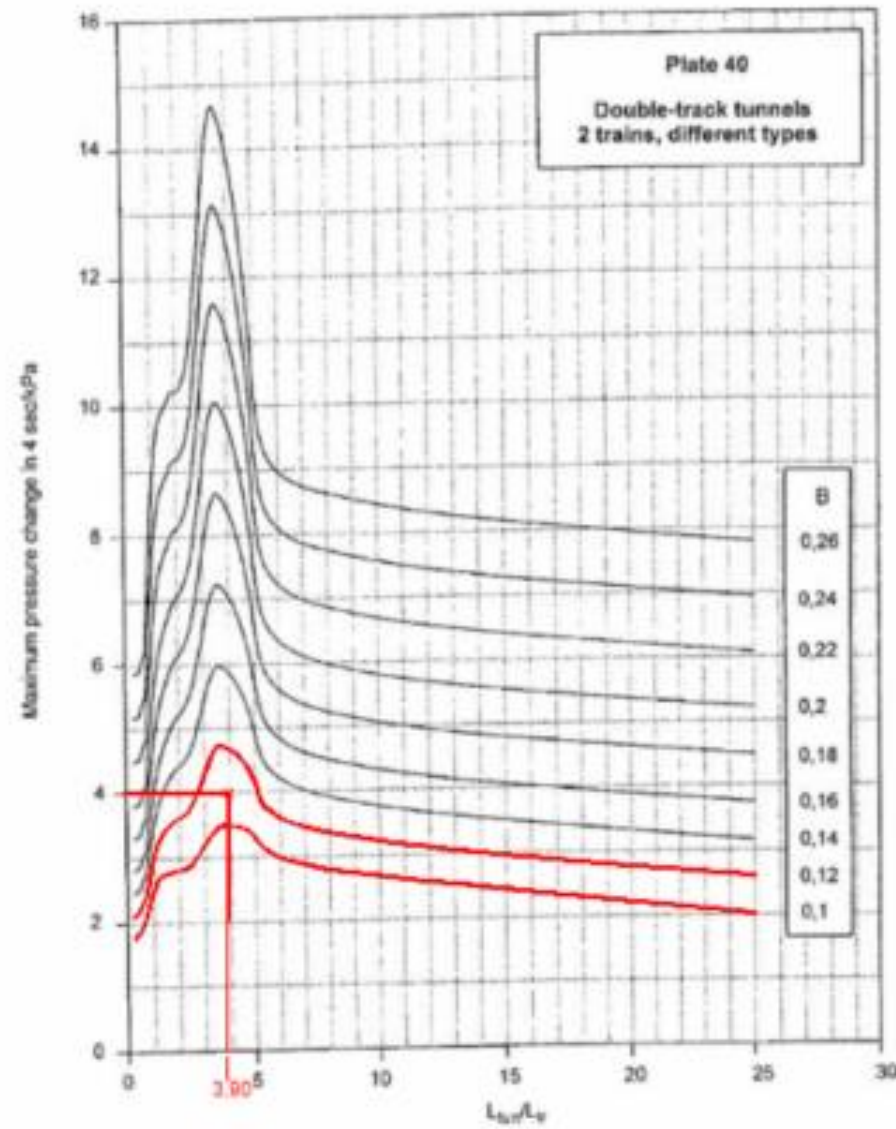


ESQUÍROZ  
 $L_{tun} = 780 \text{ m.}$   
 $L_{train} = 400 \text{ m.}$



Alta Velocidad 250 Km/h + Convencional 220 Km/h

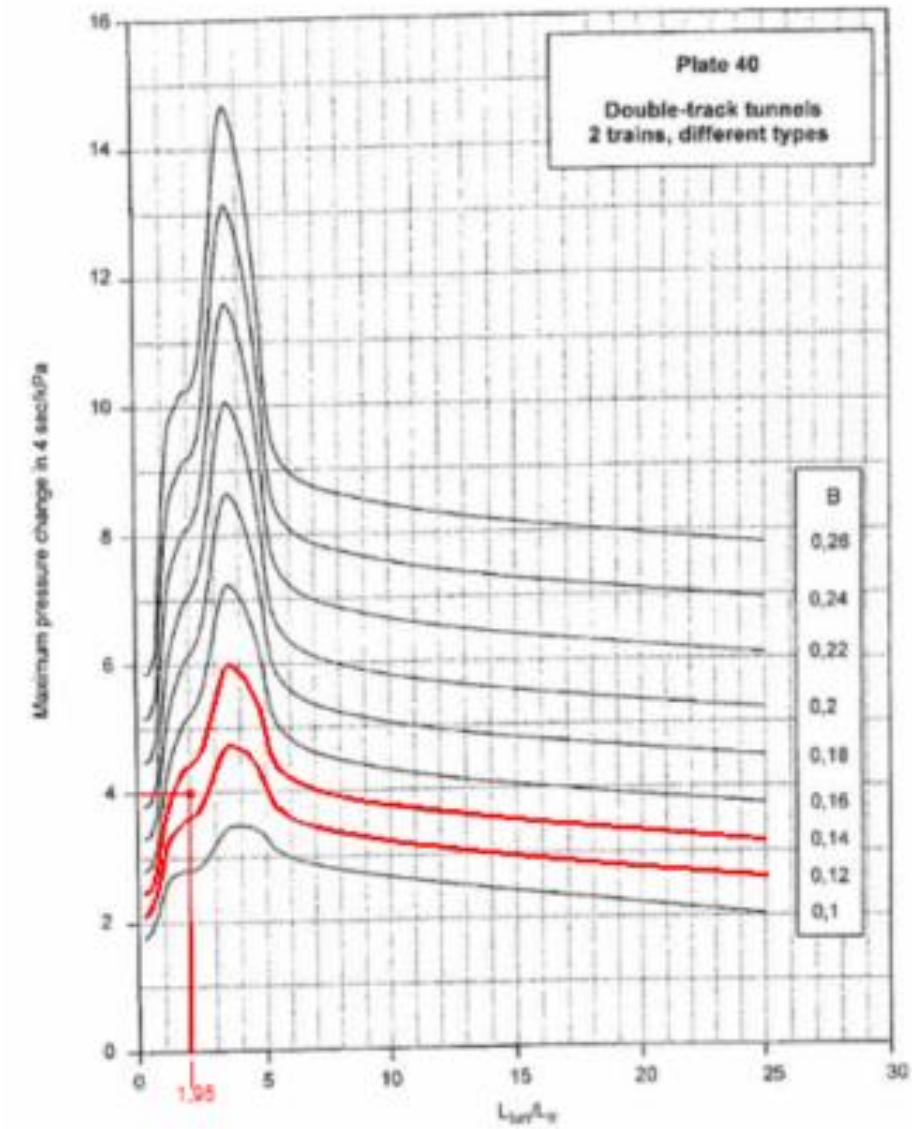
G.5.8 - Streamlined high-speed train, speed 250 km/h - Standard modern train, speed 220 km/h



ESQUÍROZ  
 $L_{tun} = 780 \text{ m.}$   
 $L_{train} = 200 \text{ m.}$

Alta Velocidad 250 Km/h + Convencional 220 Km/h

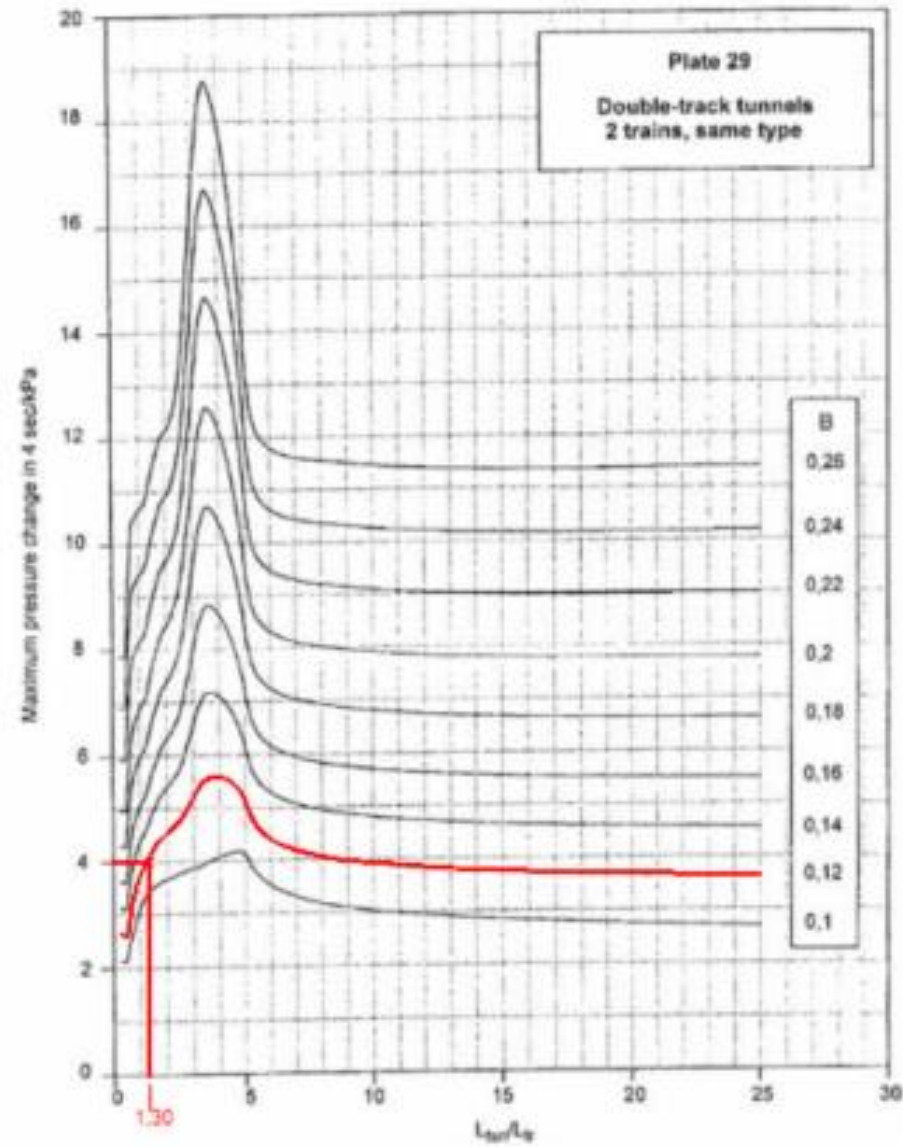
G.5.8 - Streamlined high-speed train, speed 250 km/h - Standard modern train, speed 220 km/h



ESQUÍROZ  
 $L_{tun} = 780 \text{ m.}$   
 $L_{train} = 400 \text{ m.}$

Curce 2 trenes Alta Velocidad 250 Km/h

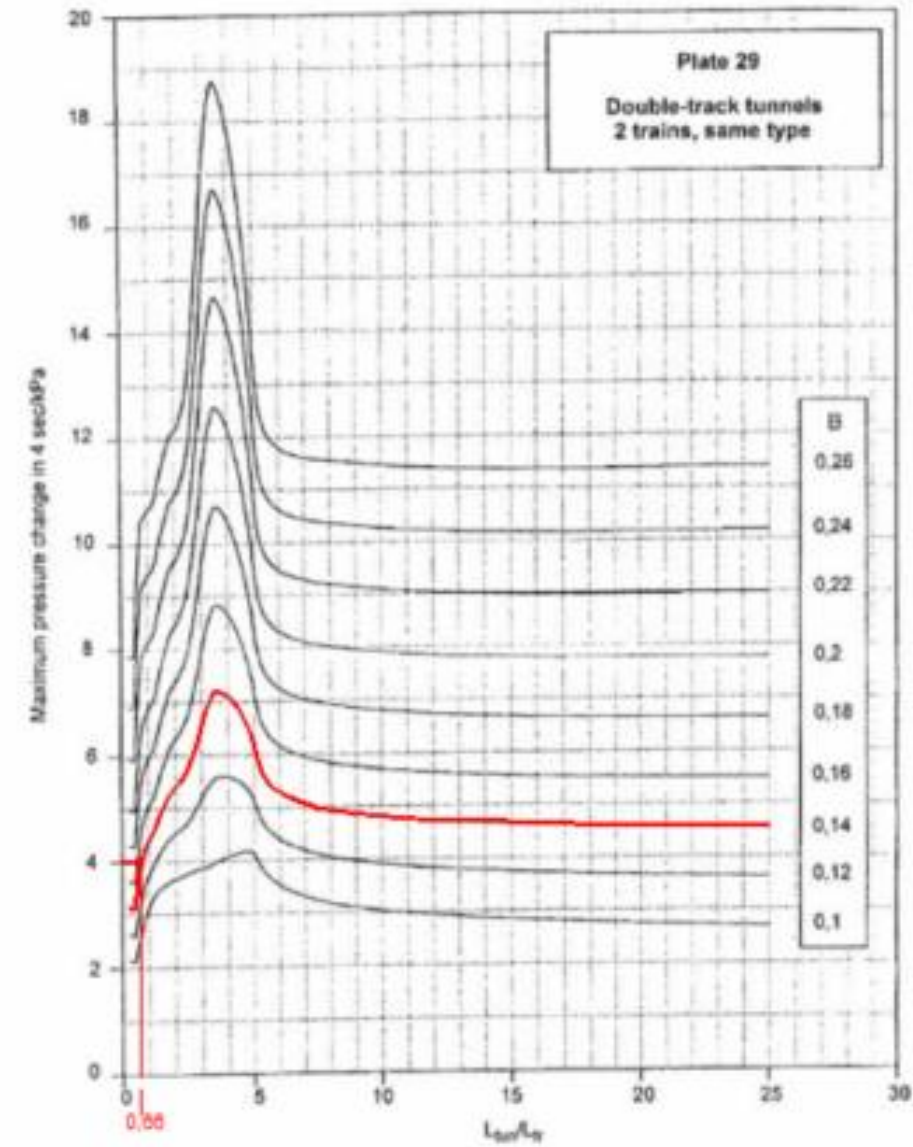
G.4.5 - Streamlined high-speed train, speed 250 km/h



**ARAZURI**  
 $L_{tun} = 265 \text{ m.}$   
 $L_{train} = 200 \text{ m.}$

Curce 2 trenes Alta Velocidad 250 Km/h

G.4.5 - Streamlined high-speed train, speed 250 km/h

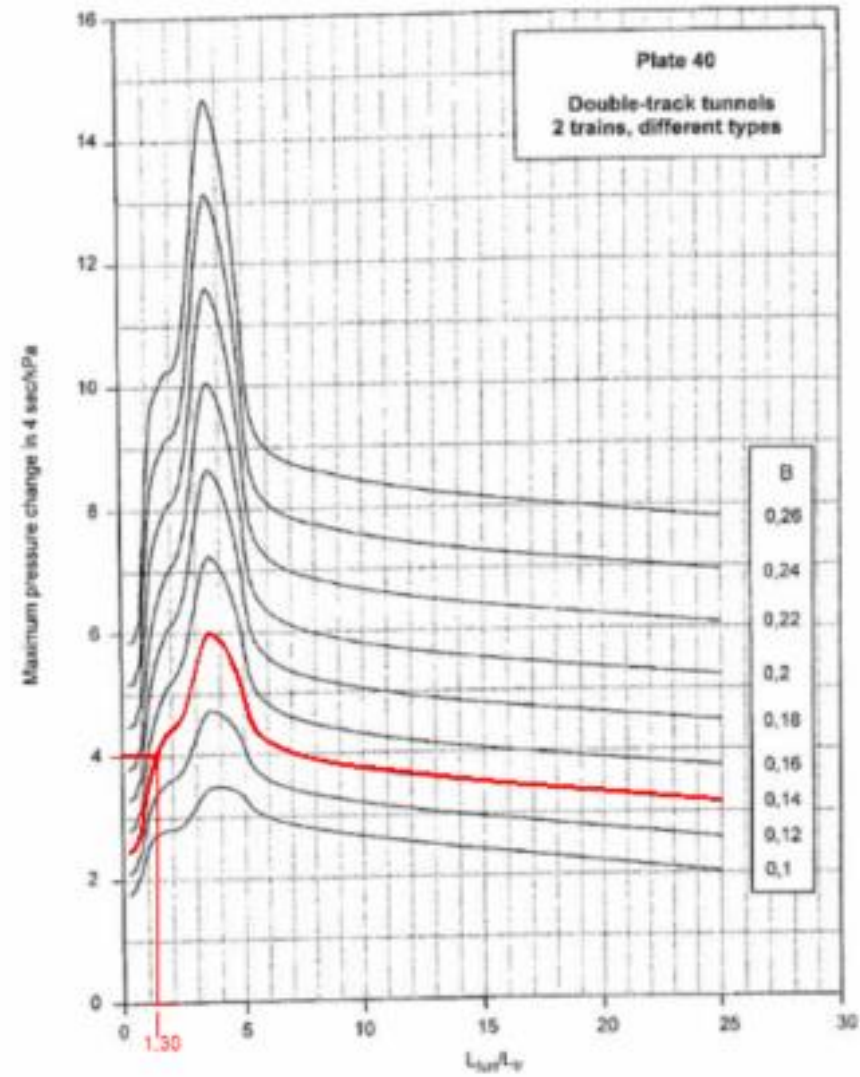


**ARAZURI**  
 $L_{tun} = 265 \text{ m.}$   
 $L_{train} = 400 \text{ m.}$



Alta Velocidad 250 Km/h + Convencional 220 Km/h

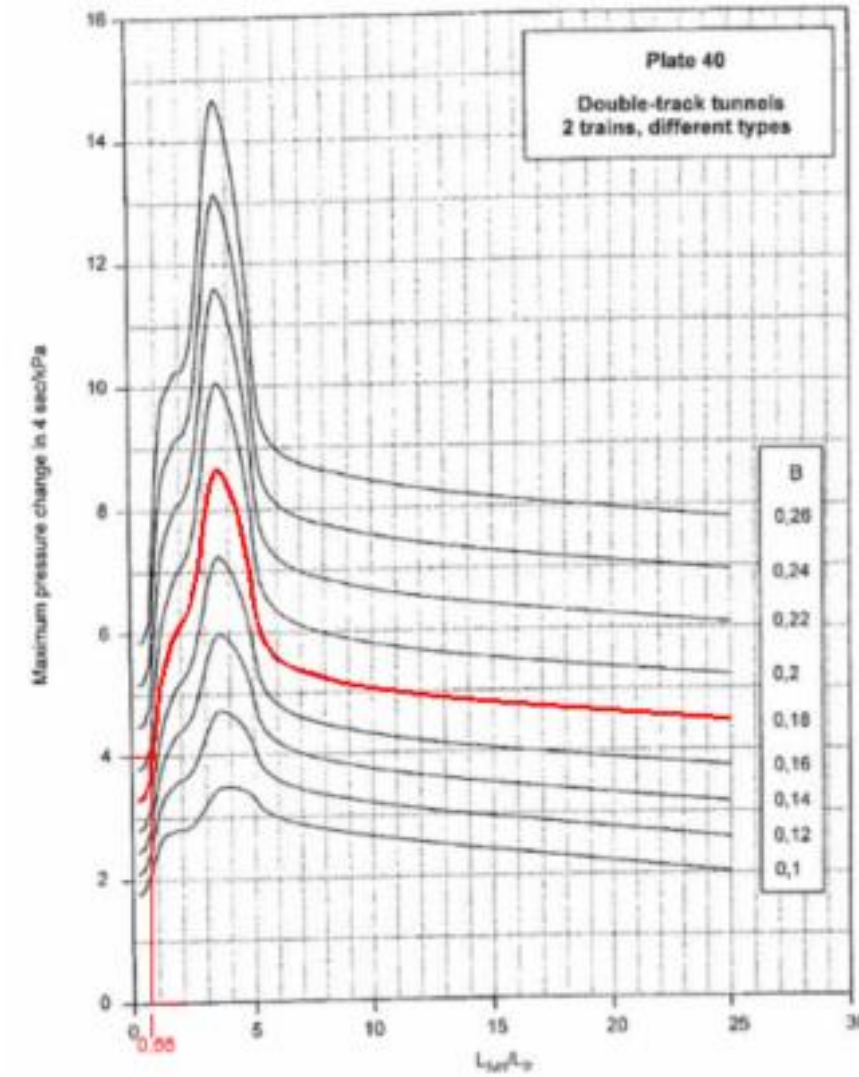
G.5.8 - Streamlined high-speed train, speed 250 km/h - Standard modern train, speed 220 km/h



ARAZURI  
 $L_{tun} = 265 \text{ m.}$   
 $L_{train} = 200 \text{ m.}$

Alta Velocidad 250 Km/h + Convencional 220 Km/h

G.5.8 - Streamlined high-speed train, speed 250 km/h - Standard modern train, speed 220 km/h



ARAZURI  
 $L_{tun} = 265 \text{ m.}$   
 $L_{train} = 400 \text{ m.}$