

ANEJO Nº 10.

TÚNELES

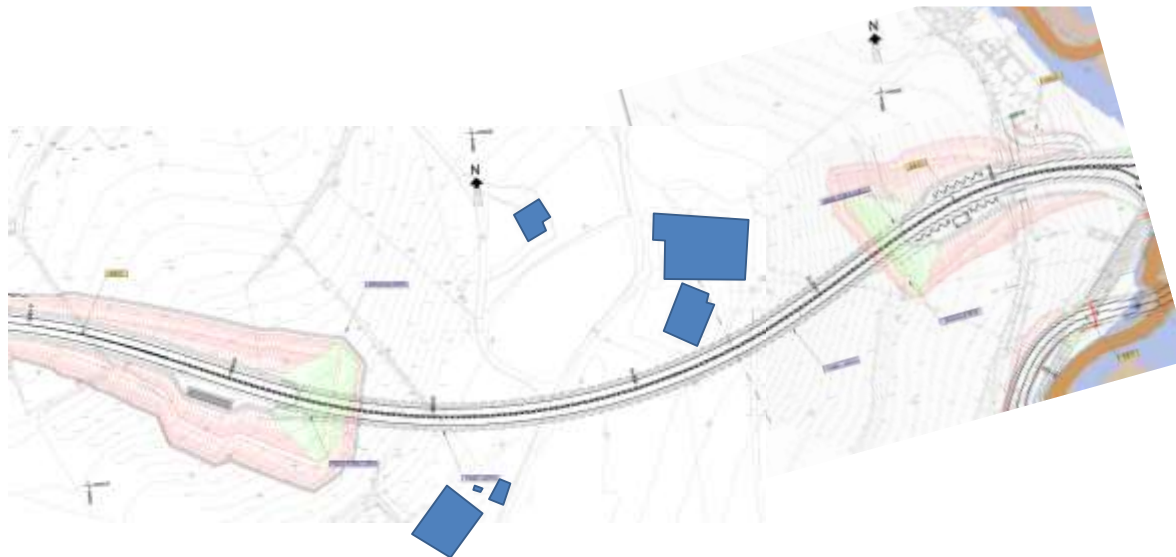
ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN	1	8	IMPERMEABILIZACIÓN Y DRENAJE	44
2	RECONOCIMIENTOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS REALIZADOS	2	9	REVESTIMIENTO	45
	2.1 TRABAJOS DE CAMPO	2		9.1 DESCRIPCIÓN GENERAL	45
	2.2 ENSAYOS DE LABORATORIO	4		9.2 MAQUINARIA PARA LA EJECUCIÓN DEL REVESTIMIENTO	45
3	ENTORNO GEOLÓGICO DE LOS TÚNELES	6	10	TRATAMIENTOS ESPECIALES	46
	3.1 MARCO GEOLÓGICO GENERAL Y LITOLOGÍAS PRESENTES	6		10.1 TRATAMIENTOS DE ESTABILIDAD DEL FRENTE	46
	3.2 TRAMIFICACIÓN GEOLÓGICA DEL TÚNEL	6		10.2 TRATAMIENTOS DE ESTABILIDAD DE LA BÓVEDA	47
4	CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL TÚNEL	8		10.3 TRATAMIENTOS FRENTE A INFILTRACIONES DE AGUA	47
	4.1 PARÁMETROS DE LA MATRIZ ROCOSA	8		10.4 OTROS TRATAMIENTOS	47
	4.2 CARACTERIZACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES	9	11	PROTECCIÓN DEL EMBOQUILLE	48
	4.3 CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS	14	12	CONTROL GEOTÉCNICO Y AUSCULTACIÓN	49
	4.4 MÓDULO DE DEFORMACIÓN DEL MACIZO	17		12.1 INTRODUCCIÓN	49
	4.5 ESTADO TENSIONAL	18		12.2 CONTROL GEOTÉCNICO	49
	4.6 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE CÁLCULO	19		12.3 AUSCULTACIÓN EN TÚNEL	50
5	SECCIÓN TIPO	20		12.4 AUSCULTACIÓN EN SUPERFICIE	54
6	MÉTODO CONSTRUCTIVO	22			
	6.1 EXCAVABILIDAD DEL TERRENO	22			
	6.2 SELECCIÓN DEL MÉTODO	25			
	6.3 EXCAVACIÓN POR FASES	25			
	6.4 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL MÉTODO DE EXCAVACIÓN Y SOSTENIMIENTO	26			
7	SOSTENIMIENTOS	29			
	7.1 JUSTIFICACIÓN	29			
	7.2 SOSTENIMIENTOS DEFINIDOS	29			
	7.3 TRAMIFICACIÓN DE SOSTENIMIENTOS	29			
	7.4 CÁLCULOS ESTRUCTURALES DE SOSTENIMIENTOS	30			
	7.5 MAQUINARIA DE COLOCACIÓN DEL SOSTENIMIENTO	42			

1 INTRODUCCIÓN

Este Anejo incluye todos los aspectos relativos a la obra civil de túneles dentro de los trabajos que EPTISA está desarrollando para el Departamento de Infraestructuras y Desarrollo Territorial (Servicio de Planeamiento y Proyectos) de la Diputación Foral de Bizkaia (Expediente N° 2015/031/061/06) para la redacción del **Proyecto del vial de conexión de la carretera BI-633 con la BI-2636 de Markina a Etxebarria (Bizkaia).**

La siguiente figura refleja el trazado del túnel, que tiene una longitud total de 335 m, de los cuales 290 m corresponden a túnel en mina y 45 m a falso túnel.



El túnel tiene una escasa tapada, que oscila entre un mínimo de 18 – 20 m en los emboquilles, hasta un máximo de 40 m en el entorno del PK 0+572 (alturas medidas desde rasante). El trazado discurre muy cercano a unos edificios existentes en superficie, pero sin pasar bajo ellos (marcados en azul).

Desde el punto de vista geológico, se distinguen claramente dos zonas:

- En el lado Oeste se van a interceptar calizas masivas (PK 0+425 a PK 0+520), de naturaleza rocosa y una calidad geotécnica aceptable.
- En el lado Este se interceptarán terrenos de peor calidad, constituidos por conglomerados triásicos y lutitas blandas (PK 0+520 a PK 0+760), de naturaleza intermedia entre un suelo duro y una roca blanda, de mala calidad geotécnica.

La combinación de escasa tapada, presencia cercana de edificios y mala calidad geotécnica del terreno en muchos tramos, va a condicionar el diseño del túnel, haciéndose necesario recurrir a sostenimientos pesados con grandes espesores de hormigón.

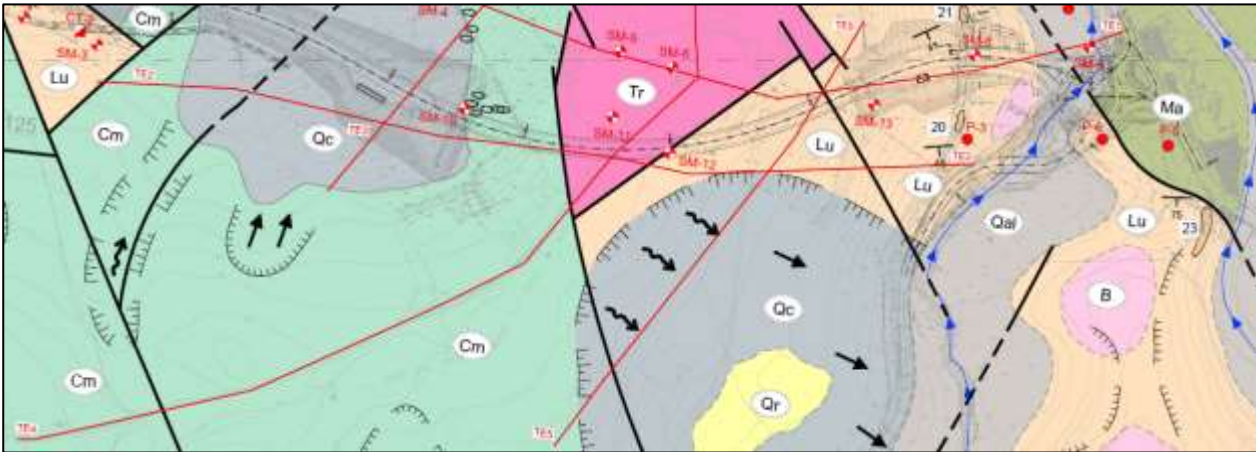
En el presente anejo se detallarán todos los aspectos geotécnicos y de la obra civil del túnel, justificándose el diseño propuesto para el mismo.

2 RECONOCIMIENTOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS REALIZADOS

2.1 TRABAJOS DE CAMPO

Los trabajos realizados para el estudio del túnel han consistido en la realización de una inspección del terreno bajo el punto de vista geológico-geotécnico, completada con la realización de estaciones geomecánicas, cinco (5) sondeos mecánicos,

En el Apéndice 1 “Trabajos de campo” del ANEJO nº3 Geología y geotecnia se adjuntan las columnas litológicas de las calicatas, columnas de los sondeos, ensayos in situ en sondeos, ensayos de penetración, informes geofísica, las estaciones geomecánicas, la cartografía geológica y la situación de todos los trabajos realizados en campo. En la ilustración adjunta se incluye un esquema geológico y de situación de los reconocimientos realizados.



2.1.1 SONDEOS MECÁNICOS

En el entorno del túnel, se han llevado a cabo diversos sondeos mecánicos a rotación con extracción continua de testigo, mediante máquinas de sondeos a rotación en el túnel. Las profundidades alcanzadas se recogen a continuación:

SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	X	Y	Z
SM-4	25,00	540549.62	4790258.60	105.26
SM-5	45.20	540676.70	4790231.16	126.48
SM-6	43,10	540713.10	4790224.22	127.10
SM-8	19,50	540915.51	4790254.00	90.05
SM-10	31,60	540576.52	4790182.42	114.28
SM-11	41,00	540676.83	4790189.53	128.66

SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	X	Y	Z
SM-12	45,60	540717.02	4790167.65	128.27
SM-13	25,30	540851.93	4790213.36	103.99

Durante la ejecución de los sondeos se han llevado a cabo ensayos de penetración dinámica standard (S.P.T), Los resultados obtenidos se recopilan a continuación:

SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	NSPT	DESCRIPCIÓN
SM-4	3,00-3,60	11	Calizas G-V
SM-5	2,60-3,20	7	Conglomerado triásico G-V
SM-5	4,60-5,20	6	Conglomerado triásico G-V
SM-5	6,60-6,70	R	Conglomerado triásico G-I
SM-6	2,40-3,00	10	Conglomerado triásico G-V
SM-8	1,80-2,40	25	Alt. lutitas y limolitas G-V
SM-8	4,20-4,80	16	Alt. lutitas y limolitas G-V
SM-10	3,60-4,20	4	Calizas G-V
SM-11	3,60-4,20	11	Conglomerado triásico G-V
SM-11	6,60-7,20	13	Conglomerado triásico G-V
SM-11	12,60-13,20	72	Conglomerado triásico G-V
SM-12	3,60-4,20	9	Lutitas margosas G-IV
SM-12	5,00-5,60	25	Lutitas margosas G-IV

2.1.2 ENSAYOS PERMEABILIDAD

Dada la importancia de la hidrogeología en la clasificación geomecánica de macizos rocosos en vistas a la tramificación de los túneles se ha desarrollado una investigación de la permeabilidad del macizo rocoso. Esta ha consistido en ensayos de permeabilidad tipo Lugeon, tal como se indica en la siguiente tabla:

SONDEO	LITOLOGÍA	PROFUNDIDAD (m)		NIVEL FREÁTICO (m) (en el momento de ensayo)	Permeabilidad k (cm/sg)	UNIDADES LUGEON
		INICIO	FINAL			
SM-4	Caliza	13,00	18,00	3,80	7,21E-5	5,9
SM-4	Caliza	20,00	25,00	2.47	2,34E-5	1,9
SM-5	Conglomerado triásico	16,00	21,00	2,50	1,97E-5	1,6
SM-6	Caliza	20,00	25,00	10,0	2,04E-5	1,7

SONDEO	LITOLOGÍA	PROFUNDIDAD (m)		NIVEL FREÁTICO (m) (en el momento de ensayo)	Permeabilidad k (cm/sg)	UNIDADES LUGEON
		INICIO	FINAL			
SM-6	Conglomerado	33,00	38,00	7,40	1,10E-5	1,0
SM-10	Caliza	10,30	14,35	1,00	3,33E-5	2,9
SM-10	Caliza	18,20	23,20	1,00	2,46E-6	0,2
SM-11	Bolo cuarcítico	24,90	30,20	5,30	6,00E-5	4,9
SM-11	Lutitas	37,00	41,00	14,5	1,56E-5	1,3
SM-12	Brecha lutitas y limolitas	22,70	27,70	10,5	2,73E-5	2,2
SM-12	Brecha lutitas y limolitas	30,70	35,70	14,20	3,36E-5	2,8
SM-13	Lutitas	5,60	9,60	1,4	4,52E-5	39
SM-13	Lutitas	9,90	14,90	1,5	1E-10	0

Tras realizar los sondeos se ha colocado en cada uno de los sondeos largos tubería de PVC, y se ha procedido a medir los niveles de agua tras el achique de los mismos, detectándose el nivel de agua en los sondeos a las siguientes profundidades:

SONDEO	11/01/19	28/01/19	05/02/19	01/03/19	14/10/20	15/10/20	03/11/20	10/11/20	13/11/20	23/07/21	31/08/21	04/10/21
SM-4							2,47		2,2			
SM-5								3,40	6,50			
SM-6					8,00	7,18			13,6		17,20	14,80
SM-8		6,75		6,65								
SM-10										3,95	4,60	4,20
SM-11										14,20	14,60	14,80
SM-12										22,10	22,70	22,60
SM-13										4,00	5,20	5,00

Se ha procedido también a la toma de muestra de agua en todos los sondeos con el fin de conocer la agresividad de la misma para el hormigón. Estos niveles se han reflejado en el perfil longitudinal.

2.1.3 ENSAYOS PRESIODILATOMETRICOS

Se han realizado ensayos presiodilatométricos para determinar el módulo de deformación in situ del terreno. Dada la mala calidad del terreno se han realizado en avance, ubicándose a las siguientes profundidades:

SONDEO	TRAMOS ENSAYOS PRESIODILATOMETRICOS (m)	MATERIAL ENSAYADO	Presión fluencia (MPa)	Presión Límite (MPa)	Módulo corte G (MPa)	Módulo deformación Ep (MPa)
SM-4	12,00-12,60	Caliza	>7,3	>7,3	1317,7	3162,5
SM-4	20,00-20,60	Caliza	4,0	>7,5	1259,7	3023,4
SM-5	15,50-16,10	Conglomerado triásico	1,25	>3,6	256,2	614,9
SM-5	21,70-22,30	Conglomerado triásico	2,8	>4,4	235,1	564,3
SM-5	29,30-29,90	Conglomerado triásico	2,2	>4,2	79,2	190,1
SM-6	21,20-21,80	Conglomerado triásico	>6,9	>6,9	376,4	903,4
SM-6	32,40-33,00	Caliza brechoide	>6,8	>6,8	3436,2	8246,9
SM-6	37,40-38,00	Conglomerado triásico	1,4	>4,2	44,2	106,1
SM-10	14,60-15,20	Caliza	>8,5	>8,5	618,4	1630,7
SM-10	23,50-24,10	Caliza	>7,5	>7,5	3521,0	5426,6
SM-11	30,40-31,00	Conglomerado triásico	>10	>10	129,1	359,3
SM-11	34,40-35,00	Conglomerado triásico	1,57	2,28	6,7	18,0
SM-12	28,40-29,00	Margas brechificadas	>7	>7	227,7	670,7
SM-12	36,50-37,10	Margas brechificadas	>8	>8	158,1	460,9
SM-13	5,10-5,70	Lutitas	3,22	5,46	19,5	53,6
SM-13	15,40-16,00	Lutitas	>8	>8	256,6	754,0

2.1.4 ENSAYOS SÓNICOS DOWN HOLE

El objetivo de los ensayos sínicos Down Hole realizados en los sondeos SM-11 y SM-12 es la caracterización de los materiales en función de los valores de la velocidad de transmisión de las ondas volumétricas de compresión (V_p) en el terreno. Los resultados se detallan en el siguiente cuadro.

SONDEO	TRAMO	Vp
SM-11	14-21m	800 m/s
	21-27m	4.285 m/s
	27-31m	2.962 m/s
	31-38m	2.153 m/s
SM-12	14-21m	1.686 m/s
	21-27m	960 m/s
	27-31m	1.280 m/s
	31-44m	2.810 m/s

2.1.5 TOMOGRAFÍA ELÉCTRICA

Para la investigación del túnel, así como sus emboquilles se han realizado cinco (5) perfiles de tomografía eléctrica ya que permiten alcanzar la profundidad de investigación deseada, diferenciar materiales e identificar zonas sensibles y de fracturas en función de la resistividad del terreno. La longitud, ubicación y profundidad de cada uno de los perfiles se ha realizado para abarcar una amplia área de estudio con el objetivo de comprobar la disposición estructural de los diferentes materiales que fueron apareciendo durante la perforación de los sondeos SM-4, SM-5 y SM-6, que parecen corresponderse con materiales y estructura de un diapiro emergente.

Los perfiles realizados son los siguientes:

PERFIL	LONGITUD (m)	SEPARACIÓN ENTRE ELECTRODOS	DESCRIPCIÓN
P-1	710	10m	Longitudinal al trazado
P-2	590	10m	Longitudinal al trazado
P-3	355	5m	Perpendicular al trazado
P4	830	10m	Perpendicular al trazado
P-5	355	5m	Perpendicular al trazado

En la figura siguiente se muestra la situación de cada uno de los perfiles de tomografía eléctrica realizados.



En el Apéndice 1 “Trabajos de campo” del ANEJO Nº3 GEOLOGÍA Y GEOTECNIA se incluyen los informes íntegros de tomografía eléctrica realizados.

2.2 ENSAYOS DE LABORATORIO

Sobre las muestras tomadas en los sondeos mecánicos y calicatas se han programado diferentes ensayos de laboratorio con la finalidad de su caracterización geotécnica. Las muestras recogidas y los ensayos efectuados se recopilan a continuación:

SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	TIPO DE MUESTRA	DESCRIPCIÓN	ENSAYOS
SM-4	2,40-3,00	MI	Caliza G-V	EG-LA-H-D-CD
SM-4	8,40-8,75	TP	Caliza G-I	H-D-CS
SM-4	19,20-19,50	TP	Caliza G-I	H-D-TXR
SM-4	21,00-21,30	TP	Caliza G-I	H-D-CS
SM-4	-	AGUA	-	AA
SM-5	2,00-2,60	MI	Conglomerado triásico G-V	EG-H-D-CD-AS
SM-5	4,00-4,60	MI	Conglomerado triásico G-V	H-D-CS-CD
SM-5	6,00-6,60	MI	Conglomerado triásico G-V	EG-H-D-CS-CD
SM-5	10,20-10,60	TP	Conglomerado triásico G-I	CD-RX
SM-5	13,50-13,80	TP	Conglomerado triásico G-I	H-D-TXR-AC

SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	TIPO DE MUESTRA	DESCRIPCIÓN	ENSAYOS
SM-5	21,65-22,00	TP	Conglomerado triásico G-I	H-D-TRX-RX-AC
SM-5	29,80-30,10	TP	Conglomerado triásico G-I	EG-H-D-CS-AS
SM-5	33,00-33,30	TP	Conglomerado triásico G-I	H-D-TXR-AC
SM-5	44,60-44,90	TP	Conglomerado triásico G-I	H-D-TXR
SM-5	-	AGUA	-	AA
SM-6	1,80-2,40	MI	Conglomerado triásico G-V	EG-LA-H-D-CD
SM-6	4,00-4,60	MI	Conglomerado triásico G-V	EG-LA-H-D-CD
SM-6	6,60-6,90	TP	Calizas G-I	CS
SM-6	13,55-13,90	TP	Calizas G-I	CS(B)
SM-6	19,20-19,50	TP	Calizas G-I	CS
SM-6	24,40-24,65	TP	Calizas G-I	CS(B)-BR-DC
SM-6	33,20-33,55	TP	Calizas G-I	TXR-SCH-AC
SM-6	35,20-35,40	TP	Conglomerado arcilloso	CS-RX
SM-6	-	AGUA	-	AA
SM-8	1,20-1,80	MI	Alt. lutitas y limolitas G-V	EG-LA-H-D-CS
SM-8	3,60-4,20	MI	Alt. lutitas y limolitas G-V	EG-LA-H-D-CS-CD
SM-8	4,20-4,80	SPT	Alt. lutitas y limolitas G-V	AS
SM-8	-	AGUA	-	AA
SM-10	3,00-3,60	MI	Calizas G-V	EG-LA-H-D-CS-AS
SM-10	10,70-11,05	TP	Calizas G-I	H-D-CS(B)-AC
SM-10	16,60-16,90	TP	Calizas G-I	H-D-CS(B)-SCH
SM-10	-	AGUA	-	AA
SM-11	3,00-3,60	MI	Conglomerado triásico G-V	EG-LA-H-D-CS-TXS
SM-11	6,00-6,60	MI	Conglomerado triásico G-V	EG-LA-H-D-CS-TXS-AS
SM-11	15,23-15,57	TP	Conglomerado triásico G-I	RX
SM-11	27,60-27,90	TP	Conglomerado triásico G-I	H-D-CS(B)-RX-SCH
SM-11	31,95-32,30	TP	Conglomerado triásico G-I	H-D-CS(B)-AS-SLK-SCH
SM-11	-	AGUA	-	AA
SM-12	3,00-3,60	MI	Limolitas margosas G-IV	EG-LA-H-D-CU-AS
SM-12	12,90-13,30	TP	Limolitas margosas G-I-II	H-D-CS(B)-SLK
SM-12	21,10-21,50	TP	Limolitas margosas G-I-II	H-D-CS(B)-SCH-AC
SM-12	-	AGUA	-	AA
SM-13	9,10-9,60	TP	Lutitas G-I	H-D-CS(B)-AS-SLK
SM-13	11,10-11,50	TP	Lutitas G-I	H-D-CS(B)-SCH
SM-13	-	AGUA	-	AA

carretera han sido:

Siendo:

AG:	Análisis granulométrico
LA:	Límites de Atterberg
MO:	Materia orgánica
AGH:	Agresividad al hormigón
CD:	Corte Directo (CD)
CU:	Corte Directo (CU)
H:	Humedad
D:	Densidad
CS:	Compresión Simple
CS(B):	Compresión simple con bandas
BR:	Brasileño
DC:	Dureza Cerchar
TXS:	Triaxial en suelos (CU)
TXR:	Triaxial en roca
SCH:	Schimazek
SLK:	Slake Durability Index
RX:	Difracción Rayos X
AC:	Abrasividad Cerchar
Y:	Contenido en yeso
E:	Hinchamiento libre en Edómetro
PN:	Proctor Normal
CBR:	CBR Normal
SS:	Sales Solubles
C:	Colapso
AA:	Agresividad del Agua
AS:	Agresividad del suelo

Los ensayos efectuados sobre las muestras en suelos para clasificación de los materiales del firme de la

Los resultados obtenidos se resumen en tablas a continuación. Por otro lado, los partes de los ensayos realizados se adjuntan en el Apéndice 3 “Partes de los ensayos de laboratorio” del ANEJO N°3 GEOLOGÍA Y GEOTECNIA.

3 ENTORNO GEOLÓGICO DE LOS TÚNELES

3.1 MARCO GEOLÓGICO GENERAL Y LITOLOGÍAS PRESENTES

A escala regional el tramo se sitúa en el sector norte de la Cuenca Vasco-Cantábrica, al Norte del Anticlinorio de Bilbao, dentro de la **Unidad de Oiz** y próxima a la falla de Aulestia-Azkoitia. Los materiales aflorantes en este tramo de estudio corresponden al Triásico, Cretácico y Cuaternario y se encuentran estructurados según directrices generales ONO-ESE, concordantes con las estructuras regionales más importantes de la Cuenca Vasco Cantábrica.

El sustrato rocoso corresponde a materiales de edad Cretácico inferior, correspondientes al Complejo Urganiano y Supraurgoniano, concordantes con las estructuras más importantes de la Cuenca Vasco-Cantábrica, además de brechas arcillosas de diapiro de edad triásica y ofitas, incluidas dentro del complejo Supraurgoniano pero que se tratarán como un litotipo diferenciado.

A lo largo del túnel se presentan los siguientes litotipos:

- NIVEL III Coluviales
- NIVEL IV: Calizas masivas
- NIVEL V: Conglomerados triásicos (incluyen las ofitas)
- NIVEL VI: Lutitas y lutitas calcáreas negras

3.2 TRAMIFICACIÓN GEOLÓGICA DEL TÚNEL

3.2.1 PK 0+425 A 0+520

Litología y estructura

Los materiales cartografiados pertenecen a la formación de calizas Urganianas masivas que se encuentran tapizadas en gran parte de este trazado por una capa de depósitos eluvio-coluviales de naturaleza granular en una matriz arcillolimsa o por un manto de sustrato rocoso altamente meteorizado.

En los sondeos SM-4 y SM-10 realizados en la parte final de este tramo, presentan un nivel completamente meteorizado con espesores cercanos a los 5 m, pasando seguido a una caliza sana, pero con numerosas juntas de calcita.

Geomorfología y formaciones superficiales

Desde el punto de vista geomorfológico el trazado discurre en una ladera con pendiente muy suave ocupada actualmente por plantación de pinos y pastos.

Aspectos hidrogeológicos

No se observan aspectos críticos o problemáticos. A la formación de calizas se le asignan permeabilidades Altas.

De la investigación mediante perfiles de tomografía, se han detectado dos fallas perpendiculares a la traza en los PKs 0+260 y 0+340 que podrían estar asociadas a una pequeña surgencia de agua captada al Norte, junto a las viviendas de Karmengo Kalea.

En la zona Norte del de emboquille se han localizado diversos colapsos de las calizas de pequeño diámetro (3 - 4 m) que fueron rellenados por los propietarios de las parcelas ya que les coincidían en sus parcelas de cultivo.

3.2.2 PK 0+520 A 0+602

Tramo que discurre en su totalidad en la zona central del túnel.

Litología y estructura

Los materiales investigados pertenecen a la unidad triásica que engloba tanto a las litologías de conglomerados con matriz arcillosa, como a los bloques o megabloques de calizas u ofitas que aparecen englobadas por las litologías conglomeráticas.

El sustrato rocoso presenta una meteorización alta en sus primeros 7 - 13 metros, lo que impide observar ningún tipo de afloramiento de estos materiales ya que se presenta como un suelo arcilloarenoso medianamente compacto. A partir de dichas profundidades se presenta sano o ligeramente meteorizado, aunque en el caso de los conglomerados puede variar notablemente su comportamiento resistente de Muy Blando a Extremadamente blando.

Estos materiales presentan en todo su contorno contacto mecánico mediante fallas subverticales con las litologías de calizas masivas y las lutitas calcáreas y margas negras.

Geomorfología y formaciones superficiales

Desde el punto de vista geomorfológico el trazado del túnel atravesado por estas litologías se sitúa en una pequeña loma de pastos, cuya vertiente Este tiene una mayor pendiente que la vertiente Oeste.

Aspectos hidrogeológicos

No se observan aspectos críticos o problemáticos, aunque la variación de los niveles en esta formación puede estar condicionada en gran parte por la alimentación a favor de los sistemas de fracturación existentes. La permeabilidad puede variar entre 1E-5 cm/s y 6E-5 cm/s.

3.2.3 PK 0+602 A 0+760

Litología y estructura

Los materiales cartografiados pertenecen tanto a la unidad de las lutitas calcáreas y margas negras como a los materiales aluviales del río Munibe Erreka en el tramo final del trazado. El sustrato rocoso se encuentra tapizado prácticamente en todo este trazado por una capa de depósitos eluviales de naturaleza arcillosa de poco espesor, lo que permite observar algunos afloramientos del sustrato con buzamientos que varían de 45°/170 a 75°/225. Sin embargo, estas lutitas y margas presentan una meteorización progresiva desde altamente a bastante meteorizados con espesores que aparecen sanos a profundidades tan variables como 5 m en el PK 0+740 o 18 m en el PK 0+810.

Los materiales aluviales del río Munibe Erreka son de escasa entidad, de naturaleza arcillosa y apenas superan el metro de potencia.

Geomorfología y formaciones superficiales

Desde el punto de vista geomorfológico el trazado discurre por una pendiente media hasta alcanzar los depósitos aluviales donde la pendiente del terreno es muy suave.

Aspectos hidrogeológicos

A la formación de las lutitas calcáreas y margas se le asignan permeabilidades muy bajas. Hay que destacar en la zona de la rotonda la presencia del río Munibe Erreka de caudal permanente que habrá que canalizar o salvar mediante estructuras en la propia rotonda.

4 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL TÚNEL

4.1 PARÁMETROS DE LA MATRIZ ROCOSA

4.1.1 NIVEL III: COLUVIALES

Son las acumulaciones de suelos fundamentalmente en vaguadas o a veces amplias superficies, procedentes de deslizamientos, resaltes o fuertes pendientes donde generalmente tienen sus áreas fuente cuya génesis no siempre es fácil de diferenciar entre deslizamiento o área de erosión dado el carácter mixto que muchas veces implican. Los que claramente se consideran deslizamientos se han diferenciado en cartografía.

Dada la poca representatividad que tienen en el túnel no han sido ensayadas para dar parámetros geotécnicos.

4.1.2 NIVEL IV: CALIZAS MASIVAS.

Se trata principalmente de un potente conjunto de calizas grises generalmente masivas pertenecientes al Sector Gernika. Son calizas bioclásticas en las cuales la proporción, el tamaño y el tipo de los bioclastos es muy variable, aunque suelen predominar los fragmentos de rudistas y corales. En el extremo occidental del cuadrante de la hoja se han diferenciado un conjunto de calizas nodulosas constituidas por un tramo mixto entre calizas masivas y calizas organógenas, aunque también incluyen calizas margosas y margocalizas con potencias muy variables.

Esta unidad se ha dividido y se ha tratado como suelo cuando su meteorización era de V y como roca cuando su grado de meteorización se situaba entre I y II.

A continuación, se incluyen las tablas con los parámetros geotécnicos en cada caso.

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS						CLASIFICACIÓN DE CASAGRANDE / AASHTO	RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE Qu (KPa)
%PASA TAMIZ 200	HUMEDAD (%)	DENSIDAD (t/m³)		LÍM. DE ATTERB.			
		APARENTE	SECA	LL(%)	IP(%)		
66,9	21,53	2,07	1,71	38,1	17,4	CL / A-6 (9)	150

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS			CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS						
HUMEDAD (%)	DENSIDAD (t/m³)		Qu (MPa)	Módulo de Young (MPa)	Coeficiente de Poisson	Resistencia a tracción (MPa)	Dureza Cerchar	Índice Abrasividad Cerchar	Índice de Schimazek (kN/m)
	APARENTE	SECA							
0,356	2,675	2,669	38,038	54751,750	0,253	3,470	88,000	1,250	0,074

4.1.3 NIVEL V: CONGLOMERADOS TRIÁSICOS

Estos materiales brechoides están formados por una matriz de arcillas de tonos blancos y verdosos en la que se engloban cantos calcáreos, areniscosos y ofíticos, básicamente milimétricos hasta centimétricos. Aunque los hemos denominado como conglomerados triásicos, no se les puede asignar propiamente una edad triásica, puesto que son fruto de la tectonización por ascenso halocinético en una edad posterior, al menos, de la de los cantos que engloba (calizas del cretácico inferior).

Como con el anterior nivel se han ensayado como suelos y como roca en función de su meteorización.

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS						CLASIFICACIÓN DE CASAGRANDE	RESISTENCIA COMPRESION SIMPLE Qu (KPa)	CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS			
%PASA TAMIZ 200	HUMEDAD (%)	DENSIDAD (t/m³)		LÍMITES DE ATTERBERG				CORTE DIRECTO		TRIAXIAL	
		APARENTE	SECA	LL (%)	IP(%)			Φ (°)	C (KPa)	Φ (°)	C (KPa)
57.56	16.81	2.16	27,75	27,75	11,45	SC	130	27,75	10,45	20,15	18,5

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS			CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS					
HUMEDAD (%)	DENSIDAD (t/m³)		Qu (MPa)	Módulo de Young (MPa)	Coeficiente de Poisson	Abrasividad Cerchar	Índice de Schimazek (kN/m)	Durabilidad
	APARENTE	SECA						
2,230	2,640	2,599	9,947	27527,925	0,190	0,400	0,087	82,000

4.1.4 NIVEL VI: LUTITAS CALCÁREAS Y MARGAS NEGRAS

Estos materiales suelen presentar algunos niveles de areniscas, pero en una proporción muy inferior a la fracción lutítica. Están bien estratificadas en bancos centi-decimétricos y no suelen presentar estructuras sedimentarias. Lateralmente aparecen y desaparecen como cambios de facies laterales con los materiales areniscosos o limolíticos.

Este litotipo se ha clasificado como suelo y como roca, considerándose un suelo cuando su grado de meteorización era V y una roca cuando el grado de meteorización se situaba en torno a I-II. A continuación se presentan sus parámetros geotécnicos:

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS						CLASIFICACIÓN DE CASAGRANDE	CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS	
%PASA TAMIZ 200	HUMEDAD (%)	DENSIDAD (t/m3)		LÍM. DE ATTERB.			CORTE DIRECTO	
		APARENTE	SECA	LL(%)	IP(%)		Angulo de rozamiento interno (°)	Cohesión (KPa)
64.55	22.85	1.87	1.57	34.95	9.55	CL	33	14.4

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS			CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS					
HUMEDAD (%)	DENSIDAD (t/m ³)		Qu (MPa)	Módulo de Young (MPa)	Coeficiente de Poisson	Índice Abrasividad Cerchar	Índice de Schimazek (kN/m)	Durabilidad
	APARENTE	SECA						
0,615	2,740	2,735	18,683	31348,750	0,215	0,200	0,034	97,200

4.2 CARACTERIZACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES

4.2.1 INTRODUCCIÓN

Las características de la red de fracturación se obtienen siguiendo una serie de pasos que se describen a continuación y se desarrollan con más detalle en el apartado de desmontes:

1. Durante los trabajos de cartografía geológica de campo se han tomado datos acerca de la estructura del macizo rocoso en todos los afloramientos existentes en la zona, con el objeto de disponer de datos representativos para el análisis de los taludes proyectados.

Hay que hacer mención que prácticamente en la totalidad de la traza no existen afloramiento de roca para poder tomar los datos estructurales del macizo rocoso, tanto en las litologías de lutitas como en las calizas masivas. Los niveles eluviales o coluviales cubren todos los afloramientos. Ha sido necesario alejarse de la traza para poder obtener dichos datos.
2. Los datos se analizan mediante la proyección hemisférica que permite analizar y estudiar en tres dimensiones la estructura rocosa y su influencia sobre la estabilidad de un talud. El modelo estructural es el conjunto de juntas que definen un dominio o entorno estructural concreto. Para la obtención del mismo se computan los datos estructurales de todos los puntos de observación de ese dominio conjuntamente.

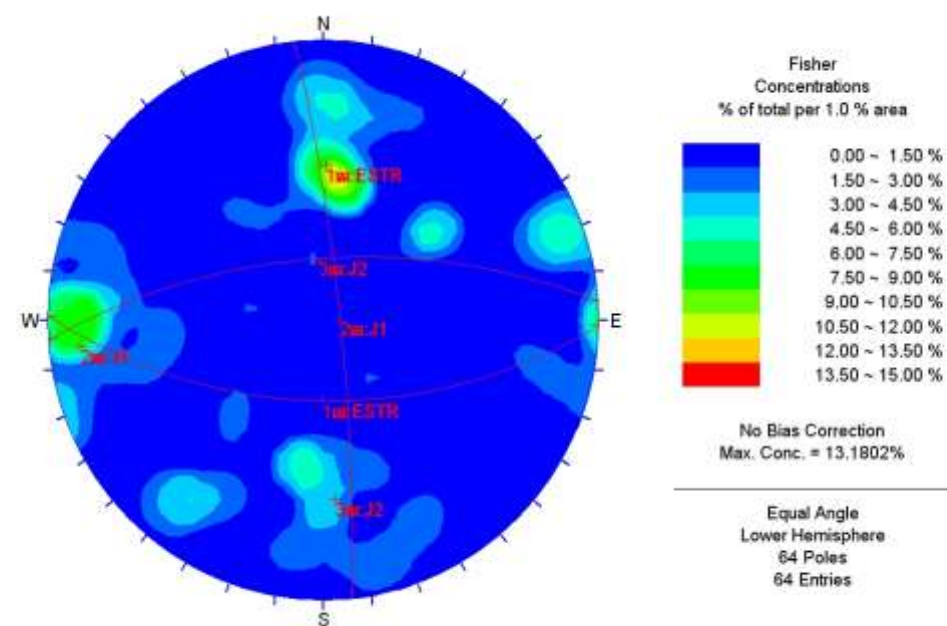
3. El modelo se obtiene a partir del diagrama de polos, que no es más que la representación estereográfica de todas las medidas de la estructura tomadas, analizadas estadísticamente para visualizar las familias de juntas y estratificación más representativas, con las que se conforma el modelo estructural que sirve de punto de partida para el cálculo de la estabilidad de taludes en roca.
4. En primer lugar, se ha realizado un análisis global, computando todos los datos obtenidos en la zona de estudio, obteniendo un modelo general y una valoración estadística de las características más relevantes de estas juntas.
5. En los siguientes apartados se muestran los diagramas estereográficos y modelos estructurales para el conjunto de los datos, así como la estimación de los parámetros resistentes de cada una de las familias por cada litotipo presente en el túnel.

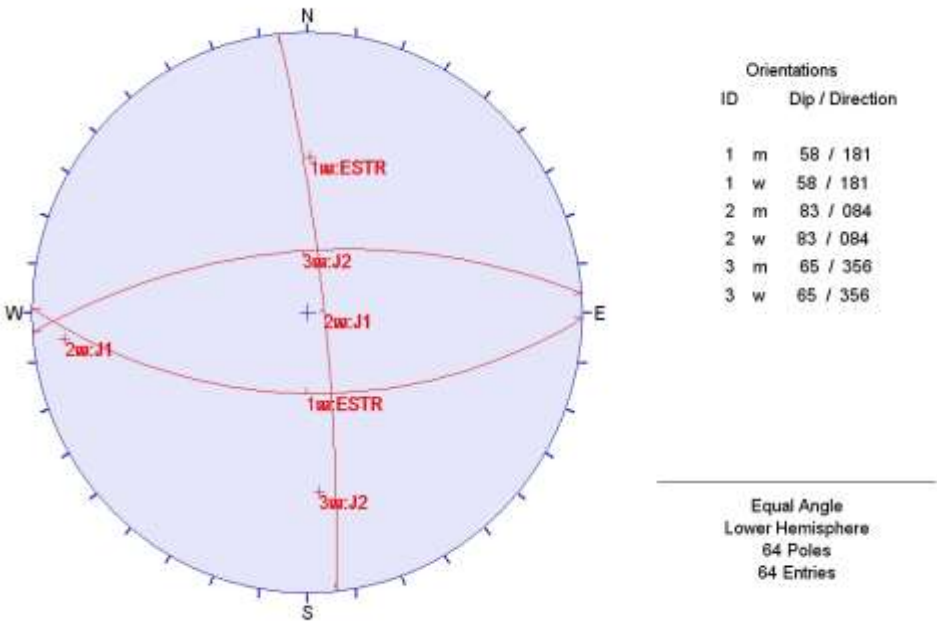
4.2.2 FRACTURACIÓN EN EL ENTORNO DEL TÚNEL

El Túnel de Markina discurre a través de los complejos Urganiano (Calizas masivas) y Supraurgoniano (Lutitas y conglomerados arcillosos), que se localizan a cota de túnel entre los siguientes PKs:

4.2.2.1 Orientación y familias

El aspecto de toda la población de datos se refleja en las dos siguientes figuras:





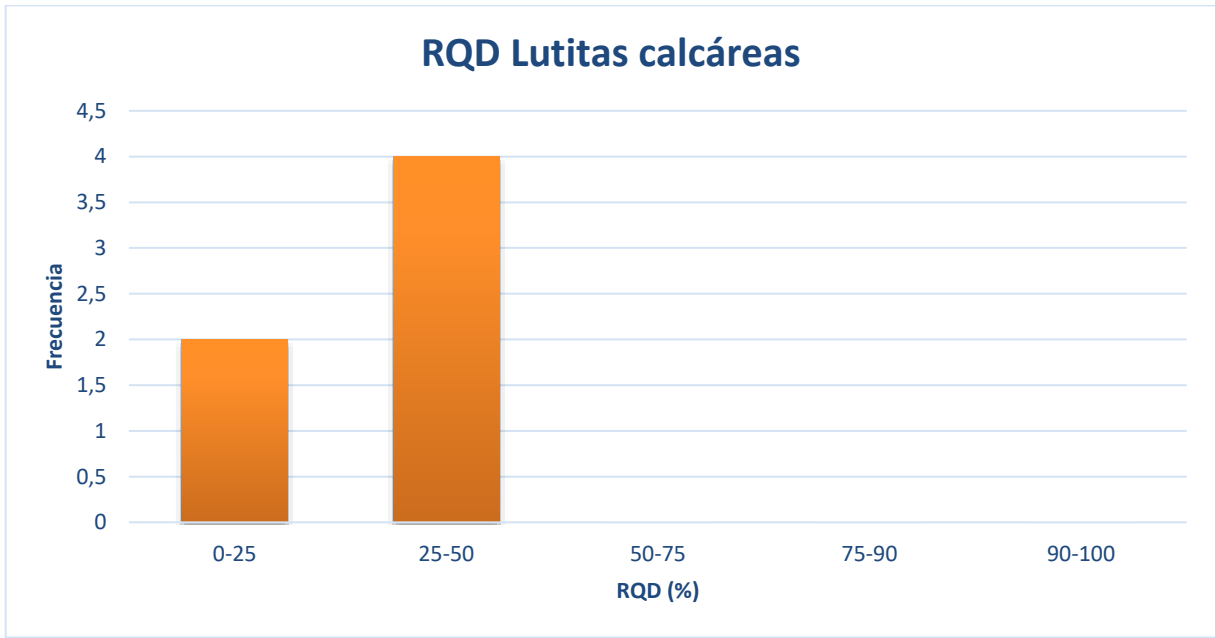
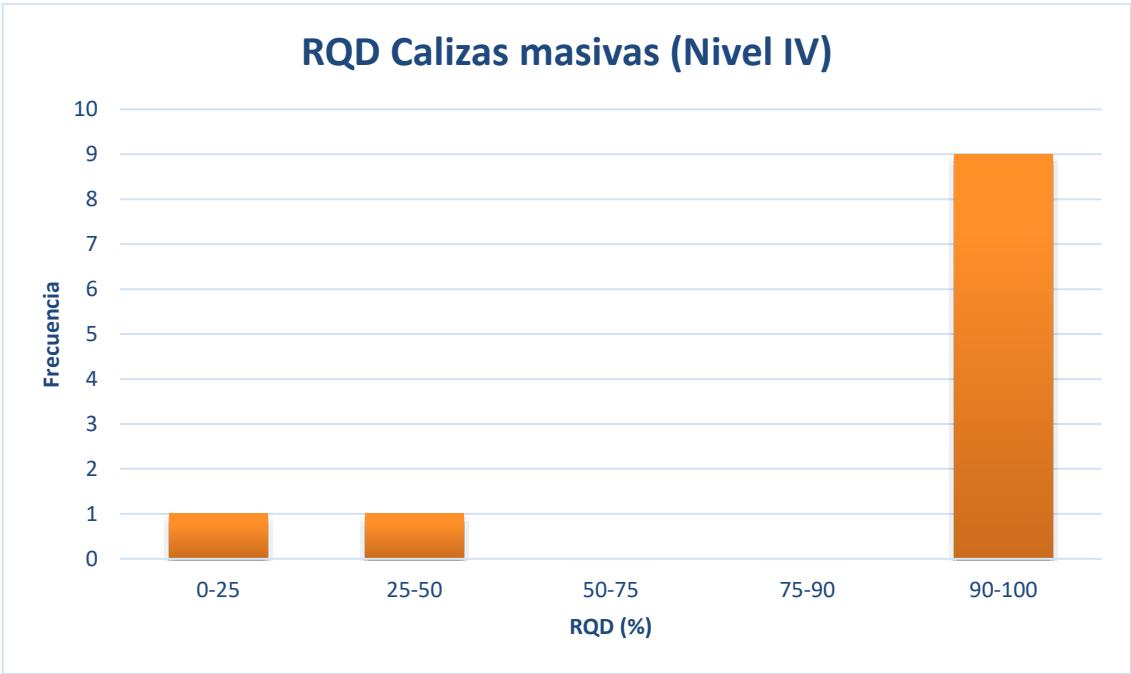
ID	DIP/DIPDIRECTION	LABEL
1	58/181	Est
2	83/084	J1
3	65/356	J2

Para las calizas se han podido definir las siguientes familias de juntas en base a las dos estaciones geomecánicas que se han podido realizar en este litotipo.

Buz	Dir. Buz.	Set
55	230	E
45	48	J1
85	285	J2

4.2.3 RQD

El índice RQD (ROCK QUALITY DESIGNATION), se define como el porcentaje de recuperación de testigos de más de 10 cm de longitud, sin tener en cuenta las roturas del proceso de perforación, respecto a la longitud total del testigo recuperado.

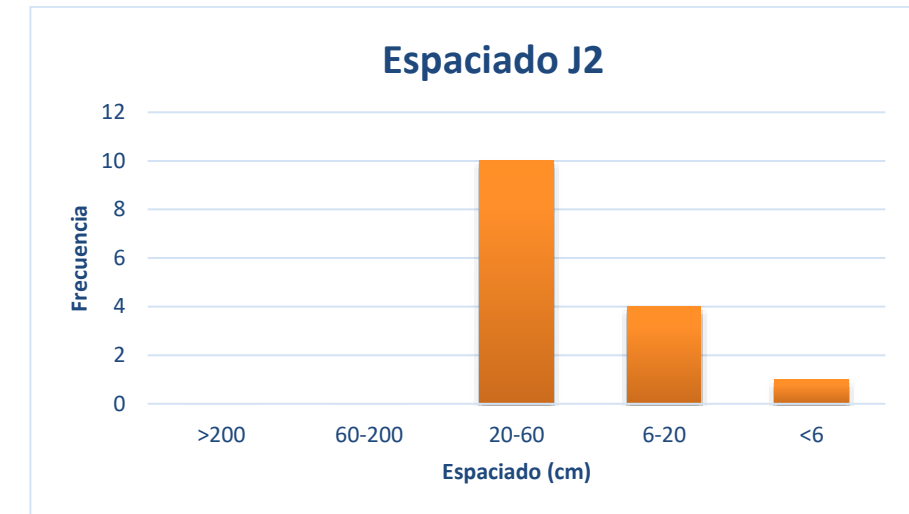
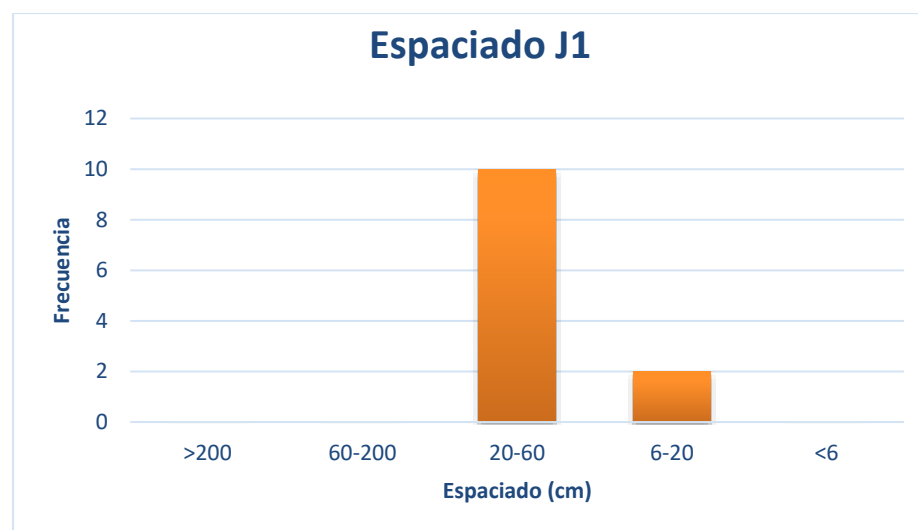
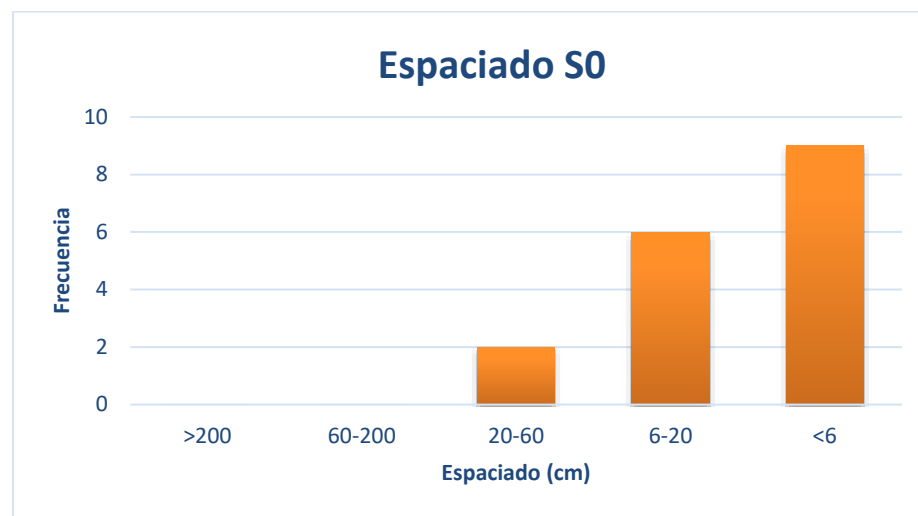


El RQD de los conglomerados observados en sondeo es del 100% en todos los casos.

4.2.4 ESPACIADO Y FRECUENCIA

El espaciado es la distancia entre dos planos de discontinuidad consecutivos y de una misma familia, medida ésta en la dirección perpendicular a dichos planos. El espaciado de las discontinuidades influye en el comportamiento del macizo rocoso y define el tamaño de los bloques de matriz rocosa. Un espaciado pequeño indica una red de fracturas muy densa.

A continuación se presentan los histogramas correspondientes a los espaciados de familias de juntas principales (estratificación) así como los correspondientes a las secundarias por cada litotipo.



En el caso de las calizas al sólo tener 6 datos se pueden establecer sin análisis estadístico los siguientes valores de espaciado para cada junta:

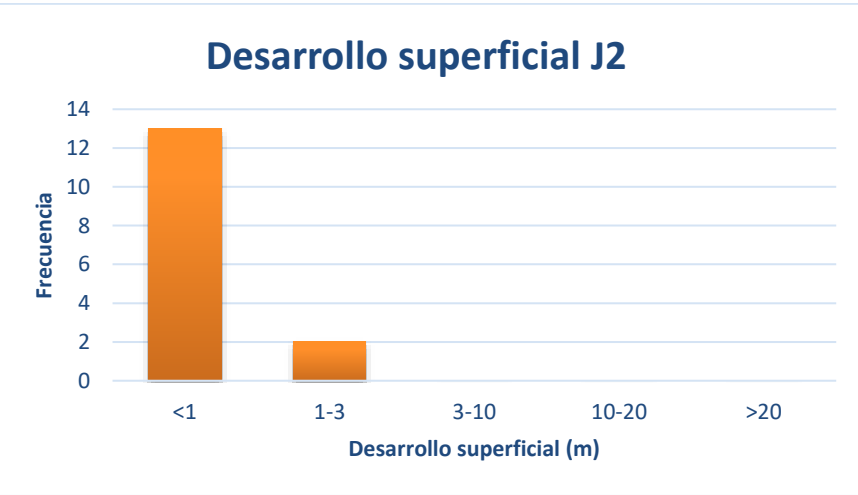
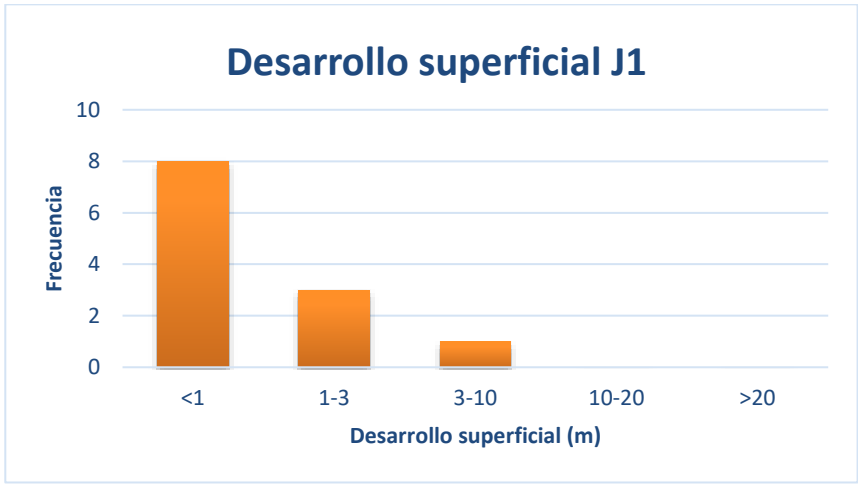
Buz	Dir. Buz.	Set	Espaciado (cm)
55	230	E	>200
45	48	J1	20-60
85	285	J2	20-60

4.2.5 PERSISTENCIA

Se puede definir la persistencia como el cociente entre el área soldada y el área total, de una discontinuidad; mide la continuidad de la junta dentro del plano. La persistencia es un parámetro de difícil cuantificación a partir de la observación de un afloramiento, pues la longitud visible puede ser mayor que éste o terminar dentro del mismo.

La continuidad de las discontinuidades define en gran parte si la matriz rocosa va a estar involucrada o no en los procesos de rotura del macizo rocoso, y en qué grado va a condicionar los parámetros resistentes globales del mismo.

Al igual que en el caso de los espaciamientos, se han determinado los histogramas de frecuencia de la persistencia.



Buz	Dir. Buz	Set	Desarrollo superficial (m)
55	230	E	>20
45	48	J1	<1
85	285	J2	<1

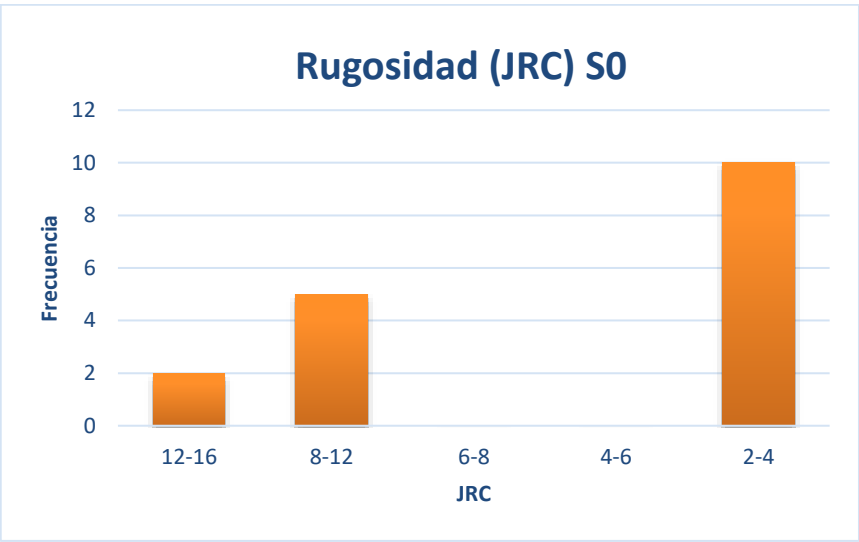
4.2.6 RUGOSIDAD

La rugosidad de una junta es, si acaso, la componente más importante en la resistencia al corte, ya que es la causante de la dilatación cuando una junta es sometida a esfuerzos cortantes.

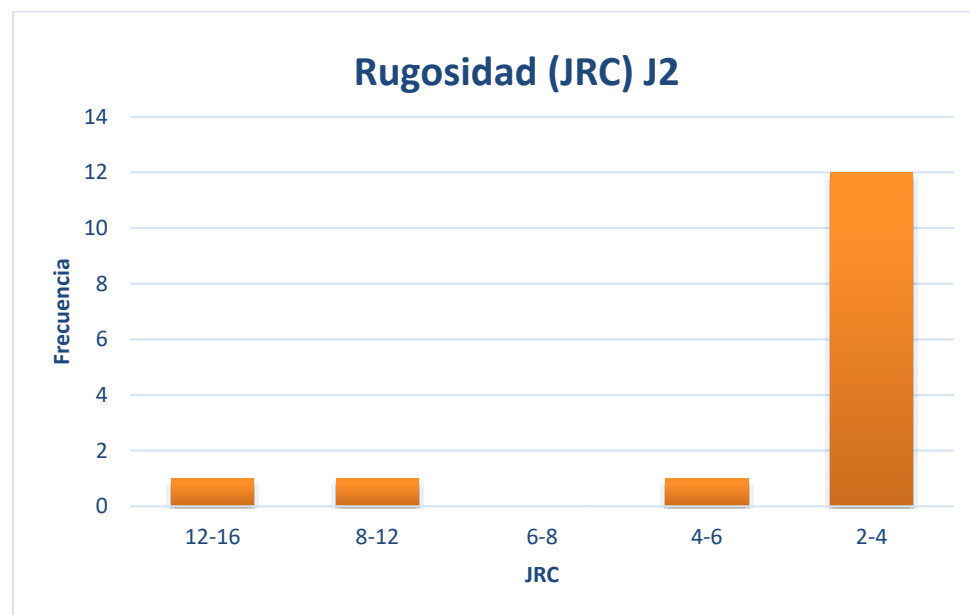
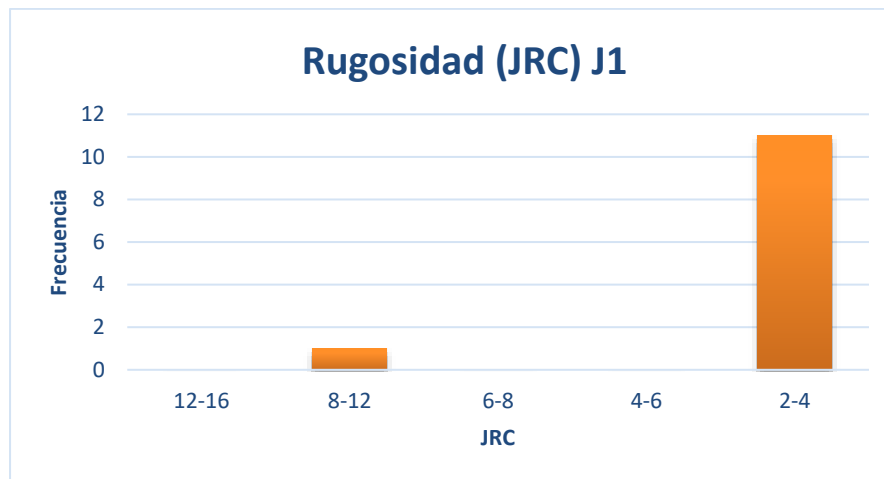
Hay que distinguir entre macrorrugosidades (irregularidades a gran escala) y microrrugosidades (irregularidades a pequeña o mediana escala).

Las rugosidades se han obtenido a partir de las orientaciones espaciales medidas en las estaciones geomecánicas y sondeos, tomando como referencia los perfiles tipo proporcionados por Barton y Chobey, 1977 para el JRC (Joint Roughness Coefficient).

A continuación se representan los histogramas de valores JRC obtenidos en campo.



En el caso de las calizas se puede determinar la siguiente persistencia por cada familia de juntas:



En el caso de las calizas al sólo tener 6 datos se puede definir la siguiente rugosidad por cada junta:

Luz	Dir. Buz.	Familia	Rugosidad
55	230	E	4-6
45	48	J1	4-6
85	285	J2	4-6

4.2.7 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE LAS FRACTURAS

La resistencia al corte es el factor fundamental a considerar en el estudio de las propiedades mecánicas de las discontinuidades. El ángulo de fricción representa el factor de incremento de la tensión de corte

debido al a la fricción producida entre los labios de la discontinuidad, al aumentar la tensión normal. Para hallar la resistencia al corte, se han utilizado las ecuaciones de BARTON (1990) que modifican la versión de 1977. Esta versión más moderna, tiene en cuenta el efecto escala propuesto por Bandis *et al* (1981).

$$\tau = \sigma_n \cdot \text{tg} \left[JRC_n \cdot \log_{10} \frac{JCS_n}{\sigma_n} + \phi_r \right] \text{ donde,}$$

τ : resistencia al corte de pico

σ_n : tensión efectiva normal

JRC: coeficiente de rugosidad de la discontinuidad

JCS: resistencia a compresión simple de los labios de la discontinuidad

ϕ_r : ángulo residual de fricción.

- Estimación del ángulo de rozamiento residual, ϕ_r

El ángulo de rozamiento residual se puede calcular a partir de la siguiente expresión:

$$\phi_r = (\phi_b - 20^\circ) + 20 \times \frac{r}{R}$$

donde,

ϕ_b : es el ángulo de rozamiento básico obtenido a partir del ensayo tilt-test realizado en afloramientos.

Dado que en este caso no se dispone de valores de rebote del martillo Schmidt ni se han realizado ensayos del tipo tilt-test en campo este ángulo de rozamiento residual se obtiene de la bibliografía, resultando en 20° para las calizas y 19,5° para las lutitas.

- Resistencia de las paredes de las juntas, JCS

Con el valor del rebote obtenido con el martillo Schmidt y utilizando el gráfico proporcionado por el fabricante, se obtiene el valor de la resistencia a compresión de las paredes de las discontinuidades. Puesto que no se dispone de valores de martillo Schmidt, como se ha comentado anteriormente, el JCS0 se ha supuesto como la quinta parte de la resistencia a compresión simple.

Una vez calculado la resistencia a compresión de las juntas se aplica el efecto escala según la siguiente expresión propuesta por Bandis *et al* (1981):

$$JCS_n = JCS \times \left(\frac{L_n}{L_o} \right)^{-0.03 \times JRC}$$

donde,

L_o= Longitud de las juntas a escala de10cm

L_n= Longitud real de las juntas obtenida en afloramientos.

Litotipo	JCS	JCS _n
Calizas	8,63	5,7
Lutitas	3,74	2,8

- Coeficiente de rugosidad de las juntas, JRC:

El valor del Coeficiente de rugosidad JRC, se obtiene de las observaciones realizadas en sondeo y afloramientos. El análisis estadístico de este coeficiente, se encuentra incluido en el apartado correspondiente a Rugosidad.

Los valores adoptados para los cálculos son los siguientes:

Litotipo	JRC	JRC _n
Calizas	6	4,6
Lutitas	4	3,3

El efecto escala se obtiene de la siguiente expresión según Bandis *et al* (1981):

$$JRC_n = JRC \times \left(\frac{L_n}{L_o} \right)^{-0.02 \times JRC}$$

donde,

L_o= Longitud de las juntas a escala de10cm

L_n= Longitud de las juntas a escala real

- Resumen de los parámetros de la resistencia al corte

Los valores obtenidos de los cálculos anteriores se presentan a continuación para las calizas y las lutitas:

DATOS DE PARTIDA LUTITAS			DATOS DE PARTIDA CALIZAS		
DATOS PARTIDA	Unidad	Observaciones	DATOS PARTIDA	Unidad	Observaciones
JRC _o	4	Dato de campo	JRC _o	6	Dato de campo
JCS _o	3,74 Mpa	Fórmula	JCS _o	8,63 Mpa	Fórmula
Z	30 m	Dato de campo	Z	30 m	Dato de campo
Υ	27,4 KN/m ³	Dato Laboratorio	Υ	26,8 KN/m ³	Dato Laboratorio
σ _c	18,7 Mpa	Dato Laboratorio	σ _c	43,1 Mpa	Dato Laboratorio
Φ _r	19,5 (º)	Bibliografía	Φ _r	20 (º)	Bibliografía
L _n	1 m	Dato de campo	L _n	1 m	Dato de campo
L _o	0,1 m	Valor Constante	L _o	0,1 m	Valor Constante

RESULTADOS LUTITAS			RESULTADOS CALIZAS		
DATOS PARTIDA	Unidad	Observaciones	DATOS PARTIDA	Unidad	Observaciones
JRC _n	3,3	Fórmula	JRC _n	4,6	Fórmula
JCS _n	2,8 Mpa	Fórmula	JCS _n	5,7 Mpa	Fórmula
σ _n	0,8 MPa	Fórmula	σ _n	0,8 MPa	Fórmula
Φ _p	21,3 (º)	Fórmula	Φ _p	23,9 (º)	Fórmula

Se han calculado los valores de la resistencia al corte y del ángulo de fricción para cada litotipo considerando una cobertera de 30 metros, dando los siguientes resultados:

Litotipo	σ _n (MPa)	φ _r	φ _p	τ _r (MPa)	τ _p (MPa)
Caliza	0,8	20	23,9	0,09	0,096
Lutita	0,8	19,5	21,3	0,05	0,055

4.3 CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS

Para la caracterización geotécnica de los túneles, se han aplicado las Clasificaciones Geomecánicas utilizadas con mayor frecuencia. Se trata de algoritmos aritméticos que permiten asignar a cada tipo de terreno un número que expresa su calidad geotécnica.

Las clasificaciones geomecánicas de los distintos materiales que se localizan a lo largo del trazado resultarán muy útiles en la fase de Proyecto y a lo largo de la obra, fundamentalmente para valorar y seleccionar los sostenimientos más adecuados.

Se han seguido las clasificaciones geomecánicas siguientes:

- Barton (1974), en el que se obtiene un índice numérico Q de calidad del macizo rocoso, que varía entre 0 y 1000.
- Bieniawski (1979 y 1989), a partir de la cual se obtiene el índice RMR del macizo rocoso, que varía entre 0 y 100. Se estimará para cada litología el valor conocido como “básico”, es decir, sin aplicar la corrección por orientación de las diaclasas (que dependerá en último término del sentido escogido para realizar la excavación).
- GSI (2000). Desarrollada por Hoek y Marinos se obtiene la calidad del macizo en una escala de 0 a 100 a partir de las características del macizo, como son su fracturación y la meteorización.

4.3.1 RMR (BIENIAWSKI)

Este autor ha desarrollado un sistema de clasificación de terrenos, en base a más de 300 casos reales de túneles y minas. Actualmente se emplea la edición de 1989. Para determinar el índice de Bieniawski (RMR), se hace uso de seis parámetros de terreno:

- Resistencia a compresión simple de la roca.
- Índice de fracturación RQD.
- Espaciamiento de las discontinuidades.
- Estado de las discontinuidades.
- Presencia de agua.
- Orientación de las discontinuidades.

El RMR se obtiene como suma de unas puntuaciones que corresponden a cada uno de los seis parámetros enumerados.

A continuación se adjuntan los resultados para esta clasificación de los diferentes litotipos.

1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	>10	10-4	4-2	2-1	Compresión simple (MPa)		
		Compresión simple	>250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	<1
	Puntuación		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	<25%		
	Puntuación		20	17	13	6	3		
3	Separación entre diaclasas		> 2m	0,6 - 2 m	0,2 - 0,6 m	0,06-0,2 m	<0,06 m		
	Puntuación		20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	>20 m		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0,1 mm	0,1 - 1,0 mm	1 - 5 mm	>5 mm		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro <5 mm	Relleno duro >5 mm	Relleno blando <5 mm	Relleno blando >5 mm		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	<10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	>125 litros/min		
		Relación: Presión de agua/tensión principal mayor	0	0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5		
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo		
		Puntuación	15	10	7	4	0		

De la tabla de clasificación del RMR anterior se obtiene un RMRb =71 para las calizas, clasificándolas en clase II, buena.

1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	>10	10-4	4-2	2-1	Compresión simple (MPa)		
		Compresión simple	>250	250 - 100	100 - 50	50 - 25	25-5	5-1	<1
	Puntuación		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	<25%		
	Puntuación		20	17	13	6	3		
3	Separación entre diaclasas		> 2m	0,6 - 2 m	0,2 - 0,6 m	0,06-0,2 m	<0,06 m		
	Puntuación		20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	>20 m		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0,1 mm	0,1 - 1,0 mm	1 - 5 mm	>5 mm		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro <5 mm	Relleno duro >5 mm	Relleno blando <5 mm	Relleno blando >5 mm		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Caudal por 10 m de túnel	Nulo	<10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	>125 litros/min		
		Relación: Presión de agua/tensión principal mayor	0	0 - 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	>0,5		
5	Agua freática	Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo		
		Puntuación	15	10	7	4	0		

El RMRb obtenido para los conglomerados es de 40, clasificándolos como clase III (media).

1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	>10	10-4	4-2	2-1	Compresión simple (MPa)		
		Compresión simple	>250	250 - 100	100 - 50	50 - 25	25-5	5-1	<1
	Puntuación		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	<25%		
	Puntuación		20	17	13	6	3		
3	Separación entre diaclasas		> 2m	0,6 - 2 m	0,2 - 0,6 m	0,06-0,2 m	<0,06 m		
	Puntuación		20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	>20 m		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0,1 mm	0,1 - 1,0 mm	1 - 5 mm	>5 mm		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro <5 mm	Relleno duro >5 mm	Relleno blando <5 mm	Relleno blando >5 mm		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Caudal por 10 m de túnel	Nulo	<10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	>125 litros/min		
		Relación: Presión de agua/tensión principal mayor	0	0 - 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	>0,5		
5	Agua freática	Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo		
		Puntuación	15	10	7	4	0		

El RMRb obtenido para las lutitas es de 44, clasificándolas en clase III (Media).

El RMR anteriormente expuesto es el RMR básico, y dado que esta clasificación se empleará para la definición de sostenimientos del túnel se hace necesario realizar una corrección por orientación de diaclasas.

Esta corrección tiene en cuenta la dirección y el buzamiento de las diaclasas en función del sentido de ataque de la excavación del túnel, clasificando dichas orientaciones como favorables o desfavorables y restando entonces puntos al RMR básico.

Es común que el sentido de ataque se defina en función de la pendiente del túnel en túneles cortos; es más sencillo excavar a contrapendiente ya que el agua que pueda haber en el macizo drena por

gravidad hacia la boquilla y haciendo que no sea necesario bombearla si sacarla del túnel mediante otros medios. Teniendo en cuenta el criterio mencionado, el sentido de excavación definida será de Este a Oeste, dado que la pendiente del túnel es positiva hacia el oeste. La familia de juntas principal (S_0) tiene una dirección perpendicular al túnel y un buzamiento hacia el Este de entre 45° y 90° , clasificando la situación como regular. Esta clasificación hace que se le tenga que restar a todos los RMRb 5 puntos, quedando los siguientes RMR:

	RMRb	RMR
Calizas	71	66
Conglomerados	40	35
Lutitas	44	39

4.3.2 ÍNDICE Q (BARTON)

El índice Q o índice de Barton, fue desarrollado en Noruega (1974) por Barton, Lien y Lunde, del NGI (Instituto Geotécnico Noruego). Su desarrollo se basó en el análisis de cientos de túneles construidos principalmente en Escandinavia.

La clasificación geomecánica de Barton asigna a cada terreno un valor numérico, tanto mayor cuanto mejor es la calidad geotécnica de la roca. Su variación no es lineal como la del RMR, sino que oscila entre 0.001 para terrenos muy malos y 1000 para terrenos muy buenos. El valor de Q se obtiene de la siguiente expresión:

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

donde:

RQD = Rock Quality Designation

J_n = Número de familias de juntas del macizo rocoso

J_r = Rugosidad de las juntas

J_a = Alteración de las paredes de las juntas

J_w = Presencia de agua

SRF = Stress Reduction Factor

Para la obtención de estos parámetros Barton proporcionó unas sencillas tablas, donde en función de la descripción del macizo, se asignan valores a los parámetros.

El factor SRF valora y describe el estado tensional del macizo rocoso, y es muy empleado por diversos autores para tal fin.

Los parámetros empleados para cada litotipo han sido los siguientes:

	Calizas	Conglomerados	Lutitas
RQD	100	100	35
J_n	9	9	9
J_r	1,5	1	1,5
J_a	2	4	4
J_w	0,66	0,66	0,66
SRF	1	5	1

Con estos valores se han obtenido las siguientes cifras de Q:

	Calizas	Conglomerados	Lutitas
Q	5,5	0,37	0,96
Clasificación	Media	Muy mala	Muy Mala

4.3.3 GSI

La clasificación GSI (Geological Strength Index) se ha estimado a partir de la correlación $GSI \approx RMR - 5$. Los valores obtenidos son los siguientes:

	GSI	RMR
Calizas	60	66
Conglomerados	30	35
Lutitas	35	39

4.4 MÓDULO DE DEFORMACIÓN DEL MACIZO

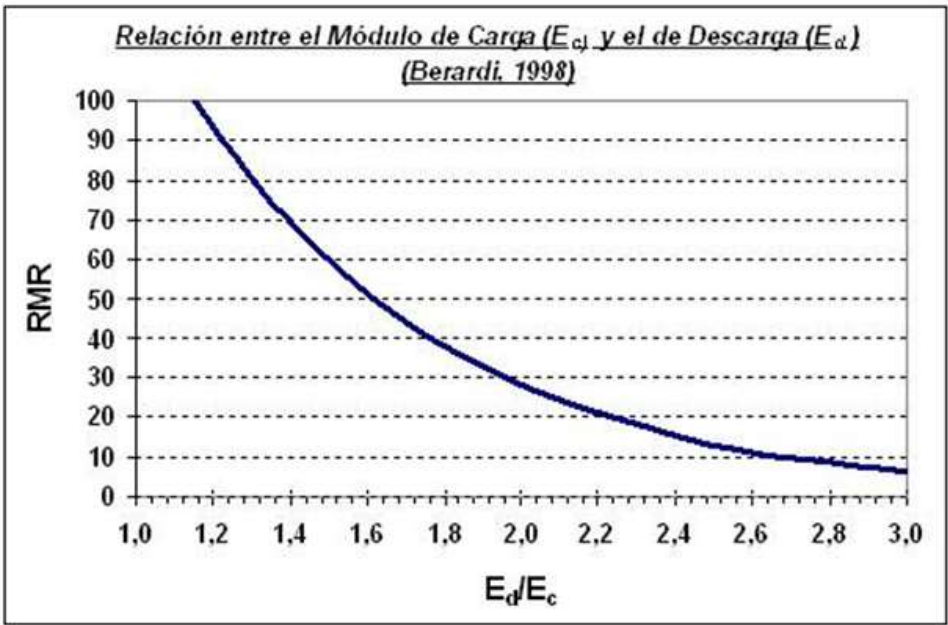
El módulo de deformación puede obtenerse de manera directa mediante determinaciones in situ, mediante presiodilatómetro. El ensayo consiste en introducir una sonda en el terreno que aplica una presión al mismo y mide la deformación inducida. Como resultado se obtiene una curva desplazamiento-carga, en la que se distinguen las siguientes etapas de deformación: adaptación de la camisa al sondeo, deformación elástica, uno o varios ciclos de descarga y carga, deformación plástica y rotura del terreno.

A partir de la información registrada durante la ejecución de los ensayos presiodilatométricos es posible determinar el módulo de deformación cortante del terreno, G_{dil} , y a partir de este valor obtener el Módulo de Deformación del terreno, E_{dil} , a través del coeficiente de Poisson ν , mediante la expresión:

$$E_{dil} = 2G_{dil}(1 + \nu)$$

Los ensayos presiodilatométricos son capaces de medir el módulo en carga, siendo necesaria una correlación para obtener el módulo de descarga (Berardi 1998). En la práctica de la ingeniería de túneles se emplea el módulo de descarga, pues al ser excavado el túnel, la roca se descarga hacia el interior del mismo.

La determinación del módulo de descarga a partir del módulo de carga se ha realizado aplicando la relación establecida por Berardi entre ambos módulos en función del índice RMR. Esta relación figura en la gráfica siguiente:



Es importante indicar que, el terreno presenta un importante efecto escala, y que el módulo de deformación se ve afectado por esta circunstancia, de manera que, en los terrenos mejores, el módulo será más alto, y en los peores más bajo. Por ello, los módulos medidos en cada ensayo serán sólo representativos de un terreno de calidad geotécnica igual a la zona ensayada.

Se han realizado un total de 8 ensayos presiodilatométricos. En la tabla que se incluye a continuación se recogen los valores obtenidos para el módulo de deformación obtenido in situ.

Sondeo	Profundidad (m)	Litotipo	Litología	Módulo deformación en carga Ep (MPa)
SM-4	12	IV	Calizas	3162,5
SM-4	20	IV	Calizas	3023,4
SM-10	14,6	IV	Calizas	1630,7
SM-10	23,5	IV	Calizas	5426,6
SM-11	30,4	V	Conglomerado triásico	359,3
SM-11	34,4	V	Conglomerado triásico	18
SM-13	5,1	VI	Lutitas	53,6
SM-13	15,4	VI	Lutitas	754

Como puede observarse, la variabilidad de estos resultados es muy grande, lo que rebaja la representatividad de los resultados obtenidos.

De acuerdo a los datos de la tabla anterior, eliminando los datos anormalmente bajos, los módulos en carga promedio y de descarga para cada litotipo serían los siguientes:

Litología	Módulo Carga Ec (MPa)	RMR	Ed / Ec (Berardi)	Modulo Descarga Ed (MPa)
Calizas	3310	66	1,5	4965
Conglomerado triásico	360	35	1,9	684
Lutitas	750	39	1,8	1350

4.5 ESTADO TENSIONAL

Las tensiones que aparecen en las excavaciones de los túneles son función de las tensiones naturales (tensiones in situ) que existían antes de excavar el hueco. Por ello es muy importante, para el diseño de sostenimientos, la determinación del estado tensional previo a la excavación.

Puede estimarse, con suficiente aproximación que, en un punto de un macizo rocoso, la tensión vertical viene dada por:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z$$

donde:

γ : peso específico de la roca suprayacente.

z : profundidad del punto en estudio.

La tensión horizontal es mucho más difícil de estimar. Normalmente la relación existente en un punto entre la tensión horizontal y la vertical, recibe el nombre de coeficiente de empuje en reposo K_0 :

$$K_0 = \frac{\sigma_H}{\sigma_V}$$

de este modo, la tensión horizontal será:

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0 \cdot \gamma \cdot z$$

Para un punto dado de un macizo rocoso, la constante K_0 define su estado tensional natural.

Para estudiar las tensiones naturales in situ, lo más adecuado es emplear mediciones en sondeo, tales como la hidrofracturación (Sonda Hydrofrac) Sin embargo, esta técnica presenta el inconveniente de su altísimo coste económico. A esta dificultad, que se añade a la necesidad de tener un sondeo en buenas condiciones de estabilidad, ya que la técnica de medición requiere que el sondeo no esté entubado, con el consiguiente riesgo de que un mínimo desprendimiento de piedras a lo largo de la columna del sondeo deje atrapado el equipo de medición.

En este proyecto no se ha podido medir el valor de las tensiones in situ, por lo que se va a asumir, como es práctica habitual, un estado tensional isótropo, con $K_0 = 1$. Para los tramos más superficiales, se asumirá una elevación del 20 % en este valor, considerándose $K_0 = 1,2$.

4.6 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE CÁLCULO

En cuanto al modelo de comportamiento de materiales se ha optado por emplear el criterio de rotura de Hoek-Brown generalizado que es el que mejor se ajusta a los materiales tipo roca como es el presente caso.

La caracterización geotécnica de cada uno de los materiales se muestra en la siguiente tabla:

LITOTIPO	DENSIDAD APARENTE (t/m³)	GSI	RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON	MÓDULO DE DEFORMACIÓN ROCA INTACTA (MPa)	mi
CALIZAS	2,675	60	38	0,25	54751	9
LUTITAS	2,74	35	18	0,21	31348	6
CONGLOMERADOS	2,64	30	10	0,19	27527	21

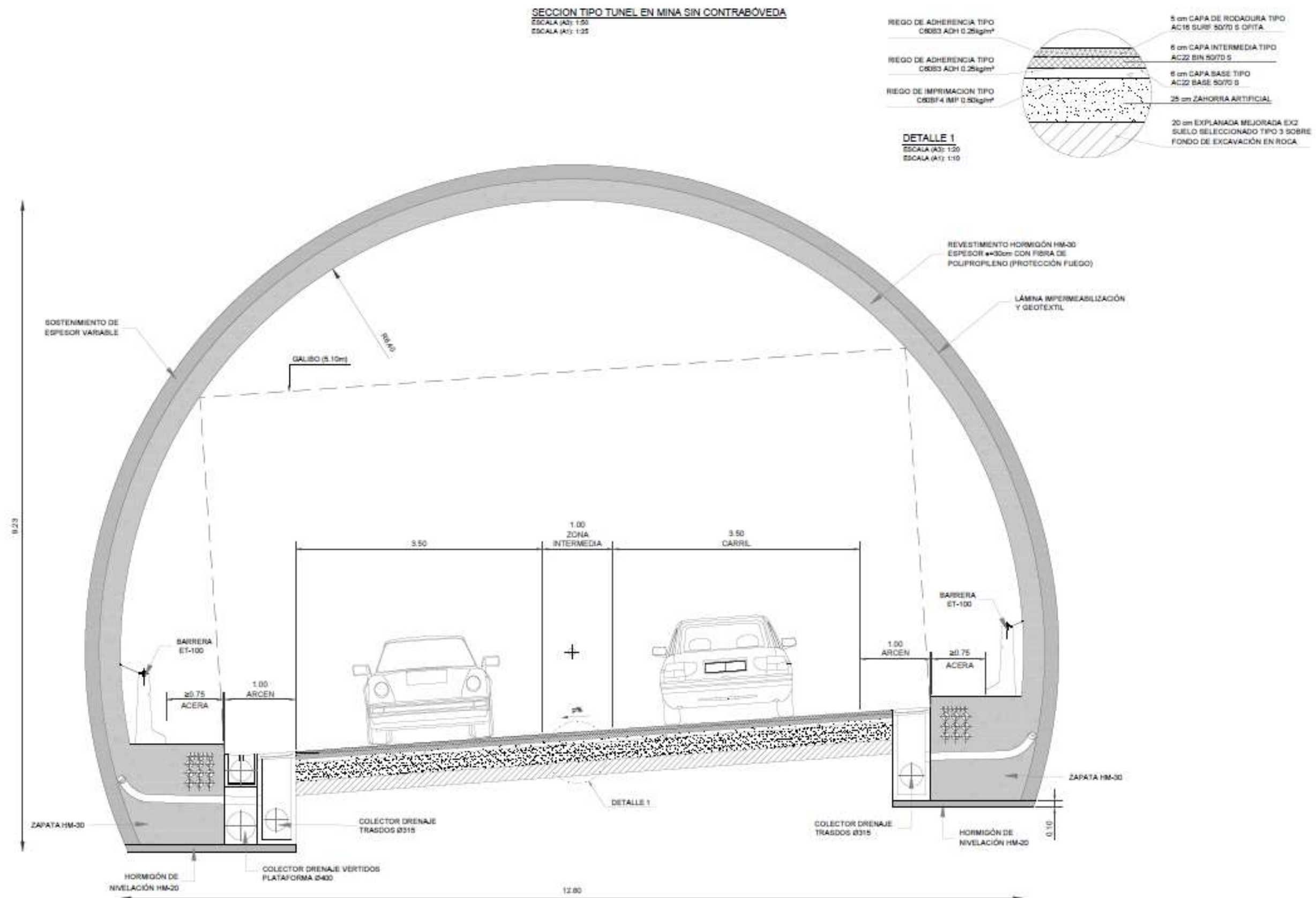
Dada la gran variabilidad de valores obtenidos para el módulo de deformación medido in situ, se ha optado por considerar los valores que se obtienen mediante la aplicación Roc-Lab, desarrollada por Hoek

Se ha considerado una $k_0=1$ y $k_0=1,2$ en las zonas más someras ($z=20$ m).

5 SECCIÓN TIPO

Se han definido diferentes secciones tipo, que cuentan con los siguientes elementos geométricos comunes:

1. Plataforma bidireccional, que dispone de los siguientes espacios:
Acera (0,75 m) + Arcén (1 m) + Carril (3,5 m) + Zona Intermedia (1 m) + Carril (3,5 m) + Arcén (1 m)
+ Acera (0,75 m)
2. Gálibo vertical de 5,10 m
3. Perfiles New Jersey sobre acera



Las cinco secciones definidas son:

- 0+425 a 0+450: Falso Túnel, con bóveda circular y contrabóveda.
- 0+450 a 0+520: Mina, con bóveda circular sin contrabóveda
- 0+520 a 0+602 y 0+602 a 0+728: Mina, con bóveda circular y contrabóveda (conglomerados triásicos de mala calidad)
- 0+728 a 0+740: Mina ensanchada para ganar visibilidad, con bóveda ovalada, sin contrabóveda.
- 0+740 a 0+760: Falso Túnel ensanchado para ganar visibilidad, bóveda ovalada, con contrabóveda.

En los el Documento nº2 Planos se pueden observar las características de estas secciones.

6 MÉTODO CONSTRUCTIVO

6.1 EXCAVABILIDAD DEL TERRENO

La excavabilidad del terreno es la facilidad con que la que el mismo puede ser arrancado mecánicamente mediante maquinaria adecuada (retroexcavadora, rozadora, etc.). Esta es una cuestión muy importante para abordar en este estudio, pues en la zona por donde discurren los túneles existen numerosas edificaciones que podrían eventualmente ser afectadas por las vibraciones de las voladuras. Si el terreno presentase aptitud para ser excavado mecánicamente, se evitarían estos problemas.

Para realizar este estudio, en primer lugar, se analizarán las propiedades del terreno que influyen en la excavabilidad. A continuación, se expondrán los criterios que determinarán si el terreno puede ser excavado mecánicamente, y finalmente se realizará su aplicación al Túnel de Markina.

6.1.1 PROPIEDADES DE EXCAVABILIDAD DE LOS TERRENOS DE LOS TÚNELES

Para analizar la excavabilidad de un terreno, las propiedades más relevantes son:

- Abrasividad (Índice Schimazek y Abrasividad Cerchar).
- Resistencia a compresión.
- Grado de fracturación (RQD).

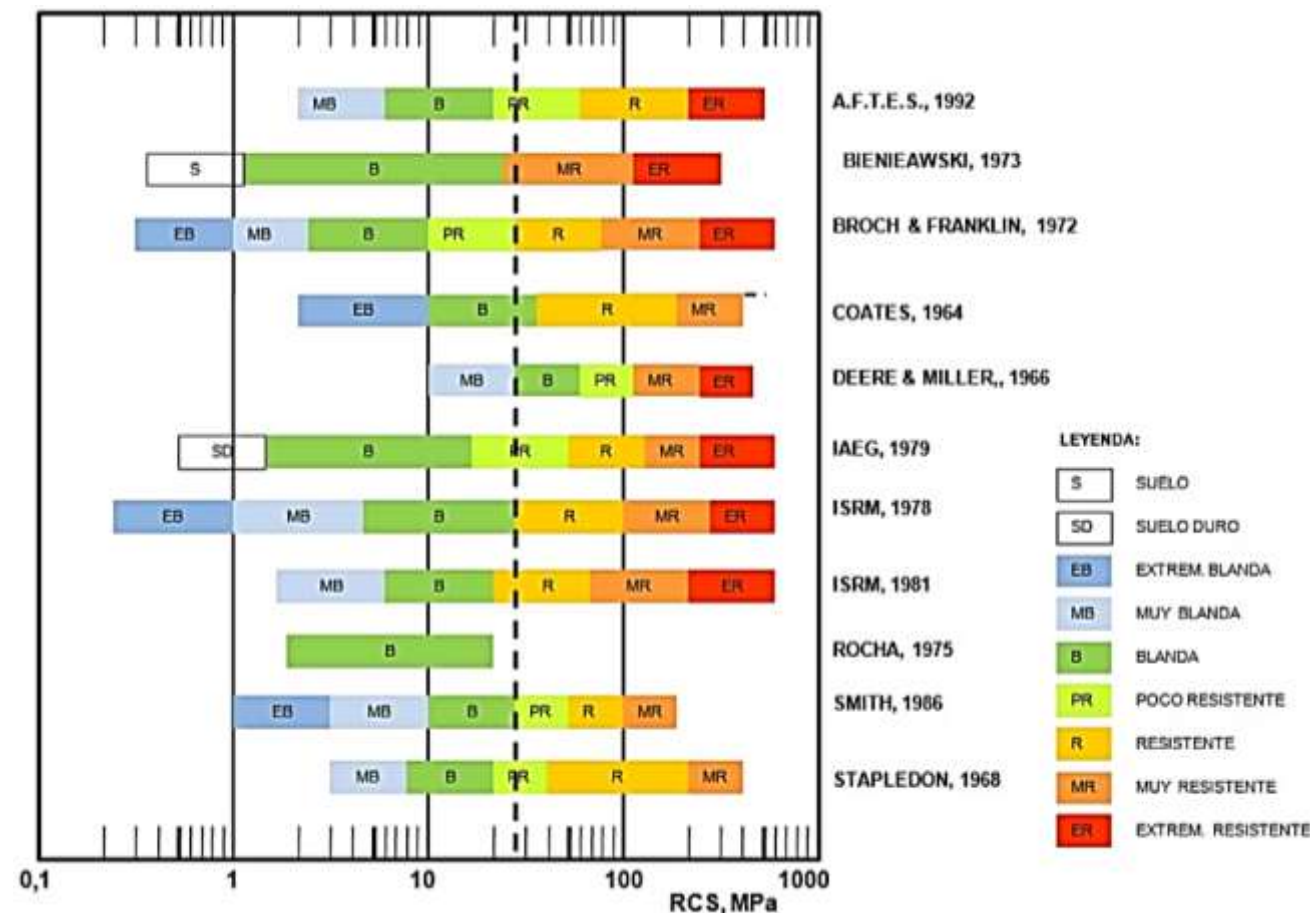
El coeficiente de Schimazek (F) representa la resistencia a la tracción en combinación con datos petrográficos de la roca (porcentaje de minerales abrasivos). Para cuantificar la abrasividad y estimar la rozabilidad de un terreno en función de este índice, se aplica la siguiente tabulación (Verhoeff, 1997):

Índice Schimazek F_{SCHIM} (KN/m)	Abrasividad
< 0,05	Roca de Baja Abrasividad
0,05 – 0,1	Roca de Media Abrasividad
0,1 – 0,5	Roca de Alta Abrasividad
> 0,5	Roca de Extrema Abrasividad

La abrasividad Cerchar mide el diámetro del plano de desgaste que sufre la punta de un taladro de acero en condiciones de perforación normalizadas. La medida se expresa en 0,1 mm y se adopta como índice de abrasividad que se clasifica de acuerdo al siguiente criterio:

Abrasividad Cerchar (CAI)	Abrasividad
> 4,5	Extremadamente Abrasiva
4,5 – 4,25	Altamente Abrasiva
4,25 – 4	Abrasiva
4 – 3,5	Moderadamente Abrasiva
3,5 – 2,5	Abrasividad Media
2,5 – 1,2	Poco Abrasiva
< 1,2	Muy Poco Abrasiva

En relación a la resistencia de la roca, las rocas blandas son muy adecuadas para su excavación mecánica. Para categorizar la resistencia de la roca, se puede emplear el siguiente ábaco, que resume la categorización propuesta por diversos autores.



Para el caso de Markina, los rangos de propiedades de excavabilidad de los diferentes tipos de terreno son los siguientes:

PROPIEDADES DE EXCAVABILIDAD				
LITOLOGÍA	Resistencia a Compresión (MPa)	RQD	Índice Abrasividad Cerchar	Índice de Schimazek (kN/m)
Calizas	38,038	90 – 100 %	1,250	0,074
Conglomerados	9,947	90 – 100 %	0,400	0,087
Lutitas	18,683	25 – 50 %	0,200	0,034

De estos valores se obtienen las siguientes conclusiones:

LITOLOGÍA	Resistencia a Compresión (MPa)	RQD	Índice Abrasividad Cerchar	Índice de Schimazek (kN/m)
Calizas	Blanda - Resistente	Poco Fracturado	Poco abrasiva	Media Abrasividad
Conglomerados	Blanda – Muy Blanda	Poco Fracturada	Muy Poco Abrasiva	Media Abrasividad
Lutitas	Blanda	Fracturado	Muy Poco Abrasiva	Baja Abrasividad

De este modo se concluye que el terreno tiene propiedades adecuadas para ser excavado mecánicamente, ya que es blando y poco abrasivo.

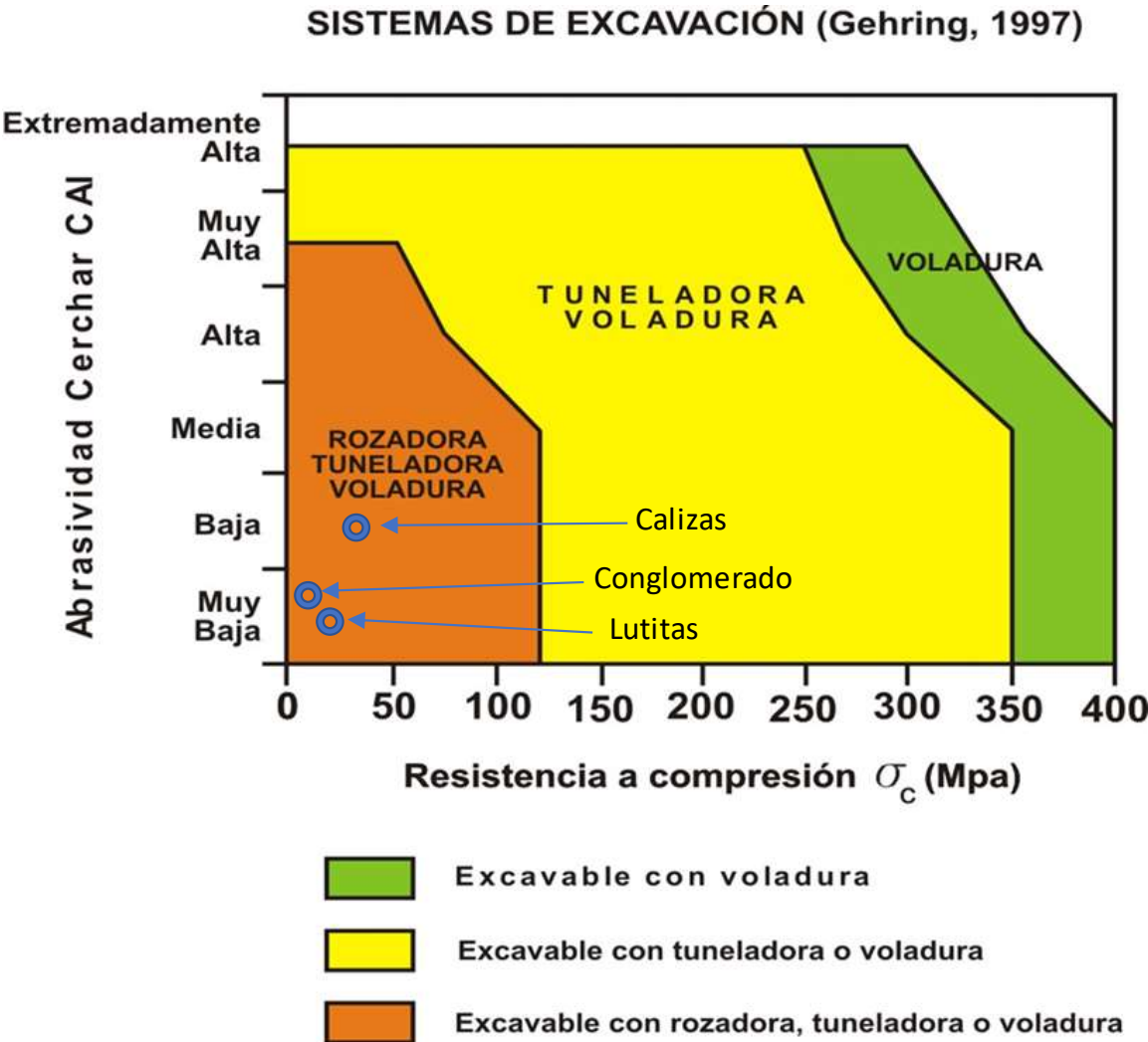
6.1.2 CRITERIOS DE EXCAVABILIDAD

Tal como se acaba de comentar, el terreno tiene buena aptitud para su excavación mecánica. Para determinar que método es el más adecuado, se van a aplicar lo que se denominan “Criterios de Excavabilidad”. Los Criterios más adecuados para tal fin son los de “Gehring” y “Romana”.

6.1.2.1 Criterio Gehring

Este criterio se resume en el siguiente gráfico. En él, en función de la resistencia a compresión de la roca y de la abrasividad Cerchar, se determina el tipo de excavación más recomendable. Para cada una de las tres litologías presentes en el túnel se ha considerado un punto en el gráfico. Los resultados obtenidos muestran que se trata de litologías que son excavables tanto con rozadora como mediante voladura o tuneladora.

La tuneladora se descarta, pues el túnel es muy corto, quedando clara la posibilidad tanto de emplear voladuras como preferentemente rozadora.

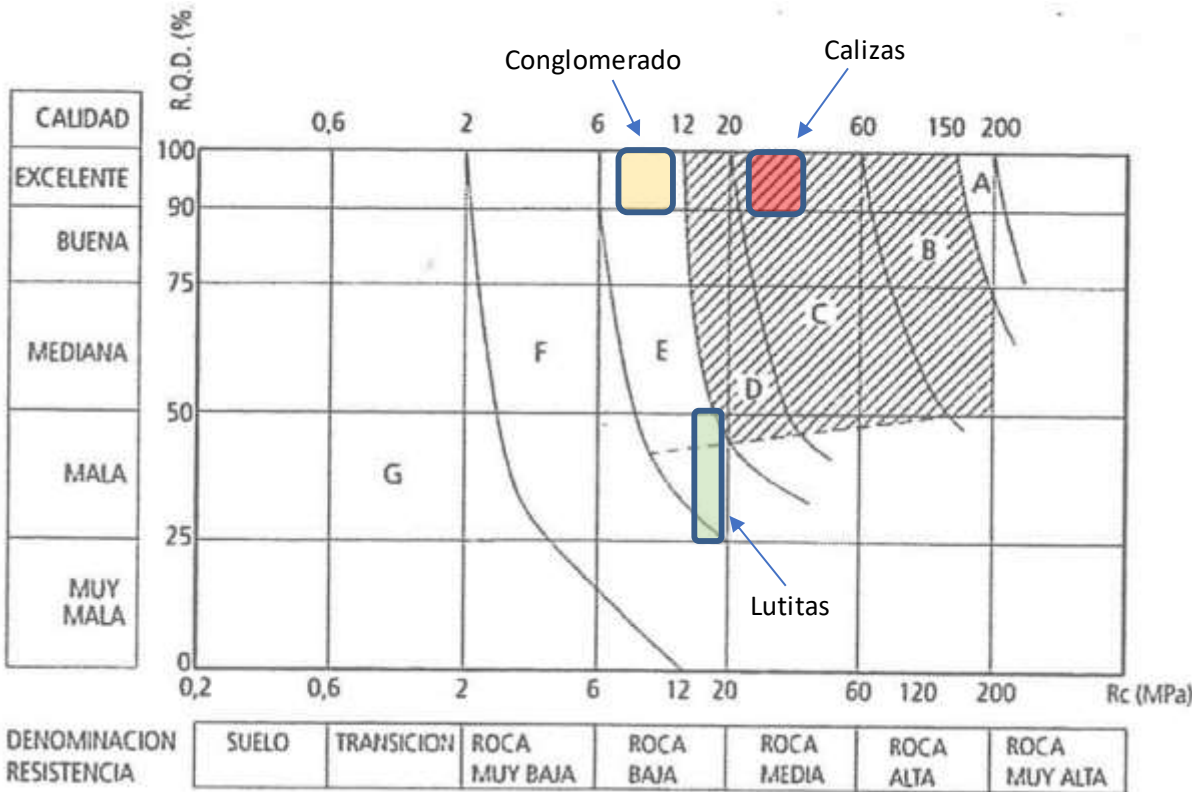


6.1.2.2 Criterio Romana

El Criterio de Romana tiene algo más de alcance, pues incluso ofrece recomendaciones en relación al tipo de maquinaria a emplear. También requiere conocer el RQD y la resistencia de la roca.

Si introducidos los valores del rango de RQD y la resistencia de la roca se obtiene el gráfico que se muestra a continuación.

- Para las calizas, se obtiene un punto en la Zona C, para el que se considera adecuada una rozadora o una tuneladora, e inadecuado una retroexcavadora (con martillo o pala).
- Para las lutitas, se obtiene un punto en Zona E, para el que es adecuada una rozadora, y posible una tuneladora o una retroexcavadora.
- Para los conglomerados se obtiene también Zona E, siendo adecuada la rozadora y posible la tuneladora o retroexcavadora.



ZONA	TOPO		ROZADORA			MARTILLO	PALA
	> 25 t	< 25 t	> 80 t	50-80 t	< 50 t		
A	Possible ?						
B	Adecuado	Possible ?	Possible ?				
C	Adecuado	Adecuado	Adecuado	Adecuado			
D	Adecuado	Adecuado	Adecuado	Adecuado	Adecuado	Possible ?	
E	Possible	Possible	Possible	Adecuado	Adecuado	Possible	Possible ?
F				Possible	Adecuado	Adecuado	Possible
G					Possible	Possible ?	Adecuado

La tuneladora se descarta, pues los túneles son muy cortos para el empleo de este tipo de máquinas, que habitualmente requieren longitudes de más de 6 km para poder amortizar su inversión. Entre las rozadoras y las retroexcavadoras, las recomendaciones de Romana parecen decantarse mejor por las rozadoras, pues a estas las cataloga como “Adecuadas” mientras que a las retroexcavadoras las cataloga como “Posibles”.

Por tanto, la aplicación al túnel de Markina recomienda el empleo de **excavación mecánica mediante rozadora**.

6.2 SELECCIÓN DEL MÉTODO

Como se acaba de ver, se considera que, dada la naturaleza blanda y poco abrasiva del terreno, lo más adecuado es la excavación del túnel mediante medios mecánicos, y en particular mediante rozadora.

En la actualidad, los métodos de ejecución del sostenimiento de los túneles se basan en la aplicación de hormigón proyectado (gunita) como elemento principal de soporte, en lo que se denomina “Nuevo Método Austriaco”. A este respecto, hay dos posibilidades:

- Método Austriaco
- Método Austriaco Modificado

El “Método Austriaco” en esencia consiste en permitir que el terreno se autosoporte, 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 autosoporte. 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.

Cuando el terreno es de mala calidad, tiene poca resistencia, y por tanto, menor capacidad para autosoportarse. Si se aplicase el Método Austriaco “Senso Estricto”, el terreno al ser poco resistente, se deforma notablemente, perdiendo más si cabe su resistencia. En estos casos, se aplica el “Nuevo Método Austriaco Modificado”, que consiste en aplicar sostenimientos de hormigón proyectado, cerchas, etc., pero en cuantías elevadas (grandes espesores). De este modo, la baja resistencia del terreno y en consecuencia su menor capacidad para autosoportarse, son compensados con mayores cuantías de sostenimiento, que colaboran en la estabilidad del túnel. Se aplica también auscultación, pero principalmente para verificar que sostenimiento es muy rígido y no deja que el terreno se deforme.

Como se ha indicado, en el Túnel de Markina se van a interceptar tres tipos de litologías básicas: calizas, conglomerados triásicos y lutitas.

Las calizas son de buena calidad, pues presentan un RMR de valor 66 y una resistencia de 38 MPa. Por ello, esta litología es adecuada para ejecutar con Método Austriaco.

Las lutitas, presentan un RMR en el entorno de 40, y una resistencia cercana a 20 MPa, lo que permite considerarlas de calidad Media, cercana a calidad Mala. En estas condiciones, se podría excavar con el Nuevo Método Austriaco.

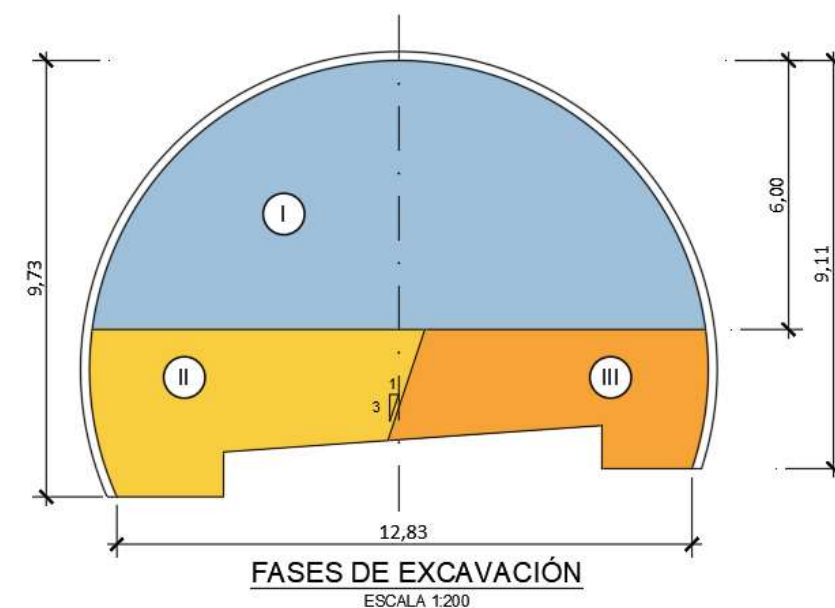
Los Conglomerados presentan un RMR de 35, y una resistencia baja de 10 MPa, lo que permite clasificarla como calidad Mala. En este caso, para este terreno podría considerarse el Nuevo Método Austriaco Modificado, empleando fuertes cuantías de sostenimiento.

Otro factor a tener en consideración es la baja tapada del túnel, entre 20 y 45 m, y la presencia cercaba de edificaciones. Para evitar problemas geotécnicos en esta situación, se aconseja definir sostenimientos de alta cuantía.

De este modo, se considera que, para Markina, lo mejor sería aplicar el Nuevo Método Austriaco Modificado, con altas cuantías de sostenimiento, tanto para las rocas de mejor calidad (lutitas y calizas) como las de peor (conglomerados). De este modo, se definirán sostenimientos con cerchas y espesores de gunita de al menos 20 cm, tal como se expondrá en sucesivos apartados.

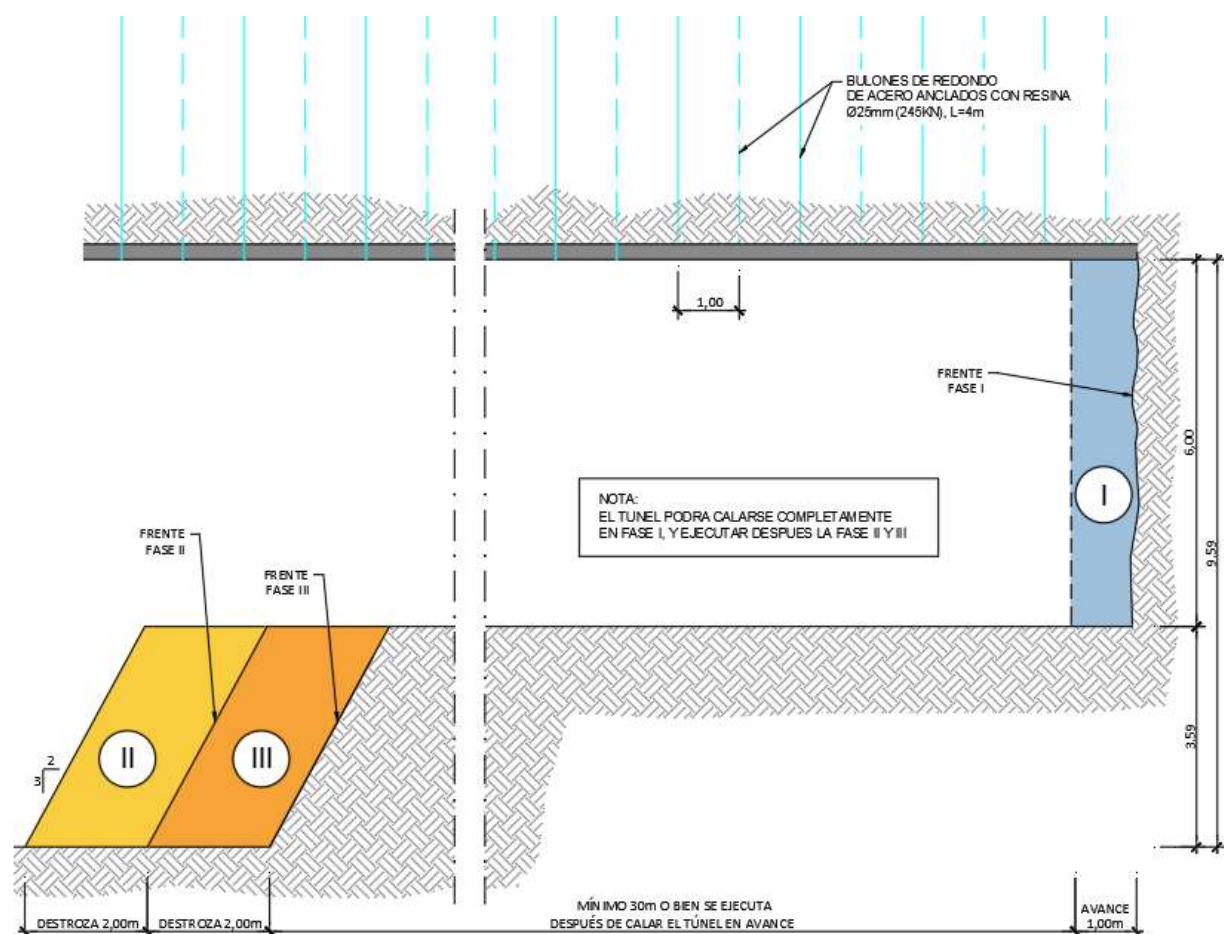
6.3 EXCAVACIÓN POR FASES

Dado el gran tamaño de los túneles, la excavación se realizará por fases. En primer lugar se ejecutará la mitad superior (Avance. Fase I) y a continuación la mitad inferior (Destroza. Fase II y III). El Avance tendrá una altura de unos 6 m.



Preferentemente el túnel se ejecutará al completo en sección de avance, hasta calarlo, para facilitar así la rapidez de ejecución. Posteriormente se ejecutará toda la mitad inferior.

No obstante, en planos se han definido las condiciones de ejecución, si el Contratista optase por excavar el Avance y la Destroza simultáneamente.



6.4.2 DESCRIPCIÓN PORMENORIZADA DE LOS TRABAJOS DE EXCAVACIÓN Y SOSTENIMIENTO

6.4.2.1 Ejecución de la visera de protección

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.

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.

6.4 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL MÉTODO DE EXCAVACIÓN Y SOSTENIMIENTO

6.4.1 CICLO DE EXCAVACIÓN Y SOSTENIMIENTO

La excavación y sostenimiento del túnel se realiza por avances cíclicos, de una magnitud igual a la longitud de pase establecida. Para una excavación con rozadora, el ciclo de excavación se realiza en las siguientes etapas:

1. Excavación con rozadora, con retirada simultanea del escombros.
2. Inspección geotécnica del frente, para valorar la calidad geotécnica del macizo rocoso y establecer el tipo de sostenimiento del siguiente pase a excavar.
3. Aplicación del sostenimiento.
4. Replanteo geométrico del siguiente pase a excavar



Colocación de visera de protección en emboquille



Terminación de la visera de protección

6.4.2.2 Excavación en avance

Terminada la estructura de protección del portal se inicia la excavación de la sección de avance, empleando medios mecánicos (rozadora).

La "Sección de Avance" es la mitad superior de la sección del túnel (zona de bóveda). Para Markina la sección de excavación de esta fase tiene una altura desde clave de 6 – 6,35 m, suficiente para la correcta movilidad de la maquinaria habitual de construcción de túneles del tamaño de estos.

El primer paso es el replanteo del pase, cuya longitud es de 1 m.



Máquina rozadora para túneles (sección de avance)

Como se emplea rozadora, el desescombro se realiza simultáneamente a la excavación. El escombro es recogido automáticamente por la rozadora, y es descargado sobre camiones tipo dumper de chasis articulado, que lo transportan hasta el exterior.



Fase de avance en excavación con sostenimiento colocado

A continuación, se inicia la colocación del sostenimiento. En una primera etapa se proyecta una capa de gunita de 7 - 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, cercha HEB y mallazo.



Equipo de proyección de hormigón colocando la capa de sellado



Plataforma de elevación hidráulica para colocación de cerchas y mallazo

Terminada la colocación de elementos metálicos, 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.

Se ha previsto completar el sostenimiento con paraguas de micropilotes en el sostenimiento a aplicar en los Conglomerados Triásicos, con una inclinación de unos 3 – 5°. Una vez perforado este, se excavará bajo su protección.

No obstante, durante la ejecución del túnel podrían aparecer fallas no previstas, que podrían aconsejar emplear paraguas.

6.4.2.3 Excavación 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.



Vista del frente de excavación de la destroza de un túnel

La destroza se excavará en tres bataches: en primer lugar un zajón central, y posteriormente los laterales. Su longitud de avance será de 2 m.

6.4.3 EJECUCIÓN DE LA CONTRABÓVEDA

Por último, se ejecutará la contrabóveda. En primer lugar, se excavará el “tacón” de apoyo de las cerchas, y se prolongarán las mismas hasta el fondo. Posteriormente se excavará el resto de contrabóveda, y se hormigonará al completo.

7 SOSTENIMIENTOS

7.1 JUSTIFICACIÓN

Como se ha indicado, dada la escasa tapada del túnel, la presencia cercana de edificios, y la mala calidad de algunos tipos de terreno presentes, se ha optado por aplicar sostenimientos de alta cuantía, con cerchas, altos espesores de gunita y bulones o paraguas de micropilotes.

7.2 SOSTENIMIENTOS DEFINIDOS

Los sostenimientos quedan definidos según se muestra en la siguiente tabla:

SECCIÓN	HORMIGÓN PROYECTADO HMP-35 CON FIBRAS		CERCHAS METÁLICAS		BULONES (l=4m)		PARAGUAS DE MICROPILOTES	LONGITUD PASE DE AVANCE
	e (cm)	ENERGÍA DE ABSORCIÓN (J)	TIPO	ESPACIADO (m)	TIPO	MALLA (T)x(L) (m)		
ST-1	5+15	700	TH-29	1,0	Ø25 mm (245 kN)	1,5x1,0	-	1,0
ST-2	7+18	1000	HEB-180	1,0	-	-	Ø88,9; l=9m (solape=3m) espaciado 40 cm	1,0
ST-3	5+15	1000	TH-29	1,0	-	-	-	1,0

7.3 TRAMIFICACIÓN DE SOSTENIMIENTOS

En cuanto a la aplicación de cada uno de ellos, a continuación, se muestra la tramificación del túnel en la siguiente tabla. La tramificación estará basada en la litología presente en el frente del túnel.

P.K. inicio	P.K. fin	SOSTENIMIENTO	LONGITUD (m)	TERRENO
0+450	0+520	ST-1	70	Calizas
0+520	0+602	ST-2	82	Conglomerados
0+602	0+728	ST-1	126	Lutitas
0+728	0+740	ST-3	12	Lutitas

Esta tramificación podrá variarse en obra, en función de la posición real de los diferentes contactos litológicos observados en los frentes de excavación.

7.4 CÁLCULOS ESTRUCTURALES DE SOSTENIMIENTOS

Para la comprobación estructural de las secciones de sostenimiento definidas se han llevado a cabo distintos cálculos tensodeformacionales en 2D empleando el método de elementos finitos que incorpora el código del software RS2 de Rocscience.

Se han descartado los cálculos de cuñas, pues en terrenos de baja calidad y pases de excavación muy cortos, como los que nos ocupan, son de escasa o nula utilidad.

Se han modelizado distintos escenarios a lo largo del túnel según litologías, coberteras y secciones tipo de sostenimiento aplicadas. En la siguiente tabla se muestran los criterios empleados en cada cálculo.

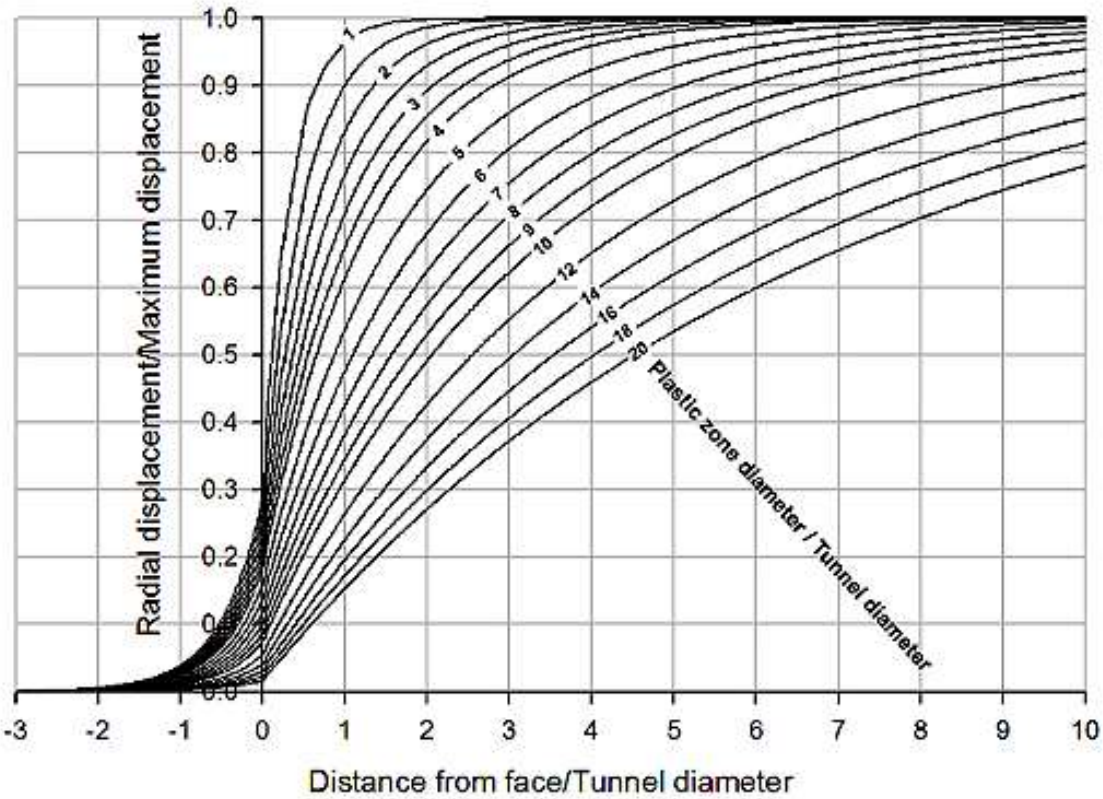
CÁLCULO	P.K.	LITOLOGÍA	COBERTERA	SECCIÓN TIPO
1	0+520	CALIZAS	34 m	ST-1
2	0+632	LUTITAS	36 m	ST-1
3	0+575	CONGLOMERADO	40 m	ST-2
4	0+728	LUTITAS	20 m	ST-3

7.4.1 METODOLOGÍA DEL CÁLCULO

La metodología de comprobación de los sostenimientos utilizada en este estudio está basada en el método de Vlachopoulos y Diederich, que valoran mucho mejor el efecto de la plastificación. Este es un método desarrollado de forma empírica, que se basa en la obtención de la convergencia del perímetro de la excavación a partir de:

- X: distancia al frente en el momento de instalar el sostenimiento
- R: radio de la excavación (o diámetro)
- Rp: radio (o diámetro) de plastificación alrededor de la excavación sin sostenimiento
- umax: máxima deformación en el perímetro de la excavación sin sostenimiento

En la siguiente figura se presenta el ábaco de Vlachopoulos-Diederich utilizado para la obtención de la relación entre convergencia previa a la instalación del sostenimiento y máxima deformación.



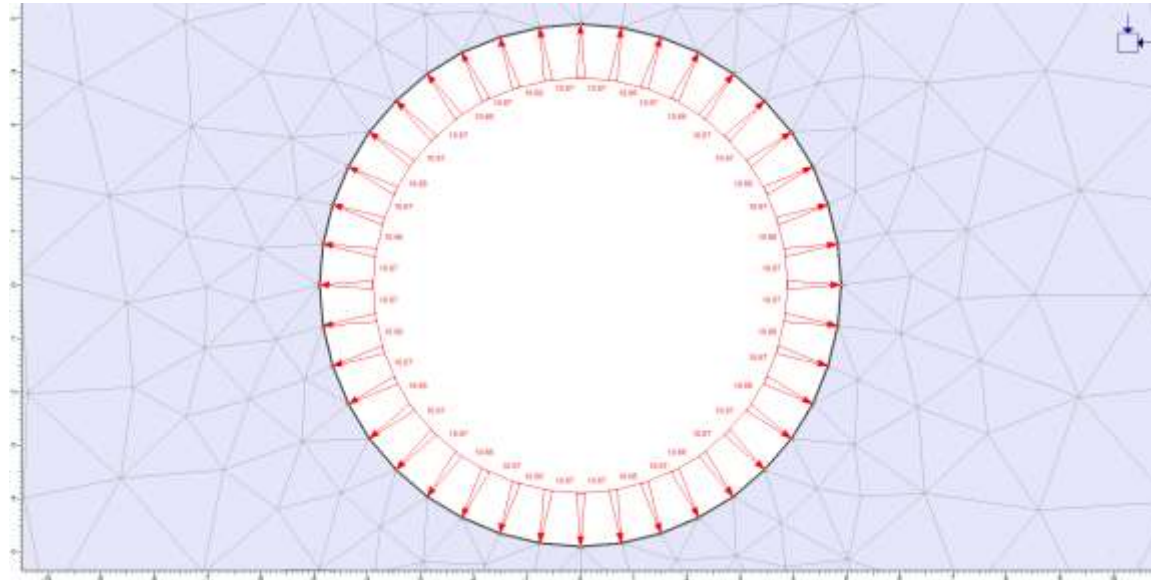
Ábaco de Vlachopoulos-Diederich

Dado que la forma del túnel no es circular, para la obtención del diámetro de la excavación y de las curvas de reacción del terreno, se ha utilizado el diámetro de excavación equivalente. Éste diámetro equivalente se obtiene calculando un círculo con la misma sección de excavación, se calcula fácilmente de la relación:

$$D = \sqrt{4 \frac{A}{\pi}}$$

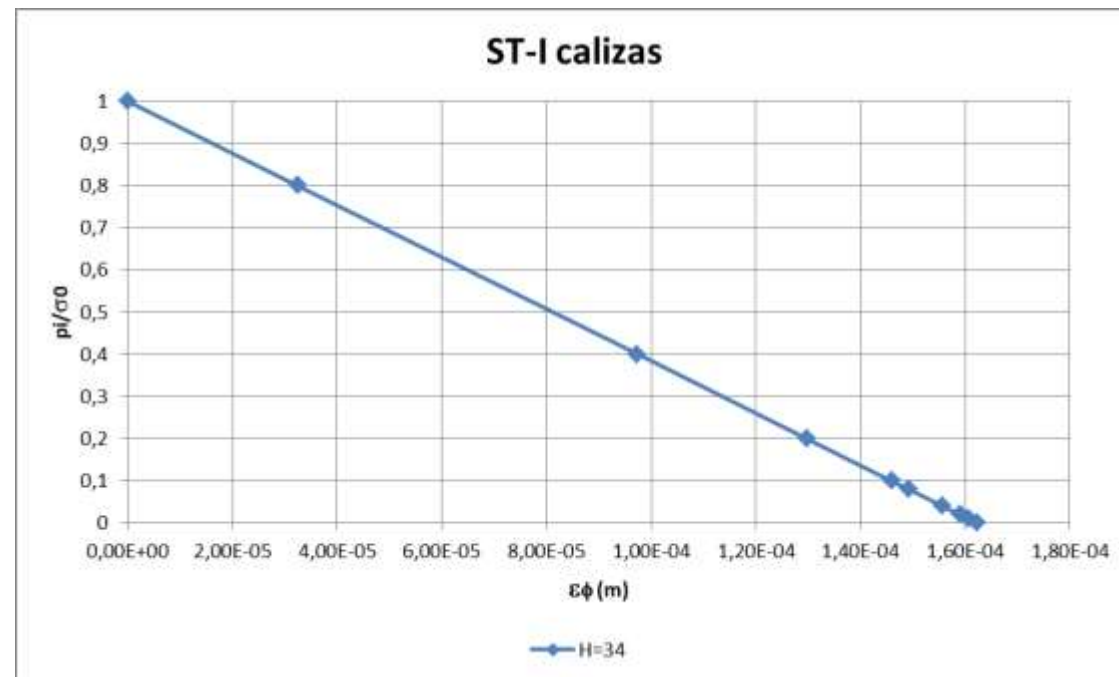
Para la obtención del radio de plastificación y de la deformación máxima sin sostenimiento, es preciso realizar un cálculo numérico previo para cada uno de los sostenimientos propuestos, con la sección circular equivalente en avance. Con estos datos, a partir del ábaco, se obtiene el valor de la ratio deformación/deformación máxima para una determinada distancia al frente.

En un segundo cálculo se debe obtener la curva de reacción del terreno, “Ground Reaction Curve”, GRC. Se modela la excavación con una presión interna, aplicada en su perímetro, equivalente a la presión ejercida por el macizo rocoso. En la siguiente figura, se ilustra esta presión interna.



Simulación presión radial interna

En sucesivas fases de cálculo, se va disminuyendo la cuantía de esta presión interna hasta hacerla desaparecer totalmente. En cada caso, se han modelado 10 fases sucesivas. En cada una de estas fases, se obtiene la deformación máxima del modelo, por lo que es posible obtener la gráfica de Deformación máxima vs. Presión interna o Curvas de Reacción del Terreno. Como ilustración, se muestran una curva GRC típica.

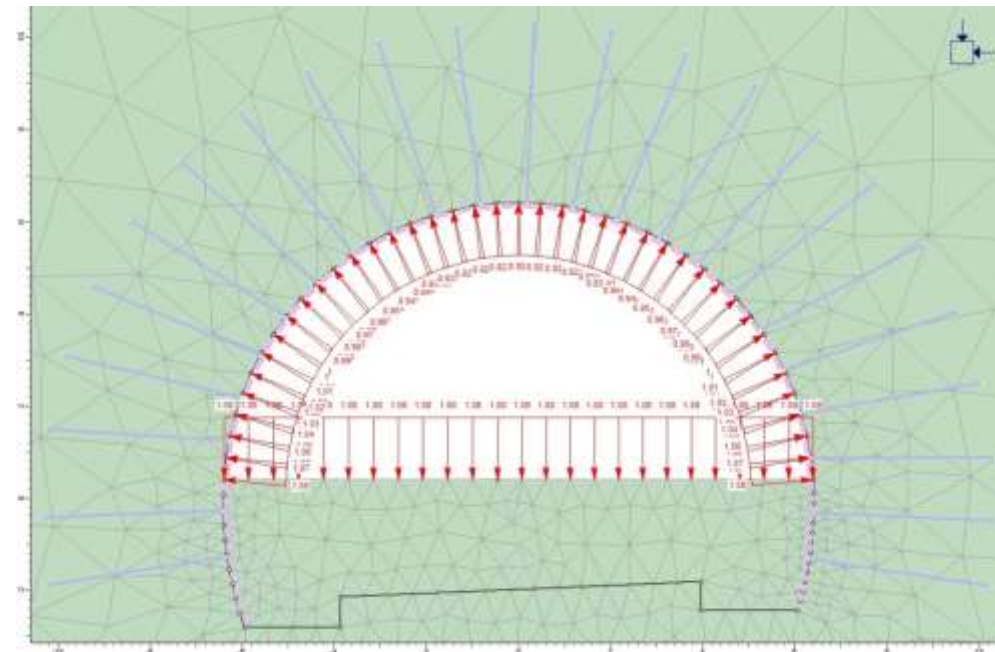


Modelo de curva de reacción del terreno (Ground reaction curve)

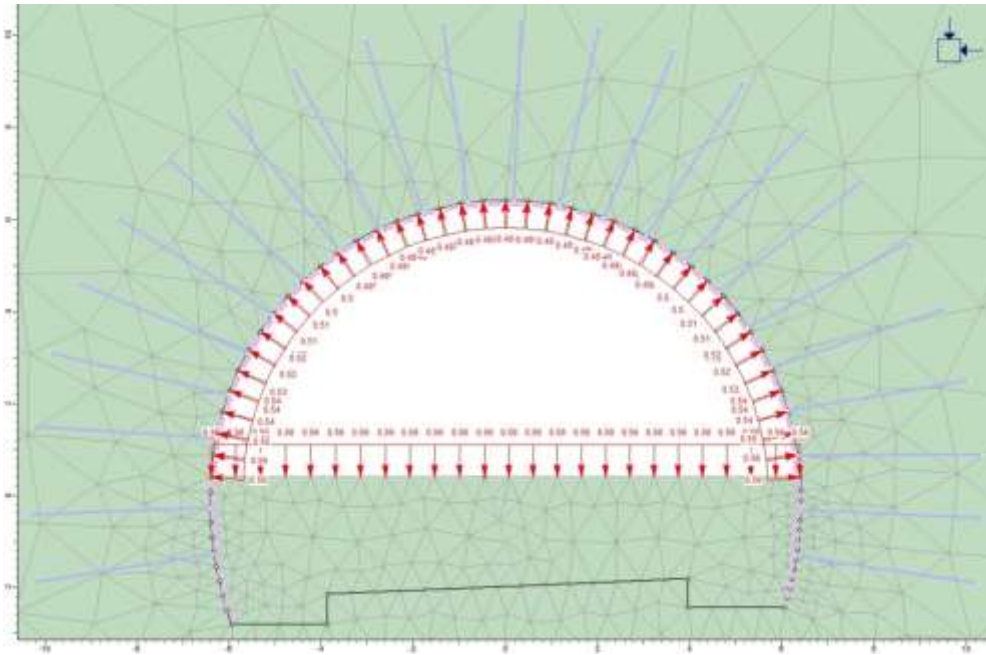
Habiendo estimado la deformación del túnel previa a la ejecución del sostenimiento, a partir de las curvas GRC, se obtiene la presión interna aplicada en el perímetro de la excavación que provoca este desplazamiento deseado. Este es el valor que se debe utilizar en un último modelo, ya con la sección verdadera de excavación y el sostenimiento que se debe comprobar.

El modelo de comprobación está constituido por las siguientes fases de cálculo:

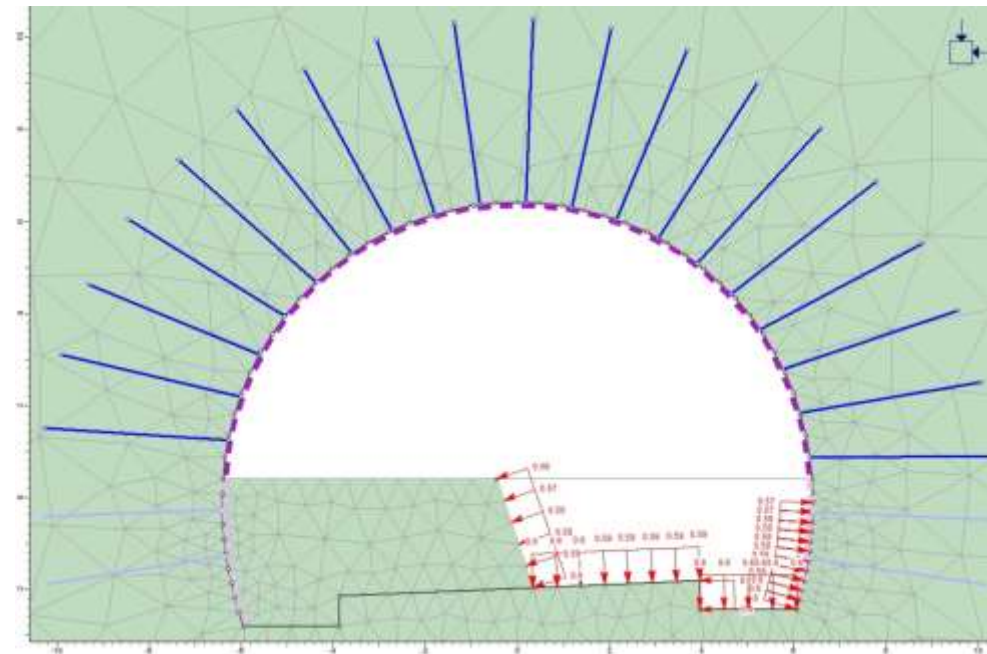
Fase 1: Estado tensional inicial



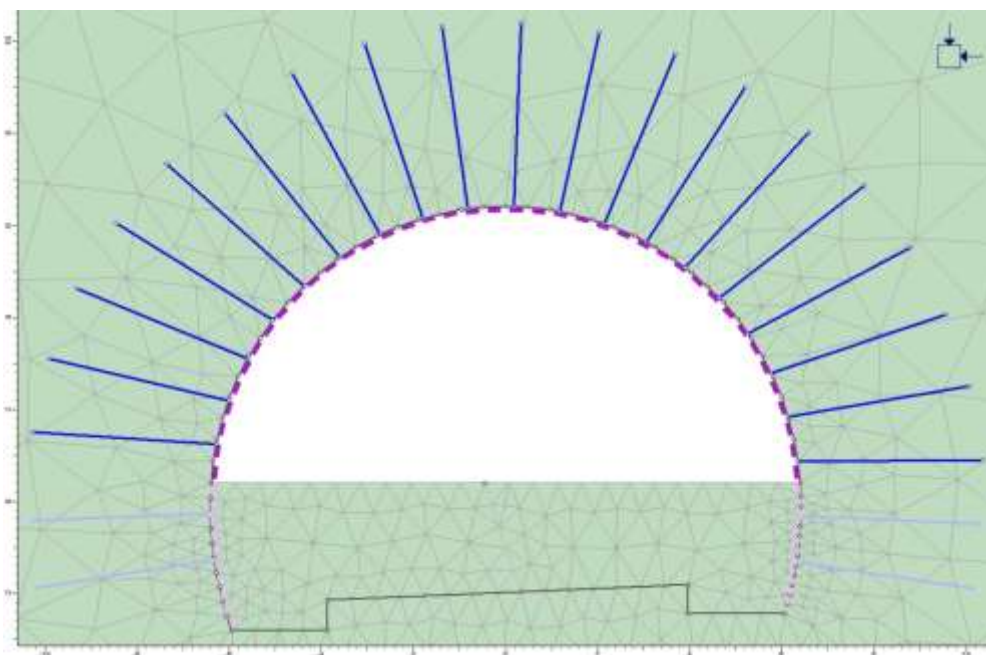
Fase 2: Excavación del avance con una presión interna que provoca el desplazamiento del perímetro de la sección antes de instalar el sostenimiento



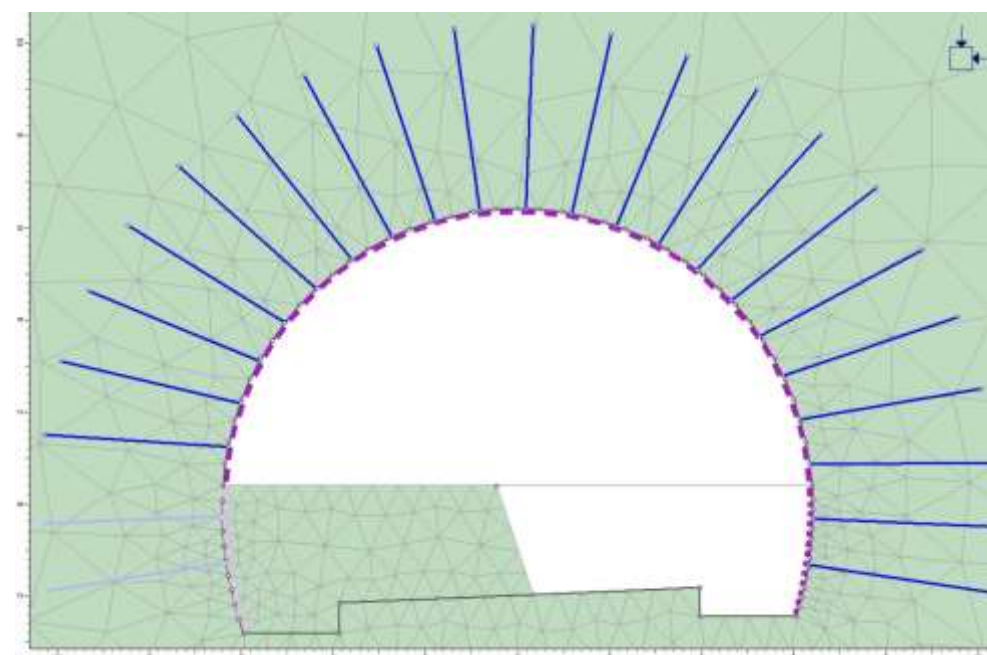
Fase 4: Excavación del primer batache de la destroza y relajación del terreno.



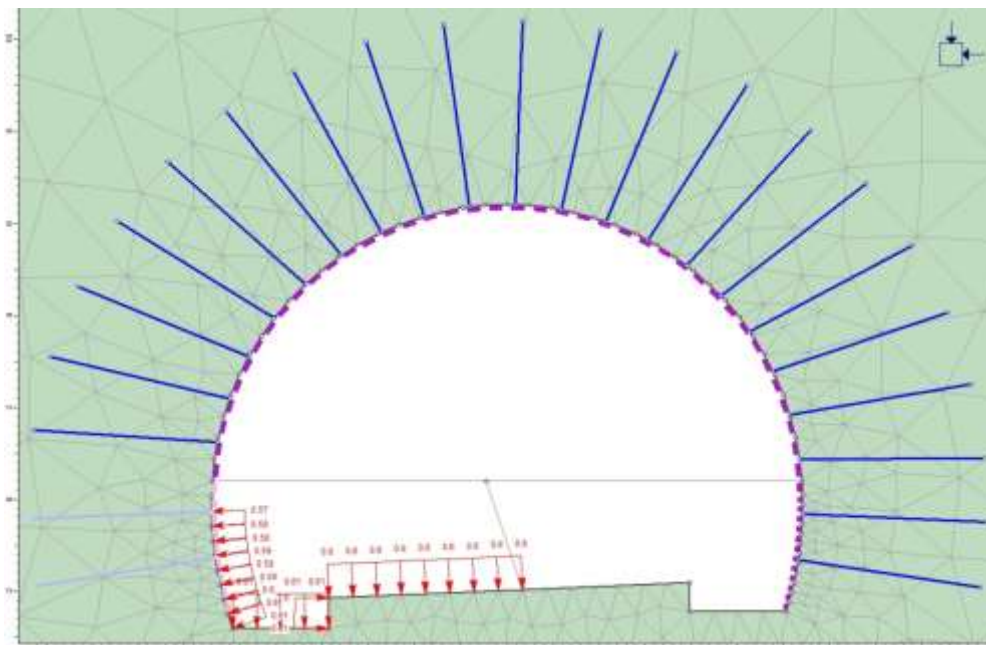
Fase 3: Instalación del sostenimiento de la sección de avance:



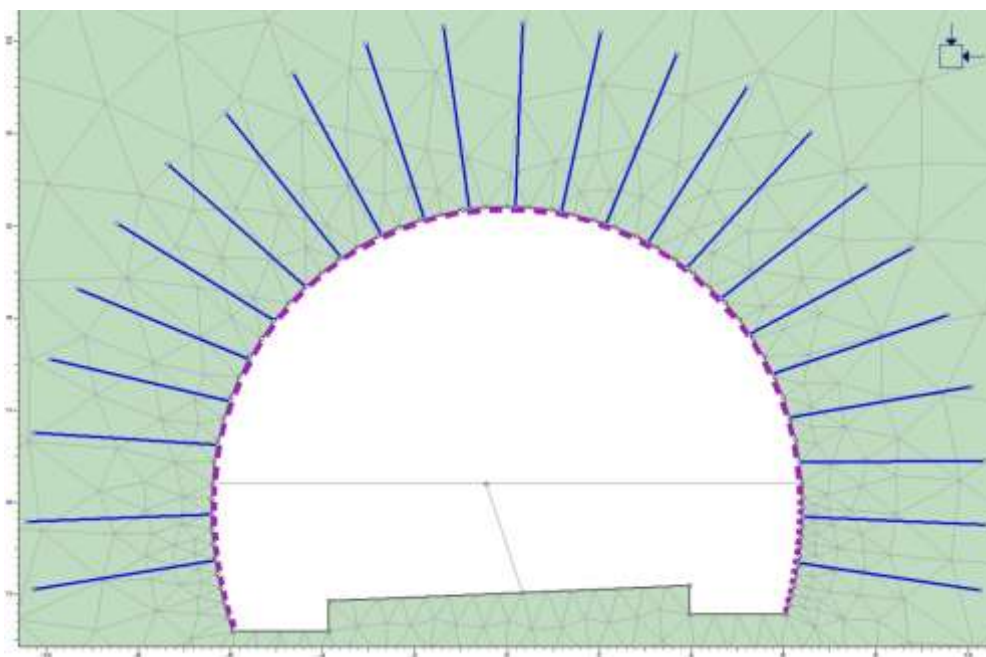
Fase 5: Colocación del sostenimiento del primer batache de destroza



Fase 6: Excavación del segundo batache de la destroza y relajación del terreno



Fase 7: Colocación del sostenimiento del segundo batache de destroza



7.4.2 GEOMETRÍA Y SOSTENIMIENTOS DEL TÚNEL

En la siguiente tabla se muestran los principales datos geométricos de cada una de las secciones:

SECCIÓN	ALTURA DE AVANCE (m)	ALTURA TOTAL (m)	ANCHO (m)	SECCIÓN AVANCE (m²)	SECCIÓN TOTAL (m²)	DIÁMETRO EQUIVALENTE DE AVANCE (m)	DIÁMETRO EQUIVALENTE TOTAL (m)
ST-1	6	9,73	12,83	61,73	98,65	8,7	11,21
ST-2	6,34	11,78	13,53	66,62	124,97	9,2	12,6
ST-3	6	9,59	14,02	67,41	109,82	9,21	11,82

Los elementos y cuantías de sostenimiento para cada una de las secciones tipo se muestran en la siguiente tabla:

SECCIÓN	HORMIGÓN PROYECTADO HMP-35 CON FIBRAS		CERCHAS METÁLICAS		BULONES (l=4m)		PARAGUAS DE MICROPILOTES	LONGITUD DE PASE DE AVANCE
	e (cm)	ENERGÍA DE ABSORCIÓN (J)	TIPO	ESPACIADO (m)	TIPO	MALLA (T)x(L) (m)		
ST-1	5+15	700	TH-29	1,0	Ø25 mm (245 kN)	1,5x1,0	-	1,0
ST-2	7+18	1000	HEB-180	1,0	-	-	Ø88,9; l=9m (solape=3m) espaciado 40 cm	1,0
ST-3	5+15	1000	TH-29	1,0	-	-	-	1,0

7.4.3 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LOS ELEMENTOS DE SOSTENIMIENTO

7.4.3.1 Bulones

TIPO	SECCIÓN (mm²)	Módulo Young acero (Pa)	Coefficiente de Poisson	Límite elástico acero (MPa)	Fuerza axil (kN)
Ø25 mm	490	2e11	0,25	500	245

7.4.3.2 Hormigón proyectado

Hormigón proyectado HMP-35 con fibras.

Módulo de deformación secante del hormigón proyectado según Eurocódigo2

Table 1.1 Short-term modulus of elasticity of normal-weight gravel concrete	
28 day characteristic strength (N/mm ²) <i>f_{ck}/f_{ck, cube} (cylinder/cube)</i>	Static (secant) modulus <i>E_{cm} (kN/mm²)</i> Mean
20/25	30
25/30	31
30/37	33
35/45	34
40/50	35
45/55	36
50/60	37
60/75	39
70/85	41
80/95	42
90/105	44

Módulos de deformación para distintos hormigones en función de su resistencia a compresión simple (Eurocódigo2)

En la Guía técnica de AETOS: Diseño, fabricación y puesta en obra del hormigón proyectado. Grupo de trabajo WG-6: Hormigón proyectado, se realizan las siguientes recomendaciones:

Ha de considerarse que las deformaciones por fluencia y retracción del hormigón proyectado son más grandes que las de un hormigón convencional. Los códigos nacionales (y Eurocódigo 2) permiten calcular la fluencia ocurrida en un hormigón sometido a cargas tempranas. Este efecto se tiene en cuenta en las modelizaciones numéricas considerando una reducción del módulo de elasticidad en el hormigón proyectado. Un cálculo detallado de este efecto permite obtener un coeficiente comprendido entre 1,5 y 2,5 por el cual debe ser dividido el módulo de elasticidad del hormigón proyectado para tener en cuenta este efecto. Típicamente se adopta un coeficiente de 2,0.

Esto concuerda con valores obtenidos en retroanálisis, donde se ha estimado valores en torno a 15 GPa como módulo de elasticidad equivalente del hormigón proyectado. Este valor se reduce sensiblemente cuando el hormigón proyectado se encuentra solicitado a edades muy tempranas debido a pases muy cortos o cierre muy tempranos de contrabóveda, alcanzándose valores de 2,0 a 7,5 GPa para el módulo de elasticidad equivalente.

En base a las recomendaciones se han adoptado los siguientes valores:

MÓDULO DE DEFORMACIÓN SECANTE HP	ST-1/ST-3	ST-2
E _{cm} (GPa)	17	7,5

7.4.3.3 Cerchas metálicas

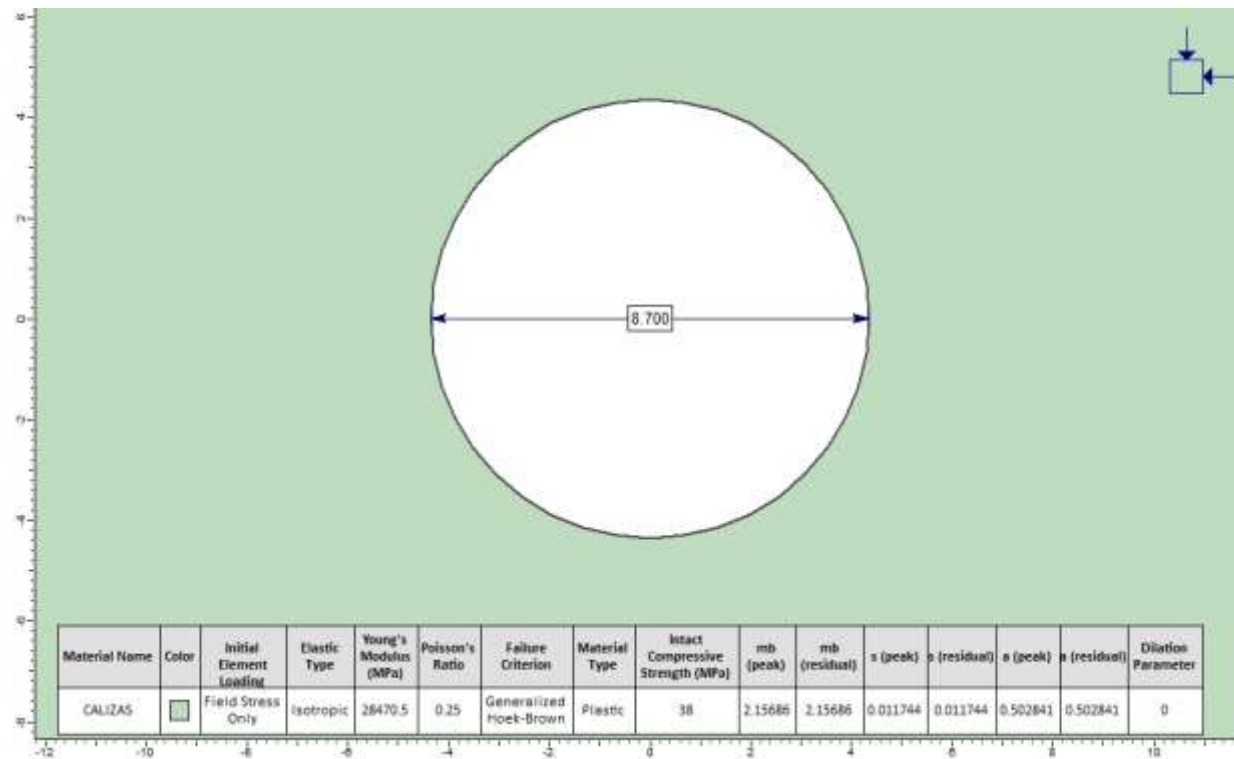
TIPO	DENS. (kg/m3)	PESO (kg/m)	SECCIÓN (cm2)	H (mm)	Ixx (cm4)	Wxx (cm3)	Iyy (cm4)	Wyy (cm3)	LIM. ELAS. (MPa)
TH-29	31Mn4 (DIN 21530)	29	37	124	616	94	775	103	>350
HEB-180	S355JR	51,2	65,3	180	3830	426	1360	151	355

7.4.4 RESULTADOS OBTENIDOS

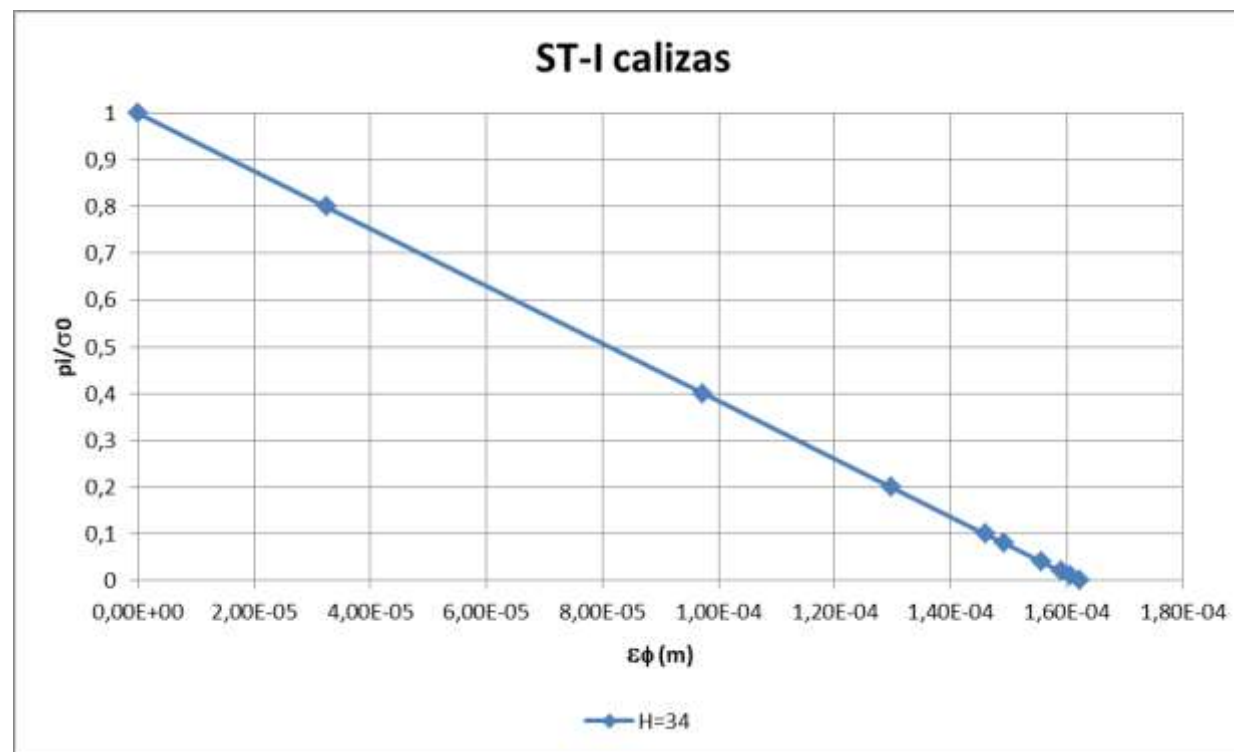
7.4.4.1 Cálculo 1

El cálculo corresponde a la sección tipo de sostenimiento ST-1 en calizas con una cobertera de 34 m.

Para estimar la preconvergencia del terreno antes de la instalación del sostenimiento, se ha calculado el diámetro de plastificación de una sección circular equivalente sin sostenimiento. Los elementos plastificados se muestran como aspas en la siguiente figura.



La curva de reacción del terreno (GRC) se representa en la siguiente figura:

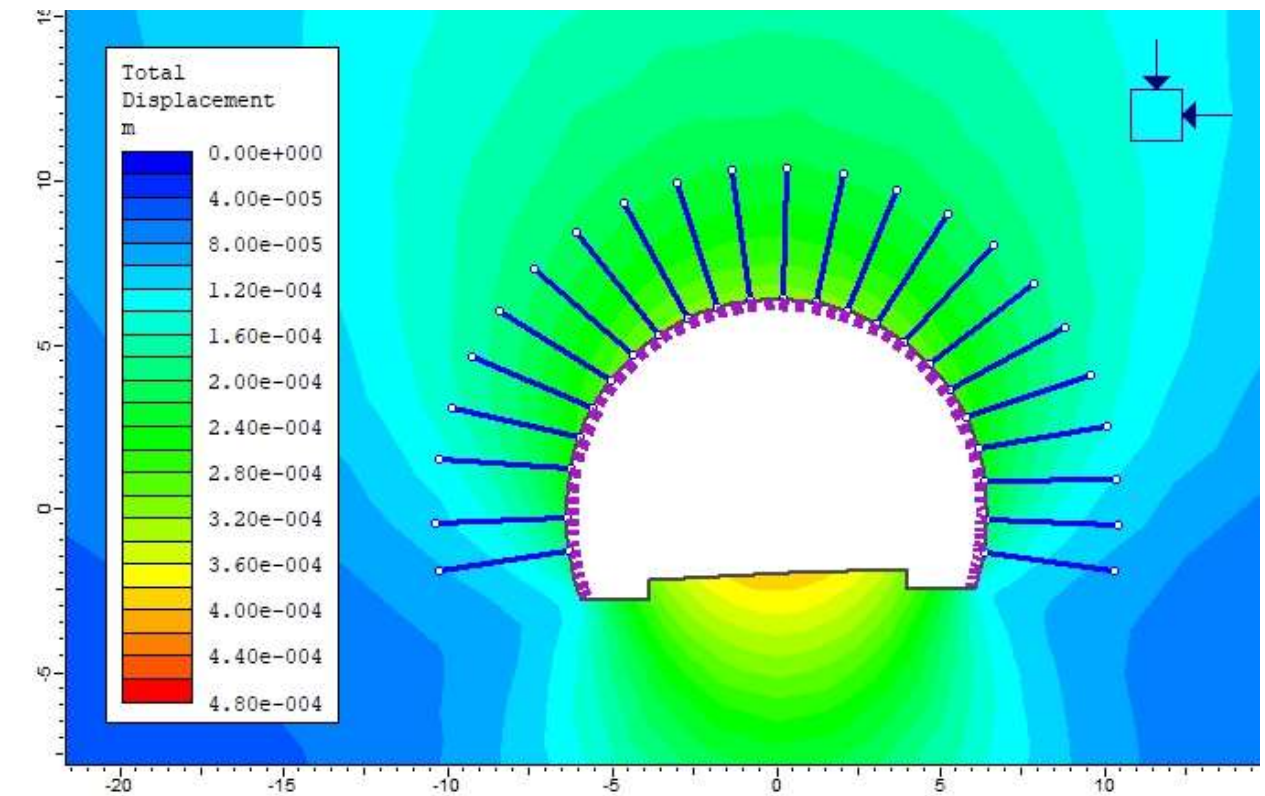


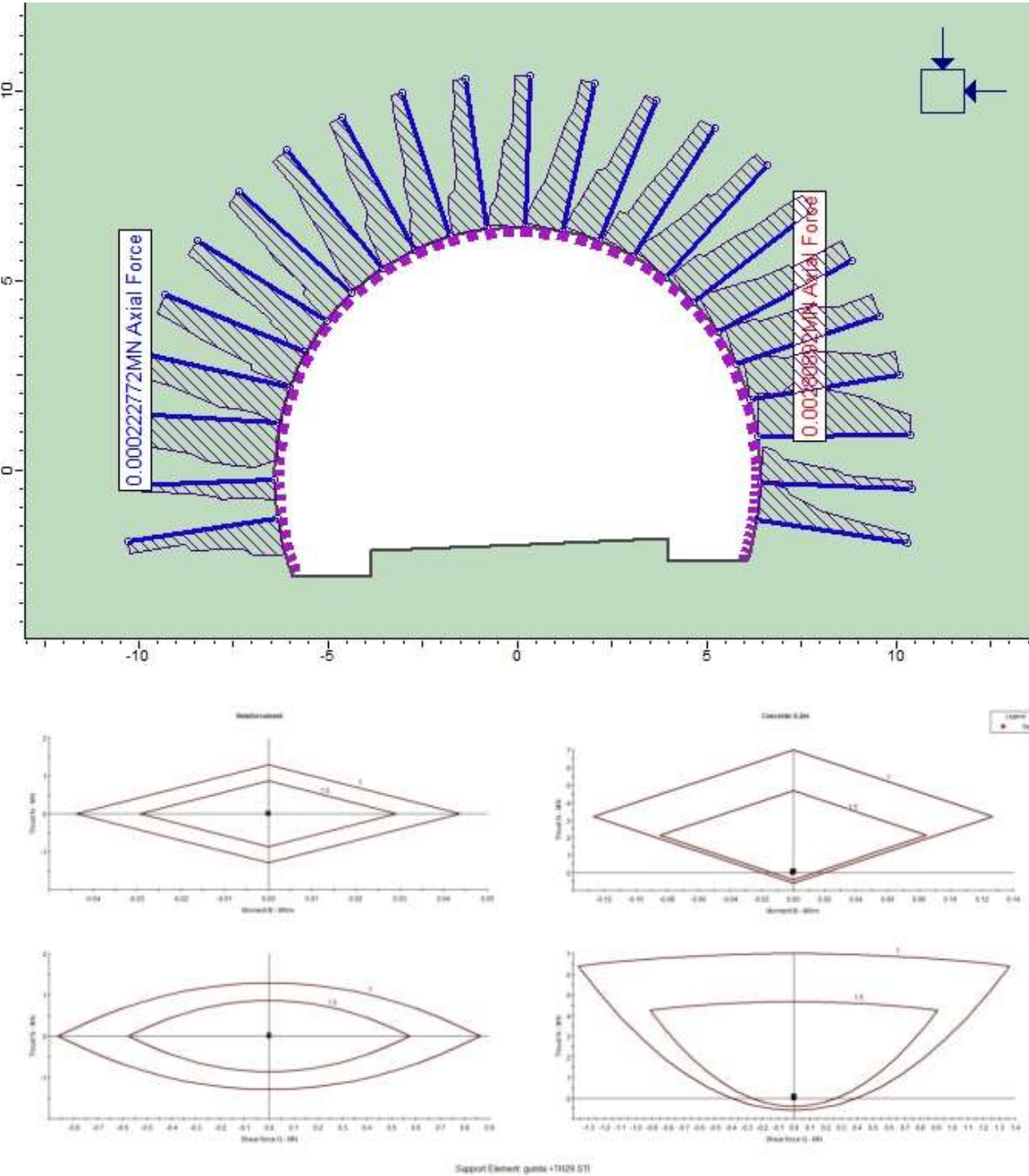
Aplicando el ábaco de Vlachopoulos-Diederich, la deformación del terreno antes de la colocación del sostenimiento es de 0,078 mm

CÁLCULO	Cobertera (m)	Deq (m)	Lpase (m)	Dplas (m)	umax (m)	Dplas/Deq	Lpase/Deq	u/umax	u (m)	pi/s0
1	34	8,7	1,0	8,700	1,6E-04	1,00	0,11	0,48	7,8E-05	0,52

En los siguientes gráficos se presentan las salidas gráficas obtenidas en el cálculo final del sostenimiento correspondientes a las siguientes variables:

- Desplazamientos totales (m)
- Fuerza axial en bulones (kN)
- Diagramas de iteración del sostenimiento (axil-momento y axil-cortante)





En la siguiente tabla, se resumen los resultados obtenidos:

Cálculo 1	Cobertera (m)	u (m)	ε (%)	Bulones		
				Axil (kN)	Plast. bulones	F.S. bulones
ST-1	34	3,9E-04	0,033	28	No	8,75

Resumen de resultados ST-0

Como se observa, la deformación máxima de la roca es del 0,0033% (0,39 mm) lo cual indica que no es previsible problemas ocasionados por altos niveles de deformación.

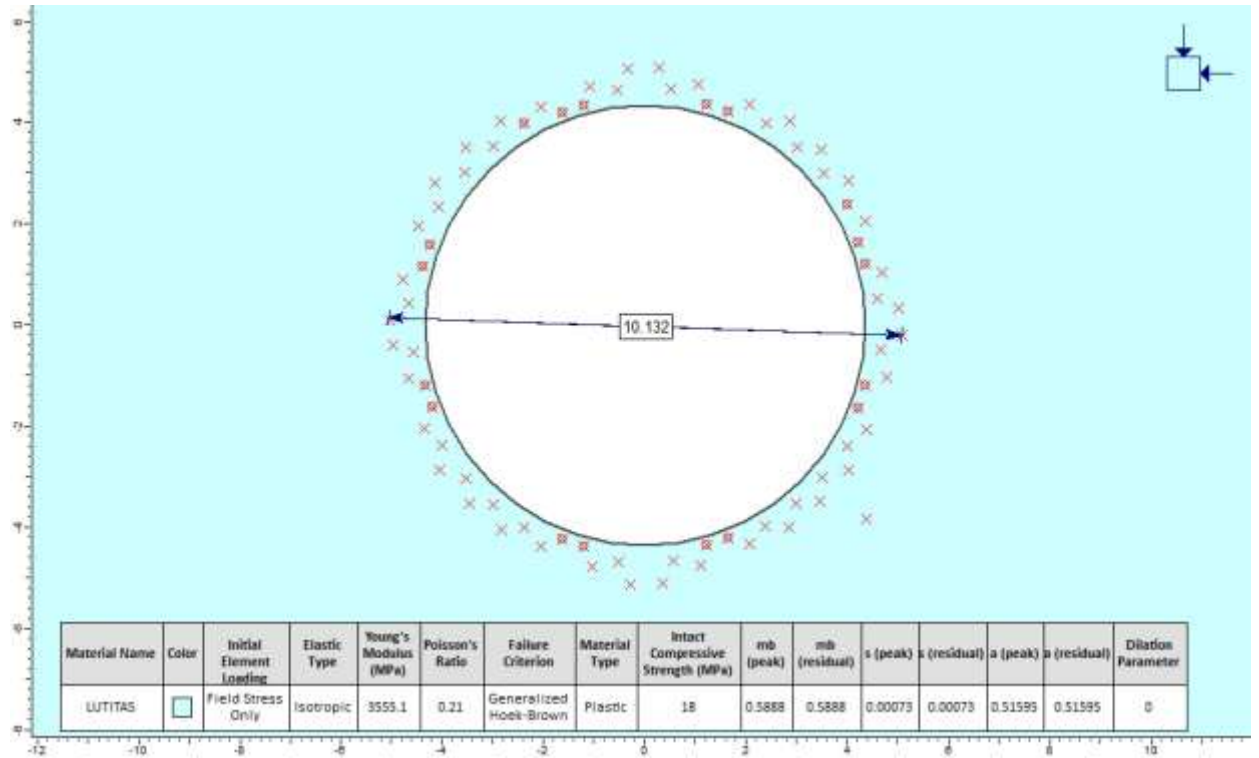
En los diagramas de iteración se han trazado dos envolventes correspondientes al factor de seguridad 1 y 1,5 respectivamente. Como se puede observar todos los puntos evaluados quedan en el interior de la envolvente de 1,5.

Los factores de seguridad, tanto en bulones como en el conjunto cercha y hormigón proyectado, son superiores a 1,5.

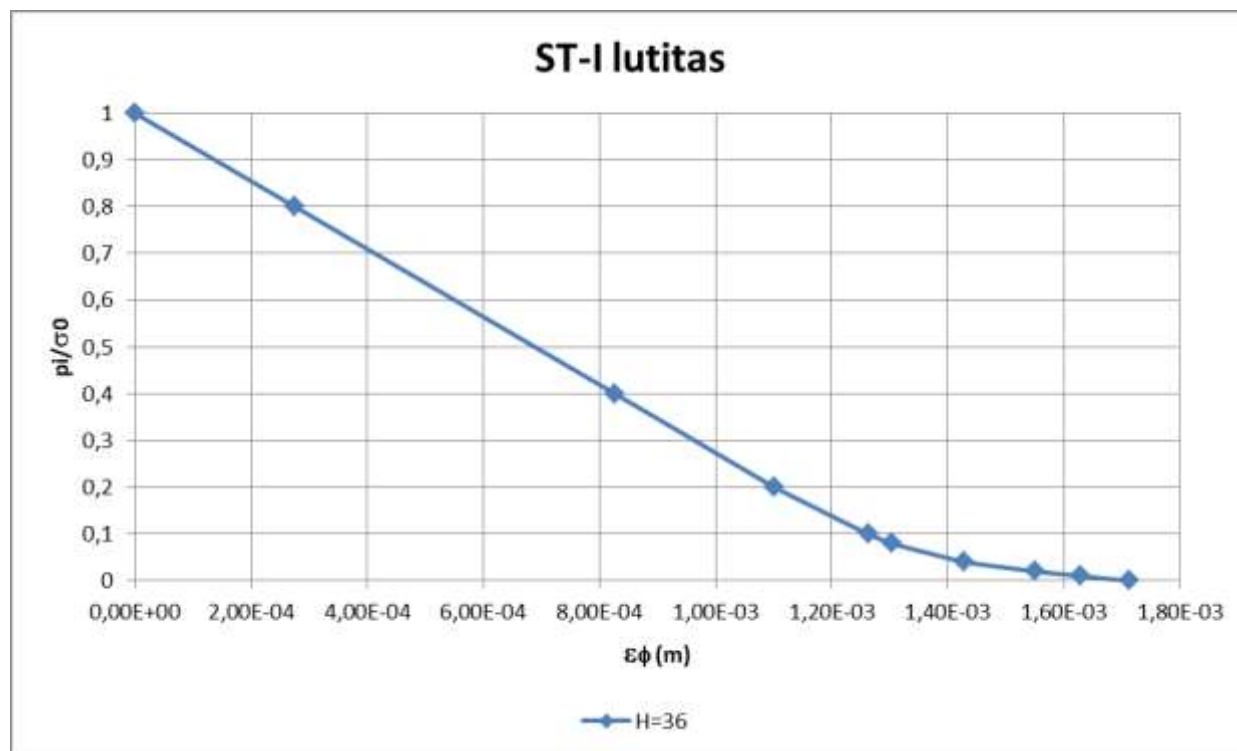
7.4.4.2 Cálculo 2

El cálculo corresponde a la sección tipo de sostenimiento ST-1 en lutitas con una cobertera de 36 m.

Para estimar la preconvergencia del terreno antes de la instalación del sostenimiento, se ha calculado el diámetro de plastificación de una sección circular equivalente sin sostenimiento. Los elementos plastificados se muestran como aspas en la siguiente figura.



La curva de reacción del terreno (GRC) se representa en la siguiente figura:

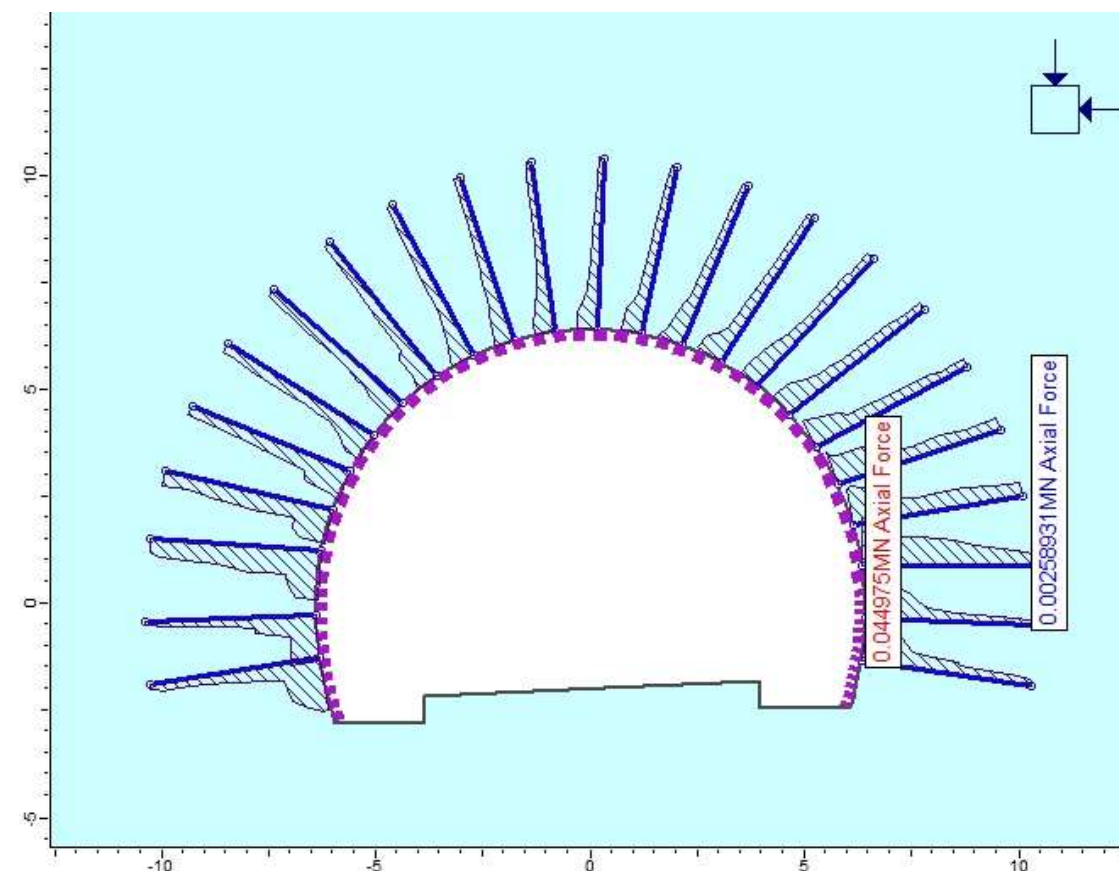
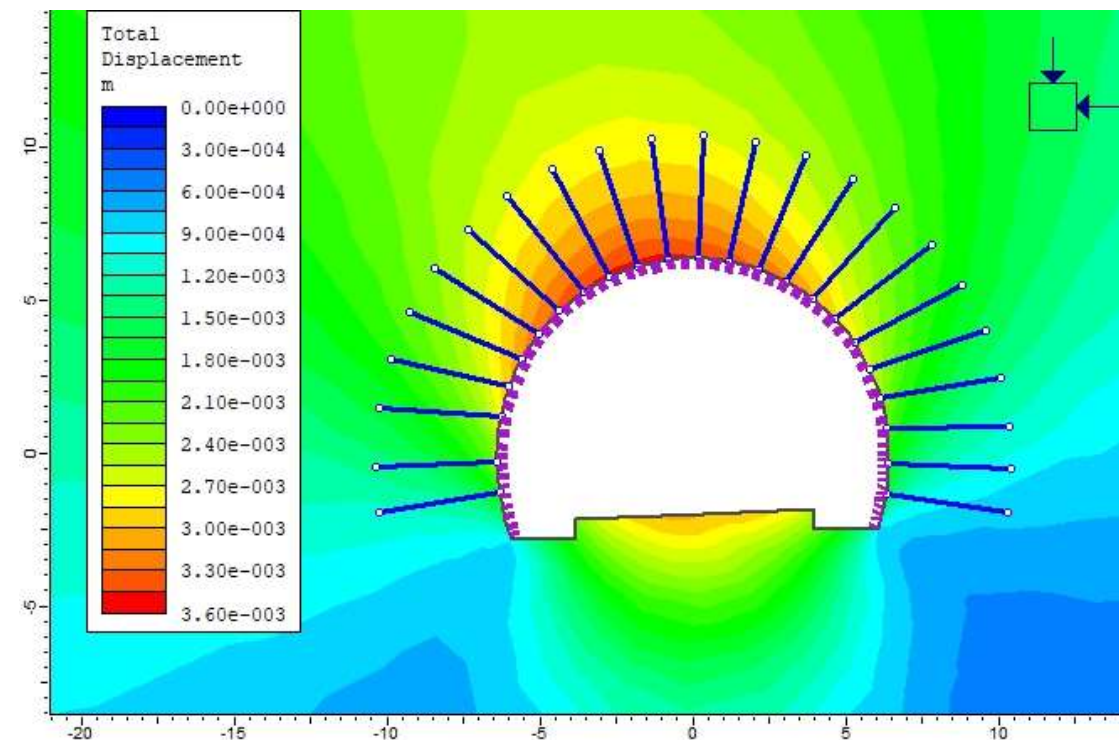


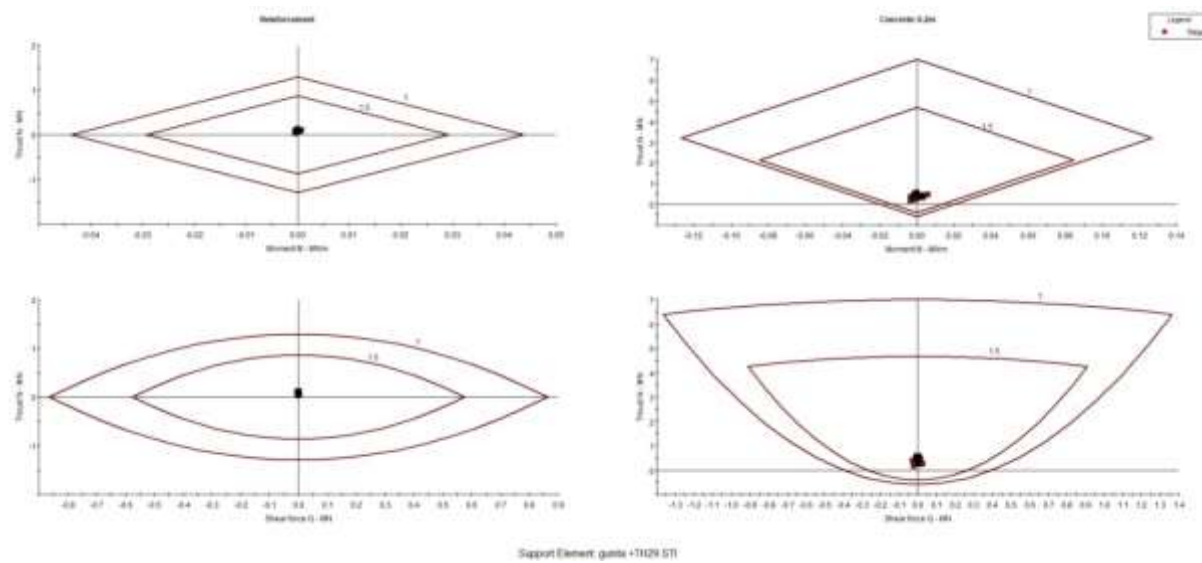
Aplicando el ábaco de Vlachopoulos-Diederich, la deformación del terreno antes de la colocación del sostenimiento es de 0,74 mm

CÁLCULO	Cobertera (m)	Deq (m)	Lpase (m)	Dplas (m)	umax (m)	Dplas/Deq	Lpase/Deq	u/umax	u (m)	pi/s0
2	36	8,7	1,0	10,13	1,7E-03	1,16	0,11	0,45	7,7E-04	0,44

En los siguientes gráficos se presentan las salidas gráficas obtenidas en el cálculo final del sostenimiento correspondientes a las siguientes variables:

- Desplazamientos totales (m)
- Fuerza axil en bulones (kN)
- Diagramas de iteración del sostenimiento (axil-momento y axil-cortante)





En la siguiente tabla, se resumen los resultados obtenidos:

Cálculo 2	Cobertera (m)	u (m)	ε (%)	Bulones		
				Axil (kN)	Plast. bulones	F.S. bulones
ST-1	36	3,0E-03	0,02	44	No	5,56

Resumen de resultados ST-0

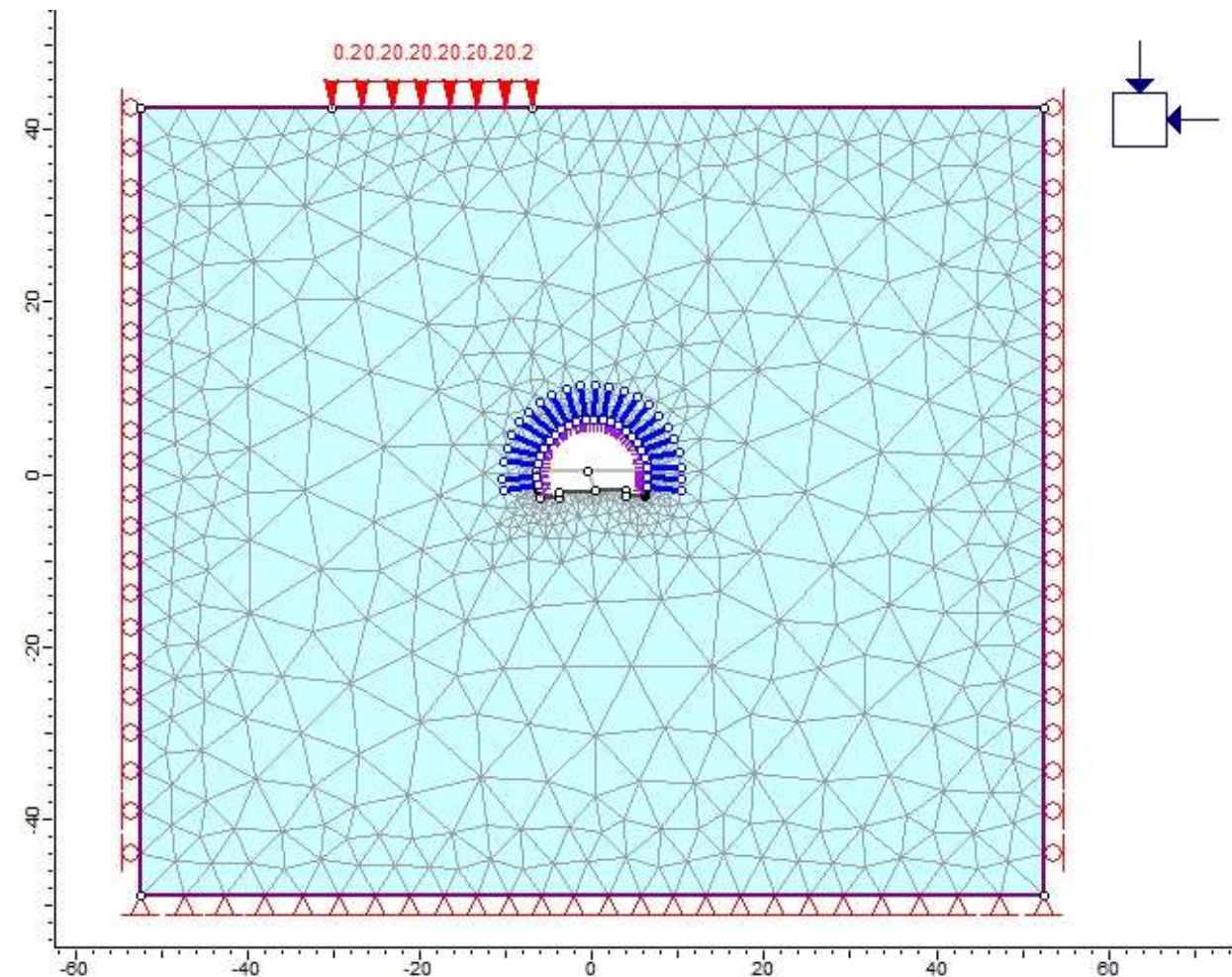
Como se observa, la deformación máxima de la roca es del 0,02% (3 mm) lo cual indica que no es previsible problemas ocasionados por altos niveles de deformación.

En los diagramas de iteración se han trazado dos envolventes correspondientes al factor de seguridad 1 y 1,5 respectivamente. Como se puede observar todos los puntos evaluados quedan en el interior de la envolvente de 1,5.

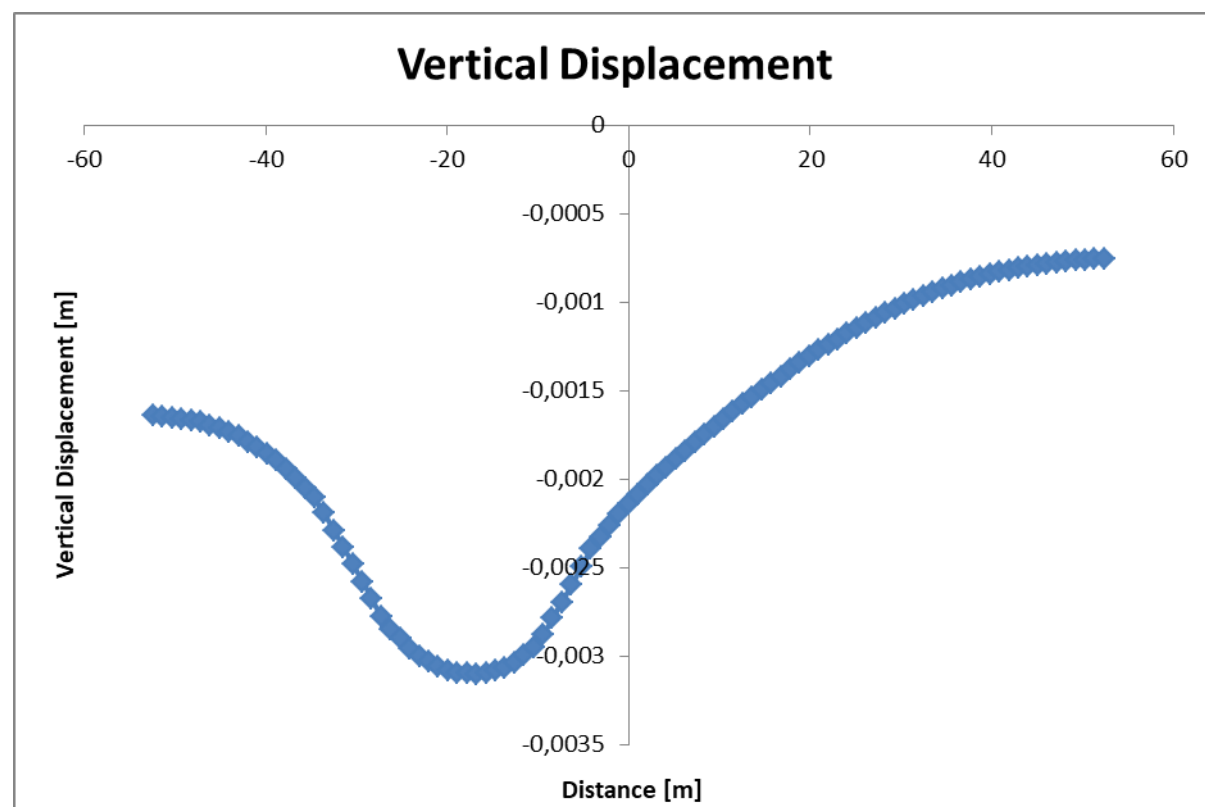
Los factores de seguridad, tanto en bulones como en el conjunto cercha y hormigón proyectado, son superiores a 1,5.

En el modelo generado para el cálculo 2 se ha modelizado la existencia en superficie de una edificación sobre la traza del túnel tal y como se muestra en la imagen adjunta:

La modelización se ha realizado considerando una carga uniformemente distribuida en superficie de 2 kg/cm²



A partir del modelo generado se han obtenido los asientos en superficie tras la excavación del túnel que se muestran en la siguiente gráfica:

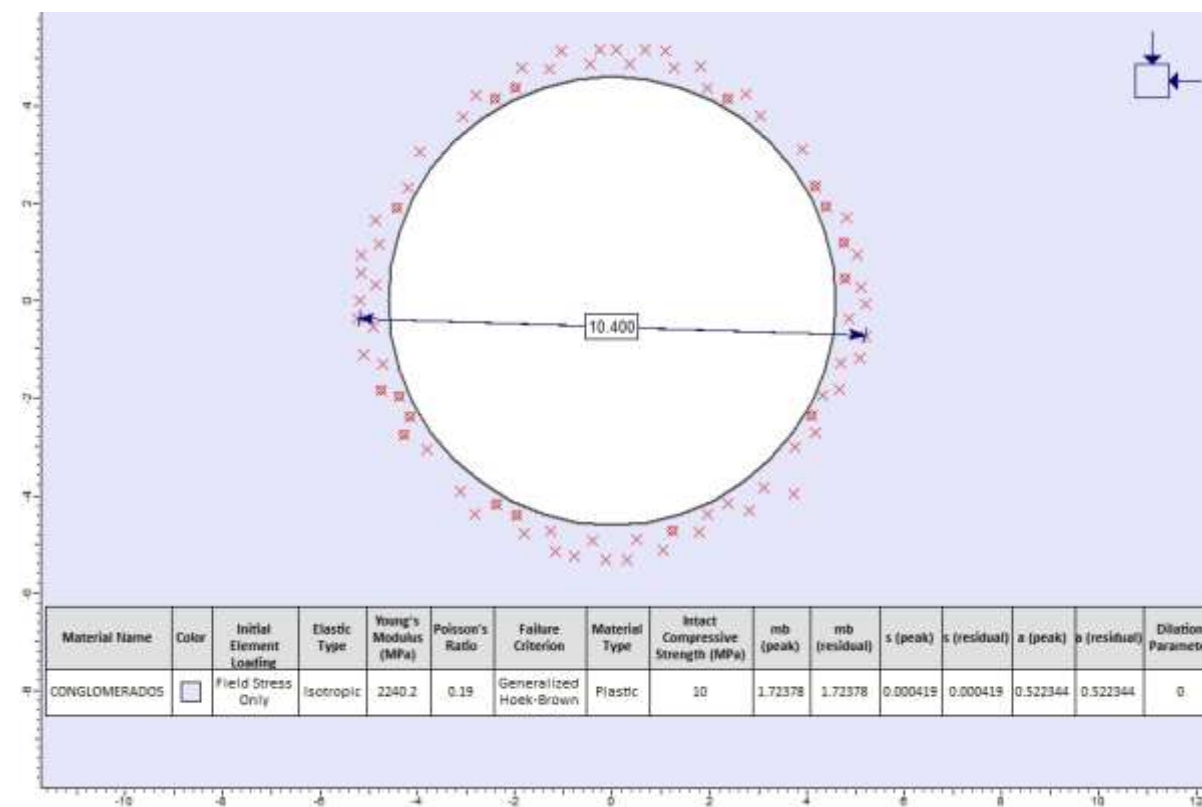


Como se puede observar el asiento máximo obtenido está entre 3,0 y 3,5 mm.

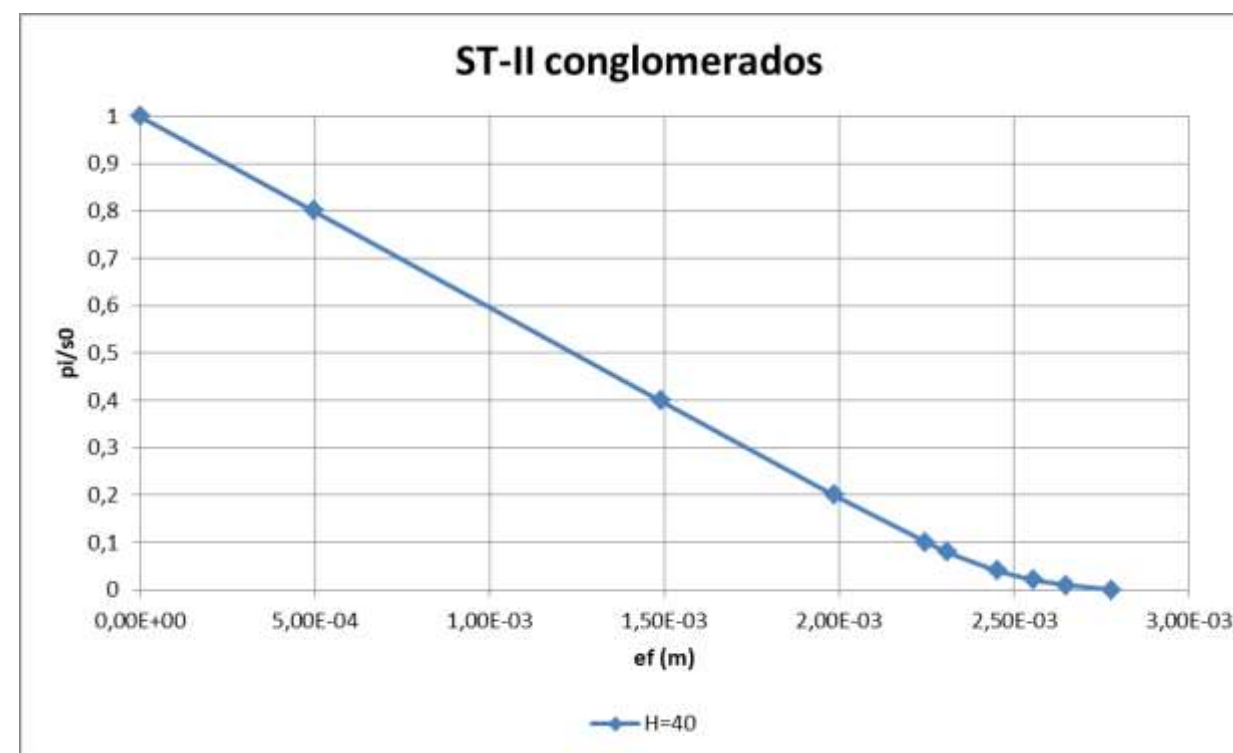
7.4.4.3 Cálculo 3

El cálculo corresponde a la sección tipo de sostenimiento ST-2 en conglomerados con una cobertera de 40 m.

Para estimar la preconvergencia del terreno antes de la instalación del sostenimiento, se ha calculado el diámetro de plastificación de una sección circular equivalente sin sostenimiento. Los elementos plastificados se muestran como espas en la siguiente figura.



La curva de reacción del terreno (GRC) se representa en la siguiente figura:

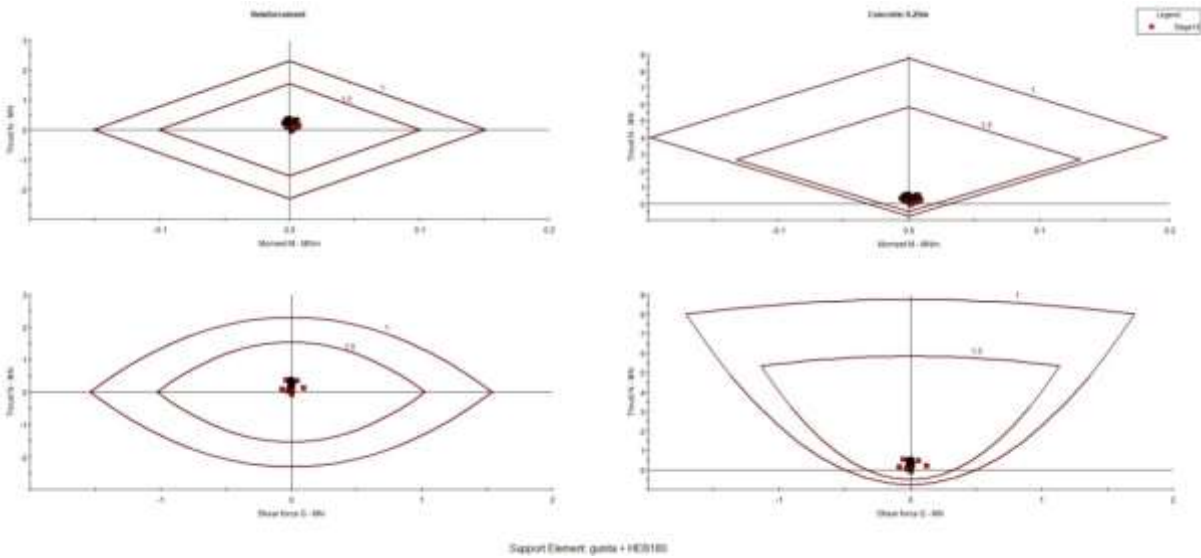
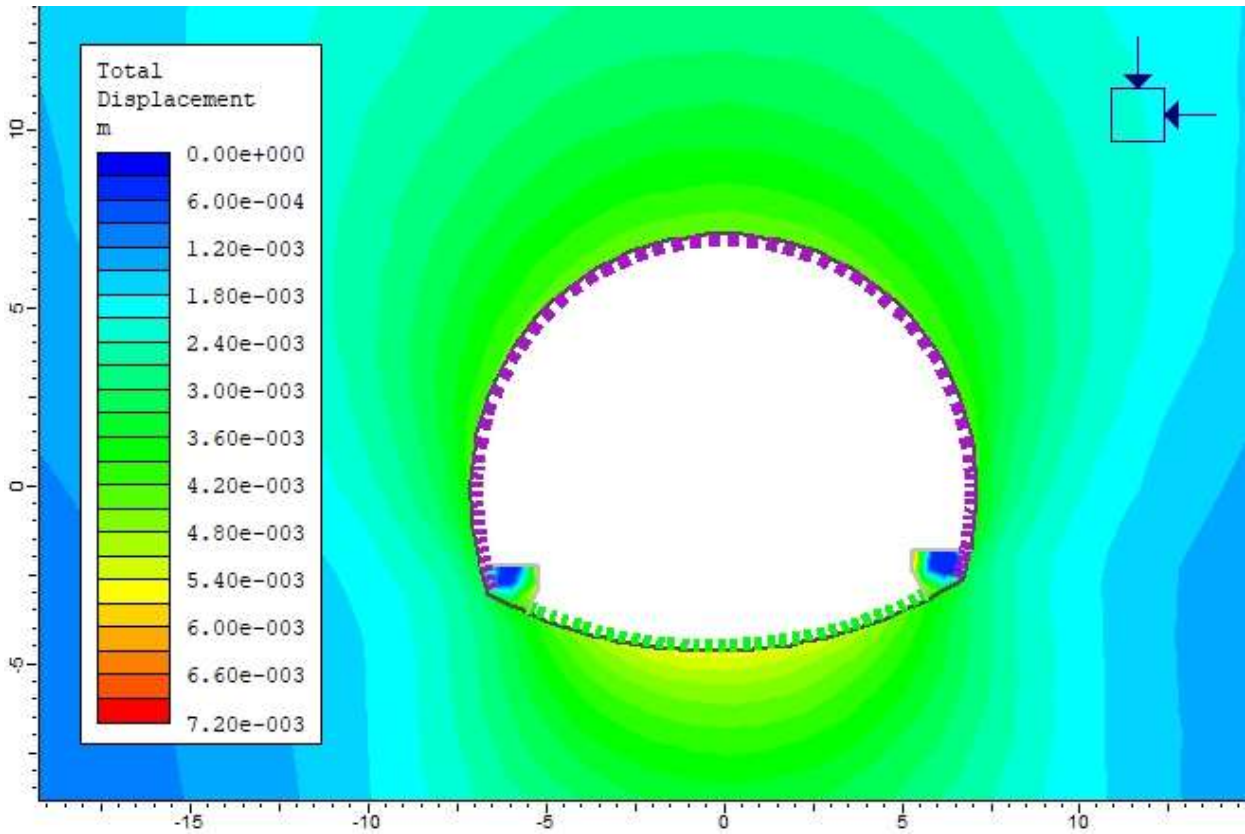


Aplicando el ábaco de Vlachopoulos-Diederich, la deformación del terreno antes de la colocación del sostenimiento es de 1,2 mm

CÁLCULO	Cobertera (m)	Deq (m)	Lpase (m)	Dplas (m)	umax (m)	Dplas/Deq	Lpase/Deq	u/umax	u (m)	pi/s0
3	40	9,2	1,0	10,40	2,8E-03	1,14	0,10	0,44	1,2E-03	0,48

En los siguientes gráficos se presentan las salidas gráficas obtenidas en el cálculo final del sostenimiento correspondientes a las siguientes variables:

- Desplazamientos totales (m)
- Diagramas de iteración del sostenimiento (axil-momento y axil-cortante)



En la siguiente tabla, se resumen los resultados obtenidos:

Cálculo 3	Cobertera (m)	u (m)	ε (%)
ST-2	40	6,2,0E-03	0,05

Resumen de resultados ST-0

Como se observa, la deformación máxima de la roca es del 0,05% (6,2 mm) lo cual indica que no es previsible problemas ocasionados por altos niveles de deformación.

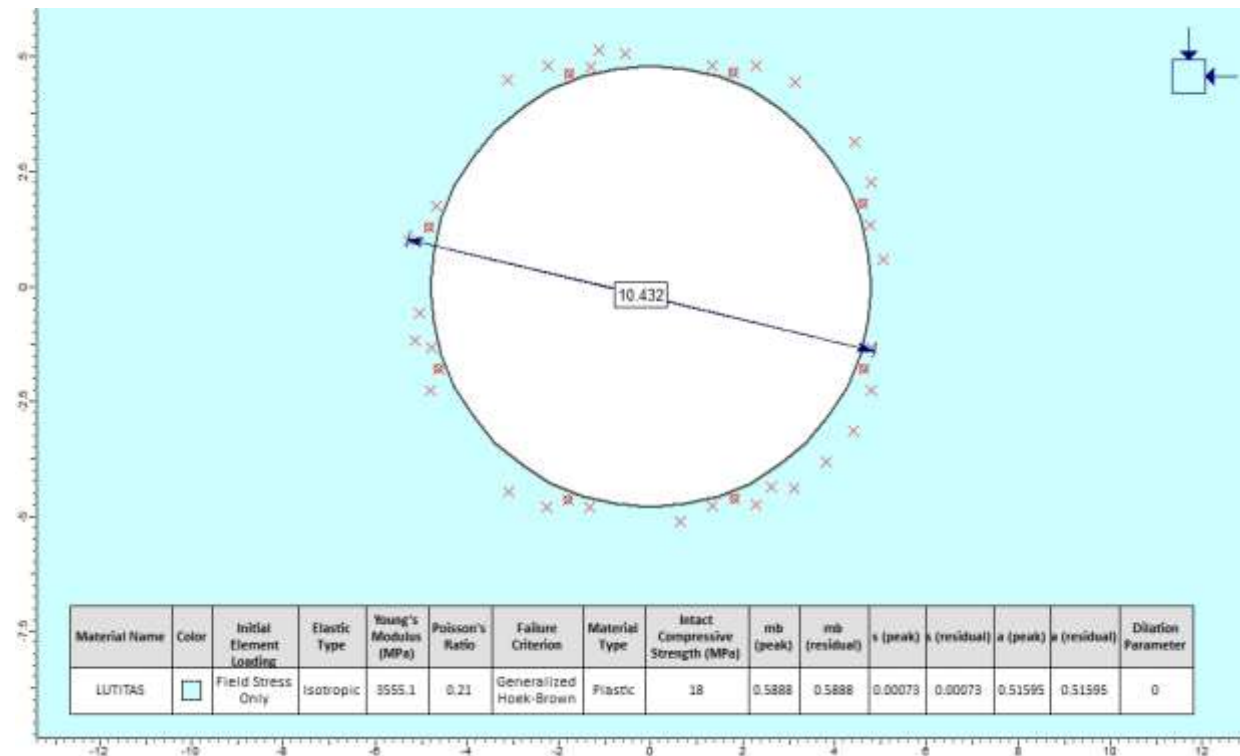
En los diagramas de iteración se han trazado dos envolventes correspondientes al factor de seguridad 1 y 1,5 respectivamente. Como se puede observar todos los puntos evaluados quedan en el interior de la envolvente de 1,5.

Los factores de seguridad, tanto en bulones como en el conjunto cercha y hormigón proyectado, son superiores a 1,5.

7.4.4.4 Cálculo 4

El cálculo corresponde a la sección tipo de sostenimiento ST-3 en lutitas con una cobertera de 20 m.

Para estimar la preconvergencia del terreno antes de la instalación del sostenimiento, se ha calculado el diámetro de plastificación de una sección circular equivalente sin sostenimiento. Los elementos plastificados se muestran como aspas en la siguiente figura.

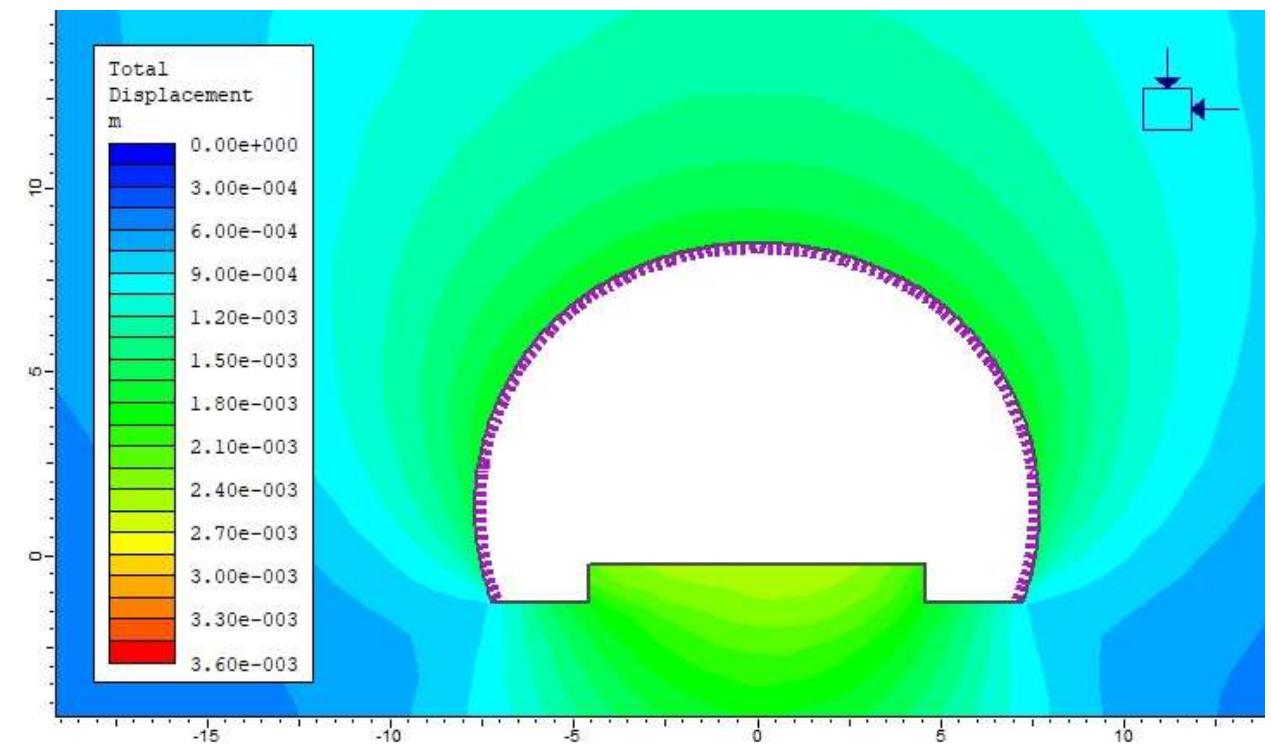


Aplicando el ábaco de Vlachopoulos-Diederich, la deformación del terreno antes de la colocación del sostenimiento es de 0,39 mm

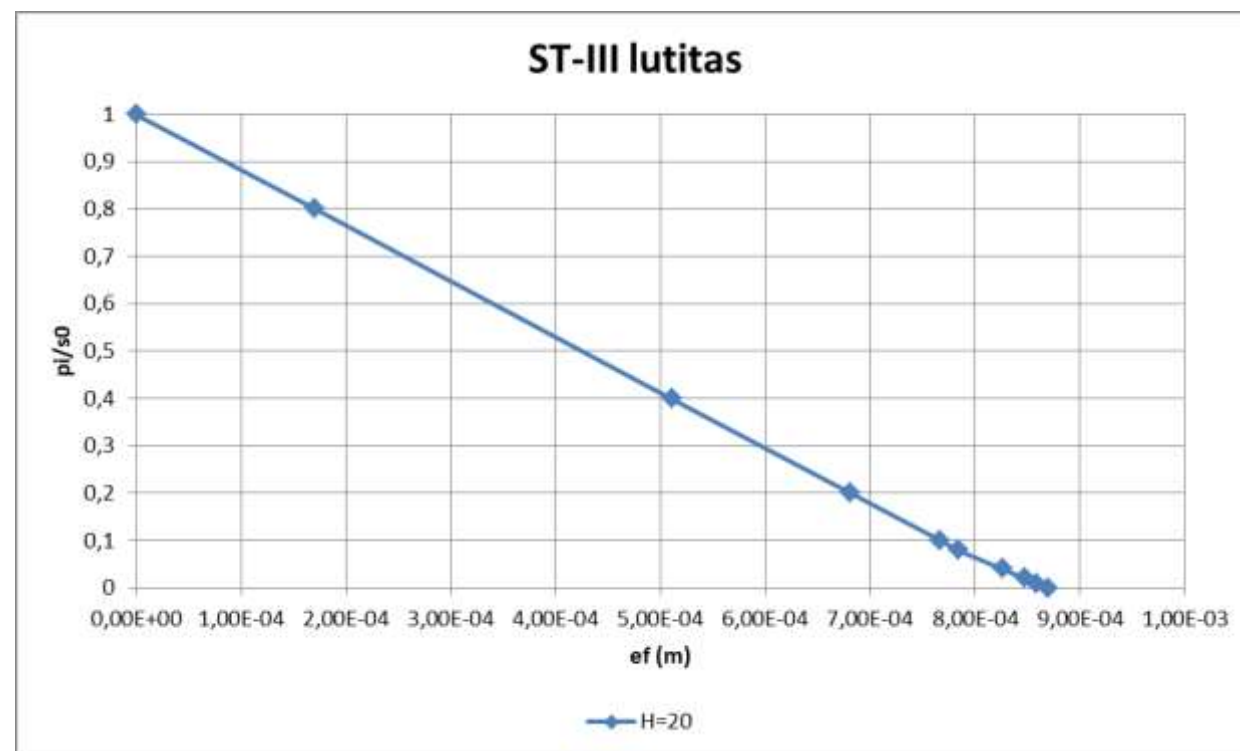
CÁLCULO	Cobertera (m)	Deq (m)	Lpase (m)	Dplas (m)	umax (m)	Dplas/Deq	Lpase/Deq	u/umax	u (m)	pi/s0
4	20	9,59	1,0	10,43	8,7E-04	1,09	0,10	0,45	3,9E-04	0,54

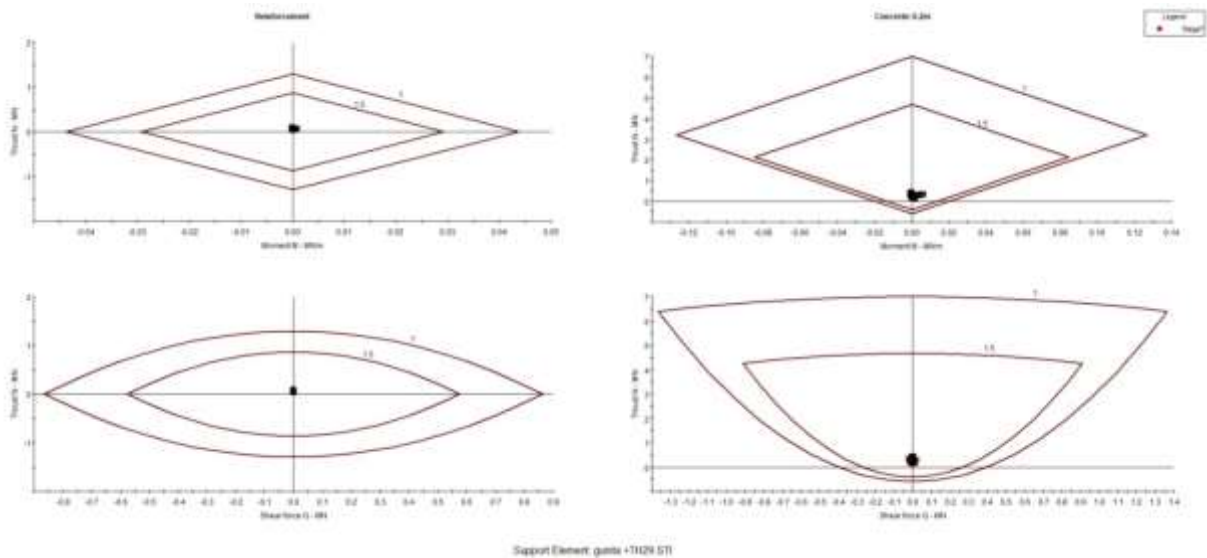
En los siguientes gráficos se presentan las salidas gráficas obtenidas en el cálculo final del sostenimiento correspondientes a las siguientes variables:

- Desplazamientos totales (m)
- Diagramas de iteración del sostenimiento (axil-momento y axil-cortante)



La curva de reacción del terreno (GRC) se representa en la siguiente figura:





En la siguiente tabla, se resumen los resultados obtenidos:

Cálculo 4	Cobertera (m)	u (m)	ε (%)
ST-3	20	2,5E-03	0,01

Resumen de resultados ST-3

Como se observa, la deformación máxima de la roca es del 0,01% (2,5 mm) lo cual indica que no es previsible problemas ocasionados por altos niveles de deformación.

En los diagramas de iteración se han trazado dos envolventes correspondientes al factor de seguridad 1 y 1,5 respectivamente. Como se puede observar todos los puntos evaluados quedan en el interior de la envolvente de 1,5.

Los factores de seguridad, tanto en bulones como en el conjunto cercha y hormigón proyectado, son superiores a 1,5.

7.4.4.5 Resumen de resultados

Como se aprecia en los cálculos realizados, todos los factores de seguridad son superiores a 1,5. Por tanto, todos los sostenimientos son estables.

En el entorno de los edificios, el asiento máximo previsto es de 3,0 – 3,5 mm, por lo que no se prevé que los edificios puedan verse afectados.

7.5 MAQUINARIA DE COLOCACIÓN DEL SOSTENIMIENTO

La excavación se desarrollará con una rozadora pesada, de 130 toneladas, con una potencia en cabeza de corte de al menos 300 kW. El escombros se recoge en los faldones delanteros, y se transporta con una pequeña banda blindada hasta un camión de desescombros situado detrás.

Puntualmente, en rocas especialmente duras y abrasivas, podrá ser necesario emplear una retroexcavadora dotada de martillo demoledor, que pueda trabajar en túnel.

Para el desescombros se empleará un camión de tres ejes, con una capacidad de carga en torno a las 35 toneladas. Será de tipo articulado, para poder girar dar la vuelta en el interior del túnel. El escombros será cargado sobre el camión mediante una pala cargadora.

Para perforar los paraguas y los bulones se empleará un jumbo. El rendimiento de la perforación dependerá de las prestaciones del martillo que monte la máquina. Será conveniente que el jumbo esté robotizado, perforando los taladros de acuerdo a un protocolo informático preprogramado. La longitud de los brazos de perforación permitirá perforar barrenos de hasta 4 m.

El sostenimiento se ejecutará de forma inmediata a la excavación para prevenir inestabilidades. Los sostenimientos habitualmente utilizados en roca suponen el empleo masivo de hormigón proyectado (gunita). Por ello se emplean gunitadoras robotizadas de alto rendimiento, que permitirán acortar al máximo la duración de los ciclos de avance. El hormigón proyectado se transporta hasta el frente mediante cubas de hormigón, que verterán la gunita directamente sobre la gunitadora. El robot gunitador acercará su lanza de proyección hasta 1,5 m de la pared rocosa a gunitar para de este modo mejorar la resistencia final del hormigón y reducir el rechazo.

Para instalar los bulones, el personal empleará una plataforma elevadora, desde la cual se podrá acceder a cualquier punto del perímetro de excavación.

La cercha se coloca con la ayuda de la plataforma, en la que se subirá el personal y las herramientas necesarias. La cercha se monta en el suelo, y se alza hasta su posición mediante un útil especial colocado sobre la plataforma. Desde la plataforma, el personal atresillona las cerchas para que estas queden correctamente colocadas y arriostradas.

Un ejemplo de modelos adecuados se incluye a continuación:

ROZADORA: Sandvik MT-720

- Rozadora pesada
- Potencia en cabeza de corte ≥ 300 kW
- Peso 130 toneladas



CAMIÓN: **Caterpillar 735**

- Camión articulado de tres ejes
- Potencia 394 CV / 294 kW
- Capacidad de carga 35 toneladas
- Vehículo extraviario



RETROEXCAVADORA: Liebherr R-934-B Litronic

- Retroexcavadora de cadenas
- Potencia 197 CV / 145 kW
- Peso 40 toneladas

Capacidad de cazo 0,45 – 2 m³



ROBOT GUNITADOR: **Putzmeister PM 500 P**

- Robot automóvil para gunita vía húmeda
- Máximo rendimiento teórico 30 m³/h
- Ángulo giro boquilla 360°
- Brazo extensible 2 m



PLATAFORMA: **Normet Himec 9915 BA**

- Capacidad de carga 1.500 kg
- Altura máxima de trabajo 11 m
- Ancho de plataforma de trabajo 2,4 x 2,4 m

Útil colocador de cerchas y mallazo



PERFORACIÓN: Rocket Boomer L3C

- Jumbo perforador de tres brazos
- Robotizado
- Monta martillos Cop 3038, Cop 1838 o Cop 1238



PALA CARGADORA: **Caterpillar 950 G Series II**

- Pala cargadora sobre ruedas
- Potencia 196 CV / 146 kW
- Capacidad máxima de cazo 3,5 m³
- Carga límite de equilibrio 10.619 kg



8 IMPERMEABILIZACIÓN Y DRENAJE

Durante su construcción, en los túneles se generan importantes cantidades de agua que, en general, procederá de:

- Infiltración desde el macizo rocoso.
- Agua suministrada al túnel desde el exterior para su empleo en trabajos de ejecución (perforación, etc.)
- Agua procedente de fugas en el sistema de suministro y bombeo.

Este agua, con frecuencia, genera lodos, ya que las labores de ejecución del túnel producen una gran cantidad de finos procedentes de la degradación del escombros durante su transporte, de los detritus de perforación, etc., y ambos, agua y lodos deben bombearse al exterior a través de adecuados sistemas de agotamiento, previo tratamiento y clarificación.

Durante la explotación del túnel, para protegerlo de la acción degradante ejercida por las aguas subterráneas y para evitar los goteos en su interior, se captarán éstas mediante un sistema de impermeabilización y drenaje. En la actualidad, se considera imprescindible diseñar túneles provistos de estos sistemas. De este modo, aunque la inversión inicial en la fase de construcción es mayor, los gastos de mantenimiento a lo largo de la vida del túnel son mucho más bajos.

Para este proyecto se ha previsto un doble sistema de impermeabilización:

- **Impermeabilización tipo I-1:** Se ha definido un sistema de impermeabilización aplicado a todo lo largo de la longitud de los túneles, que consiste en la colocación de una impermeabilización completa, de hastial a hastial, formada por una primera capa de geotextil de alto gramaje (500 gr/m²) en contacto con el sostenimiento, y una segunda capa de lámina de PVC o polietileno de alta densidad de 1,5 mm de espesor. Este sistema de impermeabilización y drenaje se situará entre el sostenimiento y el revestimiento, y captará las aguas del trasdós conduciéndolas por el dren colector de cada hastial hasta el exterior.
- **Impermeabilización Tipo I-2:** En zonas con fuerte presencia de agua, y como complemento al sistema de lámina y geotextil, se instalará un sistema de captaciones de agua en el terreno, Tipo Oberhasli. Consiste en realizar perforaciones en el terreno, que captan el agua, y la conducen mediante una media caña hasta los colectores ubicados al pie de los hastiales.

Para el drenaje hay que considerar el origen de las aguas presentes en el túnel. En este sentido, se distinguen dos tipos de orígenes:

- Aguas limpias, procedentes del trasdós del túnel, que podrán ser vertidas a cauces y arroyos cercanos, sin tratamiento previo, o eventualmente reutilizadas.
- Aguas sucias, captadas en la plataforma del túnel, que deberán recogidas y tratadas antes de poder ser vertidas.

Las aguas limpias y las sucias de plataforma, se canalizan de manera separada, sin mezclarse. Este tipo de sistema es denominado “separativo”, y su justificación se basa en los siguientes motivos:

- Poder recoger y evacuar de manera rápida de los vertidos que se produzcan dentro del túnel
- No contaminar las aguas limpias de filtraciones (que se aprovechan para la red contraincendios, o se vierten en arroyos).
- Poder tratar los vertidos contaminantes que se produzcan en el túnel, al recogerlos en una balsa de vertidos dispuesta en la salida del mismo.
- Disponer unos dispositivos de extinción o cortafuegos para el caso de vertidos de líquidos en llamas

Para las aguas limpias de trasdós, el sistema de drenaje constará de los siguientes elementos:

- Un tubo dren de captación perforado de PVC que, al pie de los hastiales, capta el agua de infiltración que el sistema de impermeabilización del trasdós recoge.
- Un tubo colector de P.V.C, situado bajo el arcén, que conduce el agua hasta el exterior.
- Un tubo conector de PVC mismo diámetro que el dren de trasdós, que canaliza las aguas captadas por el mismo hasta el colector de P.V.C bajo el arcén.

El sistema de aguas de plataforma, consta de los siguientes sistemas:

- Un caz, que recoge las aguas o vertidos de la plataforma, conduciéndolos a unas arquetas especiales, espaciadas cada 50 m, que sifonan el vertido. El sifonamiento, eventualmente, apagaría el fuego de los líquidos inflamados.
- Un colector, que traslada las aguas sucias hasta el exterior, donde se recogen y almacenan en una balsa, para su posterior tratamiento.

9 REVESTIMIENTO

9.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

Una vez completada la excavación y sostenimiento de los túneles, se ejecutará un revestimiento de hormigón encofrado. En principio el revestimiento no asume cargas estructurales a corto-medio plazo, ya que esta misión la cumple el sostenimiento provisional, pero su colocación es conveniente por los siguientes motivos:

- El revestimiento aporta un coeficiente de seguridad adicional en la estabilidad de la excavación, 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 tiende a corroerse y degradarse con relativa rapidez. La estabilidad a largo plazo se garantiza, pues, únicamente con el revestimiento.
- El revestimiento de hormigón permite, por otra parte, eliminar las labores de mantenimiento y conservación del sostenimiento, crecientes con la edad del túnel, que son, normalmente, muy costosas y que, además, entorpecen el tráfico.
- La superficie interior lisa del anillo de hormigón favorece en gran medida la circulación del aire a lo largo del túnel.
- El incremento de coste de la solución de revestimiento de hormigón encofrado con respecto a la solución sin revestimiento es únicamente de un 5 – 10 %, suponiendo que en este último caso se instala refuerzo adicional de hormigón proyectado.
- El revestimiento constituye un elemento de protección del túnel contra incendios

El revestimiento se ha diseñado como un anillo continuo de hormigón HM-30 en masa. No se ha previsto la colocación de armaduras en la bóveda por razones constructivas y estructurales. En efecto, los momentos flectores que, previsiblemente, aparecerán en la bóveda de los túneles son lo bastante pequeños como para no necesitar ninguna armadura. Por otra parte, la complicación constructiva que supone el colocar armadura en la bóveda hace preferir siempre acudir a espesores mayores de hormigón que armar la sección.

Al hormigón se le añadirán microfibras de polipropileno, en una cuantía de 1 – 2 kg/m³. La misión de estas fibras es evitar el efecto “spalling” (lajado) que el fuego produce en el hormigón, manteniendo por más tiempo su integridad estructural durante un incendio, y reduciendo los daños causados por el mismo.

9.2 MAQUINARIA PARA LA EJECUCIÓN DEL REVESTIMIENTO

Para los muros de arranque y las zapatas, se emplearán módulos de encofrado metálico. El encofrado de la bóveda estará formado por una cimbra móvil o carro, y módulos de encofrado curvo metálico.

El carro estará diseñado para soportar la carga del hormigón fresco y tener el gálibo suficiente para permitir el paso de maquinaria. Circulará sobre carriles longitudinales apoyados en muretes o sobre la solera.

Se dejarán unas ventanas en los elementos específicos del encofrado para bombear el hormigón y realizar el vibrado. Cada una de las aberturas tendrá un tape de cierre con bisagras.

Es importante la buena conservación y limpieza de este encofrado ya que contribuirá al buen acabado del revestimiento del túnel.

El transporte del hormigón se realizará en cubas de hormigón convencionales. El número de camiones estará condicionado por la longitud del anillo de revestimiento, la distancia a la planta y conseguir una total continuidad en el proceso. Siempre debe estar preparada una cuba a pie de bomba cuando termine la anterior.

Se utilizará una bomba de hormigón con un rendimiento real que asegure el hormigonado de un anillo en el tiempo previsto. Es aconsejable utilizar una bomba especial para túneles ya que se adaptan mejor a las condiciones de ejecución. Como repuesto permanente habrá otra máquina de similares características dispuesta para su funcionamiento en caso de averiarse la que se esté utilizando. Se empleará también en el relleno de huecos o cavidades provocados por desprendimientos ocasionales.



Carro de encofrado del revestimiento

10 TRATAMIENTOS ESPECIALES

Se ha considerado como “tratamiento especial” a aquellos tratamientos del terreno que se considera que eventualmente podrían tener que realizarse, pero que, por su naturaleza frecuentemente aleatoria no se puede concretar con precisión el lugar o cuantía donde se deberá aplicar.

Algunos tratamientos especiales deben desarrollarse obligatoriamente en el propio frente, deteniéndose las labores de avance de la excavación, pues responden a una causa geotécnica que impide seguir de manera segura la ejecución del túnel. Otros tratamientos pueden realizarse sin detener el avance del túnel, pues se ejecutan lejos del frente de excavación, o en tiempos vacíos del ciclo de producción.

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

- Tratamientos de estabilización del frente.
- Tratamientos de estabilidad de la bóveda.
- Tratamientos frente a infiltraciones de agua.
- Inyecciones.
- Otros.

Con el sostenimiento que se ha diseñado, junto con los tratamientos especiales, es de esperar que puedan atravesarse las zonas de baja calidad geotécnica sin problemas. A continuación, se describen los tratamientos especiales inicialmente previstos:

10.1 TRATAMIENTOS DE ESTABILIDAD DEL FRENTE

- **Machón central**: Consiste en no excavar el frente en su totalidad, dejando en el centro del mismo un contrafuerte o machón que resista los posibles empujes del terreno del frente.
- **Sellado del frente**: Cuando el machón central sea insuficiente para asegurar la estabilidad del frente, se procederá a proyectar una capa de 3 - 5 cm de hormigón proyectado con fibra sobre el frente.
- **Bulonaje de fibra de vidrio**: se aplica en el frente de excavación para estabilizar el mismo, frente a empujes severos del terreno.

10.2 TRATAMIENTOS DE ESTABILIDAD DE LA BÓVEDA

- **Enfilaje:** se empleará para evitar sobre excavaciones en clave. Consiste en la colocación de elementos lineales paralelos al túnel en toda la bóveda de este. Se emplearán para ello bulones Ø32 mm. Cuando la zona a atravesar es muy amplia, se colocan paraguas sucesivos, con un solape mínimo entre uno y otro de 2 metros.
- **Paraguas de micropilotes:** es un enfilaje en el que los bulones son sustituido por micropilotes. Se aplican en aquellos casos en que la bóveda puede sufrir una decompresión severa debida a la mala calidad geotécnica del terreno presente. Se aplica generalmente en terrenos alterados y fracturados.
- **Contrabóveda provisional:** consiste en la ejecución de una solera en sección de avance o destroza, con forma de bóveda, para hacer frente a empujes severos del terreno. Se emplea en zonas constituidas por materiales fuertemente alterados, en los que se desarrollan convergencias difíciles de detener por otros medios.
- **Recalce con pata de elefante:** cuando los sostenimientos basados en el empleo de cerchas se clavan en la solera de la sección de avance, puede ser necesario realizar un recalce de las cerchas, consistente en la aplicación de espuelas (cartelas).
- **Bulones autoperforantes:** en los túneles, a veces, aparecen zonas en las que es difícil ejecutar bulones convencionales, debido a que los taladros en los que deben alojarse estos son inestables y se derrumban (barreno aterrado). En estos casos se emplean bulones autoperforantes, que son barrenas perdidas, que emplean lechada como fluido de perforación.
- **Bulones de gran longitud:** en aquellas zonas donde se observen persistencias de las fracturación de longitud mayor que el propio frente, y que además se considere que dichas fracturas presenten baja resistencia al corte, se aplicarán bulones de gran longitud (hasta 12 m) para estabilizar las potenciales cuñas y bloques de roca que puedan formarse.
- **Gunita sobre-acelerada:** cuando se esté produciendo una decompresión en el terreno, que genere un desprendimiento progresivo de la bóveda, se podrá emplear gunita sobre-acelerada para contener esta rotura. Este tipo de hormigón proyectado presenta una dosificación de acelerante superior a la gunita normal, lo que le permite desarrollar altas resistencia iniciales. No conviene abusar del acelerante, pues en altas dosificaciones impide que se alcancen las resistencia requeridas a 28 días. Esta gunita es preferible ejecutarla a vía seca, pues la alta velocidad de proyección de esta técnica mejora la resistencia a largo plazo.

10.3 TRATAMIENTOS FRENTE A INFILTRACIONES DE AGUA

- **Agotamiento de grandes caudales:** cuando se produzcan infiltraciones muy por encima de lo previsto en el estudio hidrogeológico del proyecto, deberá disponerse de medios extraordinario de agotamiento de dichos caudales. Se considera que un caudal extraordinario es el que genere una infiltración mayor de 125 litros / min cada 10 m de túnel.
- **Sondeos de reconocimiento hidrogeológico:** se realizan una serie de sondeos de forma paralela a la traza del túnel con el fin de drenar parte del macizo en caso que se aprecie una humedad excesiva o presencia de agua.
- **Inyecciones perimetrales:** Se realizan en el contorno del túnel, tanto en bóveda como en hastiales y solera, y cuya misión es realizar inyecciones que aislen hidráulicamente el túnel de algún acuífero o zona cargada de agua que pueda localizarse.

10.4 OTROS TRATAMIENTOS

En este grupo se incluyen todos aquellos tratamientos que no pueden englobarse en las categorías anteriores.

- **Inyecciones localizadas:** se efectúan inyecciones de lechada de cemento o de mortero, que rellenan los huecos, fracturas y porosidad del terreno, mejorando así sus propiedades. Se podrán realizar también para mejorar el terreno en los apoyos de los edificios próximos, si se producen asentamientos excesivos.
- **Tapes:** son encofrados perdidos, ejecutados fundamentalmente con chapa Bernold o nervometal, que se colocan siguiendo el perímetro de excavación, para rellenar de hormigón huecos en el perímetro del túnel.
- **Galerías de avance:** son galerías de dimensiones reducidas, que se ejecutan desde la cota de la sección de avance, para explorar o excavar zonas problemáticas. Permiten que el terreno se relaje, que se realicen tratamientos, etc.
- **Excavación con voladuras (taqueos) puntuales,** en bolos de roca especialmente dura, como pudiera ser los bolos de ofitas englobados en los conglomerados triásicos.
- **Pantallas de control de asentamientos:** si los asentamientos en la zona de edificios alcanzan umbrales de peligro (nivel rojo), se interpondrán pantallas de micropilotes entre el túnel y el edificio, para de esta manera cortar la cubeta de asentamientos.
- **Recalces de cimentación con micropilotes:** para combatir asentamientos excesivos en los edificios cercanos.

11 PROTECCIÓN DEL EMBOQUILLE

Los primeros metros de túnel, conocidos como “emboquille”, requieren un tratamiento constructivo especial. Esta zona es de las de mayor importancia en la obra y suele diseñarse de manera robusta, tanto en los taludes como en los primeros metros de túnel. La razón de aplicar un diseño robusto en esta zona radica en la necesidad de que esta zona de acceso al túnel no sufra ningún desprendimiento, ya que de suceder algún problema el túnel podría quedar cerrado, sin posible acceso al interior ni salida de los medios técnicos y humanos.

Siguiendo este criterio, en los primeros metros de túnel se instala un sostenimiento robusto, bajo un paraguas de micropilotes. Para el Túnel de Markina se ha previsto emplear 20 cm de hormigón proyectado y cerchas. El paraguas de micropilotes se ata mediante una viga zuncho de hormigón armado.

Hacia afuera del talud, el túnel se prolongará disponiéndose de una visera de protección para evitar que haya caída de piedras del talud frontal que puedan alcanzar a los vehículos y personas que acceden al túnel. En las fotos que se incluyen a continuación se ilustra la ejecución de estas viseras, y su entronque con el paraguas de micropilotes.



Paraguas de micropilotes y viga zuncho de atado



Montaje de los elementos metálicos de la visera



Montaje de Chapa Bernold

*Visera terminada*

La visera se construye con perfiles metálicos, generalmente HEB, en los que apoyan chapas metálicas tipo Bernold. Sobre estas chapas se proyecta hormigón, de manera que quede construido un pequeño “falso túnel”, que es lo que se conoce como “visera de protección”. Esta visera deberá ser demolida cuando se vaya a construir el falso túnel de ambos emboquilles.

12 CONTROL GEOTÉCNICO Y AUSCULTACIÓN

12.1 INTRODUCCIÓN

En las obras subterráneas es imposible alcanzar a priori un conocimiento preciso de las características geológicas y geotécnicas del terreno que se verá afectado por la excavación. Por este motivo, durante la redacción del proyecto es obligado estimar y extrapolar datos geológicos y geotécnicos, así como asumir simplificaciones, especialmente en los parámetros y esquemas de cálculo estructural del túnel.

La técnica moderna de diseño y ejecución de túneles requiere de un sistema de toma de datos geológicos y geotécnicos en obra que permita contrastarlos con los datos estimados durante la redacción del proyecto, detectar divergencias y recalcular estructuralmente el túnel en caso de que sea necesario, modificando y adecuando a las condiciones reales los sostenimientos a aplicar.

Este aspecto es fundamental en casos como el que nos ocupa, en el que los túneles se proyectan y ejecutan según el Nuevo Método Austriaco, ya que forma parte de su planteamiento el seguimiento geotécnico, el control de ejecución y la auscultación en continuo durante la ejecución, con objeto de validar y/o ajustar las medidas de sostenimiento y secuencia de ejecución en función del grado de aproximación de las condiciones y comportamientos reales a lo estimado en el proyecto. El incumplimiento del exhaustivo seguimiento y control en obra desvirtúa el método y es por tanto, imprescindible llevarlo a cabo.

12.2 CONTROL GEOTÉCNICO

12.2.1 EJECUCIÓN DE SONDEOS DE RECONOCIMIENTO EN EL FRENTE

Si se sospecha de la existencia de estructuras geológicas desfavorables, cabe la posibilidad de realizarse sondeos de forma paralela a la traza del túnel con la finalidad de conocer las características del macizo rocoso previamente a su excavación para obtener a priori más datos sobre las características y calidad del terreno que se atravesará en los pases siguientes, y que también podrán aprovecharse como drenaje en caso de que se detecte presencia de agua o para conocer y tratar la existencia de huecos en el terreno.

Una práctica habitual es aprovechar la parada en fin de semana para llevar a cabo un sondeo horizontal en el frente cuya longitud será la del tramo que se prevé avanzar durante la semana siguiente.

La testificación de este sondeo se llevaría a cabo por parte de un técnico especialista y se determinarán diversos aspectos como la litología, la calidad del macizo, la presencia de agua, etc., pudiendo también tomarse testigos para su ensayo en laboratorio en caso de que se considere oportuno (ensayos de resistencia de la roca, de agresividad, de abrasividad, etc.).

12.2.2 CONTROL GEOTÉCNICO DE LOS FRENTE DE EXCAVACIÓN

Es necesario realizar un control geotécnico mediante inspección directa del terreno durante la excavación. Dicho control se llevará a cabo por personal especializado que actuará a pie de obra.

El control geotécnico de los frentes de excavación tiene como objetivos:

- Valorar las condiciones geotécnicas del terreno, recopilando y registrando los datos obtenidos.
- Relacionar estos datos con los procedentes de la auscultación y otros posibles ensayos realizados.
- Comprobar que el tipo de sostenimiento definido en el proyecto es el adecuado en función de la calidad geotécnica de la roca observada en el frente de excavación.

El especialista situado a pie de obra realizará una inspección del frente que le permitirá caracterizar el terreno que se excava y determinar la calidad del macizo. Se levantará el frente en cada pase de excavación.

Con el fin de facilitar la labor del especialista y tener un seguimiento correcto del control geotécnico, la caracterización del macizo rocoso se recogerá en unas fichas en las que se indicará la geología observada en el contorno de la excavación y en el frente, el tipo de roca que se observa, su densidad aproximada, grado de meteorización, presencia de agua, orientación, espaciamiento y estado de discontinuidades, resistencia a compresión simple y RQD. Sobre la base de estos datos se determinará el índice de calidad RMR de Bieniawski, no pudiéndose modificar el sistema de clasificación geomecánica ni estimar el índice RMR a partir de correlaciones matemáticas con otros índices. Igualmente se registrarán todos los datos procedentes de la auscultación que, a juicio del especialista, resulten relevantes.

12.3 AUSCULTACIÓN EN TÚNEL

12.3.1 PARÁMETROS DE CONTROL

La función básica de la auscultación es medir los movimientos en el terreno y las tensiones que se producen en el sostenimiento y el revestimiento, centrándose en el control a lo largo de los túneles de los siguientes parámetros:

- Desplazamientos en el contorno del túnel: Medición de la deformación relativa entre puntos interiores a la sección excavada, convergencias. Se controlará tanto el valor de la deformación como la velocidad de deformación, instalándose a lo largo del túnel una serie de estaciones de convergencia. En aquellas zonas especialmente conflictivas se intensificará la medida median-te métodos topográficos.
- Movimientos en el interior del macizo rocoso: Control de la deformación en el trasdós de la excavación como respuesta a la relajación tensional del terreno o descompresión. Se instalarán extensómetros de varillas e inclinómetros.
- Determinación de las tensiones en el hormigón y en el terreno: Medición de las presiones radiales y tangenciales ejercidas por el terreno sobre el sostenimiento, y dentro del propio terreno. Para medir las tensiones en el sostenimiento células de presión embebidas en el hormigón, mientras que para medirlas en el terreno se empleará un gato plano.

12.3.2 TIPOS DE INSTRUMENTOS

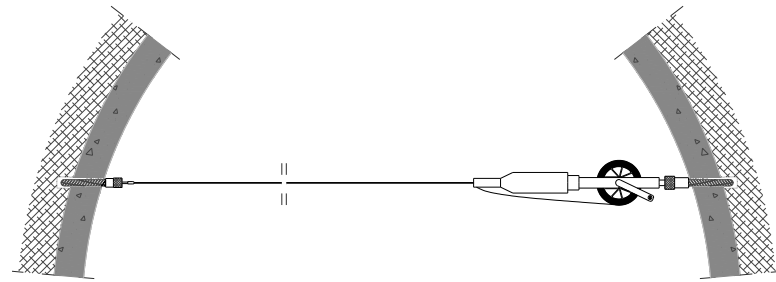
Los equipos que se emplearán en la auscultación del túnel son los siguientes:

12.3.2.1 Cinta de convergencia

Es el equipo que se emplea para realizar medidas de convergencia. Estas medidas se basan en la determinación de la variación que experimenta la medida de la distancia existente entre dos puntos del túnel, representa, por tanto, el movimiento de forma cualitativa, dicha determinación es suficiente ya que realmente lo que se busca es conocer si la deformación se estabiliza y el tiempo que tarda en hacerlo. También servirá de elemento de comparación de las distintas calidades geomecánicas de la roca.

La cinta de convergencia consiste en una cinta métrica de acero inoxidable con orificios equiespaciados de alta precisión con dos ganchos en cada uno de sus extremos, la cinta incorpora un dispositivo de tensado y un reloj comparador con una resolución de 0,05 mm. La precisión será como mínimo de $\pm 0,5$ mm.

La instalación del equipo consiste en la colocación de pares de pernos cortos con una anilla en su extremo y anclados mediante resina al terreno, estos pernos se protegerán mediante un tapón roscado (véase figura).



Esquema de colocación de cinta extensométrica entre dos pernos

Las secciones de auscultación con convergencias se instalarán en intervalos regulares. En cada sección se instalarán un total de 5 pernos de medida. Durante la excavación de la sección de avance se instalarán dos pernos diametralmente opuestos respecto al eje del túnel, en los hastiales a 1,5 metros por encima de la base de la sección de avance y uno en la clave. Durante la excavación de la destroza se instalarán otros dos pernos en los hastiales diametralmente opuestos 1,5 metros por encima de la base de la sección de destroza.

La medida de convergencias a realizar, tanto en el avance como en la destroza es la distancia entre los dos puntos de los hastiales y de cada uno de estos con la clave. La forma de realizar la medida es la siguiente: se sujeta un gancho del equipo a una de las dos anillas de la distancia que se desea medir, se suelta suficiente cinta y se sitúa el segundo gancho en la otra anilla, un pasador se engancha en la perforación adecuada de la cinta y se sujeta con una grapa, para ajustar la tensión se emplea el dispositivo de tensado. La lectura se toma mediante la anotación de la posición del orificio de la cinta en la punta del instrumento, a la que se añade la del reloj comparador.

Se repite el proceso con cada una de las cuerdas y se anotan los resultados, estos resultados se representarán en una serie de curvas convergencia-tiempo, convergencia-distancia al frente, velocidad de convergencia-tiempo y velocidad de convergencia-distancia al frente.

Antes de cualquier toma de medidas se realiza la calibración de la cinta, para ello en la obra se dispondrá de dos vigas opuestas en las que se anclarán dos pernos, ambas vigas se considerarán que no varía su posición en el tiempo. La calibración se realizará antes de llevar a cabo cada conjunto de medidas.

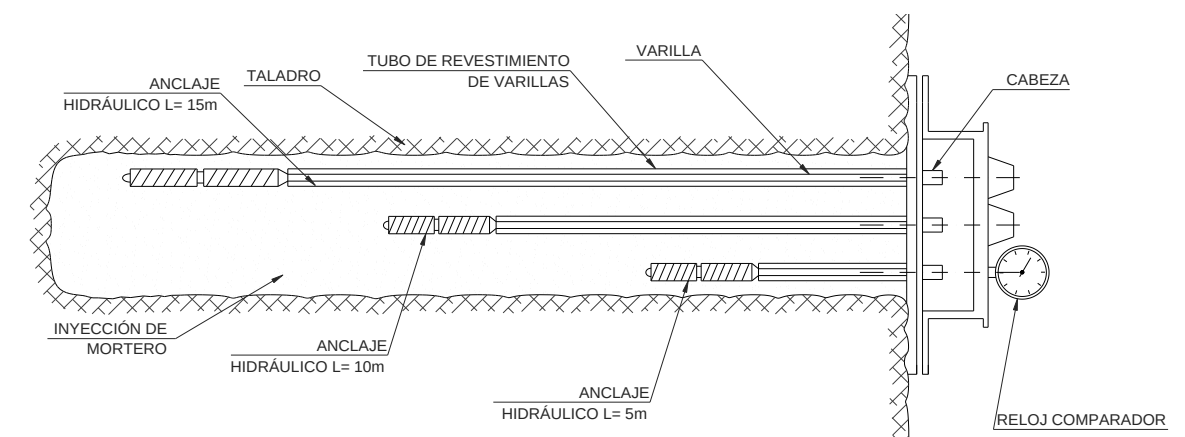
La sección de medida debe colocarse lo más rápidamente posible tras la excavación, ya que, si no se perderían gran parte de las deformaciones producidas, por lo general desde que se excava hasta que se puede medir la deformación se ha perdido un 50% del movimiento total.

12.3.2.2 Extensómetro de varillas

El objeto básico es conocer las deformaciones en el interior del macizo rocoso, debido a la relajación producida en el terreno por la excavación. Mediante el extensómetro se pueden conocer zonas comprimidas o traccionadas, zonas activas y planos de deslizamiento y zonas sin tensiones, además de tensiones, una vez conocidas las características de deformabilidad del macizo rocoso.

Los extensómetros son unos equipos que se instalan en taladros y consisten en un sistema de varillas y un reloj comparador, que mide el movimiento relativo entre la cabeza del taladro y el extremo de la varilla que se ancla al terreno. En la boca del taladro se sitúa la cabeza lectora compacta y estanca, que incluye sensores potenciométricos de baja linealidad e inalterables en ambientes de alta humedad. Se trata de una medida de movimiento relativa.

El extensómetro que se empleará está formado por un taladro en el que se alojan 3 varillas de fibra de vidrio de reducido coeficiente de dilatación térmica y de distintas longitudes, las varillas están protegidas con una vaina de plástico excepto en su parte final, que será la que se ancle al terreno (véase figura). La ubicación de los mismos se observa en el croquis adjunto.



Instalación de extensómetro de varillas multipunto

Los anclajes del extensómetro serán hidráulicos y se unen a la roca por medio de una lechada de cemento ligeramente expansiva y rica en agua. Cada anclaje hace posible la transmisión de movimientos a la cabeza del taladro mediante el varillaje.

El equipo debe ser capaz de detectar movimientos de hasta ± 0.2 mm. Se realizarán las lecturas a distancia, desde una caja de registro accesible, no produciéndose pérdidas de precisión en la señal y de forma que no se interfiera en las labores propias del frente de trabajo.

Su instalación consiste en la perforación de un taladro de diámetro adecuado en el que se introduce el sistema de varillaje (102 mm aproximadamente). Los taladros se realizarán en direcciones radiales al eje principal de cada túnel con una longitud de 9 m.

A continuación, se inyecta mortero en el taladro con lo que se consigue anclar cada varilla a profundidades distintas. Los anclajes se situarán a 3, 6 y 9 metros.

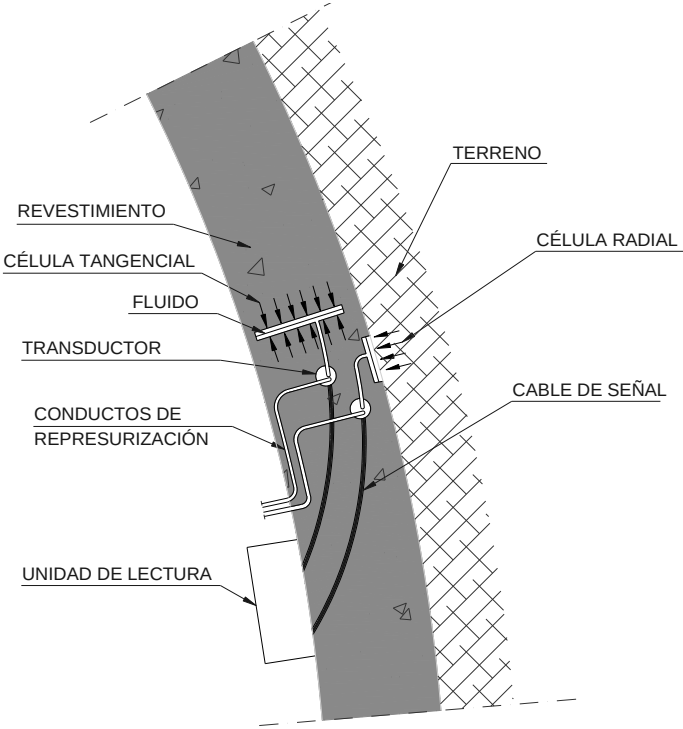
En la cabeza del taladro se coloca una pieza especial que permite leer la posición de cada varilla de forma automática mediante un potenciómetro. Al igual que ocurre con las cintas de convergencias, es necesario realizar la medida en el menor plazo de tiempo posible tras la excavación, ya que gran parte del movimiento se pierde antes de que pueda ser registrado.

Las secciones donde se instalarán los extensómetros se ubicarán cada 250 m de túnel. En cada sección se instalarán 3 extensómetros.

12.3.2.3 Célula de presión

El equipo consiste en una doble placa metálica de forma rectangular rellena de un líquido a presión, la variación de la presión de este líquido determinará los incrementos de presión que sufre el hormigón o la gunita. Las lecturas que se obtendrán de estas células dan una idea de las presiones totales y efectivas que, realmente, actuarán sobre el trasdós. El rango de las células de presión debe ser acorde con las previsiones de los cálculos realizados para determinar los empujes del terreno sobre el sostenimiento.

Las células se instalarán entre el terreno y el sostenimiento o entre la primera capa de sellado de hormigón proyectado y la siguiente, según sea su disposición radial o tangencial (véase figura). Se instalarán secciones con células cada 250 m, con tres células por sección.



Esquema de instalación de células de presión

12.3.2.4 Medidas de convergencia

Para las medidas de convergencia, la periodicidad de la toma de medidas en cada sección será la siguiente:

- Excavación de la **sección de avance**:
 - Durante la primera semana se medirá diariamente.
 - Si la distancia del frente de la sección instrumentada es inferior a veinticinco metros, se continuará con lecturas diarias.
 - Si la distancia del frente a la sección es mayor o igual a los veinte metros, la frecuencia de las lecturas se desarrollará de acuerdo con la siguiente tabla:

Frecuencia	Velocidad de Deformación (V)
Diariamente	$V \geq 0,5 \text{ mm/día}$
Una cada dos días	$0,2 \text{ mm/día} \leq V \leq 0,5 \text{ mm/día}$
Una cada semana	$0,1 \text{ mm/día} \leq V \leq 0,2 \text{ mm/día}$
Una cada quince días	$0,05 \text{ mm/día} \leq V \leq 0,1 \text{ mm/día}$
Una cada mes	$V < 0,05 \text{ mm/día}$

- Excavación de la **sección de destroza**:
 - Se volverá a realizar de nuevo una lectura diaria cuando la excavación de la destroza le falte 25 metros para alcanzar la correspondiente sección de convergencia. Una vez que la excavación sobrepase dicha sección se aplicarán los mismos criterios de frecuencia que los utilizados para la sección de avance.

Con las lecturas obtenidas en cada una de las cuerdas de convergencias se realizarán una serie de gráficas en las que figuran en el eje de abscisas el tiempo, al comienzo de las mediciones será en horas y más adelante en días. En el eje de ordenadas se indica la medida de convergencia en mm. Para cualquier tipo de análisis se considera la cuerda que tenga un mayor desplazamiento.

La forma de estas curvas denotará una convergencia elevada durante los primeros días y la pendiente de la misma será la velocidad a la que converge la excavación.

Finalmente, y transcurridos varios días, si el sostenimiento es adecuado, la curva se tornará en una recta paralela al eje de abscisas, si por el contrario el sostenimiento no es adecuado la curva seguirá siendo ascendente hasta llegar a la rotura.

Se pueden efectuar numerosos tipos de gráficos comparativos tales como convergencias-distancia al frente, velocidad de convergencia-tiempo y velocidad de convergencia distancia al frente, para complementar la gráfica principal de convergencia –tiempo.

Se indican a continuación unos criterios de actuación sobre el sostenimiento, en función de las velocidades de deformación observadas. Hay que reseñar que los criterios y valoraciones que a continuación se exponen son sólo orientativos, correspondiendo al personal a pie de obra la adopción de las medidas de actuación en cada caso.

Velocidad de deformación (V)	Clase	Actuación
$V > 10$ mm/día	Muy grande	Refuerzo inmediato del sostenimiento.
$V = 5 - 10$ mm/día	Muy grande	Si se mantiene durante dos días se procederá al refuerzo del sostenimiento.
$V = 2 - 5$ mm/día	Grande	Si se mantiene durante cinco días se procederá al refuerzo del sostenimiento.
$V = 0,5 - 2$ mm/día	Media	Si se mantiene durante quince días se procederá al refuerzo del sostenimiento.
$V = 0,05 - 0,5$ mm/día	Pequeña	Ninguna.

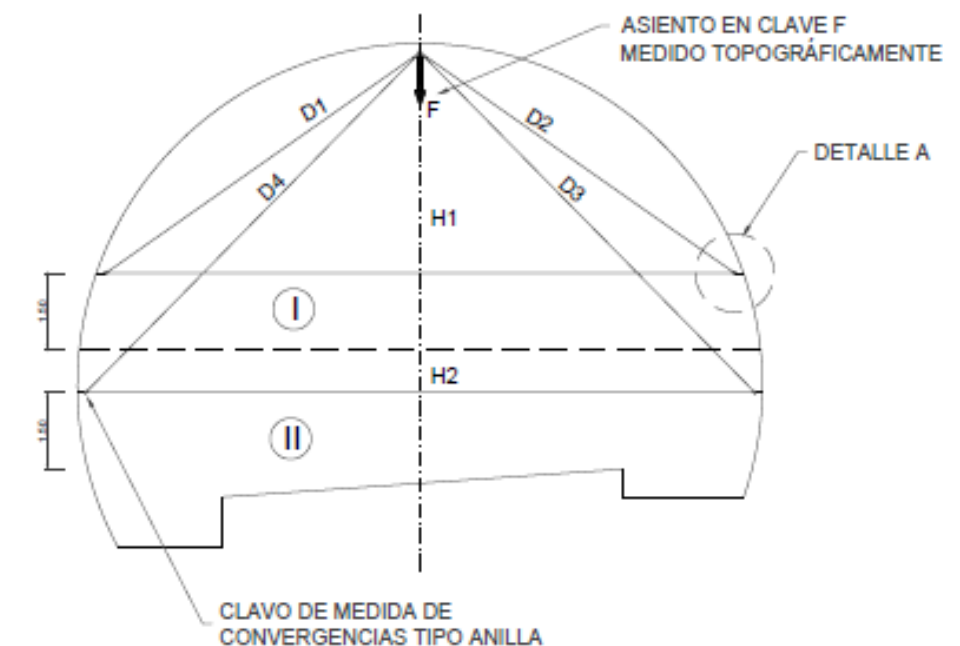
Además de lo indicado será necesario analizar los casos de deformaciones de clase pequeña que se mantengan por un tiempo superior a 1 o 2 meses.

Por otra parte, será motivo de atención y alarma el hecho de que la pendiente de la curva de convergencias en vez de disminuir comenzará en algún momento a aumentar.

12.3.3 SECCIONES DE CONTROL

Los instrumentos mencionados se organizan en “secciones de control”, que son secciones transversales al túnel donde se instalan los instrumentos anteriormente descritos. Se han definido dos tipos de secciones:

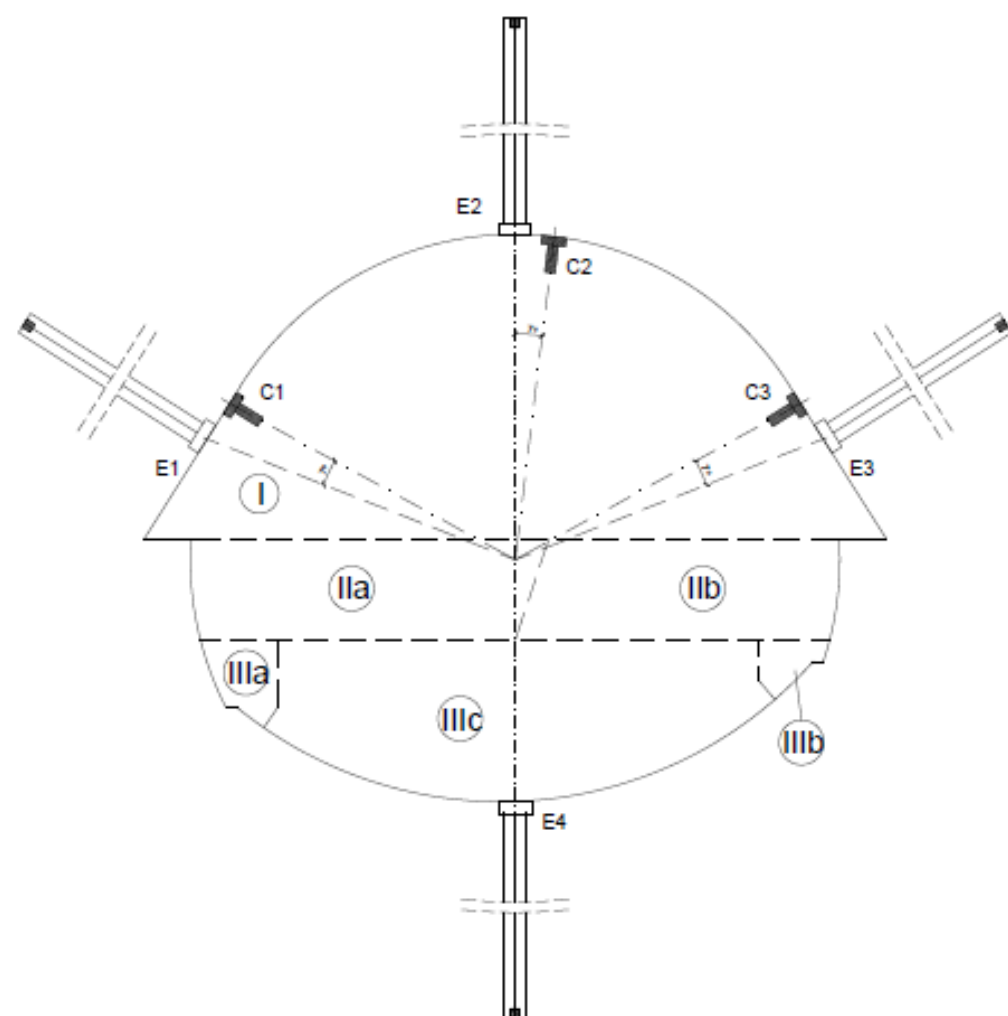
- Secciones de control normal, a aplicar en las zonas de las litologías de mejor calidad (Sostenimiento Tipo I), y que disponen solo de medidas de convergencia y nivelación de clave.



SECCIÓN DE CONTROL NORMAL
ESCALA 1:100

FASE DE EXCAVACIÓN	LECTURAS
I	H1, D1, D2, F
II	H2, F, D1, D2, D3, D4

- Secciones de control intensivo, que se colocarían en la zona geotécnicamente más conflictiva (Sostenimiento Tipo II) de los conglomerados triásicos, y que además de convergencias, dispone de todos los elementos de monitorización descritos (células de presión y extensómetros).

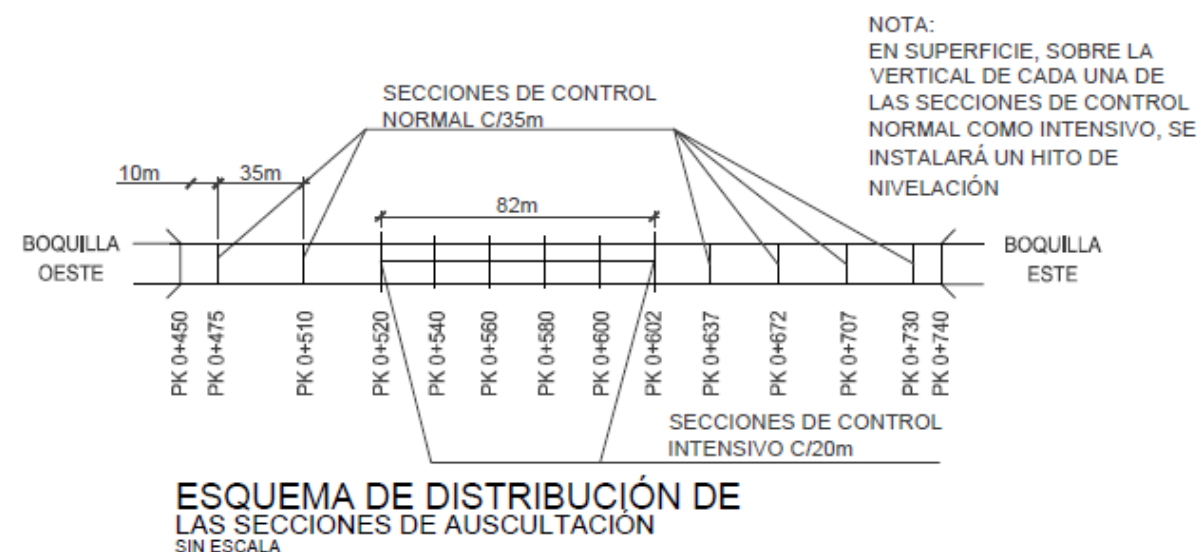


SECCIÓN DE CONTROL INTENSIVO

ESCALA 1:100

FASE DE EXCAVACIÓN	LECTURAS
I	H1, D1, D2, F, E1, C1 E2, C2, E3, C3
II-III	H2, F, D1, D2, D3, D4, E4

La situación espacial de estas secciones se muestra en el siguiente esquema. Las secciones de control intensivo se adaptarán a la verdadera extensión de los terrenos triásicos.

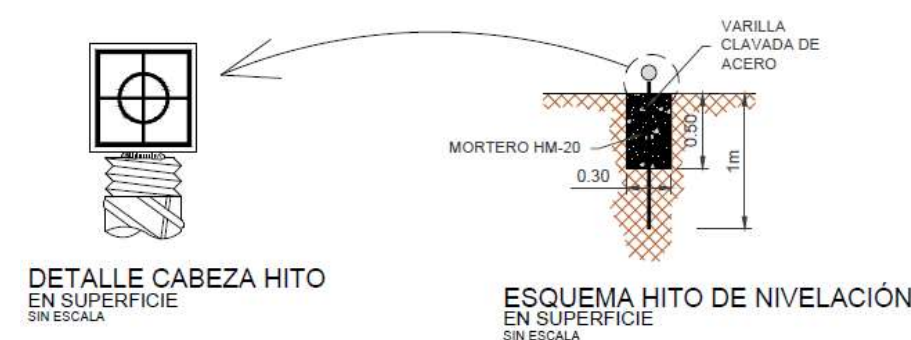


ESQUEMA DE DISTRIBUCIÓN DE LAS SECCIONES DE AUSCULTACIÓN
SIN ESCALA

12.4 AUSCULTACIÓN EN SUPERFICIE

Como se ha indicado, el trazado del túnel discurre muy cerca de algunos edificios existentes. Aunque los cálculos realizados muestran que no son esperables daños en los edificios, se hace necesario definir un sistema de auscultación para verificar que estos edificios no sufren daños.

Para ello, se ha dispuesto la colocación de hitos de nivelación sobre el terreno, y miniprismas en los edificios.



MINIPRISMA EN EDIFICIO

Con estos elementos de auscultación, se evaluarán los siguientes parámetros geométricos:

- Desplazamiento vertical
- Distorsión angular
- Desplazamiento horizontal unitario.

Los criterios que se aplicarán para controlar la subsidencia en el entorno de los edificios se muestran a continuación, y son los habituales en los entornos urbanos en zonas de Metro.

MOVIMIENTOS ADICIONALES ADMISIBLES									
UMBRAL DE CONTROL	ASIENTO ADMISIBLE (mm)			DISTORSIÓN ANGULAR			DEFORMACION HORIZONTAL UNITARIA (%)		
	VERDE	ÁMBAR	ROJO	VERDE	ÁMBAR	ROJO	VERDE	ÁMBAR	ROJO
*Zonas sin edificaciones	<50	50 – 100	>100	1/100	1/100 – 1/50	>1/50	<1,500	1,500 – 2,000	>2,000
* Edificios cimentados profundos o con losa, en buen estado * Conducciones no de gas	<20	20 – 30	>30	<1/1000	1/1000 – 1/500	>1/500	<0,150	0,150 – 0,200	>0,200
*Estructura subterránea o Túneles existentes	<15	15 – 25	>25	<1/2000	1/2000 – 1/1000	>1/1000	<0,150	0,150 – 0,200	>0,200
* Edificios cimentados superficialmente sin daños aparentes	<10	10 – 15	>15	<1/2000	1/2000 – 1/1000	>1/1000	<0,150	0,150 – 0,200	>0,200
* Edificios cimentados superficialmente con daños * Edificios monumentales * Edificios con más de 10 alturas * Tuberías de gas	<5	5 – 10	>10	<1/3000	1/3000 – 1/2000	>1/2000	<0,050	0,050 – 0,100	>0,100

Umbral de desplazamientos adicionales admisibles considerados en el proyecto

Las operativa a desarrollar en obra en función de los umbrales de subsidencia se muestran en la tabla adjunta.

Nivel de control		Consecuencias asociadas
Verde	Normal	Instrumentación y frecuencia de lectura: normal
Ámbar	Intenso	Instrumentación y frecuencia de lectura: intenso
Rojo	Muy intenso	Instrumentación y frecuencia lectura: muy intenso Posibles medidas preventivas

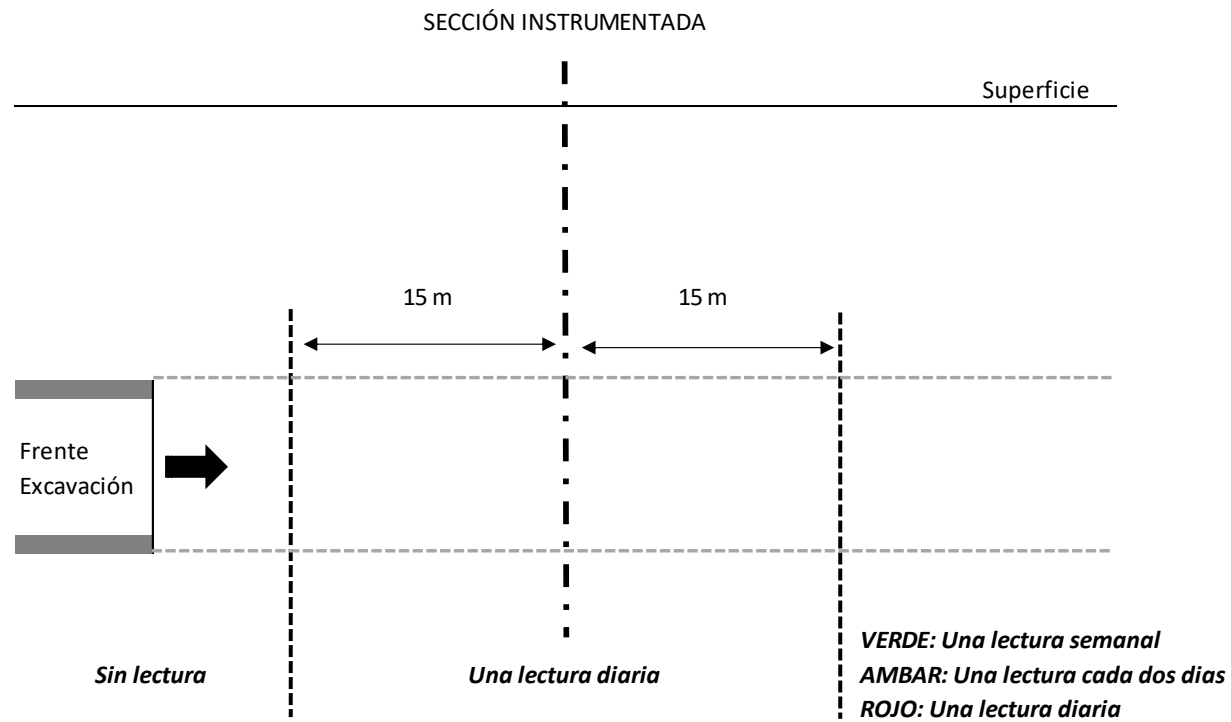
Consecuencias asociadas a los diferentes niveles de control

Tal como se desprende de la tabla anterior, los umbrales verde y ámbar no suponen aun riesgo para el edificio. Se trata de los umbrales para definir la intensidad con la que se desarrollan las lecturas. Solo cuando se alcanza el umbral rojo es momento de plantearse si adoptar medidas constructivas para reducir los riesgos sobre los edificios.

En principio, las frecuencias con las que se van a realizar las lecturas de la auscultación exterior serán las siguientes:

- NIVEL VERDE: Las lecturas comienzan a una distancia de 15 m antes de que el túnel alcance la vertical de cada sección. Hasta que el túnel haya sobrepasado en 15 m la sección instrumentada, las lecturas son diarias, y después de ese punto semanales.
- NIVEL ÁMBAR: Las lecturas se realizan cada dos días, una vez sobrepasada la banda de 15 m antes y después de la sección instrumentada.
- NIVEL ROJO: Igual que la sección ámbar, pero con lecturas diarias.

En el esquema que se incluye a continuación se detalla esta frecuencia de lecturas. Esta propuesta debe considerarse como la mínima exigible. La Dirección de Obra podrá solicitar una intensificación de estas lecturas, si a partir de los datos geotécnicos o de obra se estima técnicamente oportuno.



Frecuencia de lecturas de las secciones de auscultación en superficie

A falta de datos más precisos sobre los edificios registrados (vivienda particular y edificio CABB), se considera que los mismos responderían a una tipología **“Edificios Cimentados Superficialmente sin daños aparentes”**, que está del lado de la seguridad. Para este caso, **el asiento máximo admisible es de 10 mm** en el umbral verde, y hasta de 15 mm en el umbral ámbar.

Como se ha indicado en los apartados de cálculo, la subsidencia calculada máxima en el entorno del edificio es de 3,0 – 3,5 mm, que es inferior al umbral de 10 mm considerado. Por ello, se empezará considerando una frecuencia de lecturas correspondiente al umbral verde.

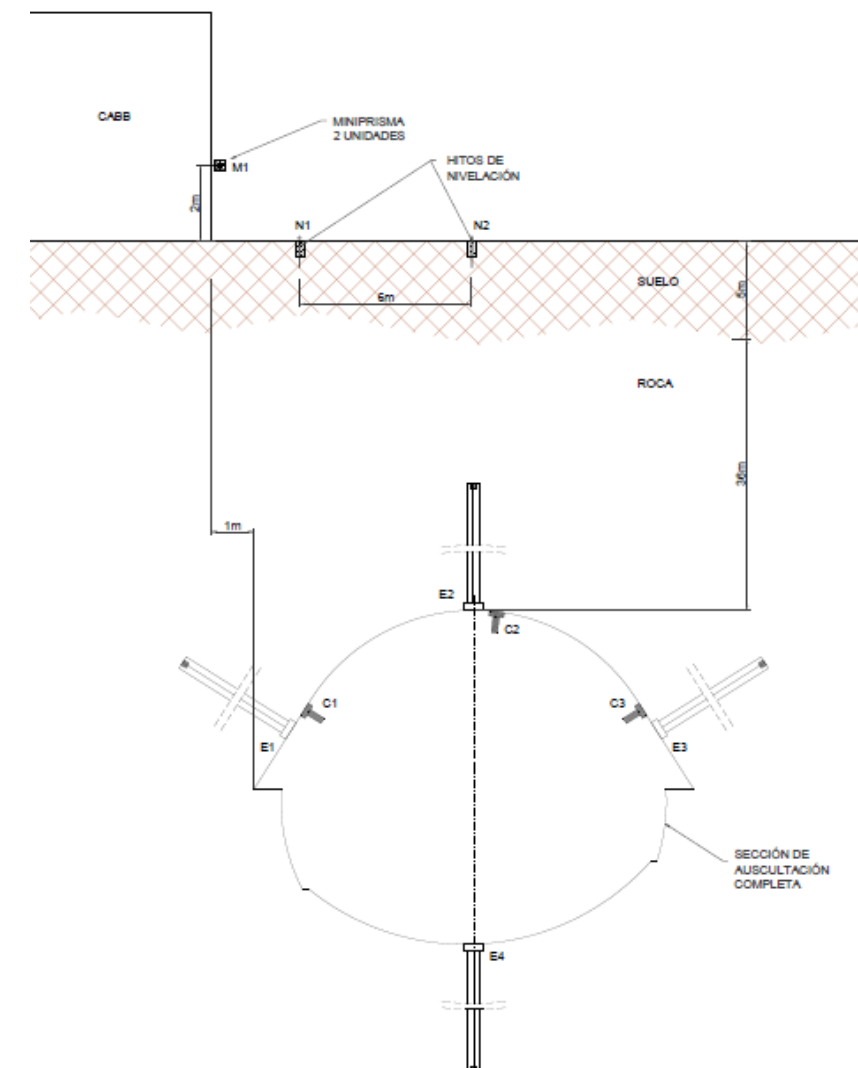
Para controlar los asientos se han considerado los siguientes criterios:

- Sobre la vertical de cada sección de control en túnel instalar un hito de nivelación.
- En la zona de intersección de la traza con los edificios, se instalarán secciones de control intensivo en túnel, varios hitos de nivelación, y miniprismas en superficie, tal como se muestra en las figuras adjuntas.

LEYENDA

H=	CONVERGENCIA HORIZONTAL
D=	CONVERGENCIA DIAGONAL
F=	ASIENTO EN CLAVE
E=	3 EXTENSÓMETROS DE VARILLAS (L=9m, 6m Y 3m)
C=	CÉLULAS DE PRESIÓN RADIAL Y TANGENCIAL
N=	HITO DE NIVELACIÓN EN SUPERFICIE
M=	MINIPRISMAS EN FACHADA

EDIFICIO PK 0+632



EDIFICIO PK 0+510

