

TRABAJO FINAL DE MÁSTER



TÍTULO

**ESTUDIO DE RECONOCIMIENTO DEL TERRENO DE
LA BOCA NORTE DEL TÚNEL DEL BAJO PALLARÉS
Y PROPUESTA DE NUEVO SOSTENIMIENTO**

AUTOR

GERARDO GONZÁLEZ ARDILA

TUTORES

**ORIOI CASELLES
JAUME FUSTAGUERAS**

ESPECIALIDAD

INGENIERIA SISMICA

FECHA

MAYO 2013



Dep. de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA



ESTUDIO DE RECONOCIMIENTO DEL TERRENO DE LA BOCA NORTE DEL TÚNEL DEL BAJO
PALLARÉS Y PROPUESTA DE NUEVO SOSTENIMIENTO

Proyecto final para obtener el grado de Máster of Science en Ingeniería del
Terreno e Ingeniería Sísmica, Especialidad

Sísmica

AUTOR:

GERARDO GONZÁLEZ ARDILA

TUTORES:

Prof. ORIOL CASELLES

Sr. JAUME FUSTAGUERAS

Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartografía y Geofísica

Universidad politécnica de Cataluña

Mayo, 2013

RESUMEN

Durante el desarrollo de proyectos de ingeniería resulta de vital importancia los estudios y reconocimientos previos de la futura zona de ejecución de las obras. Existen diferentes normativas y bibliografías que exponen el alcance en cada fase de proyecto que se debe analizar, sin embargo, es sabido que posteriormente cuando se desea ejecutar el proyecto se presentan diferentes tipos de modificaciones, debido a la aparición de diversos interrogantes técnicos, entre otros y motivo de estudio de este proyecto, el reconocimiento del terreno, en el que siempre se debe precisar el máximo nivel de detalle.

El propósito general de este trabajo final de máster consistió en desarrollar un estudio de reconocimiento del terreno y una propuesta de modificación del sostenimiento del tramo inicial del túnel del bajo Pallarés. Debido a la necesidad encontrada al inicio de las labores de desmonte del emboquille, que presento un cambio importante en la calidad del terreno y la disposición estratigráfica en relación al proyecto inicial.

El procedimiento ha consistido en la revisión de la información contenida en el proyecto inicial, en el reconocimiento del terreno con estudios complementarios que incluyen prospecciones mecánicas y geofísicas, determinando un perfil geológico y resumen de propiedades geotécnicas, para finalmente realizar el cálculo de un nuevo sostenimiento.

La fase de cálculo del nuevo sostenimiento propuesto se llevo a cabo con el programa de diferencias finitas FLAC de ITASCA CONSULTING GROUP. INC (1998) que es un programa que permite modelar el comportamiento de los suelos, rocas, estructuras y su interacción. De tal manera que se genera un modelo de 2 dimensiones a partir de la información obtenida previamente, y se verifica el comportamiento de la nueva sección ante los esfuerzos generados por el terreno.

ABSTRACT

During the development of engineering projects, it is of great importance to have previous studies of the future area of execution of works. There are different regulations and bibliographies that expose the scope in each project phase to be analyzed, however, it is known that later when you want to run the project show different types of modifications, due to the appearance of various technical questions, among others and the object of study of this project, the field survey, which you should always specify the maximum level of detail.

The overall purpose of this final project consisted of developing a field survey study and a proposed modification of the initial segment support tunnel under Pallares. Due to the necessity found at the beginning of the work of clearing the tunnel mouth, that showed a significant change in the quality of the soil and stratigraphic disposition in relation to the initial project.

The procedure consisted of the review of the information contained in the initial project, in the field survey with additional studies including mechanical and geophysical surveys, determining a geological profile and summary of geotechnical properties, and finally the calculation of a new support.

The calculation of the new proposed support was performed with the finite difference software FLAC of ITASCA CONSULTING GROUP. INC (1998), which is a program that allows to model the behavior of soils, rocks, structures and their interaction, which generates a 2-dimensional model from information previously obtained and checked for the behavior of the new section to the stresses generated by the terrain.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios que me ha dado la oportunidad de desarrollar tantos sueños en mi vida, a mis padres y hermanos que siempre creen en mí, a mi esposa que ha sufrido las consecuencias de mis decisiones, y a mi hija que me da fuerzas para ser mejor cada día.

Agradezco a la empresa Pigra Engineering, a Joan Orta, a Jaume Fustagueras, y a José Luis Blanch, por sus continuas enseñanzas.

Al Profesor LLuis Pujades que ha sido un maestro, y me ha impulsado en el estudio de la ciencia.

Al profesor Oriol Caselles por su paciencia y apoyo.

TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN	i
ABSTRACT	ii
AGRADECIMIENTOS.....	iii
TABLA DE CONTENIDO	iv
LISTA DE TABLAS.....	vi
LISTA DE FIGURAS.....	vii
1. INTRODUCCIÓN	1
2. ANTECEDENTES Y MARCO TEORICO	2
2.1 MÉTODOS DE RECONOCIMIENTO DEL TERRENO.....	2
2.1.1 DOCUMENTACIÓN PRELIMINAR	2
2.1.2 PROSPECCIONES MANUALES Y MECÁNICAS.....	3
2.1.3 PROSPECCIÓN GEOFÍSICA DE SUPERFICIE.....	5
2.2 MÉTODOS DE CÁLCULO DE SOSTENIMIENTO DE TÚNELES	7
2.2.1 MÉTODOS EMPÍRICOS.....	9
2.2.1.1 PRESIÓN DE ROCA (TERZAGHI, 1946).....	9
2.2.1.2 SYSTEM ROCK MASS RATING _ RMR (BENIAWSKI, 1973- 1989).....	11
2.2.1.3 Q (BARTON, LIEN Y LUNDE, 1974).....	15
2.2.2 MÉTODOS DE CÁLCULO ANALÍTICOS	20
2.2.3 MÉTODOS NUMÉRICOS.....	22
2.2.4 FLAC 4.0.....	24
3. RECONOCIMIENTO DEL TERRENO.....	29
3.1 DOCUMENTACIÓN PRELIMINAR	30
3.1.1 ENCUADRE GEOLÓGICO	30
3.1.2 CAMPAÑA DE RECONOCIMIENTOS.....	33
3.2 INSPECCIÓN DEL TERRENO Y PROCEDIMIENTO IMPLANTADO.....	35
3.2.1 PROSPECCIONES MANUALES Y MECÁNICAS.....	35
3.2.2 PROSPECCIÓN GEOFÍSICA	38
3.2.2.1 INTERPRETACIÓN GEOFÍSICA	41
3.2.3 DEFINICIÓN DE LAS CARACTERISTICAS GEOTECNICAS DEL TERRENO Y ESTRATIFICACIÓN EN DETALLE.....	48
3.2.3.1 CARACTERISTICAS GEOLÓGICAS Y GEOTÉCNICAS.....	48
3.2.3.2 PERFILES GEOLÓGICOS DE PREVISION	51

3.2.3.3	INTERPRETACIÓN FINAL DE RESULTADOS GEOTÉCNICOS	56
4.	PROPUESTA DE MODIFICACIÓN DEL SOSTENIMIENTO DEL TRAMO INICIAL DEL TÚNEL ...	58
4.1	ESTUDIO DEL SOSTENIMIENTO DEL TÚNEL DE PROYECTO INICIAL	58
4.2	DEFINICIÓN DEL NUEVO SOSTENIMIENTO.....	59
4.2.1	PREDIMENSIONAMIENTO DEL SOSTENIMIENTO POR EL MÉTODO EMPÍRICO.....	59
4.2.2	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	61
4.3	CALCULO DEL NUEVO SOSTENIMIENTO.....	61
4.3.1	DETERMINACIÓN DE LOS PARAMETROS DE CÁLCULO	62
4.3.2	PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	63
4.3.3	DESCRIPCIÓN DE LA SECCION TIPO	65
4.3.4	RESULTADOS OBTENIDOS	66
5.	CONCLUSIONES	69
	BIBLIOGRAFIA.....	71
A.	GRAFICAS DE RESULTADOS DEL CÁLCULO	73
B.	PLANO DE SECCIÓN “TIPO A”	89
C.	DROMOCRÓNICAS DEL RECONOCIMIENTO SÍSMICO	92
D.	SONDEOS REALIZADOS EN FASE DEL PRESENTE ESTUDIO	97
E.	INTITUCIONES A NIVEL MUNDIAL QUE POSEEN INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA Y/O GEOLÓGICA.	105

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.	Coeficientes de carga de roca según Terzaghi (1946).....	10
Tabla 2.	Parámetros de clasificación. Clasificación Geomecánica de Bieniawski. (1979)	12
Tabla 3.	Guía para valorar el estado de las discontinuidades (Diaclasas). Bieniawski. (1979)	13
Tabla 4.	Corrección por orientación de las discontinuidades. Bieniawski. (1979)	13
Tabla 5.	Recomendaciones para el sostenimiento según Bieniawski. (1979)	14
Tabla 6.	Valores de Jn. Factor de número de familias de juntas. Barton et al. (1974).	16
Tabla 7.	Valores de Jr. Factor de rugosidad de las juntas. Barton et al. (1974).....	16
Tabla 8.	Valores de Ja. Factor de alteración de las juntas. Barton et al. (1974).	17
Tabla 9.	Valores de Jw. Factor de presencia de agua. Barton et al. (1974).	17
Tabla 10.	Valores de SRF. Stress Reduction Factor. Barton et al. (1974).....	18
Tabla 11.	Datos de la implantación sísmica	40
Tabla 12.	Resumen de sostenimientos del proyecto.....	59
Tabla 13.	Propiedades elastoplásticas de los materiales.....	63

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.	Fotografías de catas (fuente propia)	3
Figura 2.	Fotografía de sondeo a rotación (fuente propia).....	4
Figura 3.	Esquema según Terzaghi (1946).....	9
Figura 4.	Tiempo de estabilidad de excavaciones sin soporte. Bieniawski. (1979)	14
Figura 5.	Valores de ESR en función del uso final de la excavación RMR. Barton et al. (1974).	19
Figura 6.	Obtención de sostenimiento en función de vano sin sostener y calidad de la roca para ESR=1,0. Barton et al. (1974)	19
Figura 7.	Curva característica del terreno y del sostenimiento. Hoek & Brown. (1997)	21
Figura 8.	Esquema de cálculo del programa FLAC. ITASCA Consulting Group. (1998)	25
Figura 9.	Modelo Físico actuante. ITASCA Consulting Group. (1998)	25
Figura 10.	Discretización de elementos. ITASCA Consulting Group. (1998)	28
Figura 11.	Esquema general del estudio	29
Figura 12.	Esquema estructural de los Pirineos (modificado de Teixell, 1996).	31
Figura 13.	Corte geológico a escala cortical de la Cordillera Pirenaica, basado en el perfil sísmico de reflexión ECORSPirineos, de Muñoz (1992) y Berástegui et al. (1993).	31
Figura 14.	Plano de Ubicación. Planta I.C.C. (2013)	32
Figura 15.	Perfil geológico longitudinal del túnel boca norte. Plano de perfil geológico de proyecto.	34
Figura 16.	Fotografía de un desmonte cercano (Fuente propia)	35
Figura 17.	Fotografías de terreno del Cuaternario (Fuente propia)	36
Figura 18.	Fotografías de la maquinaria (Rolatec RL 48 L) en la zona de emplazamiento. (Estudio geotécnico).....	36
Figura 19.	Situación del área en estudio	39
Figura 20.	Disposición de la implantación sísmica.	40
Figura 21.	Distribución de perfiles longitudinales y transversales.....	42
Figura 22.	Perfiles sísmicos longitudinales.....	44
Figura 23.	Perfiles sísmicos transversales	46
Figura 24.	Perfil litológico longitudinal de la zona de estudio	53
Figura 25.	Perfil litológico transversal Pk 2+850	54
Figura 26.	Perfil litológico transversal 2+805	55
Figura 27.	Gravas y bolos de la terraza (izquierda) y Limos y arcillas (fuente propia).....	57
Figura 28.	Perfil litológico transversal 2+805 (Bis).....	62
Figura 29.	Modelo sección “Tipo A” en Avance.	73
Figura 30.	Modelo del terreno. Sección “Tipo A” en Avance.....	74
Figura 31.	Modelo constitutivo del material y sostenimiento. Sección “Tipo A” en Avance.....	74
Figura 32.	Desplazamientos. Máximo 5.08 mm. Sección “Tipo A” en Avance.....	75
Figura 33.	Tensión radial media sobre sostenimiento. Sección “Tipo A” en Avance.....	75
Figura 34.	Vector de Desplazamientos. Sección “Tipo A” en Avance.	76
Figura 35.	Fuerzas y Momentos del sostenimiento Sección “Tipo A” en Avance.	76
Figura 36.	Fuerzas en Bulón. Sección “Tipo A” en Avance.....	77

Figura 37. Modelo Sección “Tipo A” en Destroza.	78
Figura 38. Modelo constitutivo del material y sostenimiento. Sección “Tipo A” en Destroza. .	78
Figura 39. Desplazamientos. Máximo. Sección “Tipo A” en Destroza.	79
Figura 40. Tensión radial media sobre sostenimiento. Sección “Tipo A” en Destroza.	79
Figura 41. Vector Desplazamientos. Sección “Tipo A” en Destroza.	80
Figura 42. Fuerzas y momentos del sostenimiento. Sección “Tipo A” en Destroza.	80
Figura 43. Fuerzas en Bulón. Sección “Tipo A” en Destroza.	81
Figura 44. Modelo del terreno. Sección “Tipo A” en Avance.	82
Figura 45. Modelo constitutivo del material y sostenimiento. Sección “Tipo A” en Avance...	82
Figura 46. Desplazamientos. Máximo. Sección “Tipo A” en Avance.	83
Figura 47. Tensión radial media sobre sostenimiento. Sección “Tipo A” en Avance.	83
Figura 48. Vector de Desplazamientos. Sección “Tipo A” en Avance.	84
Figura 49. Fuerzas y Momentos del sostenimiento. Sección “Tipo A” en Avance.	84
Figura 50. Fuerzas en Bulón. Sección “Tipo A” en Avance.	85
Figura 51. Modelo constitutivo del material y sostenimiento. Sección “Tipo A” en Destroza. .	86
Figura 52. Desplazamientos. Máximo. Sección “Tipo A” en Destroza.	86
Figura 53. Tensión radial media sobre sostenimiento. Sección “Tipo A” en Destroza.	87
Figura 54. Vector Desplazamientos. Sección “Tipo A” en Destroza.	87
Figura 55. Fuerzas y momentos del sostenimiento. Sección “Tipo A” en Destroza.	88
Figura 56. Fuerzas en Bulón. Sección “Tipo A” en Destroza.	88
Figura 57. Sección de sostenimiento “Tipo A” con paraguas.	90
Figura 58. Sección de sostenimiento “Tipo A” con inyecciones de consolidación.	91
Figura 59. Dromocrónicas del reconocimiento sísmico I1-I2.	93
Figura 60. Dromocrónicas del reconocimiento sísmico I3-I4.	94
Figura 61. Dromocrónicas del reconocimiento sísmico I5-I6.	95
Figura 62. Dromocrónicas del reconocimiento sísmico I-7.	96
Figura 63. Sondeo vertical PK 2+805 Pag.1	98
Figura 64. Sondeo vertical PK 2+805 Pag.2	99
Figura 65. Sondeo vertical PK 2+805 Pag.3	100
Figura 66. Sondeo horizontal PK 2+860 Pag.1.	101
Figura 67. Sondeo horizontal PK 2+860 Pag.2.	102
Figura 68. Sondeo horizontal PK 2+860 Pag.3.	103
Figura 69. Sondeo horizontal PK 2+860 Pag.4.	104

1. INTRODUCCIÓN

El desarrollo de la sociedad está relacionado con el de las vías de comunicación, ya que las poblaciones necesitan estar interconectadas cada vez más, con mayor confort y menor tiempo en los trayectos. Estas razones provocan que las redes viarias evolucionen constantemente y los retos de la ingeniería sean mayores, como ejemplo, está el desarrollo de las infraestructuras que deben adaptarse al terreno particular de la zona de influencia. Entre otros grandes avances de los últimos tiempos en materia vial se pueden reseñar los métodos utilizados para proyectar y ejecutar las construcciones civiles.

El caso particular de este estudio se realiza alrededor de una de las infraestructuras de mayor complejidad, los túneles, debido mayoritariamente a la posible variabilidad geológica y geotécnica del terreno. Aunque la historia de los túneles se remonte a 2.200 A.C, siempre que se desarrolla el estudio de un túnel nos vemos enfrentados a un gigante que tiene millones de años en formación, con unas fuerzas internas y comportamientos excepcionales.

En el desarrollo de todos los proyectos de ingeniería, es de vital importancia los estudios y reconocimientos previos del terreno, para lo cual existen gran variedad de normativas y bibliografías que exponen para cada nivel del estudio los diferentes pasos que se deben seguir, sin embargo es bien sabido que posteriormente en el momento de la ejecución real del proyecto se presentan diferentes tipos de modificaciones y alteraciones debidas a una diversidad de sucesos, entre ellos, las diferencias entre el terreno real y las conclusiones obtenidas a partir del estudio geológico y geotécnico.

El propósito de este trabajo final, consiste en tomar el proyecto de un túnel y revisar la zona de inicio de la boca norte, en donde, se propondrán y llevarán a cabo estudios de reconocimiento del terreno, para posteriormente plantear un cambio en el tipo de sostenimiento del mismo, desarrollando un modelo de cálculo de diferencias finitas por medio del programa FLAC.

2. ANTECEDENTES Y MARCO TEORICO

Como primera medida, el procedimiento a seguir ha consistido en verificar y revisar la documentación preliminar existente en el proyecto; mapas geológicos, inspecciones superficiales, sondeos, catas, prospecciones etc.

Existen diferentes métodos de reconocimiento del terreno, previos a la ejecución de un proyecto, en donde se intenta reconocer y predecir el comportamiento del material ante la acción de los diferentes tipos de acciones a las que se verá sometido en la ejecución y a lo largo de la vida útil de un túnel.

Igualmente y dependiendo del método constructivo que se elija para realizar la excavación, existen diferentes tipos de sostenimientos posibles que pueden definir la sección tipo del túnel o zona en particular, y diferentes metodologías de estudio.

El método constructivo está basado en el nuevo método Austriaco, con sección en avance y destroza.

2.1 MÉTODOS DE RECONOCIMIENTO DEL TERRENO

2.1.1 DOCUMENTACIÓN PRELIMINAR

Se puede contar con documentación preliminar para el estudio de todo aquel documento existente, que se haya realizado en la zona y que finalmente represente de forma gráfica o escrita, los datos relevantes que posteriormente permitan abordar la problemática en cuestión, con un determinado grado de precisión.

Se puede disponer de información existente de proyectos anteriores, la cual es de obligatoria divulgación para las empresas privadas que los ejecutan, y que en algunos casos son archivados por diferentes entidades, como ministerios de transporte, fomento, vías, o en algunos casos de concesionarias que lleven el mantenimiento y explotación.

Existen instituciones competentes a nivel nacional e internacional que se encargan de planificar y estudiar la superficie de la tierra, y posteriormente de divulgar sus resultados. La tipología de documentación que se puede adquirir consiste en mapas topográficos, mapas geológicos, fotografías aéreas, información geotécnica y geofísica, e inclusive mapas digitales con servicios de información geográfica. Se adjunta en el APENDICE E. Algunas instituciones a nivel mundial que cuentan con la información anteriormente descrita.

Toda la documentación obtenida deberá ser constatada y revisada por un equipo cualificado que determine la aportación definitiva de información.

Se presenta de forma resumida la tipología de documentación preliminar con la que se puede contar para un reconocimiento del terreno de un emboquille de un túnel.

A nivel topográfico esta el estudio cartográfico y el levantamiento preliminar de la zona. Y Geológico y Geotécnico esta la cartografía Litológica y estructural del terreno, estaciones geomecánicas, Reconocimientos previos de prospecciones, Estudio hidrogeológico.

2.1.2 PROSPECCIONES MANUALES Y MECÁNICAS

Podemos definir las prospecciones manuales y mecánicas como exploraciones superficiales y profundas, de donde tenemos el interés de reconocer el estado en el que se encuentra el terreno, sus propiedades y parámetros básicos, y los cambios que existen en su litología.

Estas prospecciones se dividen en Catas y Sondeos

Las catas son excavaciones de pequeña o mediana profundidad, donde se realiza una inspección directa del terreno, y se pueden extraer muestras para llevar a laboratorio. Actualmente se suele realizar con una máquina retroexcavadora, con una pala de 0,80 a 1,0 m de ancho. Se recomienda realizar a una profundidad de hasta 4,0 m.

Se realiza principalmente en suelos cohesivos y/o heterogéneos, que permitan cierta estabilidad en las paredes de la zanja.



Figura 1. Fotografías de catas (fuente propia)

Los sondeos son excavaciones tubulares de pequeño diámetro, para medianas o grandes profundidades, que permiten realizar ensayos de campo, obtener muestras para laboratorio y realizar perfiles estratigráficos. Igualmente también podemos localizar los niveles de agua subterránea, presiones y características.



Figura 2. Fotografía de sondeo a rotación (fuente propia)

Según las necesidades y tipologías del terreno se pueden realizar de diferentes formas

- **SONDEO A PERCUSIÓN**

El sistema de percusión consiste en el uso de un peso muerto que cae repetidamente sobre el varillaje, permitiendo el hincado del tubo hueco del toma muestras. Este sistema se encuentra limitado por su uso a suelos de consistencia blanda que permitan el normal desarrollo de las tareas del hincado. Los testigos obtenidos son de buena calidad, con menos alteraciones que los obtenidos por rotación.

- **SONDEO A ROTACIÓN**

Es el sistema más utilizado en los trabajos de obtención de testigos en el campo de la geotecnia, el sistema a rotación cuenta con una tubería hueca que sirve como toma muestra y que posee una boca con una corona de Widia (carburo de tungsteno o wolframio, que se abrevia del alemán **Wiediamant**, como el diamante) o diamante.

CON BARRENA HELICOIDAL

El sistema con barrena helicoidal se utiliza cuando el terreno es de consistencia blanda, y no es necesario obtener ninguna muestra del terreno, como en caso de pilotes o para la colocación de algún sistema de auscultación como inclinómetros o piezómetros.

CON CORONA SENCILLA Y DOBLE

El sistema con corona es el más extendido, ya que permite su uso en todo tipos de terreno, indiferentemente de su calidad, es decir, funciona bien en terrenos blandos y duros.

Su funcionamiento consiste en el avance de la corona que se va introduciendo en el terreno y va alojando el testigo en la tubería superior (portatestigo). Dependiendo de la necesidad se puede utilizar un tubo simple, para terrenos sueltos o muy blandos, o tubo doble, en el resto de los casos.

2.1.3 PROSPECCIÓN GEOFÍSICA DE SUPERFICIE

Los métodos geofísicos consisten en la realización de una prospección del terreno mediante una técnica indirecta que permite deducir diferentes variables del terreno mediante la caracterización de los mismos, y la determinación de la estratigrafía y heterogeneidad del terreno.

Son métodos complementarios de investigación que permiten dar una idea global de la zona en estudio, realizando una correcta combinación con los métodos directos y puntuales.

Los métodos sísmicos consisten en la medición de las variaciones en velocidades de propagación de las ondas sísmicas generadas artificialmente, del que se desprenden dos grandes grupos; sísmica de reflexión y sísmica de refracción. Donde se estima como método más utilizado en la ingeniería civil, el de refracción, debido a su capacidad de detectar los cambios importantes de material a niveles más superficiales.

El método de refracción es el método geofísico más utilizado en geotecnia para la creación de perfiles estratigráficos de superficiales. El método consiste en la alineación de la fuente y los detectores sobre la superficie del terreno, posteriormente se genera la onda sísmica, y se obtienen registros de las ondas que viajan siguiendo diversas trayectorias, utilizando las que llegan primero a cada receptor. Posteriormente se dibujan unas graficas, con la distancia de la fuente a cada receptor como abscisa, y en las ordenadas los tiempos de llegada, de donde se obtienen las gráficas que se denominan Dromocrónicas. A partir de esta grafica se obtienen los espesores del perfil y la velocidad de propagación de la onda sísmica (V_p), perteneciente a cada estrato.

Post-proceso

El post-proceso que se debe desarrollar es relativamente sencillo y con los equipos actuales se puede desarrollar directamente, enviándolos al ordenador y utilizando el software indicado.

De forma manual se pueden determinar los siguientes pasos:

- Obtener los tiempos de las primeras ondas en llegar.
- Dibujar los resultados y obtener las dromocrónicas.
- Agrupar los puntos por alineaciones de primeras llegadas. Debe existir una rama por cada estrato, siempre que no ocurran inversiones de velocidad o que las capas sean muy delgadas. La primera rama debe corresponder a los tiempos de llegada de la onda directa y las demás corresponderán a ondas cónicas provenientes de refractores cada vez más profundos.
- Determinar las pendientes de cada rama, así como los tiempos de intersección de las rectas de ajuste de cada rama con el eje del tiempo. También se pueden determinar el tiempo total y las distancias de cruce entre ramas.
- Calcular las velocidades y espesores de cada estrato.

Los métodos gravimétricos están basados en la medición de variaciones en la vertical del campo gravitatorio terrestre, causadas por la distribución irregular en profundidad de las masas y sus diferentes densidades, lo que conlleva a una interpretación de su geología.

La microgravimetría es la que se aplica en el caso de estudios geotécnicos debido a la escala de estudio, que evidencia anomalías. Su uso más común es en la detección de cavidades, tales como (Karst) o cavernas.

Los métodos Electromagnéticos consisten en la medición de los campos eléctricos, desde los naturales hasta los generados artificialmente.

Las propiedades eléctricas de las rocas y del agua intersticial son medidas, tales como resistividad, conductividad, actividad electroquímica, constante dieléctrica.

Pueden clasificarse en eléctricos, de dos grandes grupos:

- Métodos de corriente continua o método eléctrico (S.E.), aplicados o medidos mediante electrodos.
- Métodos de campo variable o también denominados electromagnéticos, donde se crean corrientes por medio de inducción y se hace circular por el terreno.

Y en electromagnéticos consistentes en la medición de las variaciones en las ondas electromagnéticas y entre sus métodos más comunes en geotecnia se encuentra el georradar, basado en la reflexión de las ondas electromagnéticas en la superficie de separación de los materiales con distintas constantes dieléctricas, utilizando emisores de diferentes frecuencias según el grado de penetración al que se necesite llegar.

2.2 MÉTODOS DE CÁLCULO DE SOSTENIMIENTO DE TÚNELES

Existen grandes avances científicos y tecnológicos desarrollados en el último siglo, que permiten que la ingeniería de túneles haya evolucionado significativamente desde sus orígenes. Se cuenta con métodos de ejecución y cálculo, que permiten ciertos factores de seguridad a la hora de proyectarlos y hacer de ellos una infraestructura válida en el desarrollo de la sociedad.

De dichos avances podemos mencionar entre otros los relacionados con:

- Los métodos de excavación, que van desde el desarrollo tecnológico de maquinaria especializada que permite tiempos de ejecución menores y mayor seguridad, hasta nuevos explosivos de gran precisión, que permiten un mayor control de la excavación.
- Los métodos de sostenimiento con nuevos materiales, como el hormigón proyectado con fibras, variedad de perfiles metálicos, anclajes, impermeabilizaciones, etc. que son, de relativa facilidad de colocación y transporte.
- Por otra parte los métodos de cálculo de sostenimiento, que, aprovechando la amplia experiencia recolectada y los avances en programas informáticos de cálculo, se convierte en una herramienta poderosa, con programas en dos dimensiones (2D) y tres dimensiones (3D).

Los métodos de cálculo existentes hacen relación a la estabilidad de la zona excavada, y el dimensionamiento del sostenimiento requerido.

Los métodos tienen como finalidad la comprobación del posible sostenimiento y revestimiento, es decir, la tipología y espesores de sección necesaria que provean de estabilidad durante las fases constructivas y su posterior uso.

Es por esto que en las metodologías de cálculo existentes siempre se realizan una serie de simplificaciones, que convierten el estudio en un modelo de mayor o menor precisión, que nos presentara resultados con un grado de fiabilidad correspondiente a la calidad de los datos adquiridos y el método elegido de cálculo.

Sin embargo es de resaltar y nunca se debe olvidar la complejidad de los procesos internos que existen en el terreno, por lo que es de vital importancia que estén involucrados profesionales comprometidos en cada uno de las etapas de estudio y posterior ejecución.

Según la bibliografía general los métodos de cálculo de sostenimientos se pueden dividir en tres grupos, métodos empíricos, métodos analíticos, métodos numéricos.

Previamente antes de especificar los métodos empíricos como métodos de cálculo de sostenimiento cabe introducir el concepto de clasificación geomecánica de rocas, que consiste en la caracterización realizada de los macizos rocosos por diferentes autores, y que a raíz de unas problemáticas particulares encontradas en diferentes excavaciones, generaron simplificaciones conceptuales, que permiten a los ingenieros afrontar una futura obra con un

grado de conocimiento del comportamiento del terreno y las posibles necesidades de sostenimiento.

De igual manera el conocimiento y uso de un determinado método de la clasificación geomecánica, en el seguimiento de la estabilidad de la excavación de un túnel, permite al personal responsable del avance del frente, determinar de una manera rápida y hasta cierto punto confiable, el correcto uso del sostenimiento tipo de proyecto.

Entre las principales clasificaciones geomecánicas existentes están: Terzaghi, Protodyakonov, Lauffer, R Q D, Lois, R S R, Q de Barton, RMR de Bieniaski, G S I de Hoek.

2.2.1 MÉTODOS EMPÍRICOS

Los métodos empíricos, son aquellos que como se comentó en el apartado anterior, están relacionados con la experiencia previa en diferentes excavaciones y de los cuales se obtiene cierta información válida, que se puede simplificar y utilizar posteriormente en casos similares. Los más reconocidos están realizados en rocas, que son caracterizadas debido a su calidad geotécnica.

- Presión de roca (Terzaghi, 1946)
- Rock Mass Rating, RMR (Beniawski, 1973-1989)
- Q (Barton, Lien y Lunde, 1974)

2.2.1.1 PRESIÓN DE ROCA (TERZAGHI, 1946)

Es considerado como uno de los métodos más antiguos de cálculo de presiones sobre un túnel, desarrollado con la experiencia obtenida de los túneles ejecutados en Norteamérica entre los años 1930-1970, con forma de herradura y cerchas metálicas.

Mediante el esquema y la tabla que se presentan, se pueden obtener las presiones actuantes que actuarían sobre el sostenimiento, y de esta forma poder dimensionar las cerchas.

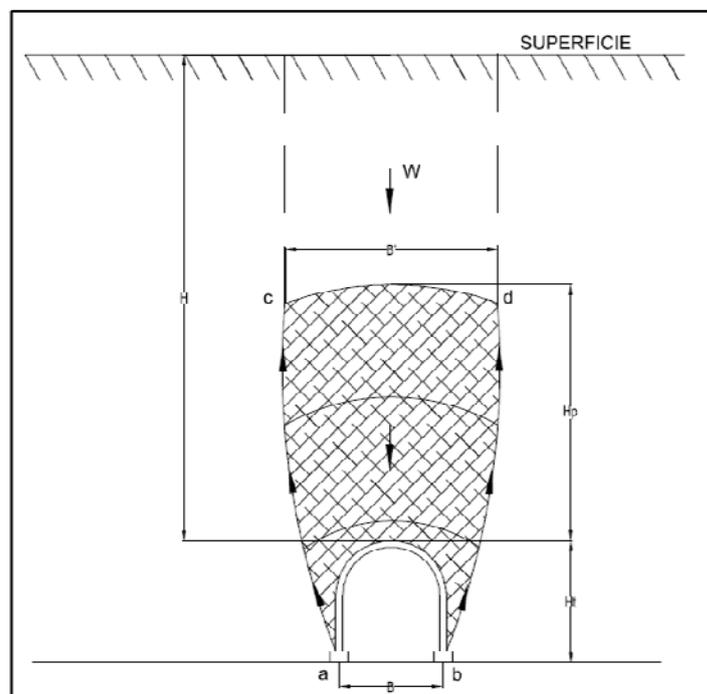


Figura 3. Esquema según Terzaghi (1946)

ESTADO DE LA ROCA	CARGA DE ROCA (H_p)	COMENTARIOS
1. Dura e intacta.	0	Ligero hormigón proyectado, sólo en el caso de caída de bloques o ripio.
2. Estratificada dura o esquistosa.	0 a 0,5 B	Sostenimiento muy ligero, sólo como protección contra caída de bloques o ripio. La carga puede cambiar aleatoriamente de un punto a otro.
3. Masiva, moderadamente diaclasada.	0 a 0,25 B	
4. Moderadamente fracturada en bloques.	0,25 B a 0,35 (B + H _t)	Sin presión lateral.
5. Muy fracturada en bloques.	(0,35 a 1,10) (B + H _t)	Poca o sin presión lateral.
6. Completamente fracturada pero químicamente intacta.	1,10 (B + H _t)	Considerables presiones laterales. Los efectos del reblandecimiento inducido por flujos de agua hacia la contrabóveda del túnel, requieren apoyos continuos (zapata corrida) en la que situar las patas de las cerchas, o el empleo de cerchas circulares.
7. Roca fluyente o plástica, profundidad moderada.	(1,10 a 2,10) (B + H _t)	Las elevadas presiones laterales, requieren puntales en la bóveda. Se recomiendan cerchas circulares.
8. Roca fluyente o plástica, profundidad elevada.	(2,10 a 4,50) (B + H _t)	
9. Roca expansiva.	Por encima de 250 pies, independientemente del valor de (B + H _t)	Se necesitan cerchas circulares. En casos extremos usar el sostenimiento flexible (tipo TH).

Tabla 1. Coeficientes de carga de roca según Terzaghi (1946). La Carga de roca H_p en pies, en la bóveda de un túnel con anchura B (pies) y altura H_t (pies), a una profundidad de más de 1,5 (B + H_t) y $B'' = B + H_t$

2.2.1.2 SYSTEM ROCK MASS RATING _ RMR (BENIAWSKI, 1973-1989)

El método de clasificación de Bieniawski desarrollado en los años 70's, y modificado hasta el año 1989, consiste en la agrupación de información extraída de la experiencia en la práctica real de excavaciones como túneles en el África del sur.

El índice RMR, representa la clasificación del macizo rocoso por medio de los siguientes parámetros:

- Resistencia de la roca intacta, posee una valoración máxima de 15 puntos, como dato de estudio se pueden utilizar los valores que se obtengan de los ensayos de resistencia a compresión o el de carga puntual.
- R.Q.D, índice de calidad de las rocas, (desarrollado por Deere et al entre 1963 y 1967), el cual se define como el porcentaje de muestras superiores a 10 cm recuperadas de un sondeo de longitud determinada. cuenta con una valoración máxima de 20 puntos.
- Espaciado/separación de las discontinuidades, posee valoración máxima de 20 puntos. El parámetro de estudio es la separación en metros entre juntas de la familia principal de discontinuidades de la roca.
- Condición/estado de las discontinuidades, con una valoración de 30 puntos, es el que más puntuación tiene. En donde se caracteriza el estado de las diaclasas: persistencia, apertura, rugosidad, relleno y alteración de la junta.
- Condiciones hidrológicas o presencia de agua, posee una valoración máxima de 15 puntos. Que está condicionado por tres criterios: estado general, caudal cada 10 metros de túnel y relación entre la presión del agua (σ_w) y la tensión principal mayor (σ_1) en la roca.
- Ajuste por orientación de las juntas/discontinuidades, es un parámetro de reducción, con valoración en el rango de -12 a 0. En función del buzamiento de la familia de diaclasas y de su rumbo, y su relación con el eje del túnel (paralelo o perpendicular), se establece una clasificación de la discontinuidad en cinco tipos: desde Muy Favorable hasta Muy Desfavorable. Según el tipo, se aplica la puntuación especificada.

1	<i>Resistencia de la roca sana</i>	<i>Ensayo carga puntual</i>	> 10 MPa 100 kp/cm ²	4 – 10 40 - 100	2 – 4 20 - 40	1 – 2 10 - 20	Compresión Simple MPa y kp/cm ²		
		<i>Compr. Simple</i>	> 250 MPa >2500 kp/cm ²	100 – 250 1000-2500	50 – 100 500 - 1000	25 – 50 250 - 500	5 – 25 50 - 250	1 – 5 10 - 50	< 1 <10
	Valoración		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD %		90 – 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25		
	Valoración		20	17	13	8	3		
3	Separación de discontinuidades		> 2 m	0,6 – 2 m	0,2 – 0,6 m	0,06- 0,2 m	< 0,06 m		
	Valoración		20	15	10	8	5		
4	<i>Estado de las Diaclasas</i>		Muy rugosas. Discontinuas. Sin Separaciones. Borde sano y duro.	Ligeramente rugosas. Abertura < 1 mm. Bordes duros.	Ligeramente rugosas Abertura < 1 mm Bordes Blandos	Espejo de falla o con relleno < 5 mm o abiertas 1 – 5 mm. Diaclasas continuas	Relleno Blando > 5 mm o Abertura > 5 mm Diaclasa Continua		
	Valoración		30	25	20	10	0		
5	<i>Agua Freática</i>	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	< 10 L/min	10 – 25 L/min	25 – 125 L/min	>125 L/min		
		Relación entre la presión de agua y la mayor del terreno σ_w / σ_3	0	0 – 0,1	0,1 – 0,2	0,2 – 0,5	> 0,5		
		Estado general	Seco	Ligeramente Húmedo	Húmedo	Goteando	Fluyendo		
	Valoración		15	10	7	4	0		

Tabla 2. Parámetros de clasificación. Clasificación Geomecánica de Bieniawski. (1979)

Parámetro	V a l o r a c i ó n				
	< 1 m	1 – 3 m	3 – 10 m	10 – 20 m	> 20 m
Longitud de la discontinuidad (Persistencia)	6	4	2	1	0
	Nada	< 0,1	0,1 – 1,0 mm	1 – 5 mm	> 5 mm
Apertura	6	5	4	1	0
	<i>Muy Rugosa</i>	<i>Rugosa</i>	<i>Ligeramente rugosa</i>	<i>Ondulada</i>	<i>Suave</i>
Rugosidad	6	5	3	1	0
	Ninguno	<i>Relleno duro</i>	<i>Relleno duro</i>	<i>Relleno</i>	<i>Relleno</i>
< 5 mm		> 5 mm	< 5 mm	> 5 mm	
Relleno	6	4	2	2	0
	<i>Inalterado</i>	<i>Ligeramente Alterado</i>	<i>Moderadamente Alterado</i>	<i>Muy Alterado</i>	<i>Descompuesto</i>
6		5	3	1	0

Tabla 3. Guía para valorar el estado de las discontinuidades (Diaclasas). Bieniawski. (1979)

Dirección y Buzamiento		Muy Favorable	Favorable	Medio	Desfavorable	Muy Desfavorable
Valoración para	Túneles	0	- 2	- 5	- 10	- 12
	Cimentación	0	- 2	- 7	- 15	- 25
	Taludes	0	- 5	- 25	- 50	- 60

Tabla 4. Corrección por orientación de las discontinuidades. Bieniawski. (1979)

Una vez realizada todas las valoraciones, se suman y el resultado será un número entre 0 y 100, que representa de forma incremental la mejor calidad del macizo en estudio.

Donde se clasificara posteriormente según los intervalos de la siguiente tabla, y se consigue conocer de forma inicial los posibles sostenimientos que pueden solicitar una excavación que se ajuste a los parámetros de estudio de Bieniawski. (Recomendaciones para el sostenimiento en forma de arco de herradura (10 m de ϕ , $\sigma_v < 25$ MPa).

CLASIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO	EXCAVACIÓN	BULONADO	HORMIGÓN PROYECTADO	CERCHAS METÁLICAS
I Muy Buena RMR 81-100	Sección completa Avances de 3 m.	Generalmente no requiere sostenimiento, a excepción de algún bulón ocasional		
II Buena RMR 61-80	Sección completa Avances de 1 a 1.5 m. Sostenimiento completo hasta 20 m del frente.	Bulonado local en bóveda. L= 2 - 3m. S=2 - 2.5 m. con malla ocasional.	0.05 m en bóveda. Cuando resulte necesario.	Ninguna.
III Media RMR 41-60	Avance y destroza. Avances de 1 a 3 m. Iniciar sostenimiento después de cada voladura. Sostenimiento completo hasta 10 m del frente.	Bulonado sistemático. L = 3 - 4m. S= 1.5 a 2 m. con malla en bóveda.	0.05 - 0.10 m en bóveda. 0.03 m en hastiales.	Ninguna.
IV Mala RMR 21-40	Avance y destroza. Avances de 1 a 1.5 m. Sostenimiento completo a medida que se excava.	Bulonado sistemático. L = 4 - 5 m. S= 1 - 1.5 m. con malla en bóveda y hastiales.	0.10 - 0.15 m en bóveda. 0.10 m en hastiales.	Ligeras S= 1.5 m
V Muy mala RMR < 20	Avance y destroza. Avances de 0 a 1.5 m. Sostenimiento completo a medida que se excava. Hormigón proyectado tan pronto como sea posible, después de la voladura.	Bulonado sistemático. (Incluso en solera) L = 5 - 6 m. S= 1 - 1.5 m. con malla en bóveda y hastiales.	0.15 - 0.20 m en bóveda. 0.15 m en hastiales. Y 0.05 en frente.	Medias o pesadas S= 0.75 m. con chapa metálica y paraguas de ser necesario. Contraboveda.

Tabla 5. Recomendaciones para el sostenimiento según Bieniawski. (1979)

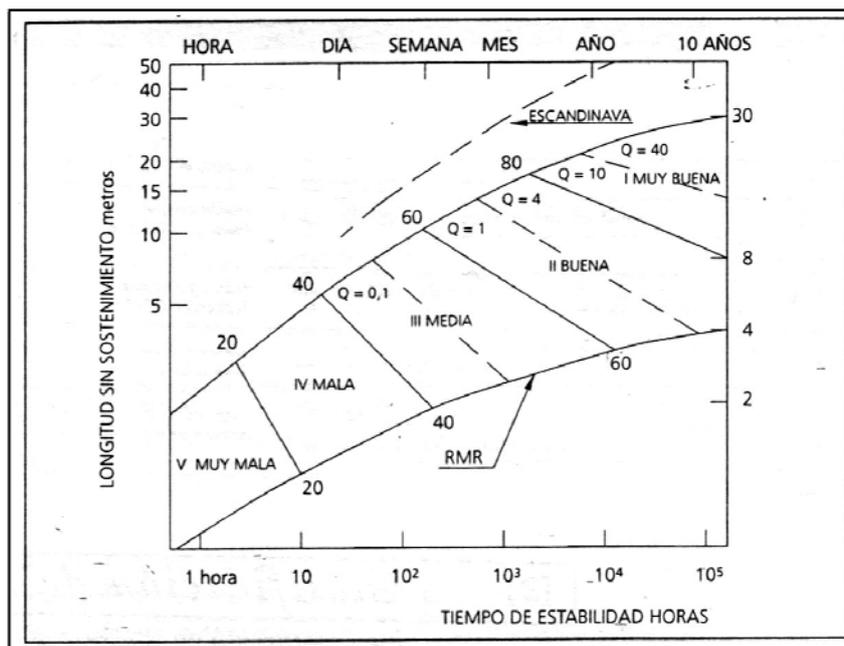


Figura 4. Tiempo de estabilidad de excavaciones sin soporte. Bieniawski. (1979)

2.2.1.3 Q (BARTON, LIEN Y LUNDE, 1974)

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

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

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

Donde cada parámetro representa lo siguiente:

- RQD: Es el índice de calidad de las rocas desarrollado por Deere et al entre 1963 y 1967, el cual se define como el porcentaje de muestras superiores a 10 cm recuperadas de un sondeo de longitud determinada. Barton indica que basta tomar el RQD en incrementos de 5 en 5, y que como mínimo tomar RQD = 10.
- J_n: Depende del número de familias de juntas que hay en el macizo. entre 0,5 y 20.
- J_r: Depende de la rugosidad de las juntas. entre 1 y 4.
- J_a: Depende del grado de alteración de las paredes de las juntas de la roca. entre 0,75 y 20.
- J_w: Depende de la presencia de agua en el macizo rocoso. entre 0,05 y 1.
- SRF: son las iniciales de Stress Reduction Factor, y depende del estado tensional de la roca que atraviesa el túnel.

Donde para entender el funcionamiento de la ecuación se especifica que:

(RQD/ J_n): representa la estructura del macizo rocoso en una medida rudimentaria del tamaño de los bloques o de las partículas con dos valores extremos (100/0.05 y 10/20) con un factor de diferencia de 400.

(J_r/J_a): representa la rugosidad y las características de la fricción de las paredes de las fisuras o de los materiales de relleno.

(J_w/SRF): consiste en dos parámetros de fuerzas.

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

Descripción	Valor
Roca masiva	0,5 – 1,0
Una familia de juntas	2
Ídem + otras ocasionales	3
Dos familias de juntas	4
Ídem + otras ocasionales	6
Tres familias de juntas	9
Ídem + otras ocasionales	12
Cuatro o más, roca fracturado	15
Roca triturado	20

Tabla 6. Valores de Jn. Factor de número de familias de juntas. Barton et al. (1974). Para boquillas tomar 2.Jn, para intersecciones tomar 3.Jn

Descripción	Valor	
Contacto entre paredes de roca o contacto con cizallamiento de 10 cm	Juntas discontinuas	4
	Ondulada, rugosa, irregular	3
	Ondulada ligeramente, espejo de falla discontinuo	2
	Espejo de falla discontinuo	1,5
	Irregular, rugosa, plana	1,5
	Lisa, plana	1
	Planas con espejo de falla	0,5
Sin contacto entre paredes de roca después de cizallamiento	Relleno arcilloso	1
	Relleno de arena, grava, roca triturada	1

Tabla 7. Valores de Jr. Factor de rugosidad de las juntas. Barton et al. (1974). Datos de la familia principal, Sumar 1,0 si la separación entre juntas es mayor a 3 m, y Jr = 0,5 para juntas planas con espejo de falla en alineaciones con orientación favorable.

DESCRIPCION		Valor	Angulo de rozamiento
Contacto entre paredes de roca	Muy cerrado, duro, relleno de cuarzo o epidota, impermeable.	0,75	25 – 35º
	Paredes no alteradas sin relleno	1	25 – 20º
	Ligeramente alteradas, rellenos arenosas no blandos	2	25 – 30º
	Relleno de limo o arena arcillosa, poca arcilla	3	20 – 25º
	Relleno arcilloso, caolín, mica, clorita, yeso, pequeñas cantidades de arcilla expansiva (2)	4	8 - 16 º
Contacto con movimiento de cizallamiento menor de 10 cm	Relleno de arena, sin arcilla	4	25 - 30º
	(a) Relleno arcilloso fuertemente sobreconsolidado, sin minerales arcillosos (3)	6	16 – 24º
	(b) Relleno arcilloso blando, medianamente a poco consolidado, e<5mm (3)	8	12 – 16º
	(c) Relleno arcilla expansiva, con presencia de agua, Jr depende del contenido de arcilla expansiva.	8	6 – 12º
Sin contacto entre paredes de roca, después de cizallamiento	Zonas de relleno de roca triturada o desintegrada y arcilla, según tipo (a), (b) o (c)	6, 8 ó 8-12	6 – 24º
	Zonas de rellenos arenosos, arcilloso o limosos, poca arcilla	5	
	Relleno arcilloso, ancho y continuo según tipo de arcilla (a), (b) o (c)	10, 13 ó 13 -20	6 – 24º

Tabla 8. Valores de Ja. Factor de alteración de las juntas. Barton et al. (1974). Datos de la familia principal, recubrimientos discontinuos de las paredes, de espesor entre 1-2 mm, o menos y recubrimientos continuos de las paredes, de espesor <5mm.

Descripción	Valor	Presión agua (MPa)
Seco o pequeña entrada local	1	< 0,1
Mediano flujo o presión, lavado ocasional de relleno de juntas	0,66	0,1 – 0,25
Gran flujo o alta presión de agua, roca competente sin relleno en las juntas	0,5	0,25 – 1,0
Grano flujo o alta presión, lavado de relleno de juntas considerable.	0,33	0,25 - 1,0
Flujos muy fuertes o presión muy elevada disminuyendo con el tiempo	0,2 – 0,1	> 1,0
Ídem, pero no disminuyendo con el tiempo la presión de agua.	0,1 – 0,05	> 1,0

Tabla 9. Valores de Jw. Factor de presencia de agua. Barton et al. (1974). Los índices del tercero a sexto son estimaciones groseras. Se puede aumentar Jw si hay mediadas de drenaje. No se considera formación de hielo

Descripción		Valor		
Excavación atravesada por zonas blandas de roca que pueden ocasionar descompresión o desprendimiento de roca al excavar el túnel.	Muchas zonas débiles, con arcilla o roca desintegrada, roca muy descomprimida	10		
	Zonas individuales débiles, con arcilla o roca triturada, prof. ≤50m	5		
	Ídem prof. ³ 50m	2,5		
	Muchas zona de cizallamiento en roca competente sin arcilla, roca descomprimida	7,5		
	Zonas individuales de cizallamiento en roca competente sin arcilla prof. ≤50m	5		
	Ídem prof. ≥ 50m	2,5		
	Juntas abiertas, muy diaclasado	5	Rc/s3	Rt/s1
Roca competente problemas de tensión en la roca	Baja tensión, cerca de la superficie	2,5	>200	>13
	Tensión media	1	10 – 200	0,66-13
	Alta tensión, roca resistente	0,5 - 2	10 – 5	0,33- 0,66
	Explosiones en roca masiva de bloques pequeñas	5-10	5 – 2,5	0,16-0,33
	Explosiones grandes de roca masiva	10-20	<2,5	<0,16
Roca fluyente o plástica	Poca presión de fluencia	5-10		
	Presión grande de fluencia	10-20		
Roca expansiva	Poca presión de hinchamiento	5-10		
	Presión grande de hinchamiento	10-5		

Tabla 10. Valores de SRF. Stress Reduction Factor. Barton et al. (1974)

Para definir la tipología del sostenimiento el método de Q de Barton, recoge el parámetro Q obtenido de la clasificación geomecánica anterior y realizando un factor de escala denominada dimensión equivalente de la excavación prevista a realizar.

Se obtiene el valor dividiendo la luz, diámetro o altura de la pared de la excavación por un factor llamado el ESR (Excavation Support Ratio):

$$\text{Dimensión equivalente} = \frac{\text{Luz o altura (m)}}{\text{ESR}}$$

Excavation Category	ESR
A. Temporary mine openings	3-5
B. Vertical shafts:	
Circular section	2.5
Rectangular/square section	2.0
C. Permanent mine openings, water tunnels for hydropower (excluding high-pressure penstocks), pilot tunnels, drifts, and headings for large excavations	1.6
D. Storage caverns, water treatment plants, minor highway and railroad tunnels, surge chambers, access tunnels	1.3
E. Power stations, major highway or railroad tunnels, civil defense chambers, portals, intersections	1.0
F. Underground nuclear power stations, railroad stations, factories	0.8

Figura 5. Valores de ESR en función del uso final de la excavación RMR. Barton et al. (1974)

De esta manera, con el valor de Q y la dimensión equivalente se ingresa en la siguiente grafica y se obtiene el tipo de sostenimiento necesario para sostener la excavación.

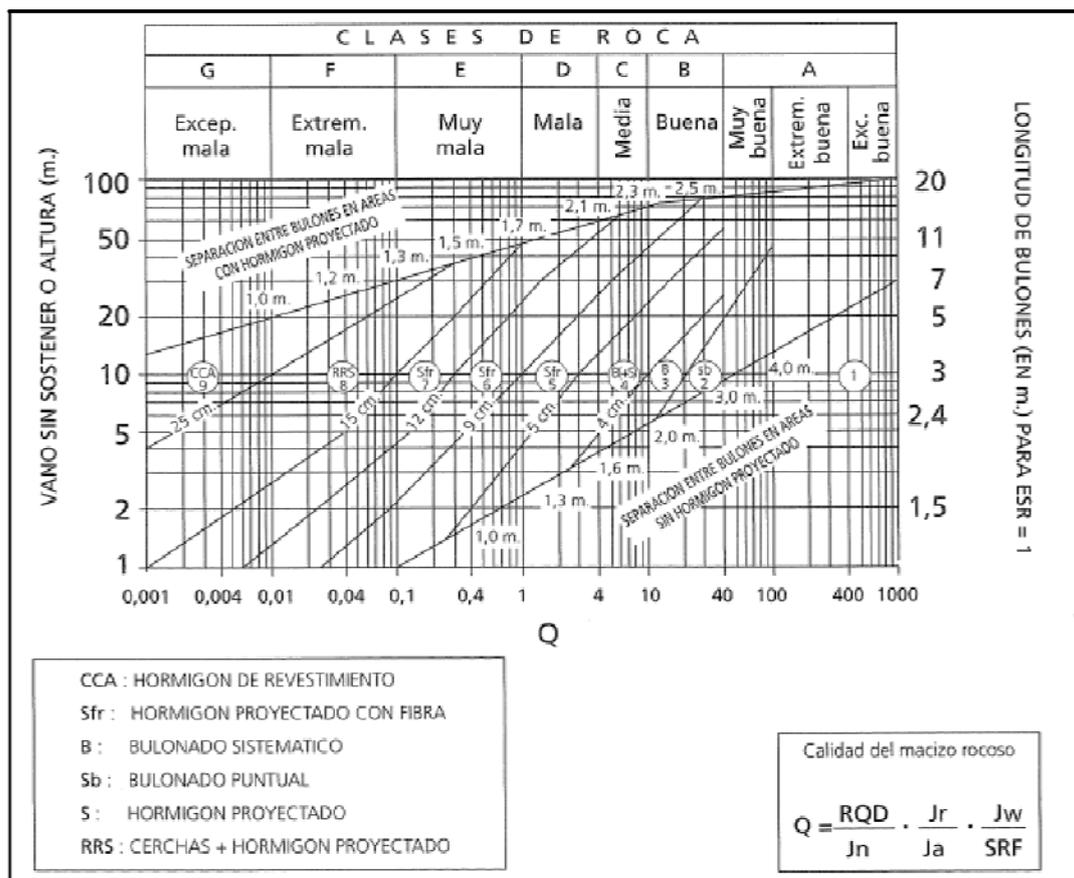


Figura 6. Obtención de sostenimiento en función de vano sin sostener y calidad de la roca para ESR=1,0. Barton et al. (1974)

2.2.2 MÉTODOS DE CÁLCULO ANALÍTICOS

Los *métodos analíticos*, están desarrollados a partir de expresiones matemáticas obtenidas por medio de la teoría de la elasticidad y/o plasticidad, que son resueltas realizando una serie de simplificaciones que permiten cálculos manuales.

Las formulaciones elásticas, tal como su propio nombre indica, únicamente considera un comportamiento en el rango elástico, por lo que se ajustan a un modelo reducido de la realidad. Sin embargo, debido a la sencillez de la formulación para casos particulares se puede utilizar como método aproximado.

Unas de las simplificaciones que se realizan al modelo son las siguientes:

- Se considera la excavación para un túnel circular, el cual sufre las deformaciones generada en el contorno del mismo, pudiendo contrarrestarse con aplicación de presiones internas.
- Se debe considerar un terreno homogéneo e ilimitado.
- El estudio se realiza para un modelo de 2 dimensiones.

El método de las Curvas características, consiste en la conjunción de dos tipos de graficas, primero, la curva característica del terreno que permite evidenciar las posibles deformaciones del terreno debido al cambio de una supuesta presión radial interna. Y segundo, la curva característica de sostenimiento que permite graficar las diferentes medidas de sostenimiento que se pueden aplicar, para así contrarrestar la deformación del macizo.

- Curva característica del terreno

El método fue desarrollado por Fenner (1938) y posteriormente por Patcher (1964), sin contemplar la relajación del terreno previo a la colocación del sostenimiento. Posteriormente Lombardi (1973) postuló la convergencia en el frente de excavación y Panet y Guellec (1974) introdujeron teorías sobre las deformaciones que ocurren entre el frente de excavación antes de colocar algún tipo de sostenimiento.

Este método consiste en intentar reproducir las convergencias presentadas en una excavación a lo largo del tiempo, realizando la curva característica por medio de formulaciones elásticas y para modelos específicos, realizar una serie de cálculos donde se parte de la hipótesis que al momento de la excavación se aplica una presión interna radial (P_i), que no permite ninguna deformación (u_i).

Luego, se realizan cálculos iterativos donde se modifica constantemente la presión y se van obteniendo deformaciones. Así se obtiene una gráfica donde las abscisas son las deformaciones y las ordenadas las presiones.

- Curva característica de sostenimiento

El cálculo de la curva característica del sostenimiento dependerá de las diferentes tipologías de sostenimiento consideradas, cada una permitirá parar las deformaciones en diferentes estados.

Se procede a calcular de tal manera que se relaciona la deformación del sostenimiento (u_i) con la presión aplicada sobre él (p_i):

Un factor importante a considerar es la rigidez obtenida por el sostenimiento y en el sostenimiento conjunto sería (K').

$$K' = K_1 + K_2$$

Donde,

K_1 = rigidez primer sostenimiento

K_2 = rigidez segundo sostenimiento

Y la curva es generada por la siguiente ecuación:

$$u_i = u_{i0} + \frac{p_i * r_i}{K'}$$

u_{i0} es la convergencia antes de colocar el sostenimiento.

r_i es el radio del túnel.

- Construcción de las curvas de interacción.

Con toda esta información se procede a unir las curvas para calcular si la excavación es estable o no y si el sostenimiento es el adecuado

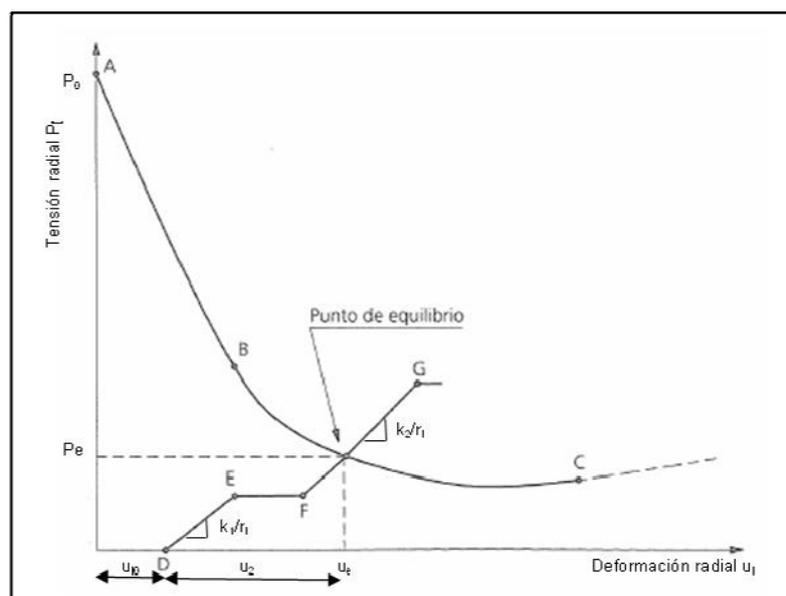


Figura 7. Curva característica del terreno y del sostenimiento. Hoek & Brown. (1997)

En la Figura 7. Se aprecia la curva característica del terreno (A-B-C) obtenida a partir de la ecuaciones de Hoek & Brown (1997). La intersección de esta curva con el eje vertical (P0) está situado en el punto ($\sigma_r/\sigma_0= 0,66$) esto se debe a la relajación del terreno producido por delante del frente de excavación que es aproximadamente un 33%. El punto de arranque de la curva del sostenimiento (D-E-F-G) situado en el punto D a una distancia O-D (U_{i0}) del frente de excavación es la convergencia sufrida por el túnel entre el frente de excavación y el punto donde se coloca el sostenimiento, es decir la convergencia producida en la longitud de avance o de pase.

En el ejemplo de la Figura 7. Se ha considerado un sostenimiento compuesto de dos elementos, el primero con una rigidez K_1 , es una capa inicial de hormigón proyectado de 50 mm de espesor a una distancia de 1,5 m del frente de excavación, que llega a plastificarse, es decir en el punto (E) el sostenimiento se deforma sin coger más carga. A una distancia de 3 m del frente de excavación se procede a reforzar el sostenimiento mediante la colocación de una cercha TH-29 y una capa adicional de hormigón proyectado de 50 mm de espesor con una rigidez compuesta de K_2 . El sostenimiento sigue deformándose hasta llegar al punto de equilibrio (X) donde la presión actuando sobre el sostenimiento es (p_e) es igual que la presión interna necesaria para sostener la excavación, por lo tanto el túnel ha llegado a un punto de equilibrio y ha sufrido una convergencia de $u_{i0} + u_2$ desde el frente de excavación hasta el punto de equilibrio y una convergencia del sostenimiento de u_2 . Generalmente la convergencia medida en un túnel es u_2 dada la dificultad de colocar pernos de convergencia y poder medirlos tan cercanos al frente de excavación.

2.2.3 MÉTODOS NUMÉRICOS

Los métodos numéricos en geotecnia consisten en discretizar los diferentes elementos constituyentes del conjunto terreno - sostenimiento. Aplicando las teorías de elasticidad y plasticidad, llevándolas a un modelo físico y matemático que debido a su complejidad se resuelve por medio de un programa informático.

Los métodos numéricos se crean a partir de modelos matemáticos, utilizados para desarrollar comprobaciones de eventos en diferentes campos de la ciencia, por medio de algoritmos que definen el comportamiento de lo que sucedería en el mundo real.

Los modelos matemáticos determinan las ecuaciones que suponen el sistema que se estudia, tradicionalmente los matemáticos intentaban explicarlo desde soluciones analíticas, utilizando un conjunto de parámetros y condiciones iniciales.

Los modelos numéricos, por medio de los ordenadores intentan resolver las ecuaciones de un modelo matemático, pero de forma numérica, no de forma analítica. Los resultados obtenidos de los análisis desarrollados por los modelos numéricos, sirven para determinar entre otros, los factores de seguridad.

Los métodos numéricos más utilizados en ingeniería son los métodos de dominio, en el cual se discretiza el interior del medio en estudio, a través de elementos geoméricamente simples, asignándoles las propiedades y características del modelo. Entre estos se encuentran los (MEF) métodos de elementos finitos y (MDF) métodos de diferencias finitas.

El Método de diferencias finitas es una de las técnicas más antiguas en la resolución de ecuaciones diferenciales, dados valores iniciales y/o límite. El método consiste en que las ecuaciones diferenciales que rigen un conjunto, son remplazadas por expresiones algebraicas en términos de variables de campo (Ej. Estrés o desplazamiento) en puntos discretos del espacio, y dichas variables no están definidas dentro de los elementos.

El método de elementos finitos tiene un requisito fundamental que las variables de campo (estrés, desplazamiento) varían a lo largo de cada elemento de una manera prescrita, utilizando funciones específicas controladas por parámetros. La formulación implica el ajuste de estos parámetros para minimizar términos de error o términos energéticos.

Algunas de las ventajas de resolver el comportamiento del terreno por medio de los métodos numéricos pueden ser:

- Se puede modelar la sección geométrica de proyecto
- Permite considerar las diferentes fases de excavación y su respectivo sostenimiento.
- Se obtienen las tensiones actuantes sobre el sostenimiento, lo que permite desarrollar con mayor precisión el sostenimiento y sus factores de seguridad, permitiendo también saber las deformaciones esperadas y correlacionar con las convergencias del túnel en ejecutado.
- Se puede observar gráficamente el comportamiento del terreno, en el rango elástico o plástico.

Algunos programas de cálculo geotécnico que se encuentran actualmente en el mercado:

- El programa FLAC, de ITASCA, de diferencias finitas, que permite calcular en dos dimensiones y el FLAC 3D que permite calcular en tres dimensiones.
- El programa PLAXIS de elementos finitos, que permite calcular en dos dimensiones (un módulo general para todos los problemas bidimensionales) y un programa específico para túneles en tres dimensiones (PLAXIS 3D Tunnel).
- El programa ZSOIL de elementos finitos, en dos o tres dimensiones, con módulos generales aplicables a cada tipo de problemas.
- El programa MIDAS- GTS de elementos finitos en dos y tres dimensiones, permite el análisis geotécnico de taludes y túneles.

- El programa PHASE2, de ROCSCIENCE, 2D elasto-plástico de elementos finitos de análisis de esfuerzos para las excavaciones subterráneas.

A continuación se expondrá de manera más específica el método de diferencias finitas FLAC, que ha sido el elegido para desarrollar el presente trabajo.

2.2.4 FLAC 4.0

El programa FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua), es un programa desarrollado por ITASCA Consulting Group (1998), de Indiana. con la intención de resolver modelos lineales y no-lineales.

FLAC es un programa en 2D de diferencias finitas para el cálculo de ingeniería mecánica, este programa simula el comportamiento de las estructuras construidas en el terreno, u otros materiales, los cuales pueden sufrir deformaciones plásticas cuando sus límites de esfuerzo son alcanzados. Los materiales son representados mediante elementos o zonas, que forman un mallado que el usuario ajusta de tal manera que se adapte a la forma del objeto a modelar. Cada elemento se comporta de acuerdo a una ley prescrita lineal o no lineal de esfuerzo/deformación en respuesta a las fuerzas aplicadas o restricciones de contorno. El material puede ceder y fluir, y la rejilla se puede deformar (modo de grandes tensiones - large-strain) y mover con el material que está representado. El esquema explícito de cálculo de Lagrange y la técnica de zonificación de discretización mixta es usado en FLAC para asegurar que el colapso plástico y el flujo, sean de gran precisión. Debido a que no se forman matrices de rigidez, se pueden realizar grandes cálculos bidimensionales sin requerir grandes capacidades de memoria del ordenador. Entre los inconvenientes de la formulación explícita esta la limitación de paso de tiempo corto y el asunto de amortiguación requerida, se superan en cierta medida por el escalado automático de la inercia y el amortiguamiento no influye en el modo de rotura.

El esquema de cálculo corresponde a un método cíclico que se puede sintetizar en el diagrama siguiente:

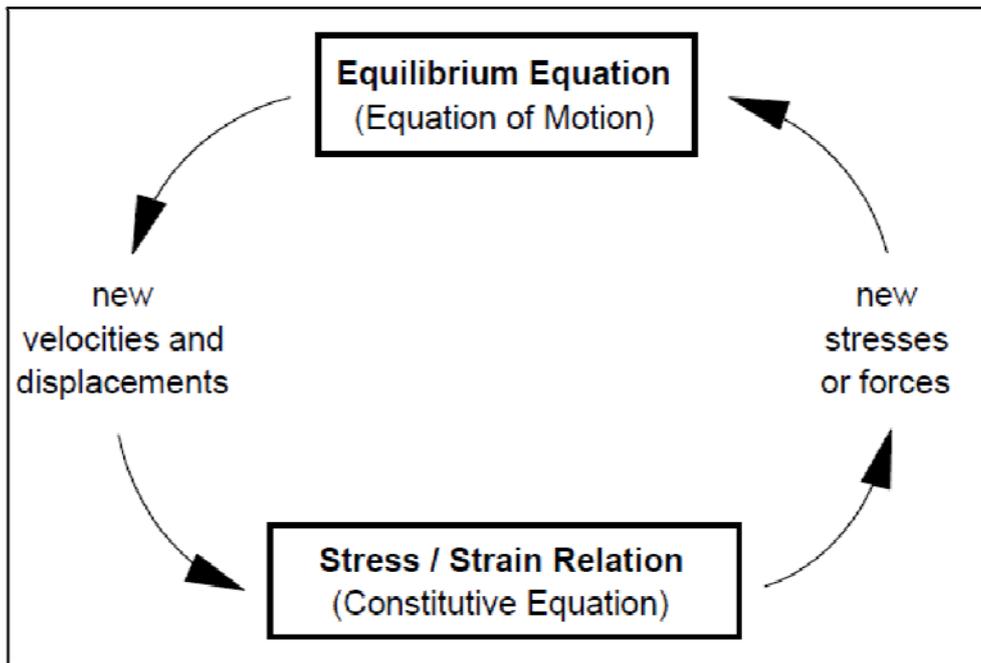


Figura 8. Esquema de cálculo del programa FLAC. ITASCA Consulting Group. (1998)

Este esquema de cálculo se produce de forma cíclica en cada uno de los elementos y en cada uno de los pasos de cálculo de manera independiente.

El campo de ecuaciones utilizado por FLAC parte de la ecuación de movimiento (2ª Ley de Newton), que relaciona la aceleración, (du'/dt), de una masa, (m), con la fuerza aplicada, (F), dependiente del tiempo.

$$m * \frac{du'}{dt} = F \quad (1)$$

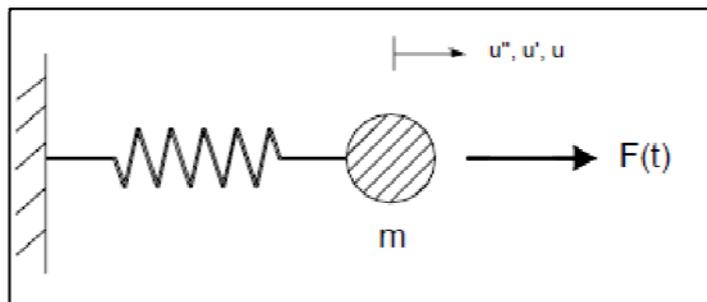


Figura 9. Modelo Físico actuante. ITASCA Consulting Group. (1998)

Aplicación de una fuerza variable en el tiempo, sobre una masa, m , resultando una aceleración, u'' , una velocidad, u' , y un desplazamiento, u .

En problemas estáticos, FLAC utiliza la propiedad de que la aceleración correspondiente a la suma de las fuerzas del sistema tiende a cero ($\Sigma F = 0$). En un sistema formado por un sólido continuo, la ecuación (1) se generaliza como:

$$\rho * \frac{du'}{dt} = \frac{d\sigma_{ij}}{dx_{ij}} + \rho * g_i$$

Donde:

ρ = densidad

t = tiempo;

x_i = Componentes del vector coordenada;

g_i = Componentes de la aceleración gravitacional (Fuerzas) ; y

σ_{ij} = Componentes de tensiones.

Además de la ecuación de movimiento, se necesita la ley del comportamiento del sólido, que se conoce como la relación constitutiva o ley tensión deformación.

Las ecuaciones utilizadas en cada caso dependerán de la relación constitutiva que se aplique (por ejemplo, modelo elástico o modelo de Mohr-Coulomb).

Hay diez modelos básicos constitutivos previstos en FLAC Version 4.0, que se reagrupan en modelo nulo, elástico y plástico:

En el grupo de modelo nulo el material de modelo nulo se utiliza para representar el material que se elimina o es excavado.

En el Grupo de modelo elástico que puede ser elástico isotrópico y elástico transversalmente isótropo.

El modelo elástico isotrópico ofrece la representación más simple del comportamiento del material. Este modelo es válido para materiales isótropos homogéneos y continuos que exhiben un comportamiento lineal de la tensión-deformación sin histéresis en la descarga.

El modelo elástico transversalmente isótropo da la capacidad de simular capas de medios elásticos en los que hay módulos de elasticidad muy diferentes en las direcciones normal y paralela a las capas.

En el grupo de modelo plástico, puede ser Modelo Drucker-Prager, Mohr-Coulomb, ubiquitous-joint, strain-hardening/softening, strain-hardening/softening ubiquitous-joint, doble rendimiento, clam - clay

El modelo de plasticidad de Drucker-Prager puede ser útil para modelar arcillas blandas con ángulos de fricción baja, sin embargo, este modelo no se recomienda para su aplicación a los materiales geológicos. Se incluye aquí principalmente para permitir la comparación con otros resultados de los programas numéricos.

El modelo de Mohr-Coulomb es el modelo convencional que se utiliza para representar la falla al corte en suelos y rocas. Vermeer y DeBorst (1984), por ejemplo, presentan resultados de

pruebas de laboratorio para la arena y hormigón, que responden bien al criterio de Mohr-Coulomb.

El modelo ubicuo-articular es un modelo de plasticidad anisotrópica que incluye planos débiles de orientación específica integrada en un sólido Mohr-Coulomb.

El modelo strain-hardening/softening permite la representación el comportamiento del material no lineal reblandeciendo y endureciendo, sobre la base de las variaciones prescritas de las Características del modelo Mohr-Coulomb (cohesión, la fricción, la dilatación, resistencia a la tracción) como funciones la deformación plástica desviadora.

El modelo strain-hardening/softening ubicuo-joint permite representar del comportamiento del material reblandeciendo y endureciendo para la matriz y los planos débiles sobre la base de las variaciones prescritas de las propiedades del modelo ubicuo-articulares (cohesión, fricción, dilatación y resistencia a la tracción) como funciones desviadoras y deformación plástica a la tracción. La variación de las propiedades de resistencia del material con la tensión media mediante la opción bilineal también puede tenerse en cuenta.

El modelo de doble rendimiento está destinado a representar los materiales en los que puede haber compactación irreversible significativa además de deformación por cortante, tal como material de relleno hidráulico colocado o material granular ligeramente cementado.

EL modelo modificado de Cam-Clay puede ser utilizado para representar los materiales cuando la influencia del cambio de volumen en la propiedad de compresibilidad y la resistencia cortante, deben ser consideradas, como en el caso de la arcilla blanda.

Para terminar de definir el sistema a resolver se han de definir las condiciones de contorno e iniciales.

El método de diferencias finitas discretiza los elementos por medio de formas rectangulares. El programa FLAC, aplica el método de Wilkins (1964), utiliza ecuaciones diferenciales para elementos con cualquier forma y toma cualquier tipo de propiedades. El usuario crea un mallado con elementos formados por cuadriláteros, aunque FLAC internamente divide el cuadrilátero en 2 grupos superpuestos de triángulos de deformación constante de elementos triangulares.

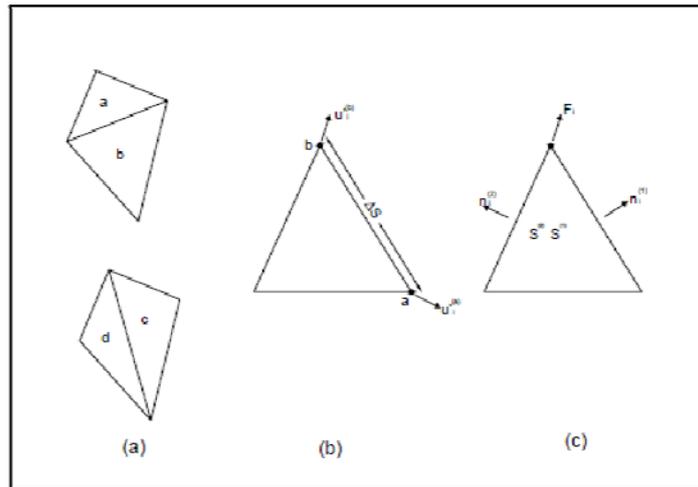


Figura 10. Discretización de elementos. ITASCA Consulting Group. (1998) (a) Elementos cuadriláteros utilizados por FLAC; (b) Típico elemento triangular con vectores de velocidad; (c) Vector de fuerza en los nodos.

3. RECONOCIMIENTO DEL TERRENO

En este capítulo se desarrolla un estudio geotécnico y geofísico en la zona de terreno perteneciente a la boca norte y tramo inicial de un túnel ubicado en el bajo Pallarés.

Se decide desarrollar el presente estudio debido a la incertidumbre que existía en el terreno, una vez comenzados los trabajos de ejecución de las obras en el desmonte del emboquille, relacionada con un mayor espesor en la capa de materiales del cuaternario, y que no consta en el perfil geológico del proyecto inicial. Por lo que se presenta una investigación más detallada de la problemática, se define un perfil geológico y unas propiedades geotécnicas de la zona, que permiten realizar un modelo del terreno y elaborar una propuesta viable de modificación de sostenimiento.

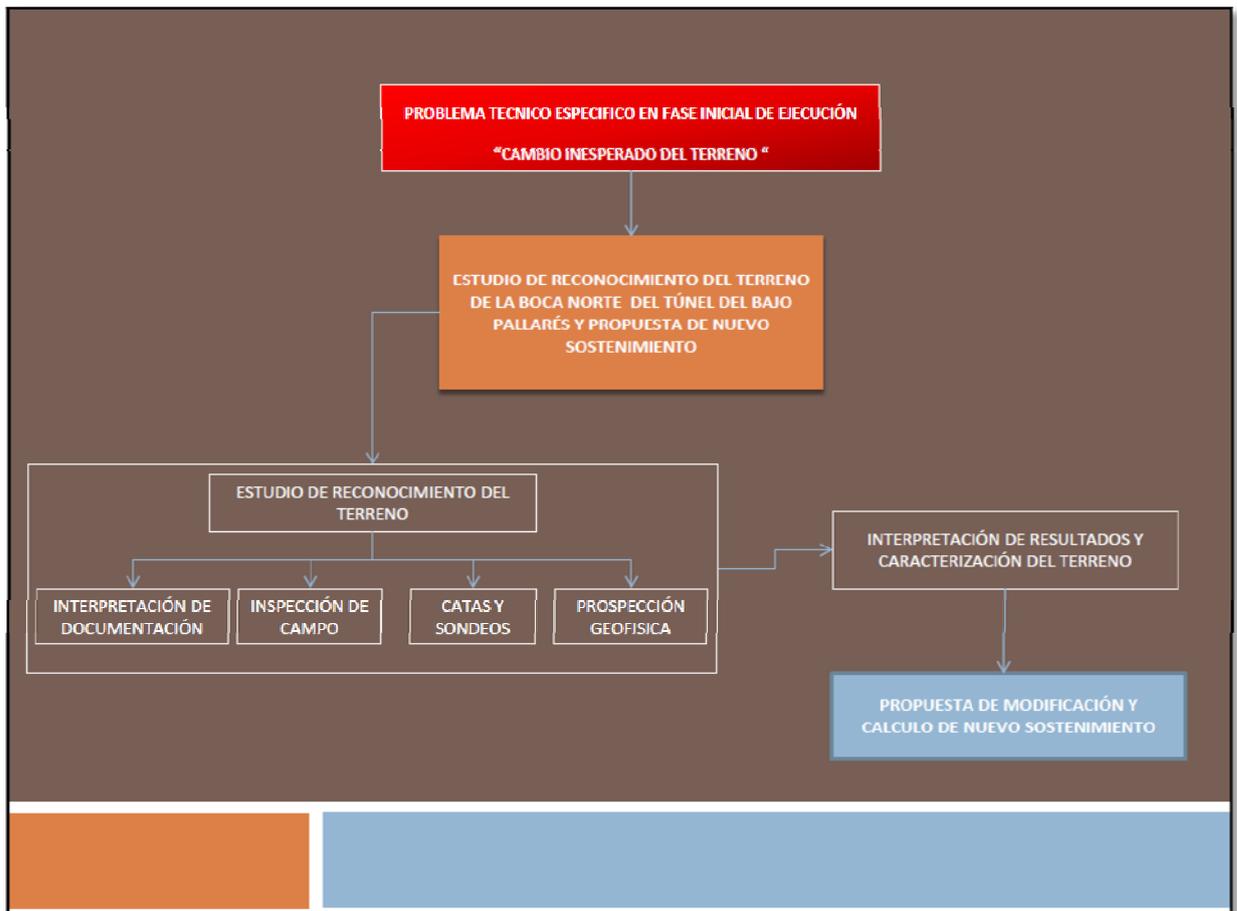


Figura 11. Esquema general del estudio

3.1 DOCUMENTACIÓN PRELIMINAR

Esta fase del estudio consiste en realizar la búsqueda de antecedentes geológicos y geotécnicos que permitan esclarecer el estado actual del emboquille, es decir, realizar una búsqueda de previsiones recogidas por el proyecto y si fuese necesario, de alguna documentación de instituciones externas.

Previo a detallar los resultados del estudio, cabe destacar que el proyecto contaba con una base de datos importante que facilitó el desarrollo y no se requirió realizar búsquedas externas en cuanto a información general.

Se realiza una revisión de los anejos de geología y geotecnia, de donde se puede resumir la información recopilada por los autores del proyecto, presentada a continuación.

3.1.1 ENCUADRE GEOLÓGICO

En cuanto a la Geología regional, La boca del túnel se encuentra situada en la Zona Surpirenaica, en las inmediaciones del contacto con la zona Axial; concretamente, en el extremo meridional del dominio conocido con el nombre de "Manto o Zona de las Nogueras". La Zona surpirenaica Central está formada por la cobertera mesozoica que se extiende al sur de la Zona Axial. Esta Zona se caracteriza fundamentalmente por la existencia de grandes mantos de cabalgamiento cuyo emplazamiento ha sido favorecido por la existencia, en esta parte de la cadena, de un potente Trías plástico.

Entre los ríos Esera y Segre, existe una banda de dirección pirenaica, conocida como la "Zona de las Nogueras" (Ribagorzana y Pallaresa) caracterizada por la presencia de láminas cabalgantes con abundante Trías plástico, cuyo emplazamiento tuvo lugar durante o inmediatamente después del emplazamiento de las grandes unidades desplazadas de la Zona Surpirenaica Central.

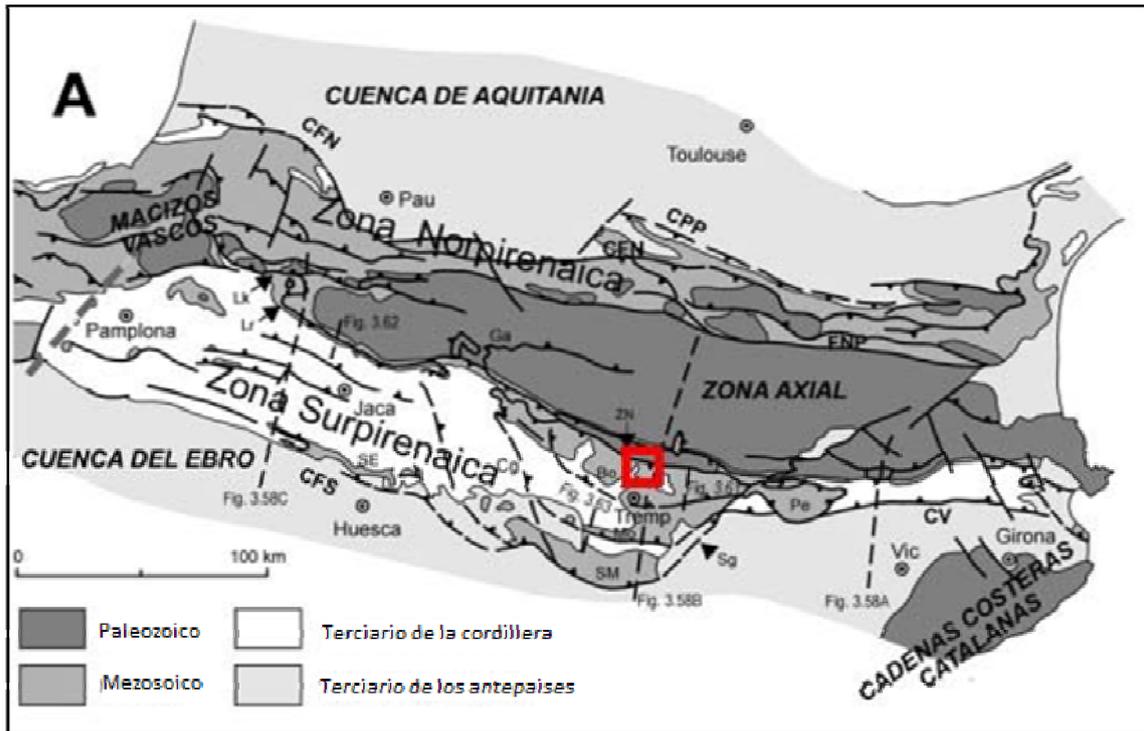


Figura 12. Esquema estructural de los Pirineos (modificado de Teixell, 1996). ZN: Zona de los Nogueras. El recuadro rojo señala la situación de la zona de estudio.

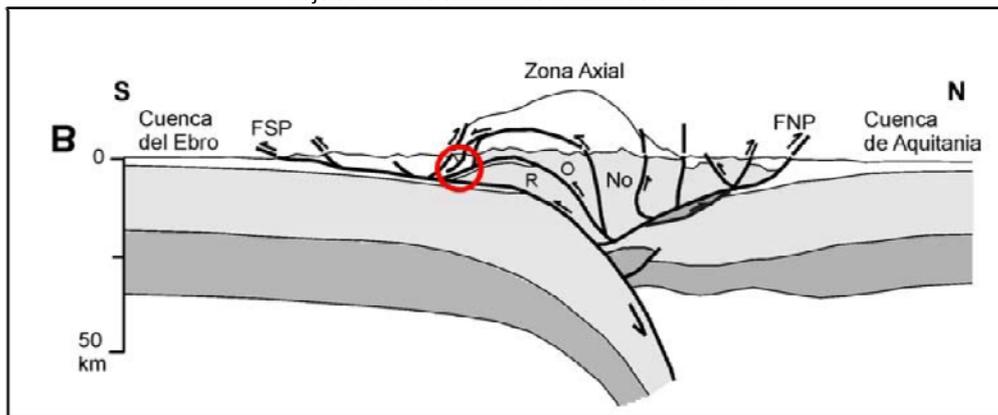


Figura 13. Corte geológico a escala cortical de la Cordillera Pirenaica, basado en el perfil sísmico de reflexión ECORSPirineos, de Muñoz (1992) y Berástegui et al. (1993). (R: manto de Rialp, O: manto de Orri, y No: manto de los Nogueras. El círculo rojo señala la situación de la zona de estudio.

La Variante del bajo pallarés recorre el frente de una lámina cabalgante del zócalo hercínico integrada por el Trías plástico, formado por arcillas y margas yesíferas del Keuper, así como por margas y dolomías del Muschelkalk, dispuesto de forma caótica, intensamente tectonizado e intruido por numerosas masas ofíticas. Atraviesa las lutitas y areniscas del Buntsandstein sobre el que se emplazan las calizas devónicas por las que discurre el tramo final de la Variante. Debido a la gran plasticidad que presentan sus materiales, el Trías constituye el nivel de despegue de estas láminas cabalgantes, y por ello sus materiales se hallan profundamente tectonizados.



Figura 14. Plano de Ubicación. Planta I.C.C. (2013)

ESTRATIGRAFÍA Y LITOLOGÍA

En la zona comprendida en el presente estudio afloran materiales del Triásico y del Cuaternario.

- **Triásico**

El Triás de esta región se presenta en facies germánica típica, caracterizado por un Buntsandstein terrígeno de elevada potencia, un Muschelkalk fundamentalmente dolomítico-margoso, y un Keuper pelítico-evaporítico de reducido espesor, generalmente laminado tectónicamente debido a su plasticidad, con grandes masas ofíticas intruidas. De los anteriores afloramientos el único presente en la zona de estudio es el Buntsandstein, y se detalla a continuación:

Buntsandstein (T1), Conformar una banda de dirección N100°E constituida por una sucesión de lutitas de un característico color rojo-vinoso, con algún nivel gris-verdoso, alternando con gruesos bancos de areniscas blancas o amarillentas, feldespáticas, a menudo groseras, y a veces microconglomeráticas, principalmente en la base de los sets. Los niveles de areniscas corresponden a cuerpos lenticulares de espesor y continuidad lateral muy variables, presentando estructuras sedimentarias tractivas. Estos materiales pueden corresponder al *Tramo superior* de la serie descrita en esta zona. El *Tramo inferior*, en la serie descrita al S de la ermita de Arboló, al otro lado del río Noguera, estaría integrado por conglomerados de cantos angulosos de calcoesquistos y de lidita. Los cantos poseen hasta 40 cm. de diámetro en la base, disminuyendo hacia la parte alta. En los 25 m inferiores la estratificación es muy grosera sin organización interna visible. Los 15 m de la parte alta están formados por pequeños cuerpos canaliformes de orden métrico en anchura y decimétrico en espesor, intercalados en

pelitas con abundantes nódulos de caliche. En conjunto constituyen una secuencia estrato y grano-decreciente de 40 m de espesor.

Los afloramientos del Buntsandstein ocupan una gran extensión y sobre ellos se desarrolla buena parte del trazado del túnel proyectado, concretamente el tramo comprendido entre la segunda mitad del Túnel del bajo pallarés y un desmonte que se prevé ejecutar al otro lado del barranco de Compte.

- **Cuaternario**

Los depósitos de edad cuaternaria que aparecen en la zona de estudio están ligados al cauce del río Noguera Pallaresa, a los barrancos y a las laderas de este valle. Están diferenciados en función de su génesis, las siguientes unidades:

Los Depósitos coluviales (QC), son sedimentos de edad Holocena de pequeño recorrido relativo que proceden del desmantelamiento de los relieves triásicos y devónicos del trazado, a los cuales se encuentran adosados. Su composición está íntimamente ligada a la naturaleza de los materiales de los que proceden. En general, son limos y arenas arcillosas con gravas ofíticas, calcáreas y areniscosas de textura angulosa a subangulosa, de aspecto caótico. Dan lugar a depósitos de gran potencia.

Los Depósitos aluviales recientes y llanura de inundación (QA), están constituidos por los sedimentos transportados y depositados actualmente por el río Noguera Pallaresa. Están formados por depósitos heterogéneos no muy potentes, de gravas y bolos subredondeados, de tamaño centimétrico a decimétrico, de naturaleza variada, junto con arenas que se disponen en forma de lentejones de tamaño y forma variable.

En superficie, los depósitos detríticos gruesos ocupan las zonas correspondientes al cauce, mientras que los depósitos detríticos finos se localizan en las zonas correspondientes a la llanura de inundación de dicho cauce. Su edad es atribuible al Holoceno.

3.1.2 CAMPAÑA DE RECONOCIMIENTOS

En el proyecto general del túnel se realizaron una serie de trabajos de campo que permitieron realizar estudio geotécnico, con la respectiva caracterización de las capas de material existente en la zona de estudio y su estratificación representada en un perfil longitudinal.

Se realizaron Sondeos mecánicos, Ensayos de Permeabilidad, Ensayos Presiométricos, Calicatas, Penetraciones dinámicas, Toma de datos estructurales – Estaciones geomecánicas, Reconocimientos geofísicos, Medición del nivel freático.

A continuación se representa el perfil obtenido como conclusión de las campañas realizadas y donde se identifica claramente el poco espesor de la capa de material de cuaternario, que en ningún momento llegaba a penetrar en la sección del túnel.

Los resultados numéricos de las propiedades características de los materiales estudiados en esta fase y complementados con los trabajos de campo del estudio actual se presentan en el apartado de características geológicas y geotécnicas.

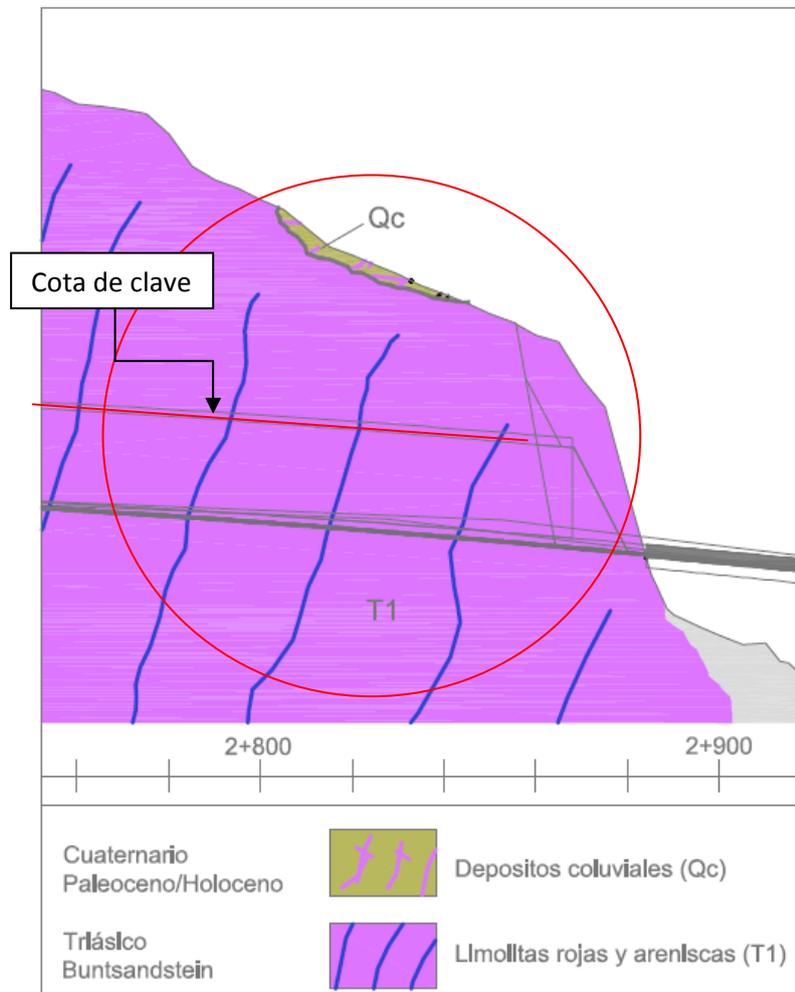


Figura 15. Perfil geológico longitudinal del túnel boca norte. Plano de perfil geológico de proyecto.

3.2 INSPECCIÓN DEL TERRENO Y PROCEDIMIENTO IMPLANTADO

Una vez realizada la revisión de la información preliminar, se da por determinado que en el estudio geológico y geotécnico del proyecto inicial del túnel no se contempla la aparición de los materiales de cuaternario dentro de la sección del túnel en la zona de estudio.

Se prosigue con la presente fase, consistente en la realización de una nueva campaña de reconocimiento de la zona circundante, consistente en el desarrollo de prospecciones, tales como catas, sondeos y sísmica de refracción.



Figura 16. Fotografía de un desmonte cercano (Fuente propia)

3.2.1 PROSPECCIONES MANUALES Y MECÁNICAS

Aprovechando un posible yacimiento arqueológico y las excavaciones realizadas en los alrededores se pudo observar que a nivel de superficie, tal y como lo indica el proyecto, se pueden encontrar materiales de origen Cuaternario (Qc). Igualmente es de referenciar que se han empezado excavaciones en el emboquille del túnel, y que a diferencia de lo especificado en el perfil longitudinal, la potencia de la capa de cuaternario es mucho mayor, por lo que queda claro que en los primeros metros del túnel se pueden encontrar dichos materiales por lo menos a nivel de clave del túnel.



Figura 17. Fotografías de terreno del Cuaternario (Fuente propia)

Una vez efectuado el reconocimiento superficial, se ha planteado una campaña de reconocimientos geotécnicos consistentes en la ejecución de 2 sondeos.

Con los resultados de los reconocimientos efectuados se ha realizado un perfil estratigráfico del mismo donde se indica la disposición de los materiales detectados y del nivel freático.

Se ha realizado un total de 2 sondeos a rotación con extracción de testigo continuo. De los cuales 1 se ha ejecutado verticalmente y 1 en horizontal, en la zona de emboquille norte del túnel.

Los sondeos se realizaron con máquinas perforadoras modelo Rolatec RL-48L montadas sobre orugas. Los sondeos se han realizado utilizando baterías sencillas tipo: B-101, B-86, B-76, y doble del tipo T-86, utilizando coronas de Widia y diamante. En general se ha utilizado la corona de widia para la perforación de suelos. En las rocas que presentaban durezas elevadas se ha optado por la corona de diamante a fin de obtener testigos en las mejores condiciones posibles.



Figura 18. Fotografías de la maquinaria (Rolatec RL 48 L) en la zona de emplazamiento. (Estudio geotécnico)

Las perforaciones se realizarán con una sonda de avance hidráulico dotada de un mástil y bomba de lodos.

El testigo reconocido se aloja en un tubo de testigo hueco (Batería) o en el interior de otro tubo en cuyo extremo inferior va enroscada la corona de widia o diamante que realiza la perforación.

En el extremo superior del tubo va enroscado el varillaje, generalmente de 50 mm (hueco), para permitir el paso del agua proveniente de la bomba.

Durante la ejecución del sondeo, cuando el terreno ha sufrido desprendimientos, se procedió a la entubación del sondeo con la tubería de revestimiento.

En los niveles de suelos, la perforación se ha realizado en seco para no alterar las condiciones de humedad del terreno. Los testimonios obtenidos han sido descritos "in situ", siendo depositados en cajas portatestigos para ser posteriormente fotografiados. En los tramos de perforación en roca se ha utilizado agua para refrigerar las baterías de perforación.

Todos los testigos extraídos de los sondeos han sido colocados en cajas y almacenados.

Durante la ejecución de los sondeos en los niveles granulares, se han efectuado ensayos SPT, consistentes en clavar en el fondo del sondeo un aparato normalizado. Este aparato se introduce en el terreno mediante una maza de 63,5 Kg. de peso cayendo desde una altura de 76,3 cm. La penetración se realiza en cuatro tramos de 15 cm cada uno. Se denomina valor N a la suma del segundo y tercer intervalo.

En los casos en los que la dureza del terreno impide el uso de los tomamuestras anteriormente citados, en materiales de naturaleza rocosa (sana y poco fracturada), se procede a la toma de testigos directamente del sondeo, en este caso el testigo se recubre con parafina inmediatamente después de su extracción con el propósito de no alterar sus condiciones naturales. De igual forma en materiales en los que se obtiene rechazo por tratarse de roca muy fracturada o suelos muy densos o compactos y sobre los que no es posible parafinar muestras se ha extraído una muestra representativa de la caja para su posterior análisis.

En el apéndice B se adjuntan los resultados de los sondeos, y en los apartados de características y perfiles geológicos.

3.2.2 PROSPECCIÓN GEOFÍSICA

El estudio realizado en este apartado consistió en el reconocimiento geofísico mediante sísmica de refracción para la boca Norte del túnel del bajo Pallarés.

La prospección por sísmica de refracción ha permitido diferenciar los estratos superficiales de vertiente y zócalo muy alterado del sustrato más compacto.

Partiendo de un impacto en el terreno, se generaron vibraciones cuya velocidad se calculo a partir de la posición del punto de impacto, del punto de recepción de la perturbación y del tiempo empleado en recorrer el trayecto correspondiente.

El dispositivo de medida o implantación sísmica, ha consistido en una alineación con distancias prefijadas entre el punto de impacto y los geófonos, en los que han tomado los tiempos de llegada de la onda, que permiten obtener la curva de distancias-tiempos (dromocrónica), y obtener las velocidades crecientes de los horizontes del subsuelo que van diferenciándose a profundidades progresivas.

La repetición de la medición en ambos sentidos del dispositivo y en puntos intermedios ha permitido obtener varias dromocrónicas, cuya interpretación da lugar al establecimiento de una aproximación a la distribución de las velocidades a lo largo del perfil.

El equipo de medición ha sido un GEOMETRICS FS-1225 con 12 geófonos de componente vertical de 14 Hz de frecuencia, se han emplazado en dos posiciones, lo que ha comportado alineaciones no inferiores a 24 geófonos.

La interpretación se realizó mediante programas de cálculo interactivo e interpretación manual. Al final del presente estudio se representan las dromocrónicas obtenidas para las diferentes implantaciones.

Las implantaciones sísmicas se han realizado a diferentes cotas de la vertiente de la zona de emboquille, aprovechando las cunetas de la carretera, y las explanaciones de la propia obra. Los materiales sobre los que se ha realizado el reconocimiento corresponden a depósitos cuaternarios y triásicos anteriormente descritos.

Esto conlleva a que los horizontes sísmicos obtenidos se correspondieran con las distintas tipologías del terreno, depósitos descomprimidos y de recubrimiento detrítico, sustrato alterado y sustrato compacto.

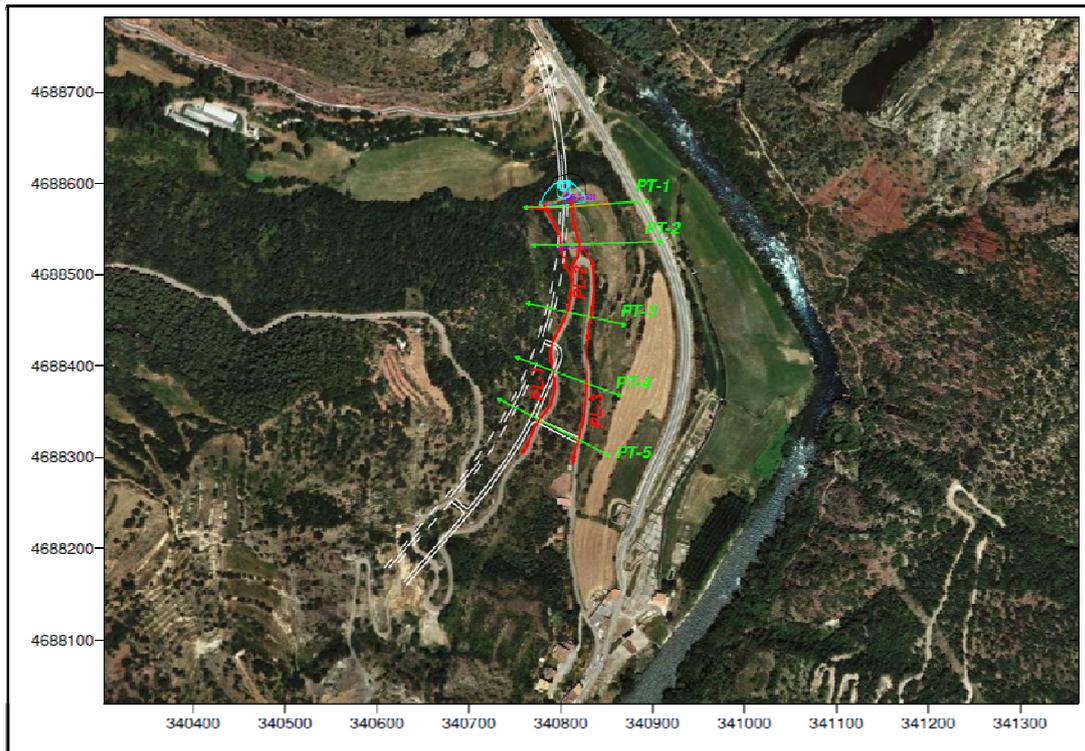


Figura 19. Situación del área en estudio

Se han realizado 7 implantaciones sísmicas conjugadas (IS), con tiros en los extremos, intermedios y en el centro del perfil. Los tiros exteriores tan sólo se han realizado en la IS-3.

Se hicieron dos alineaciones paralelas al eje del túnel, con objeto de estudiar el sector de inicio del túnel y su área circundante, y se han representado en mediante 3 perfiles longitudinales y 5 transversales.

Las implantaciones sísmicas presentan dispositivos variados, adecuadas a las limitaciones espaciales de los terrenos óptimos para emplazar los perfiles, la penetración del dispositivo y la eventual proximidad del substrato, los dispositivos oscilan entre 85 y 100m, con geófonos, espaciados según los casos 6 o 7 m, y extensiones exteriores.

Se identifican las implantaciones según la siguiente leyenda, IS-1: implantación sísmica 1, PS: Perfil Sísmico.

La velocidad de los horizontes deducidos se expresa en metros por segundo (m/s), y el tiempo de retardo en milisegundos (ms).

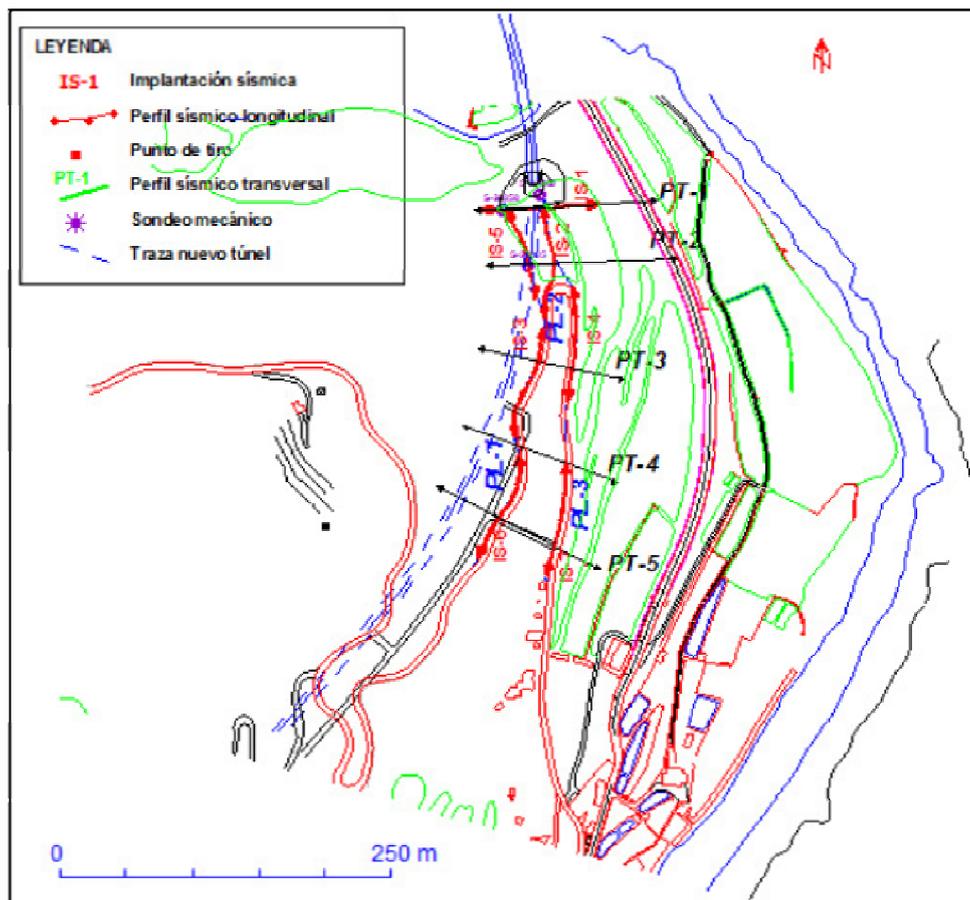


Figura 20. Disposición de la implantación sísmica.

Implantación sísmica	Dirección	Cotas (m.s.n.m)	Longitud (m)
IS-1	E-O	623.2 – 629.0	86
IS-2	N-S	626.9 – 633.0	85
IS-3	N-S	633.8 – 640.4	100
IS-4	N-S	630.1 – 625.2	85
IS-5	N-S	628.8 – 636.1	72
IS-6	S-N	640.4 – 648.2	85
IS-7	S-N	615.2 – 621.7	85
			598 m

Tabla 11. Datos de la implantación sísmica

- PERFILES LONGITUDINALES

Los perfiles longitudinales corresponden a los alineamientos seguidos en las implantaciones, y paralelos al eje del túnel, pretendiendo tener incrementos de cota progresivos. Observar la figura 23. De perfiles longitudinales.

El Perfil longitudinal 1 discurre desde la parte oeste del talud de emboquille, atravesando el sondeo mecánico 2+805, y empalmado con las implantaciones de la parte de carretera (N-S).

El Perfil longitudinal 2 discurre desde la parte central del talud de emboquille, pasando al pie (este) del yacimiento arqueológico encontrado en la zona, y empalmado con el tramo central y sur.

El Perfil longitudinal 3 discurre desde la parte central del talud de emboquille, y empalma con las implantaciones de la parte de carretera en su tramo (S- N).

- **PERFILES TRANSVERSALES**

A parte de la interpretación propia de cada una de las implantaciones que configuran los perfiles longitudinales, se representa una serie de 5 perfiles transversales que denotan la evolución lateral o transversal al eje del túnel, del comportamiento del macizo desde el punto de vista sísmico.

En la figura 24 se resumen los resultados obtenidos con las velocidades y contactos sísmicos, el perfil precedente la columna del sondeo mecánico, la posición del túnel proyectado y la galería y la trama para los horizontes más compactos del zócalo triásico. La distancia entre perfiles es de 50 a 60 m aprox. y están orientados E-O con inicio desde el emboquille de la boca norte.

Perfil transversal 1 está situado en el PK 2+849, cercano a la boca norte, junto al talud del emboquille.

Perfil transversal 2 está ubicado en el PK 2+807, unos 40 m al sur del anterior.

Perfil transversal 3 está ubicado aproximadamente en la proyección del PK 2+736.

Perfil transversal 4 está ubicado aproximadamente en la proyección del PK 2+672.

Perfil transversal 5 está ubicado aproximadamente en la proyección del PK 2+619.

3.2.2.1 INTERPRETACIÓN GEOFÍSICA

La interpretación automática y manual ha permitido la confección de los resultados. De donde se ha podido diferenciar 3 o 4 horizontes sísmicos, según la alteración y/o contactos verticales del substrato o el espesor de material de ladera o aluvial, obteniéndose las velocidades y el espesor de materiales asociados. En los perfiles sísmicos interpretativos se representan estos parámetros y en el texto se especifican las atribuciones petrológicas y de compactación del terreno.

El establecimiento de los márgenes de ripabilidad de los tramos estudiados son de gran importancia, referidos a las gráficas de la producción con escarificador, estimados según la velocidad de las ondas sísmicas. La escala empleada en general es la del escarificador D10R propuesta en el "Manual de Rendimiento Caterpillar. (1998)

Dado que el sustrato presente en la zona es de carácter arcilloso, arenoso y conglomerático los márgenes corresponderán con estos materiales.

En el presente estudio, la composición del sustrato y la verticalización de sus horizontes, da lugar a valores promedio, que en algunos casos pueden resultar algo bajos, se debe tener en cuenta que la evolución lateral con intercalaciones más conglomeráticas incrementaría las velocidades en los intervalos marginal y en algunos casos no ripable.

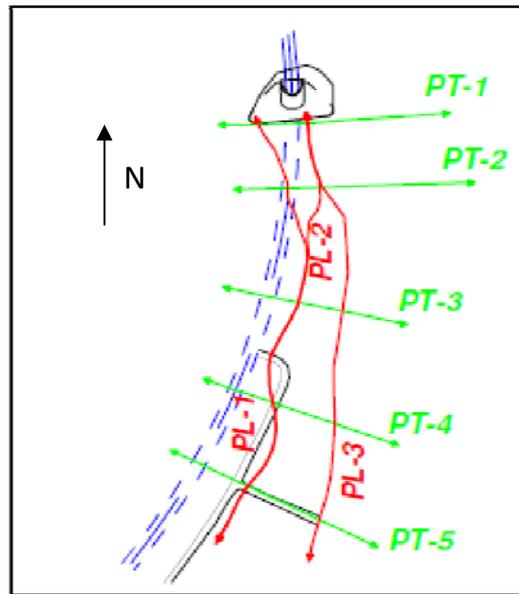


Figura 21. Distribución de perfiles longitudinales y transversales

- PERFIL LONGITUDINAL 1.

En el horizonte superficial e intermedio se han deducido dos comportamientos diferentes.

En el sector central - norte las velocidades de 600 a 1000 m/s, son atribuibles a materiales no consolidados incluso sueltos, litológicamente asociables a depósitos aluviales y de ladera. El espesor es muy variable oscilando entre 5 y 13 m. Presenta mayor espesor en el tramo norte (IS-5).

En el sector del tercio sur la totalidad de las velocidades superan los 1000m/s y los espesores se reducen sustancialmente respecto al sector anterior, la franja de 1000 a 1100 m/s puede corresponder a depósitos más consolidados que los descritos anteriormente, mientras que los horizontes con velocidades 1300 a 1450 m/s se interpretan como núcleos alterados y/o descomprimidos del sustrato triásico.

Los horizontes profundos, presentan igualmente dos comportamientos.

En el tramo central del perfil las velocidades de 1700 a 2000 m/s, se asocian a material del zócalo mecanizado y/o alterado.

en los tercios extremos del perfil las velocidades de 2000 a 2650, pueden atribuirse a horizontes más compactos, que los anteriores.

- PERFIL LONGITUDINAL 2.

El horizonte superficial e intermedio también presenta dos comportamientos diferenciados entre el sector norte y sur.

En el sector norte las velocidades son de 600 a 1100 m/s, atribuibles a materiales no consolidados incluso sueltos (menor cuanto mayor velocidad), litológicamente asociables a depósitos aluviales y de ladera. El espesor es muy variable oscilando entre 7 y 13 m.

Igualmente el Horizonte profundo, presentan dos comportamientos.

Uno con velocidades de 1700 a 2000 m/s, se asocia a material del zócalo mecanizado y/o alterado, preferentemente se dan en el tramo central del perfil.

El otro con Velocidades de 2000 a 2650, pueden atribuirse a horizontes más compactos, que los anteriores y se encuentran mayoritariamente en los tercios extremos del perfil.

- PERFIL LONGITUDINAL 3.

Se distinguen cuatro diferentes horizontes.

El horizonte superficial e intermedio, se deducen dos diferentes comportamientos;

En el sector central y norte presenta velocidades de 450 a 850 m/s, algo inferiores a los anteriores tramos, producto de la situación más cercana del talud que discurre por encima de la carretera actual. Atribuible a materiales no consolidados incluso sueltos (menos cuanto mayor velocidad), litológicamente asociables a depósitos aluviales y de ladera.

Y en el Sector del tercio sur, los espesores se reducen sustancialmente respecto al sector anterior, la franja de 1000 a 1200 m/s puede corresponder a depósitos más consolidados que los descritos anteriormente, mientras que los horizontes con velocidades 1300 a 1450 m/s se interpretan como núcleos alterados y/o descomprimidos del sustrato triásico. En el extremo sur se deduce un horizonte de algo más de un metro de material suelto (450 m/s).

En los horizontes profundos, se presenta un comportamiento más homogéneo en cuanto a velocidades del zócalo.

Las velocidades de 1850 m/s, se asocia a material del zócalo mecanizado y/o alterado, preferentemente se dan en el tramo extremo sur del perfil. Las Velocidades de 2000 a 2800 m/s, pueden atribuirse a horizontes más compactos, que los anteriores. El techo del sustrato compacto se interpreta mucho más superficial, a excepción del tramo próximo al emboquille que puede alcanzar los 13 m.

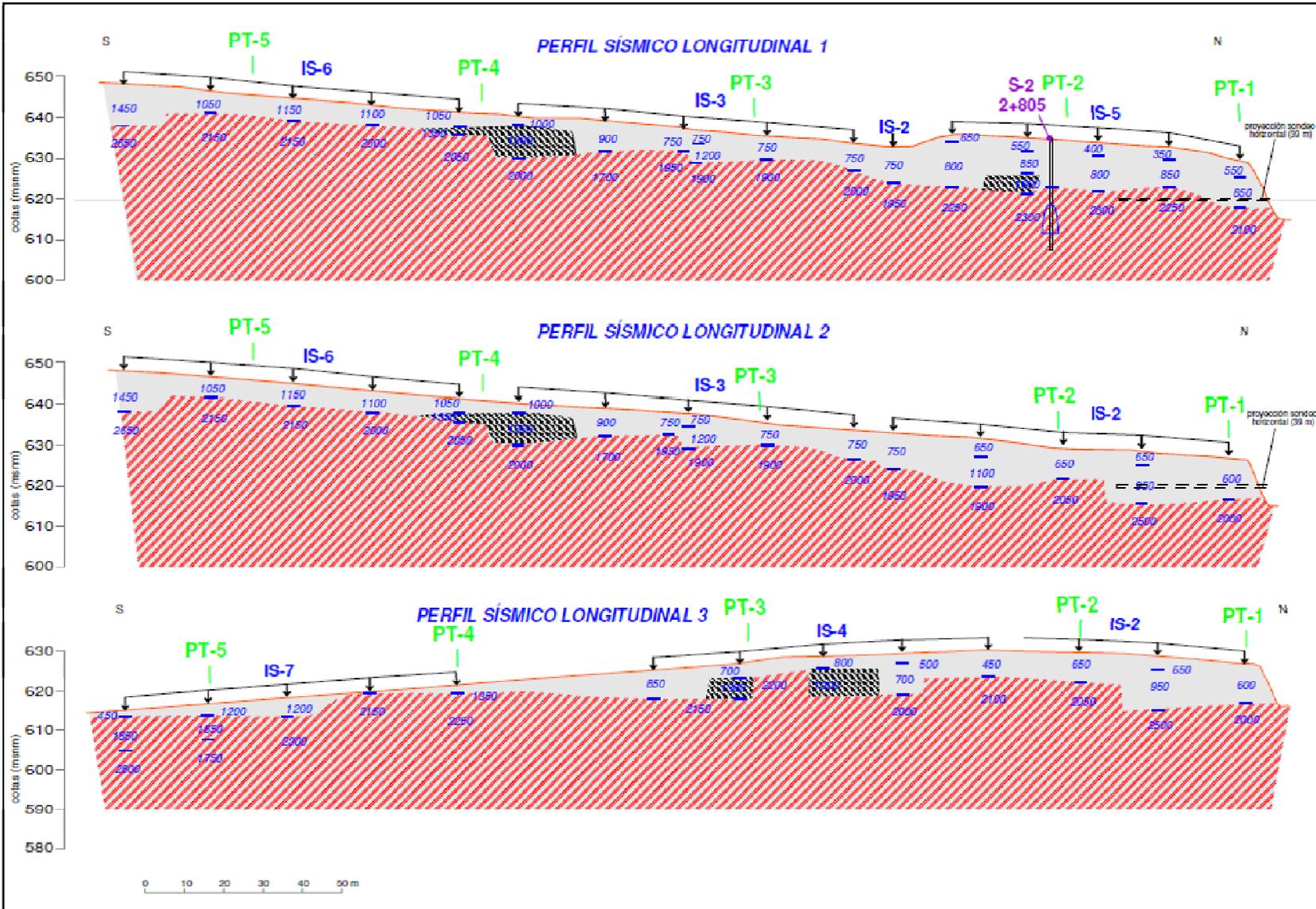


Figura 22. Perfiles sísmicos longitudinales

- PERFIL TRANSVERSAL 1

Los horizontes superficiales atribuidos a la cobertera triásica, tienen un espesor que varía entre 8 y 14 m. Los valores de velocidad en general no superan los 1250 m/s.

En el tramo central del perfil, se han deducido algunas velocidades, entre 1400 y 1700 m/s, que pueden confundir las lecturas, debido a la posible intercepción de los bulones de estabilización del talud de emboquille, al disponer de los inicios de las implantaciones IS-2 y 5, se ha podido ajustar y consecuentemente establecer una interpretación al techo del zócalo.

- PERFIL TRANSVERSAL 2

Los horizontes superficiales atribuidos a la cobertera triásica, tienen un espesor que varía entre 7 y 11 m. Los valores de velocidad son claramente atribuibles a los horizontes aluviales.

- PERFIL TRANSVERSAL 3

Los horizontes superficiales tienen un espesor inferior al anterior perfil y varía entre 3 y 5 m. Los valores de velocidad de 1250 m/s.

- PERFIL TRANSVERSAL 4

Los horizontes superficiales tienen valores de velocidad entre 1000 y 1350 m/s. Puede ser que el nivel deducido en el tramo alto y con valor próximo a 1000 m/s, pueda englobar depósitos cuaternarios.

- PERFIL TRANSVERSAL 5

Los horizontes superficiales tienen valores de velocidad de 1050 a 1250 m/s, se percibe un efecto de contacto y/o alteración-mecanización del techo del zócalo.

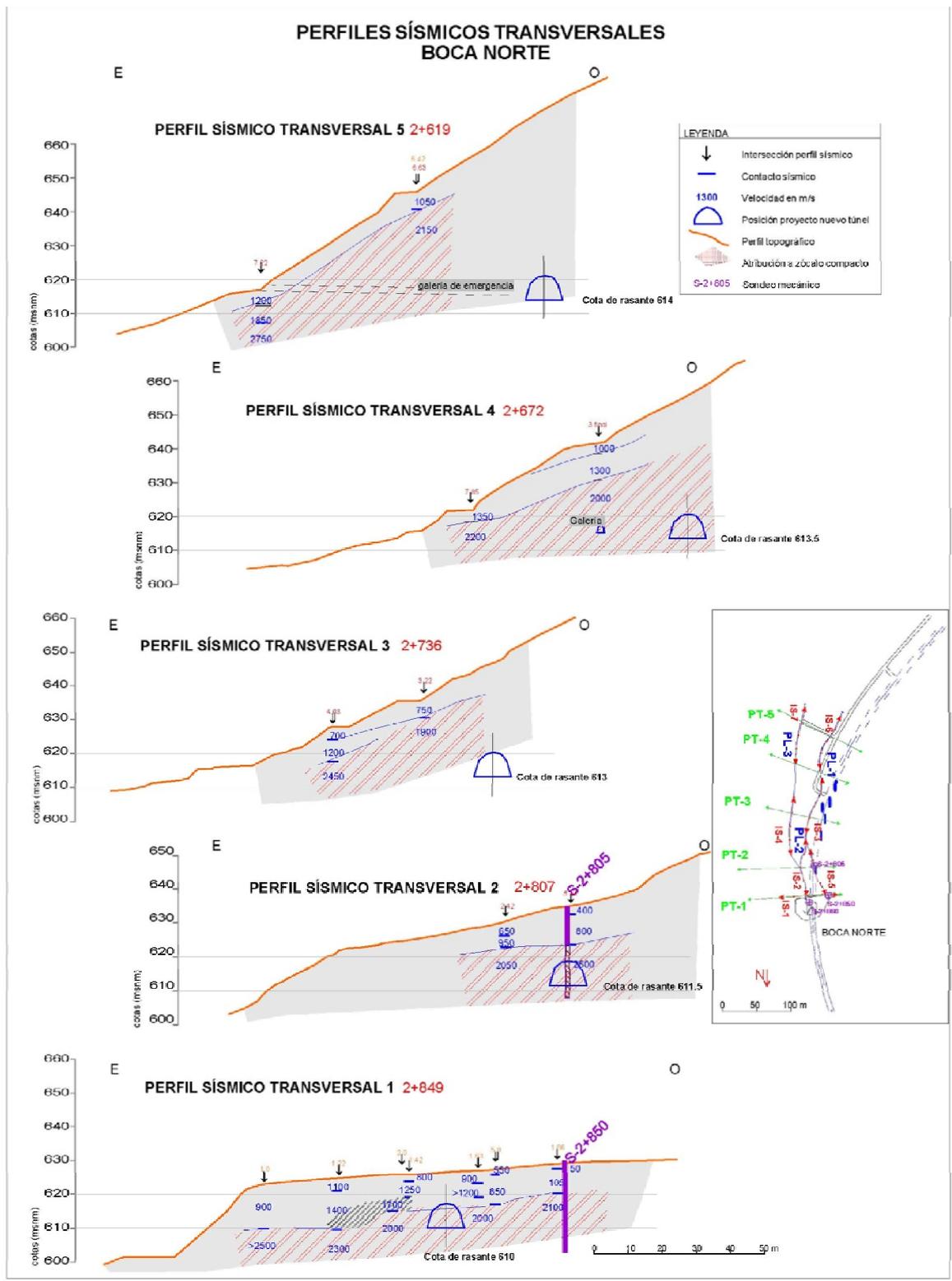


Figura 23. Perfiles sísmicos transversales

Se pueden resumir los horizontes encontrados en tres diferentes tipos:

- El Horizonte superficial, que presenta dos comportamientos.

Horizontes con velocidades de 450 a 850 m/s, con espesores de 2 a 13 m, se asocian a suelos, materiales sueltos, arenas, gravas y arcillas (depósitos aluviales y de ladera),

Horizontes con velocidades de 900 a 1100 m/s, se encuentran tanto en superficie como en segundo nivel, la atribución puede corresponder tanto a materiales algo consolidados del recubrimiento, como a horizontes muy alterados del sustrato.

- Horizontes intermedios:

Horizontes con velocidades de 1100 a 1400 m/s, mantienen las apreciaciones de los anteriores, tanto en superficie como de segundo nivel, la atribución se interpreta más ligada a horizontes muy alterados del sustrato.

- Horizontes profundos:

Según las velocidades obtenidas, distinguimos dos comportamientos. Cabe recordar que en el presente estudio, la composición del sustrato y la verticalización de sus horizontes, puede dar lugar a valores promedio, que en algunos casos pueden resultar algo bajos, habrá que tener en cuenta que la evolución lateral con intercalaciones más conglomeráticas incrementaría localmente las velocidades.

Horizontes con velocidades de 1850 a 2100 m/s, se atribuiría preferentemente a horizontes compactos pero con destacable nivel de mecanización y/o fractura, pueden incluir efectos laterales, debido al contacto muy irregular. Estos horizontes se han distinguido en diferentes tramos, aunque han destacado en el tramo central de los perfiles longitudinales 1 y 2 (IS-3).

Horizontes con velocidades de 2100 a 2800 m/s, se asocia a horizontes compactos, pueden incluir cambios laterales destacables.

El techo de este horizonte es bastante irregular (0-15 m), se interpreta que no se desarrolla por debajo de la cota 610, del tramo y emplazamientos estudiados.

3.2.3 DEFINICIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS GEOTECNICAS DEL TERRENO Y ESTRATIFICACIÓN EN DETALLE

Una vez desarrollado el estudio del terreno, la siguiente tarea ha sido determinar el tipo y características de los materiales existentes en el entorno de la boca Norte, en especial en el tramo comprendido entre los PK 2+790 a 2+860.

Se definirán por tanto, los materiales a perforar por el túnel a lo largo de este tramo, lo que permitirá aportar datos reales para definir correctamente la sección Tipo de Sostenimiento a utilizar en estos metros iniciales.

3.2.3.1 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS Y GEOTÉCNICAS

La zona objeto de estudio, situada en el entorno de la boca norte del “Túnel del Bajo Pallarés”, se ubica en la parte baja de la ladera comprendida entre el torrente del Compte y el valle del Noguera Pallaresa, adoptando el túnel un trazado paralelo al río, a unos veinte metros por encima de su cauce.

El reconocimiento de campo efectuado, y los resultados de los estudios realizados de las campañas de reconocimientos mecánicos y geofísicos y la revisión del proyecto, ponen de manifiesto la presencia en la zona de estudio de un basamento de materiales triásicos, constituidos por las limolitas, areniscas y conglomerados pertenecientes al Buntsandstein, recubiertos por materiales cuaternarios sueltos, constituidos por dos unidades claramente diferenciadas, una de arcillas y limos rojos, y otra correspondiente a las terrazas del río, constituidas por arenas, gravas y bolos.

El sustrato triásico, de naturaleza rocosa, adopta una disposición subvertical, con capas dispuestas casi perpendicularmente al eje del túnel, compuestas por una alternancia de niveles limolíticos y de areniscas, con potencia métrica, entre los que se intercalan localmente niveles de conglomerados.

Tanto estos, como los niveles de areniscas se presentan fuertemente consolidados, siendo necesarios medios pesados o explosivos para su excavación.

Por el contrario, los niveles de carácter limolítico, presenta un grado de tectonización importante, y son excavables con medios mecánicos pesados.

En cualquier caso, en profundidad, a pocos metros del inicio del túnel, la excavación de estos materiales triásicos, requerirá el uso sistemático de explosivos, presentándose secos, poco fracturados, poco alterados, y con velocidades sísmicas que oscilan entre los 2000 y 2500 m/s.

En este sentido es importante destacar que todos los perfiles sísmicos han sido efectuados paralelos al eje del túnel, y por tanto, perpendiculares a las capas, lo que debido a la alternancia de limolitas y areniscas, puede dar valores medios de velocidades más bajos.

Las características geotécnicas de esta unidad, claramente observables tanto en algunos puntos de las excavaciones ahora realizadas, como en desmontes y afloramientos preexistentes, permiten calificarlos como de calidad Media, con valores de RMR entre los 39 y 57 puntos, pertenecientes a la Clase Geotécnica III (Media).

Los materiales cuaternarios, muy desarrollados superficialmente en la zona de estudio, presentan dos unidades claramente diferenciadas desde el punto de vista litológico. La primera de ellas está constituida por arcillas y limos rojos cohesivos, con débil presencia de gravas. Es claramente visible en la zona de catas superficiales efectuadas dentro del ámbito de la obra, en parte del nuevo ramal de conexión con la carretera cercana, y en los metros iniciales del sondeo S-2+805.

La segunda unidad, está constituida por los materiales correspondientes a las terrazas del río Noguera Pallaresa, presentes en la parte alta del desmonte de emboquille, y perforados por el sondeo horizontal. Corresponden a gravas gruesas con bolos de hasta 30 cm, con niveles delgados de arenas limpias, poco cohesivas. Destacar que durante la perforación del sondeo horizontal, se han presentado siempre secos, y no ha sido necesaria entubación alguna, lo que acredita su aceptable calidad geotécnica.

Los resultados de la campaña geofísica, confirman el carácter superficial de estos materiales, cuyo mayor desarrollo corresponde al tramo final del túnel, con velocidades de 600 a 950 m/s, y por tanto claramente diferenciables del sustrato rocoso.

A pesar de ello, es importante destacar, que a nivel geofísico, pueden confundirse los materiales sueltos de gravas y bolos, con el nivel más alterado del horizonte de limolitas, si bien su espesor es siempre muy reducido, de orden métrico, lo que no debe comportar graves errores de previsión.

A continuación se detallan las características principales de las unidades litoestratigráficas diferenciadas,

- Depósitos cuaternario coluvial y de fondo de valle (Qc)

De los resultados de la caracterización del material a partir de la PG-3, se considera un material tolerable, debido a contenidos en yesos y sales solubles. Del ensayo de Proctor modificado se obtiene una densidad media de $\gamma = 2000 \text{ Kg/m}^3$ y humedad óptima 8.9 %.

De los sondeos se obtiene un valor promedio de NSPT =38, y siguiendo recomendaciones de correlación existentes citadas en "Standard Penetration Test", podemos calcular:

$$\phi = (15 * \text{NSPT})^{1/2} + 15^\circ \quad (\text{Road Bridge Specification})$$

$$\phi = 0,3x \text{ NSPT} + 27^\circ \quad (\text{Japanese National Railway})$$

$$E = 0,756 \text{ NSPT} + 18,75 \text{ MPa, para arenas y gravas establecida por D'Appollonia et al. (1967)}$$

Donde, ϕ = ángulo de rozamiento interno y el E= modulo de elasticidad/young

Por lo tanto se estima un modulo Young E= 48,03 MPa, un coeficiente de poisson $\nu = 0,3$, un ángulo de rozamiento medio ϕ ($^\circ$) = 38, una cohesión de $C = 0,5 \text{ KPa}$, y un coeficiente de reparto de tensiones debido a la superficialidad del material de $K_o = 0,5$.

- Depósito cuaternario aluvial (Qa)

De los resultados de la caracterización del material a partir de la PG-3, se considera un material tolerable, en el peor de los casos. A estos materiales, a partir de datos bibliográficos, se les puede asignar, una densidad aparente de entre 2,10 y 2,40 gr/cm³.

De los sondeos se obtiene un valor promedio de NSPT =46, y siguiendo recomendaciones de correlación existentes, podemos calcular:

$$\phi = (15 * \text{NSPT})^{1/2} + 15^\circ \quad (\text{Road Bridge Specification})$$

$$\phi = 0,3x \text{ NSPT} + 27^\circ \quad (\text{Japanese National Railway})$$

$$E = 0,756 \text{ NSPT} + 18,75 \text{ MPa, para arenas y gravas establecida por D'Appollonia et al. (1967)}$$

Así, podemos estimar un modulo Young E= 53,53 MPa, un coeficiente de poisson $\nu = 0,3$, un ángulo de rozamiento medio ϕ ($^\circ$) = 41, una cohesión de $C = 0,5 \text{ KPa}$, y un coeficiente de reparto de tensiones debido a la superficialidad $K_o = 0,5$.

- Substrato Triásico: Limolitas y areniscas rojizas (T1)

Este material presenta un comportamiento típico de las rocas, areniscas y limolitas, se obtiene como resultado de la clasificación geomecánica un valor de RMR que oscila entre los 39 y 57 puntos.

Se considera una densidad de $\gamma = 2300 \text{ Kg/m}^3$, un valor de NSPT = R.

Los valores equivalentes del criterio de Mohr coulomb, de ángulo de rozamiento $\phi (\text{°}) = 43,7$ y una cohesión de $C = 0,215 \text{ MPa}$,

Se estiman los módulos de Young y el coeficiente de poisson en función de la clasificación de (Hoek et al.1994). Modulo Young $E = 1764,41 \text{ MPa}$, coeficiente de poisson $\nu = 0,25$.

Debido a la ubicación dentro de la lamina cabalgante y la gran plasticidad que presentan los materiales del triás, se constituye en el nivel de despegue y por esto los materiales se hallan profundamente tectonizados, disponiendo las capas de forma vertical, por lo que corresponde otorgarle un coeficiente de reparto de tensiones de $K_0 = 0,9$.

3.2.3.2 PERFILES GEOLÓGICOS DE PREVISION

En base a las observaciones del reconocimiento de superficie, y a los datos obtenidos de las campañas de geofísica y de los sondeos mecánicos, ha sido posible elaborar una serie de perfiles geológicos longitudinales y transversales, en los que queda claramente reflejada la realidad de los materiales existentes en el entorno del túnel.

Como puede observarse en las figuras del 24 al 26, los materiales pertenecientes a las terrazas del rio Noguera Pallaresa, afectan solo la parte alta de la sección de excavación, a lo largo de los cuarenta metros iniciales de túnel a perforar por esta boca, concretamente entre los PK 2+860 a 2+820.

En cualquier caso, y como queda claramente reflejado en el perfil transversal correspondiente al PK 2+850, la base del nivel de gravas se sitúa tan solo a 1,5 m por debajo de la clave del túnel, afectando a una muy reducida zona de la sección de excavación del túnel. El resto de la sección se encaja totalmente en los materiales del sustrato triásico, de buena calidad.

Este perfil transversal es válido para todo el tramo de 40 metros comprendido entre los PK 2+860 a 2+820, si bien es importante destacar la puntualización hecha anteriormente, relativa a la imposibilidad de diferenciar las gravas del nivel alterado de limolitas, por lo que puntualmente es posible que toda la sección quede encajada en los materiales triásicos. No obstante, esta indefinición litológica, no comporta ninguna diferencia significativa desde el punto de vista constructivo, ya que la calidad geotécnica de ambos materiales es muy similar, y por tanto de parecida respuesta constructiva.

A partir del PK 2+820, el sustrato rocoso sube rápidamente de cota, y por consiguiente, toda la sección de excavación queda ya encajada en los materiales triásicos, de buena calidad geotécnica.

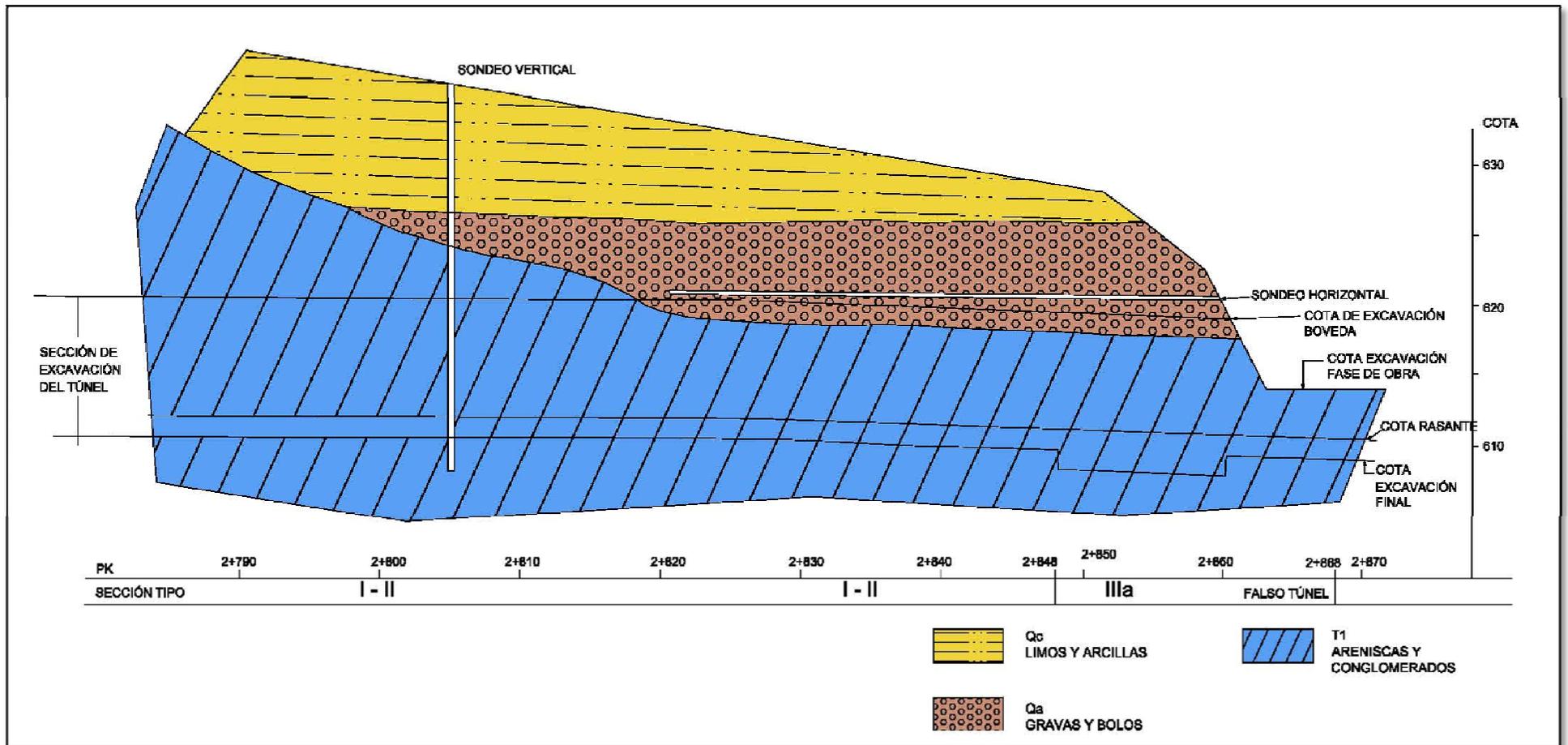


Figura 24. Perfil litológico longitudinal de la zona de estudio

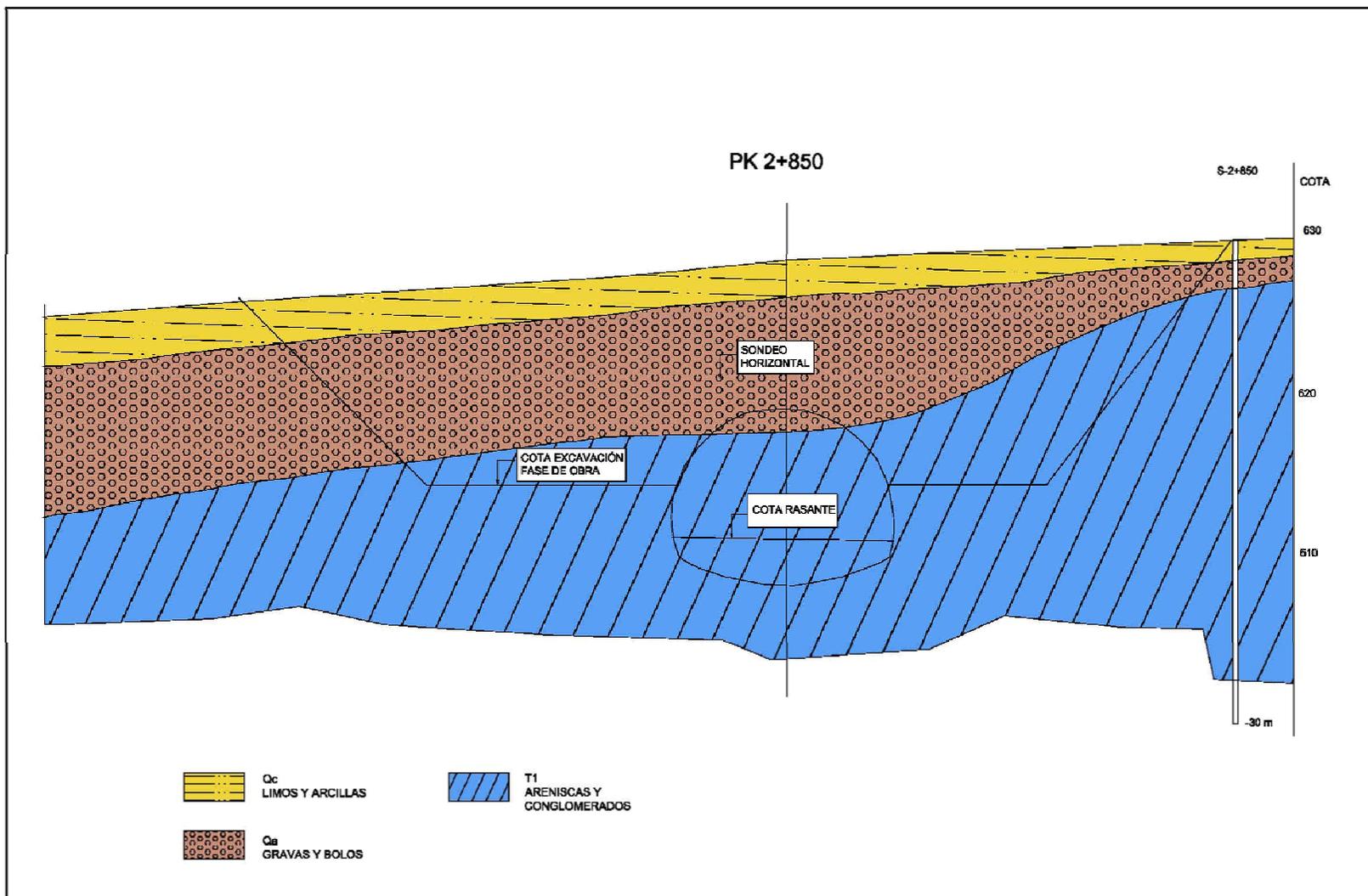


Figura 25. Perfil litológico transversal Pk 2+850

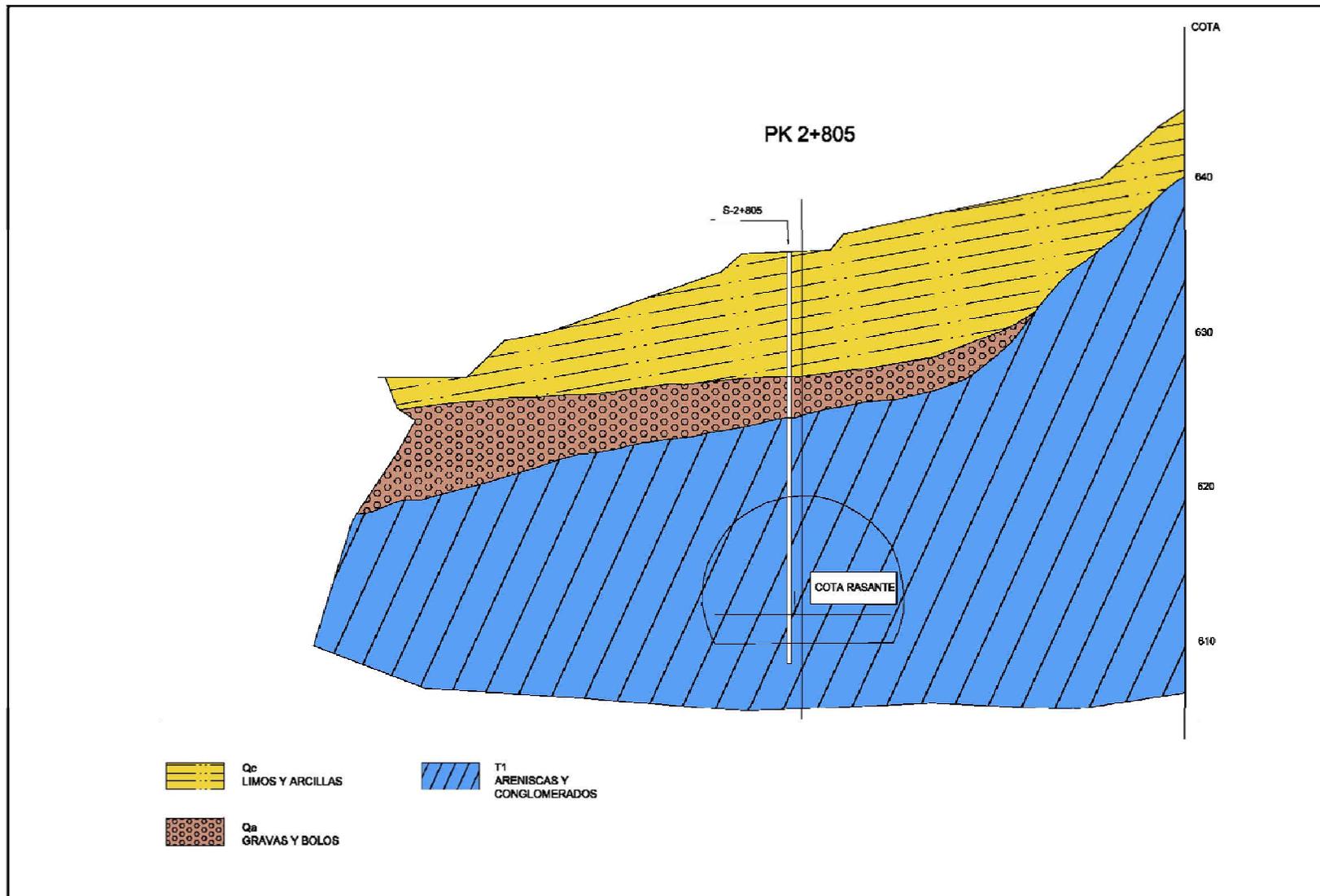


Figura 26. Perfil litológico transversal 2+805

3.2.3.3 INTERPRETACIÓN FINAL DE RESULTADOS GEOTÉCNICOS

- En el tramo de túnel comprendido entre los PK 2+860 (boca Norte) a 2+820, la parte alta de la sección de excavación, se encajará en los materiales sueltos de gravas y bolos correspondientes a las terrazas del río Noguera Pallaresa.
Estos materiales estarán presentes solo hasta 1,5 metros por debajo de la clave.
- El resto de la sección se encaja en los materiales rocosos del Buntsandstein, constituidos por limolitas y areniscas consolidadas, de buena calidad geotécnica, dispuestos en capas verticales y orientación perpendicular al eje del túnel.
- Las velocidades sísmicas medidas para este sustrato rocoso, confirman la buena calidad geotécnica de los materiales, asignándoles un valor de RMR que oscila entre los 39 y 57 puntos. La excavación de estos materiales requerirá la utilización de explosivos o martillo hidráulico pesado.
- A partir del PK 2+820, el túnel perforará únicamente los materiales del Buntsandstein.
- Dadas las características granulométricas de las gravas presentes en la parte alta de la sección del túnel, estos materiales son inyectables con la lechada del paraguas pesado, por lo que este tratamiento puede mejorar claramente su calidad geotécnica, convirtiéndolos en un material fuertemente consolidado.
- Finalizado el tramo de túnel con utilización de paraguas pesado, una inyección con lechada de cemento de la zona de gravas, mejoraría sensiblemente la calidad geotécnica de estos materiales, permitiendo su excavación sin dificultades significativas.
- Dada la utilización de paraguas pesado, con inyección de consolidación, y a la vista de la calidad geotécnica de las areniscas y limolitas del Buntsandstein presentes en la mayor parte de la sección de excavación, se considera excesiva, la definición de

proyecto de utilizar de Sección Tipo III-a en el tramo inicial del túnel, en especial la utilización de elementos constitutivos tales como patas de elefante y contra bóveda.

- La utilización de una sección algo más ligera que la definida en proyecto para esta zona, facilitaría en gran medida las labores de emboquille del túnel.



Figura 27. Gravas y bolos de la terraza (izquierda) y Limos y arcillas (fuente propia)

4. PROPUESTA DE MODIFICACIÓN DEL SOSTENIMIENTO DEL TRAMO INICIAL DEL TÚNEL

Se redacta el presente capítulo con el objetivo de validar la nueva Sección Tipo de sostenimiento, definida para la construcción de este túnel.

Esta nueva Sección Tipo, nace de la necesidad de dar una respuesta constructiva adecuada, a los terrenos presentes en la zona de boca Norte, cuyas características no se ajustan totalmente a las previstas en proyecto, lo que conlleva a que las secciones definidas, Tipo II y Tipo III-a, sean consideradas excesivamente ligera y excesivamente pesada respectivamente.

Dicha sección se denominara "Tipo A", para diferenciarla claramente de las establecidas en el proyecto inicial del túnel, posee un radio interior de 6,38 m y una altura libre de 9.37 m. La excavación se realizara entre las formaciones del Buntsandstein y depósitos aluviales.

4.1 ESTUDIO DEL SOSTENIMIENTO DEL TÚNEL DE PROYECTO INICIAL

En el apartado de proyecto de túnel se encuentra para la zona en estudio tres tipos diferentes de sostenimiento;

Para el emboquille, una vez empieza la excavación en mina durante 12 m, el sostenimiento Tipo III a. Y en los siguientes 170 metros dependiendo del terreno encontrado el Tipo I o Tipo II. A continuación se especifican en un cuadro resumen los tres tipos de sostenimiento propuestos por proyecto.

	S.T.-I	S.T.-II	S.T.-III
Rango	55>RMR>35	35>RMR>20	20>RMR>30
Longitud de avance(m)	3	2	1,0
Longitud de destroza (m)	6	4	2,0
Paraguas	No	No	Si, el tipo de paraguas será función del terreno
Sellado	3 cm deHP-40 con 40 kg/m ³ de fibras de acero	3 cm deHP-40 con 40 kg/m ³ de fibras de acero	3 cm deHP-40 con 40 kg/m ³ de fibras de acero
Bulones	SwellexMN-24 2,0m(T)x1,5m(L) .Longitud 4m	Barras de acero Corrugado de25 mm de diámetro1,0m(T)x1,0m(L)	No
Sostenimiento	15 cm deHP-40 con 40 kg/m ³ de fibras de acero	20 cm deHP-40 con 40 kg/m ³ de fibras de acero	25 cm deHP-40 con 40 kg/m ³ de fibras de acero
Cerchas	No	THN-29 espaciadas 1,0 m	HEB-180 espaciadas 1,0 m
Contrabóveda	No	No	40 cm deHM-40

Tabla 12. Resumen de sostenimientos del proyecto

4.2 DEFINICIÓN DEL NUEVO SOSTENIMIENTO

4.2.1 PREDIMENSIONAMIENTO DEL SOSTENIMIENTO POR EL MÉTODO EMPÍRICO

A la vista de los terrenos encontrados en la boca Norte del Túnel del bajo Pallarés y de las especificaciones del proyecto, se analiza la conveniencia de utilizar en la zona de emboquille, una nueva Sección Tipo de Sostenimiento menos pesada que la prevista en proyecto (III-a) y que permita obviar la utilización de patas de elefante y contra bóveda.

Esta nueva Sección Tipo, no contemplada entre las definidas en proyecto, debería situarse en un rango intermedio entre las Secciones Tipo II y III-a.

Por medio de un análisis empírico del sostenimiento, siguiendo las recomendaciones de Beniawski.(1979) y los conocimientos aprendidos como experiencia previa, se propone dotarla de los siguientes elementos:

- Inyecciones de consolidación en la zona de gravas
- Perfiles metálicos HEB-180
- Hormigón proyectado con espesor total de 23 cm
- Bulones en la zona de riñones, hastiales y destroza
- Solera plana de hormigón, cerrando la sección

A lo largo de los veinte metros iniciales, considerados como zona de emboquille, seguir las recomendaciones especificadas en proyecto, reforzando con paraguas pesado de protección.

La nueva Sección "Tipo A", será utilizada en la zona de la boca Norte, concretamente en el tramo comprendido entre los PK 2+860 a 2+820, en el que sobre un sustrato de materiales triásicos correspondientes al material definido como T1, se sitúan los materiales de cuaternario de la terraza del río Noguera Pallaresa, definidos como Q.

Como queda definido anteriormente, los materiales sueltos afectan solo la parte alta de la sección de excavación, hasta 1,5 m por debajo del punto de clave, quedando el resto de la sección de excavación encajada en el sustrato triásico, de buena calidad, como lo acreditan los valores de velocidades sísmicas medidas, asignándole valores de RMR comprendidos entre 39 y 57 puntos.

Dada la buena calidad del sustrato triásico constituido por limolitas, arenisca y conglomerados, se considera que se hace innecesaria la utilización de patas de elefante y contra bóveda como elementos integrantes del sostenimiento.

En consecuencia se define una Sección "Tipo A", intermedia entre la II y III-a de las definidas en el proyecto, y que se caracteriza por los siguientes elementos:

- Sellado 3 cm.
- Sellado de frente si es necesario.
- Cercha HEB-180 cada 1 m.
- Hormigón proyectado (H.P 40) de 22 cm.
- Bulones Swellex MN24, en riñones, hastiales y destroza, según sección tipo.
- Solera plana de hormigón, espesor 30 cm.

Esta sección está definida para la zona de emboquille, es decir, en los veinte primeros metros de túnel construidos por la boca norte, y que estará reforzada con paraguas pesado de micropilotes metálicos, como los definidos en proyecto. Además de la inyección normal, en los

micropilotes perforados, en los materiales sueltos, se efectuará una inyección selectiva y sistemática, hasta su consolidación.

En el resto de tramo del túnel en que se adopte esta Sección “Tipo A” y en el que se detecte la existencia de materiales sueltos tipo Q, se procederá a una inyección previa de consolidación, ya sea ejecutada desde superficie o desde el propio frente de excavación.

Con esta técnica de consolidación, será posible efectuar las excavaciones con totales garantías de seguridad.

Los elementos constitutivos del sostenimiento cumplirán todos los requerimientos especificados en el apartado de calidad del sostenimiento del proyecto.

4.2.2 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

El proceso constructivo a llevar a cabo en el tramo del túnel definido con sostenimiento Sección “Tipo A”, queda determinado por las siguientes fases de actuación:

- Excavación en avance, en pases de 1 m
- Colocación inmediata de todo el sostenimiento previsto
- Desfasado un mínimo de 20 m, ejecución de la destroza lado derecho, en pases de 2 m, y con igual sostenimiento que en avance
- Desfasado 10 m, ejecución de destroza lado izquierdo, en pases de 2 m, con igual sostenimiento que en avance
- Desfasado un mínimo de 20 m, hormigonado de solera

La ejecución de la destroza y el hormigonado de la solera, podrá efectuarse a túnel calado, en el caso de que las lecturas de la secciones de convergencia confirmen una estabilización de las deformaciones.

4.3 CALCULO DEL NUEVO SOSTENIMIENTO

La modelización numérica se ha realizado mediante el programa FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) de ITASCA CONSULTING GROUP. INC (1998) que es un programa que permite modelar el comportamiento de los suelos, rocas, estructuras y su interacción, lo que permite desarrollar un análisis adecuado en los temas de ingeniería geotécnica.

El programa FLAC utiliza el método de las diferencias finitas, el cual presenta una ventaja frente al método de los elementos finitos, ya que el análisis se realiza por iteraciones sucesivas, permitiendo en todo momento el seguimiento de la evolución del problema. En caso de que el modelo no tendiese al equilibrio el método de las diferencias finitas presenta información de toda la historia hasta que se produzca el colapso. Igualmente este programa

El Módulo volumétrico (K), el Módulo de corte (G), la Cohesión (C), el ángulo de fricción (ϕ) y la Densidad (ρ).

El módulo volumétrico (K) y el módulo cortante (G) se pueden obtener a partir del módulo de Young (E) y el coeficiente de Poisson (ν), aplicando las siguientes expresiones:

$$K = \frac{E}{3*(1-2\nu)}$$

$$G = \frac{E}{2*(1+\nu)}$$

Litología	RMR	Propiedades elásto-plásticas						γ (Kg/m ³)	Ko
		E (MPa)	K (MPa)	G (MPa)	ν	C' (MPa)	ϕ (°)		
T1	40	1764,41	1176,27	705,76	0,25	0,215	43,7	2630	0,9
Cuaternario Q	---	48,03	40,02	18,47	0,3	0,0005	38	2000	0,5

Tabla 13. Propiedades elastoplásticas de los materiales

4.3.2 PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

- HORMIGÓN PROYECTADO Y CERCHA

El hormigón proyectado y la cercha, son considerados en el modelo como una sección equivalente y simulados mediante elementos unidimensionales, unidos entre nodos consecutivos y situados en el perímetro de excavación, formando así una viga continua que cubre el contorno de la excavación. Dicho elemento tiene un comportamiento elástico lineal, por lo que es necesario comprobar en cada fase que las tensiones generadas no superen el límite admisible del material.

El programa FLAC necesita como datos previos del hormigón la resistencia (f_{cm}) y el modulo de Young (E).

Para un hormigón proyectado, HP-40 MPa con 40 kg/m³ fibras.

$$E_{ci} = 8500 \sqrt[3]{f_{cm}}$$

$$f_{cm}(t) = f_{cm}(28 \text{ días}) * e^{\{s * [1 - (28/t)^{1/2}]\}}$$

Donde $f_{cm}(28 \text{ días})$ es la resistencia media del hormigón a 28 días en condiciones normalizadas, $f_{cm}(t)$ es la resistencia media del hormigón a la edad de t días, (t) es la edad en días, y (s) es el coeficiente dependiente del tipo de cemento ($s = 0,2$)

Utilizando dichas ecuaciones obtenemos el modulo de young a diferentes días:

$$E(1 \text{ día}) = 21834 \text{ Mpa}$$

$$E(3 \text{ días}) = 25348 \text{ Mpa}$$

$$E(7 \text{ días}) = 27197 \text{ Mpa}$$

$$E(28 \text{ días}) = 29070 \text{ Mpa}$$

Otras propiedades necesarias para la modelización son; las dimensiones de los elementos, el momento de Inercia de la viga, y el modulo E del acero.

El programa FLAC considera que los elementos estructurales tienen un comportamiento elástico, por lo que es necesario comprobar que las tensiones en equilibrio no superen las admisibles por el material.

Para el cálculo de las tensiones a las que está sometido el sostenimiento se ha utilizado el criterio de Navier, definido por las siguientes expresiones:

$$\sigma_c > A/S + [M*(b/2) / I] \quad \sigma_c > A/S - [M*(b/2) / I] > \sigma_t$$

Donde (σ_c) es la resistencia a compresión simple del material (Mpa), (A) la Fuerza axial en (MN), (S) la Sección recta (m^2), (M) el Momento flector (m.MN), (B) el espesor o canto (m), (σ_t) la Resistencia a tracción (Mpa), y (I) el Momento de inercia (m^4)

En el modelo utilizado el hormigón considerado es el del proyecto original con una resistencia a compresión simple de 40 Mpa. La resistencia a tracción, según la EHE:

$$\sigma_t = 0.21 * (\sigma_c)^{2/3}$$

$$\sigma_t = 2.45 \text{ Mpa}$$

y para comprobar la resistencia a cortante de la sección se ha utilizado la siguiente expresión de la EHE:

$$\tau = 0.50 * (\sigma_c)^{0.5}$$

- BULONES

Los bulones se simulan mediante elementos unidimensionales, que están unidos por nodos a la malla, y presentan un comportamiento que simula el anclaje entre el bulón y el terreno.

Las propiedades asignadas a dichos elementos corresponden a los bulones normalmente utilizados en el sostenimiento de túneles: barras corrugadas de acero de 25 mm. Anclado con resina.

Sus propiedades principales son:

Modulo de elasticidad del acero del bulón E	: 210000 MPa
Diámetro de la barra	: 25 mm,
Límite de rotura	: 20 Ton.
Límite de rotura de la unión bulón – terreno	: 32 ton/m, y
Módulo de rigidez de la unión bulón – terreno	: 28 ton/m.

4.3.3 DESCRIPCIÓN DE LA SECCION TIPO

Para el análisis de la excavación y sostenimiento del túnel se ha creado un modelo bidimensional formado por un mallado de 150 x 150. Las dimensiones de los elementos son variables, de manera que en el contorno de la excavación es inferior y va aumentando hacia los extremos del mallado. Estos datos se consideran correctos para el análisis correcto de las tensiones inducidas en la excavación y en los elementos estructurales.

Las medidas del modelo son de 47 m de altura por 80 m de ancho, la cobertura del terreno sobre la clave del túnel tiene una altura de 10 m.

Las tensiones iniciales del terreno han sido asignadas mediante un campo litoestático, calculado de la siguiente manera:

$$S_{yy} = \rho \cdot z \cdot g$$

$$S_{xx} = S_{zz} = K_o \cdot S_{yy}$$

El modelo se ha desarrollado siguiendo las siguientes fases de cálculo:

- Se supone un terreno sin excavación y se somete a la presión de campo, se realiza una pasada de asentamiento e inicialización de las tensiones en el mallado.
- Asignación de los parámetros plásticos, simulación de la excavación de la fase de avance, y relajación del 60 % de la presión de campo para simular el Efecto Frente (E.F) = 60 % P_i .

- Posteriormente se aplica el sostenimiento de avance asignado que consta de hormigón (a 3 días) , más 2 bulones en cada hastial, mas perfil HEB 180, y un E.F = 20 % Pi
- Se realiza una fase más en avance con la consideración del hormigón completamente fraguado, y se obtienen los esfuerzos inducidos en la estructura.
- Se inicia la excavación de la destroza fase1 y se aplica el Efecto frente (E.F) = 60 % Pi.
- Se aplica el sostenimiento de la destroza fase1 que consta de hormigón (a 3 días), más 1 bulón en el hastial, mas perfil HEB 180, y un E.F = 20 % Pi, además se inicia excavación de destroza fase2 y se aplica el Efecto frente (E.F) = 60 % Pi.
- Se modificaban los parámetros del sostenimiento en destroza fase1, pasando a hormigón a 7 días y (E.F) = 10 % Pi, además se aplica el sostenimiento en destroza 2 que consta de hormigón (a 3 días), más 1 bulón en el hastial, mas perfil HEB 180, y un E.F = 20 % Pi.
- Se realiza una fase más en destroza con la consideración del hormigón completamente fraguado, más una solera de hormigón armado.

Las medidas exactas de los elementos de sostenimiento se encuentran en plano adjunto de la sección tipo. Figuras 57 y 58.

4.3.4 RESULTADOS OBTENIDOS

- **FASE DE AVANCE**
- **SECCIÓN TIPO A CON PARAGUAS**

Para la sección tipo A con paraguas en la fase de avance el máximo desplazamiento calculado es un descenso de 5 mm en la clave, mientras que en los hastiales el desplazamiento es prácticamente inexistente. (Figura. 34)

A efectos prácticos podría esperarse un descenso de clave y convergencia inferiores a los 10 mm.

Las máximas sollicitaciones sobre el sostenimiento; son en el Axil con un máximo 718 KN, un momento Flector máximo 12,3 KN*m y un cortante máximo de 65 KN. (Figura. 35)

La flexión compuesta se ha comprobado mediante el criterio de Navier, resultando que toda la sección está sometida a compresión y que el factor de seguridad es de 14,4. Considerando un coeficiente de mayoración de cargas de 2 y un coeficiente de minoración de resistencia del sostenimiento de 1,5, el factor de seguridad a compresión resultante es de 4,8.

La comprobación a cortante, considerando únicamente la sección de hormigón da factores de seguridad de 15 y de 5 con mayoración de cargas y minoración de resistencias.

- SECCIÓN TIPO A SIN PARAGUAS

Para la sección tipo A sin paraguas en la fase de avance el máximo desplazamiento calculado se encuentra en la clave, donde se produce un descenso de 18 mm, mientras que en los hastiales los desplazamientos horizontales son prácticamente inexistentes. (Figura. 48)

A efectos prácticos podría esperarse un descenso de la clave y una convergencia inferiores a los 25 mm.

Las máximas sollicitaciones sobre el sostenimiento, son en el Axil con un máximo de 876 KN, un momento flector máximo de 12,7 KN*m y un cortante máximo de 64 KN. (Figura. 49)

Igual que en la modelación con paraguas, la flexión compuesta se ha calculado con el criterio de Navier, resultando que toda la sección está sometida a compresión, con un factor de seguridad resultante de 9,3. Considerando un coeficiente de mayoración de cargas de 2 y una minoración de resistencia del sostenimiento de 1,5, el factor de seguridad se reduce a 3,1.

La comprobación a cortante, considerando únicamente la sección de hormigón, presenta valores similares a los obtenidos en la sección con paraguas.

• FASE DE DESTROZA

- SECCIÓN TIPO A CON PARAGUAS

En la Figura Nº41 se presentan los desplazamientos calculados para esta fase, y se comprueba que la fase de destroza no produce ningún incremento en el descenso de la bóveda ni en los desplazamientos horizontales.

A efectos prácticos y en función de la sistemática de excavación de la destroza se puede esperar descensos de la clave y convergencias inferiores a los 15 mm.

En la figura Nº 42 se presentan las máximas sollicitaciones sobre el sostenimiento; con un Axil máximo de 687 KN, un momento flector de 19 KN*m, y cortante máximo de 34 KN.

La flexión compuesta se ha comprobado mediante el criterio de Navier resultando unos factores de seguridad a compresión iguales a los de la sección en avance. Por el contrario aparecen unas tracciones en la conexión entre el avance y la destroza del orden de -1.3 MPa, las cuales son asumidas sobradamente por la cercha con altos coeficientes de seguridad.

En la comprobación a cortante, considerando únicamente la sección de hormigón se obtiene factores superiores a 10.

- SECCIÓN TIPO A SIN PARAGUAS

Al igual que en la sección con paraguas, la excavación de la destroza no produce nuevo descenso de la bóveda ni un incremento en las convergencias.

A efectos prácticos cabe esperarse en la fase de sección completa un descenso de la clave y unas convergencias inferiores a los 30 mm.

En la figura Nº 55 se presentan las máximas solicitaciones sobre el sostenimiento; con un Axil máximo de 890 KN, un momento flector de 22,5 KN*m y un cortante máximo de 59,7 KN.

A flexión compuesta se ha comprobado que los coeficientes de seguridad a compresión resultan del orden de 7,7. Considerando un coeficiente de mayoración de cargas y minorando las resistencias con un factor de 1,5, el coeficiente de seguridad a compresión se reduce a 2,6.

Aparecen zonas traccionadas en los hombros de la sección y en el empalme del avance con la destroza, con los valores similares a los registrados en la sección con paraguas (1,3 MPa), los cuales son asumidos sobradamente por la cercha con valores altos de coeficiente de seguridad.

En la comprobación a cortante, considerando únicamente la sección de hormigón, se obtienen factores de seguridad superiores a 17, y aplicando un coeficiente de minoración de resistencia del sostenimiento de 1,5, se obtiene un factor de seguridad mínimo de 5,6.

5. CONCLUSIONES

Se ha aplicado un procedimiento de reconocimiento del terreno basado en los métodos convencionales de prospección, que han permitido determinar la disposición de los materiales encontrados y la estratificación de los mismos.

Se ha generado un perfil longitudinal detallado de la zona en estudio, que representa el cambio evidenciado en superficie, referenciado a la capa de material del cuaternario que se introduce previsiblemente hasta en 1, 5 m en la futura sección del túnel.

La clasificación geomecánica del terreno realizada desde el proyecto y los resultados de las prospecciones, han permitido realizar una mejor caracterización de los materiales en la zona de estudio, los materiales superficiales, cuaternarios, presentan bajas velocidades de (600 - 950 m/s), y los materiales del sustrato del triásico presentan una buena calidad con velocidades de entre 2000 y 2500 m/s y un RMR de entre 39 y 57 puntos.

En el resto del tramo estudiado, a partir del Pk 2 +820, la sección del túnel encaja dentro de materiales rocosos del Buntsandstein, constituidos por limolitas y areniscas consolidadas, de buena calidad geotécnica, dispuestos en capas verticales y orientación perpendicular al túnel.

El material superficial del cuaternario posee unas características granulométricas que permiten la fácil inyección de lechadas del paraguas pesado, por lo que este tratamiento mejora ostensiblemente su calidad geotécnica, convirtiéndolos en un material fuertemente consolidado.

Igualmente en la zona donde el paraguas pesado no llegue y persista la aparición del material de cuaternario, una inyección con lechada de cemento mejoraría sensiblemente la calidad geotécnica, y permitiría el desarrollo de las actividades de excavación sin dificultades significativas.

Dada la utilización de paraguas pesado, con inyección de consolidación, y a la vista de la calidad geotécnica de las areniscas y limolitas del Buntsandstein, presentes en la mayor parte de la sección de excavación, se considera excesiva la definición del proyecto de utilizar la sección tipo III-a en el tramo de estudio, y en particular el uso de elementos constitutivos como son las patas de elefante y contra bóveda.

De los resultados obtenidos del cálculo de la nueva sección "TIPO A", definida como propuesta de modificación de sostenimiento en la zona de estudio, se puede explicar qué;

En los casos de la sección "tipo A" con paraguas, se presentan unos desplazamientos máximos de hasta 5 mm, producidos por el descenso en la clave, pero reconociendo la simplificación del modelo utilizado podrían llegar a esperarse descensos y convergencias puntuales en torno a los 10 mm en avance y 15 mm en destroza.

En la sección “tipo A” sin paraguas con inyecciones de consolidación previas necesarias, se presentan desplazamientos máximos de hasta 18 mm, que debido a la modelización pueden estar alrededor de los 25 mm en avance y 30 mm en destroza.

Dado que los cálculos del sostenimiento se han realizado finalmente teniendo en cuenta la colocación de 3 bulones por hastial, y que los resultados han sido correctos, cabe destacar que para un tema más de estabilidad local por posibles cuñas, se recomienda la colocación de 4 bulones en hastial en la sección con paraguas y 5 bulones por hastial para la sección con inyecciones.

Que el sostenimiento calculado cumple satisfactoriamente con los requerimientos exigidos por el terreno, con factores de seguridad apropiados. Por lo que su uso es adecuado en las condiciones de contorno fijadas.

BIBLIOGRAFIA

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, WEST CONSHOHOCKEN, PA. ASTM D1586-99 "Standard Test Method for Penetration Test and Split-Barrel Sampling of Soils".

BIENIAWSKI, Z.T. (1979) Tunnel design by rock mass classification: U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Tech. Report GL-79-19, 71p.

BIENIAWSKI, Z. T. (1989) "Engineering Rock Mass Classifications", A Wiley Interscience, USA.

BARTON, N., LIEN, R., AND LUNDE, J. (1974) "Engineering Classification of Rock Masses for the design of Tunnel Support", Rock Mechanics, Vol. 6, No. 4, p. 189-236.

BARTON, N. (1988) "Rock Mass Classification and Tunnel Reinforcement Selection Using the Q-System", Rock Classification Systems for Engineering Purposes, ASTM STP 984, Louis Kirkaldie, Ed., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, p. 59-88.

CALAVERA, J. (1985) Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón armado, INTEMAC.

E. ALONSO. (2009) Apuntes de la asignatura de Túneles, Barcelona, ETSECCPB. Universidad Politécnica de Cataluña (UPC).

ED. LÓPEZ JIMENO. (1997) Manual de túneles, C. Entorno Grafico, Madrid.

MINISTERIO DE FOMENTO. (2011) EHE-08, Instrucción de hormigón estructural

GERARDO GONZÁLEZ ARDILA. (2012) Informe técnico, Cálculo de estabilidad de la nueva sección Tipo de sostenimiento en el túnel del Bajo Pallarés. Pigra Engineering, S.L

HOEK, E y BROWN, E.T. (1985) Excavaciones subterráneas en roca. McGraw-Hill S.A,Mexico, 634 p.

HOEK, E y BROWN, E. (1997) "Practical estimates of rock mass strenght". Int. J. Rock mech. Sci. & Geomech Abstr.

ITASCA CONSULTING GROUP. (1998) FLAC 4.0. User Manual. Minneapolis: Itasca

J.A ROMERO LA CASA, P. L ARROYO RODRÍGUEZ, J. F ALMAZÁN ZAHONERO. (2009) Proyecto constructivo de acondicionamiento de la carretera N-260, eje pirenaico Lleida. Ministerio de Fomento.

JIMÉNEZ MONTOYA, GARCÍA MESEGUER, MORÁN CABRÉ. (2000) Hormigón Armado. Basada en la EHE 14ª Edición. Gustavo Gili S.A. Barcelona.

JIMENEZ SALAS, J.A., JUSTO ALPAÑES, J.L. de y SERRANO, A.A. (1976) Geotecnia y Cimientos II. Mecánica del Suelo y de las Rocas. Ed. Rueda, Madrid. 1186 pp.

JORNADAS TÉCNICAS AETOS, Barcelona, (2012) Túneles en la L.A.V BARCELONA-FORNTERA FRANCESA

JUÁREZ BADILLO, E. Y RICO RODRÍGUEZ, A. (2001) Mecánica de Suelos. 3ra. Ed., Limusa.

MANUAL DE RENDIMIENTO CATERPILLAR (edición 29). (1998), ed. Caterpillar Inc., Peoria, Illinois, EEUU.

M. ROMANA. (2000) Recomendaciones de sostenimientos para túneles.

TERZAGHI, K. (1946) Rock defects and loads on tunnel supports. En Rock tunnelling with steel supports (ed.by Proctor, R.V., and White, T): Publ. by Commercial Shearing and Stamping Co., Youngstown, USA pp.15-99.

TIMOSHENKO S. GOODIER J. N. (1970) Teoría de la elasticidad McGraw-Hill, New York.

A. GRAFICAS DE RESULTADOS DEL CÁLCULO

A.1 TÚNEL CON PARAGUAS A MEDIA SECCIÓN

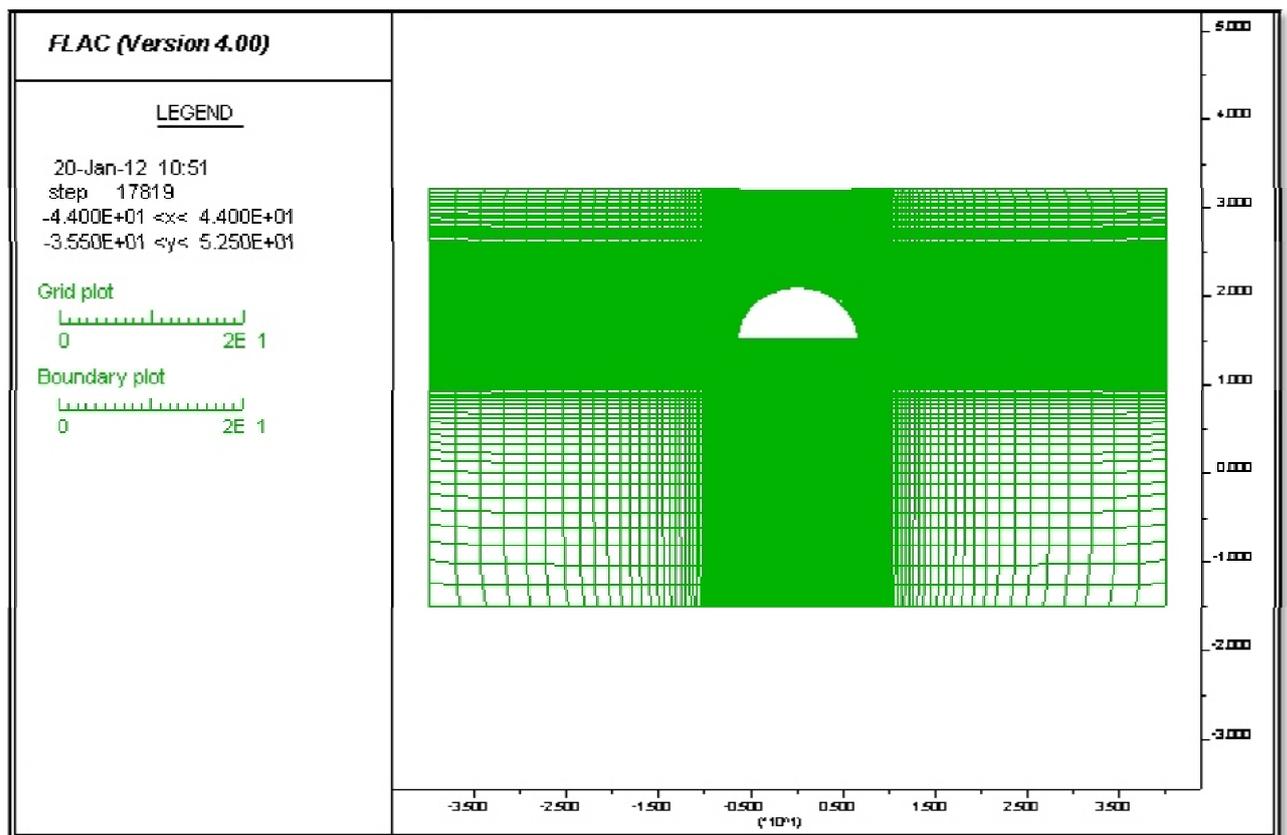


Figura 29. Modelo sección "Tipo A" en Avance.

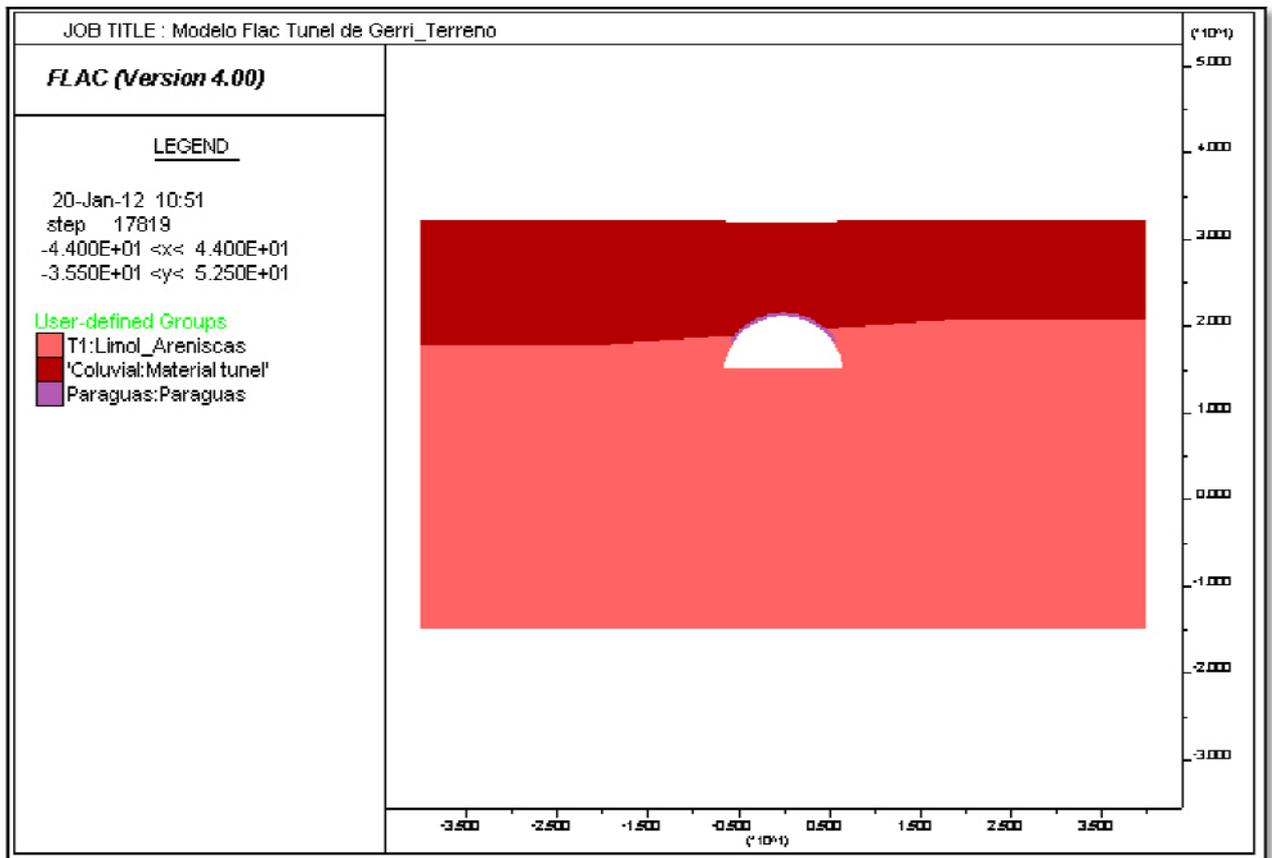


Figura 30. Modelo del terreno. Sección "Tipo A" en Avance.

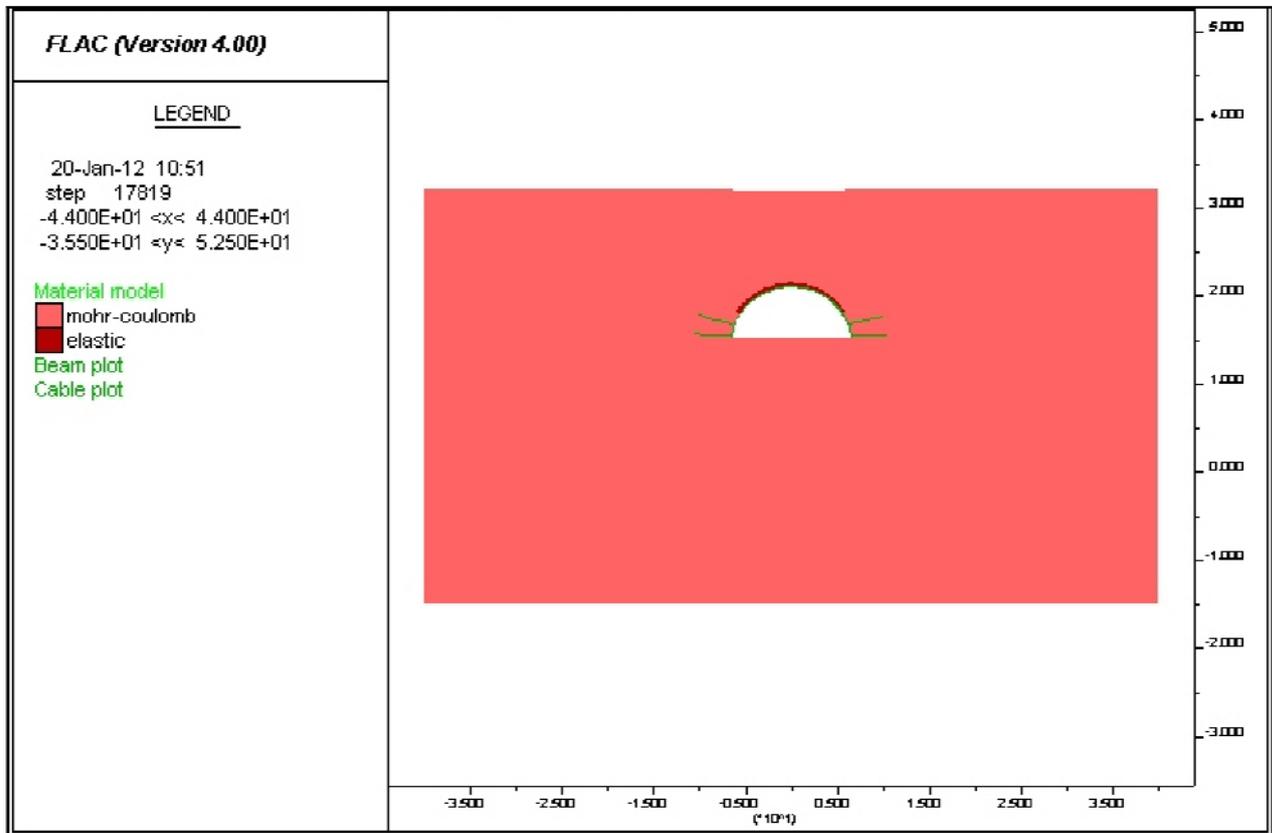


Figura 31. Modelo constitutivo del material y sostenimiento. Sección "Tipo A" en Avance.

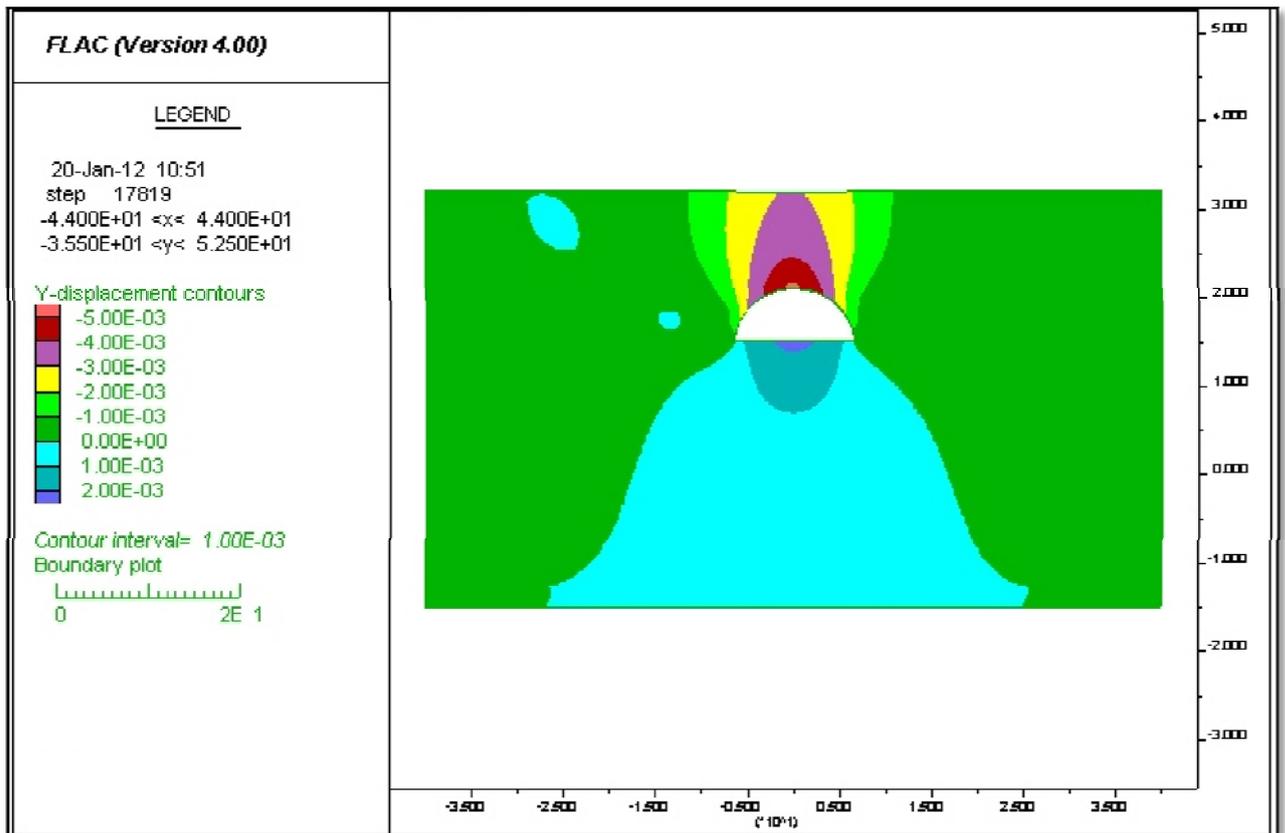


Figura 32. Desplazamientos. Máximo 5.08 mm. Sección "Tipo A" en Avance.

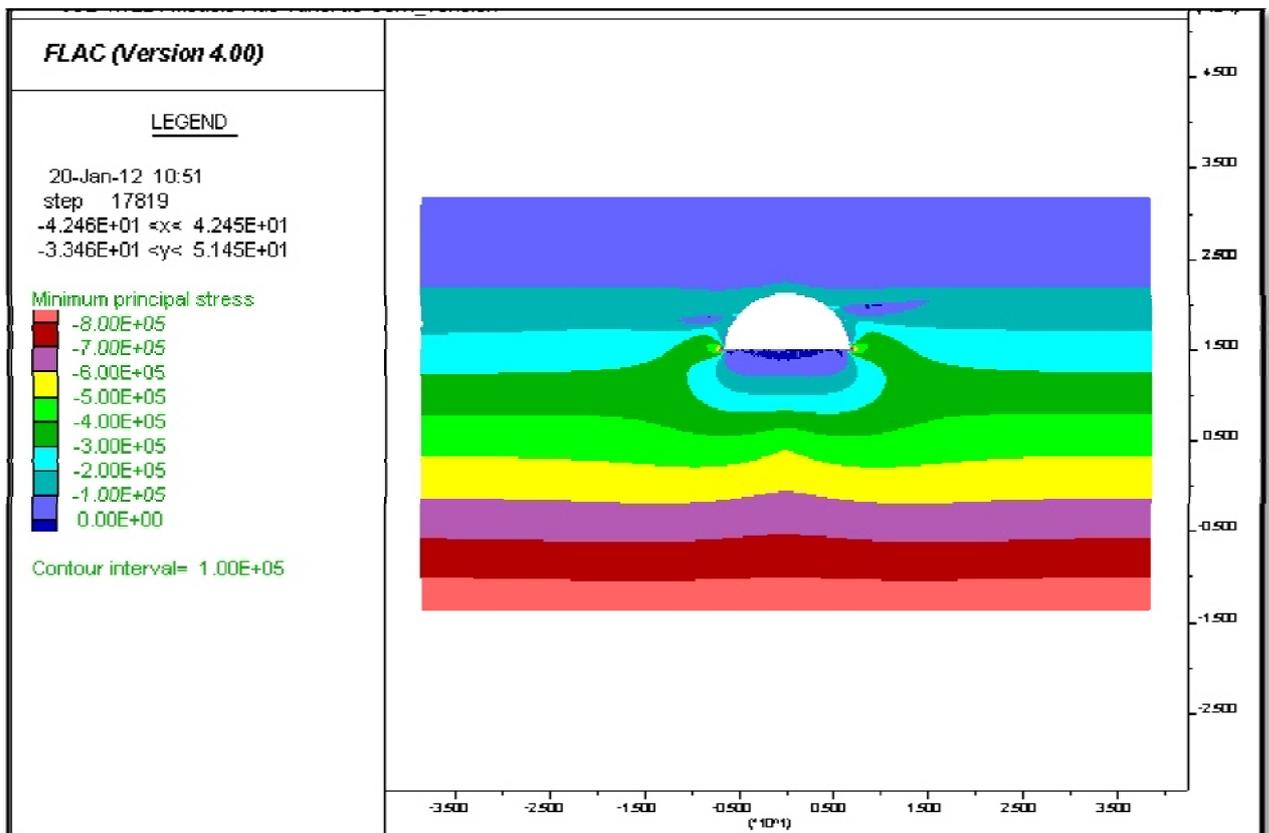


Figura 33. Tensión radial media sobre sostenimiento. Sección "Tipo A" en Avance.

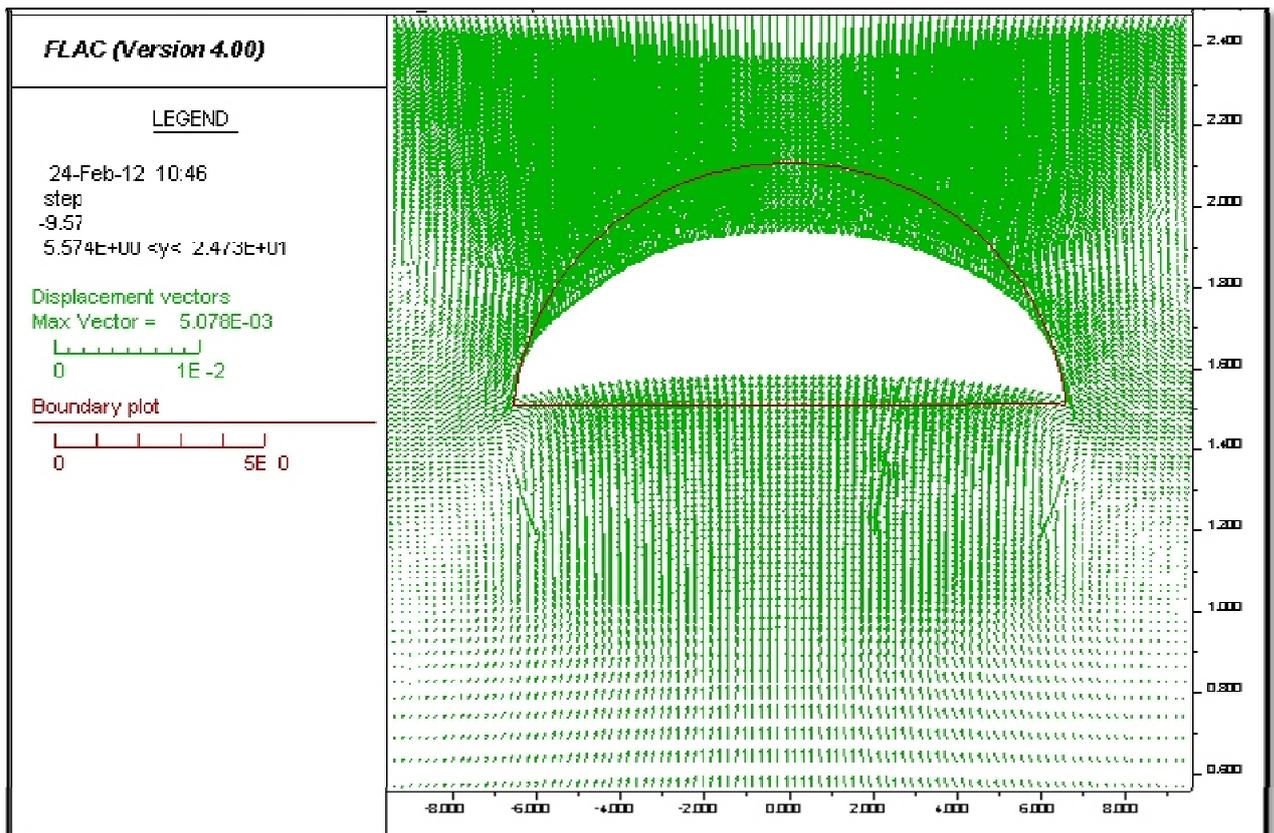


Figura 34. Vector de Desplazamientos. Sección "Tipo A" en Avance.

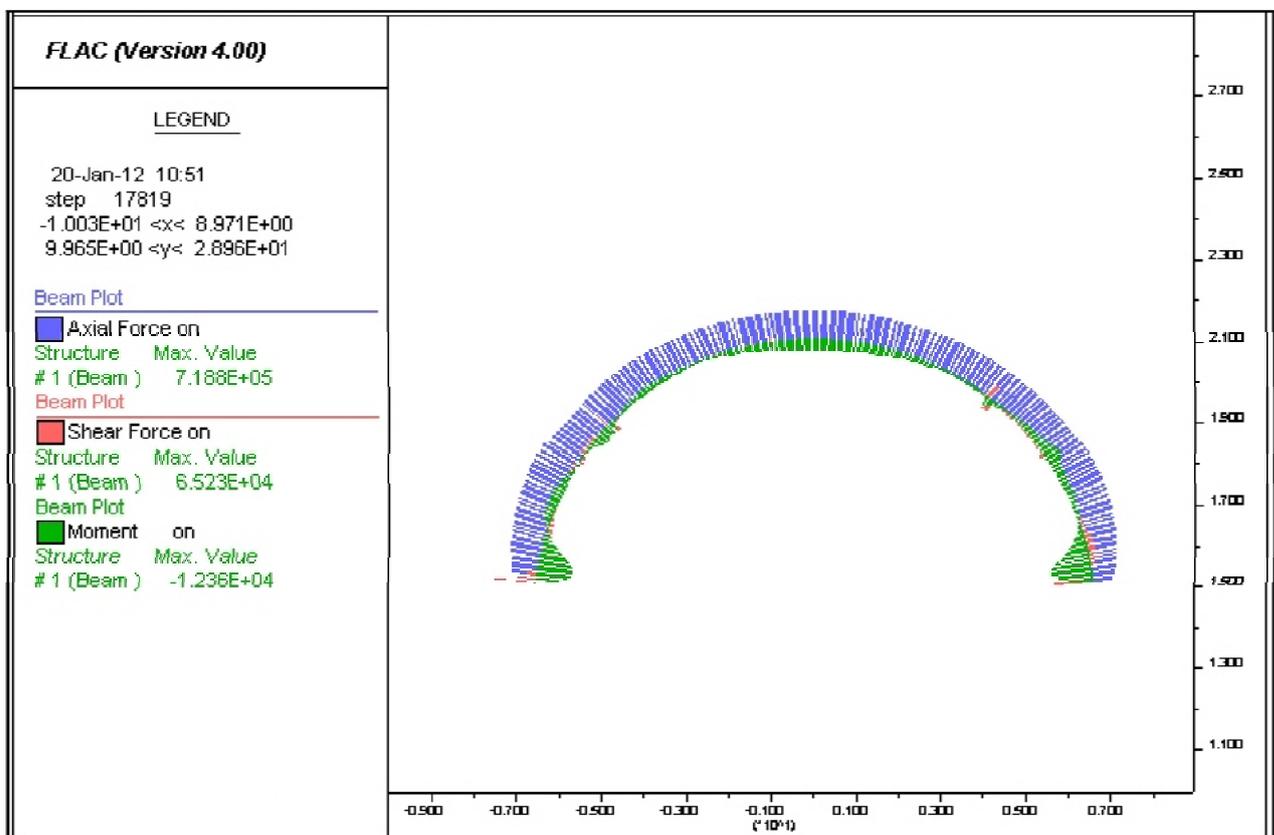


Figura 35. Fuerzas y Momentos del sostenimiento Sección "Tipo A" en Avance.

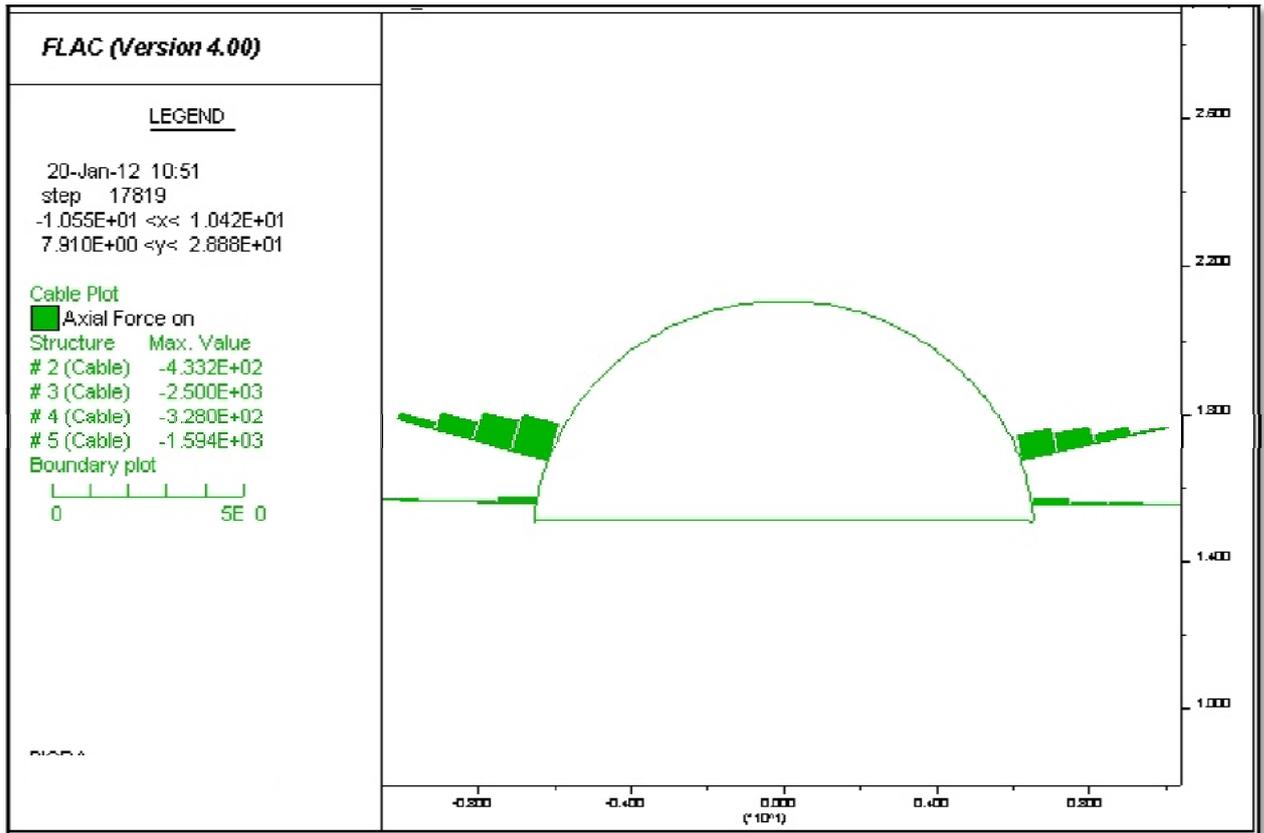


Figura 36. Fuerzas en Bulón. Sección "Tipo A" en Avance.

A.2 TÚNEL CON PARAGUAS A SECCIÓN COMPLETA

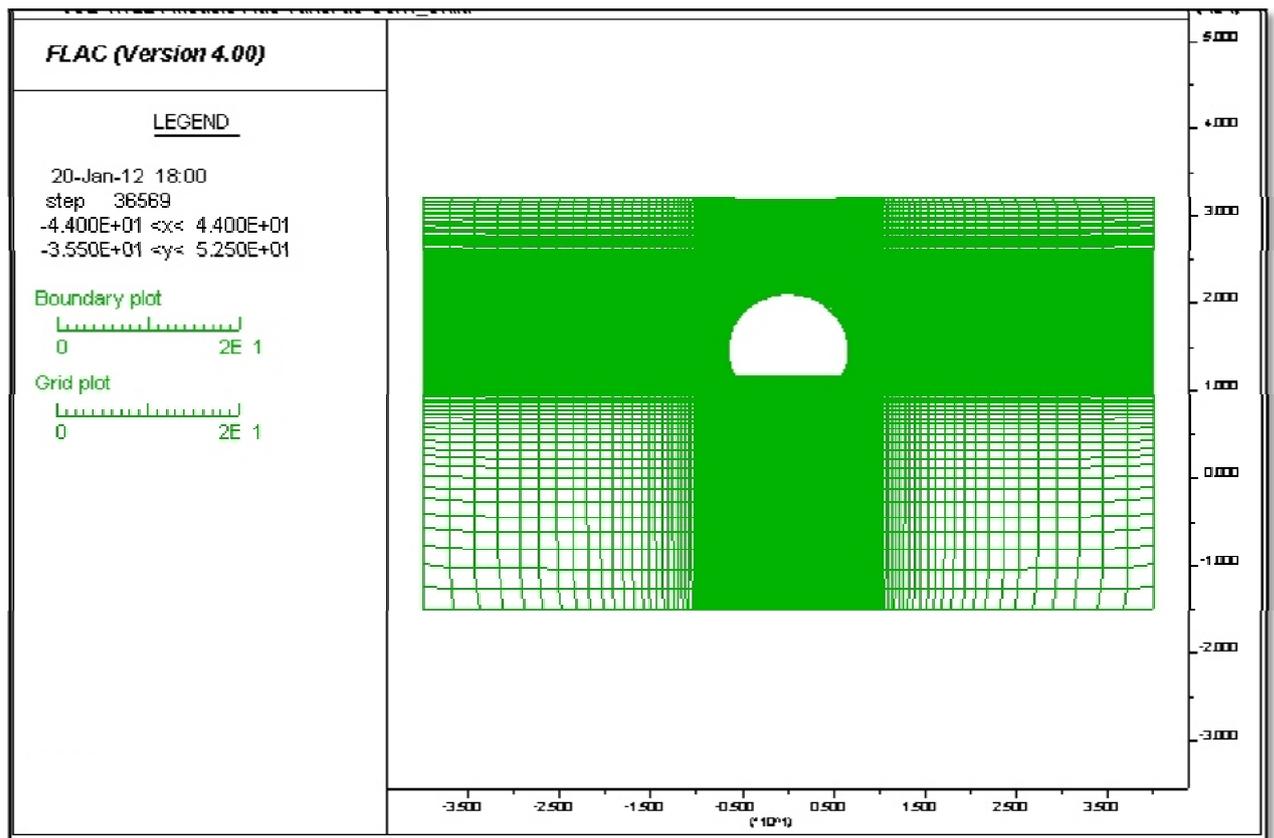


Figura 37. Modelo Sección "Tipo A" en Destroza.

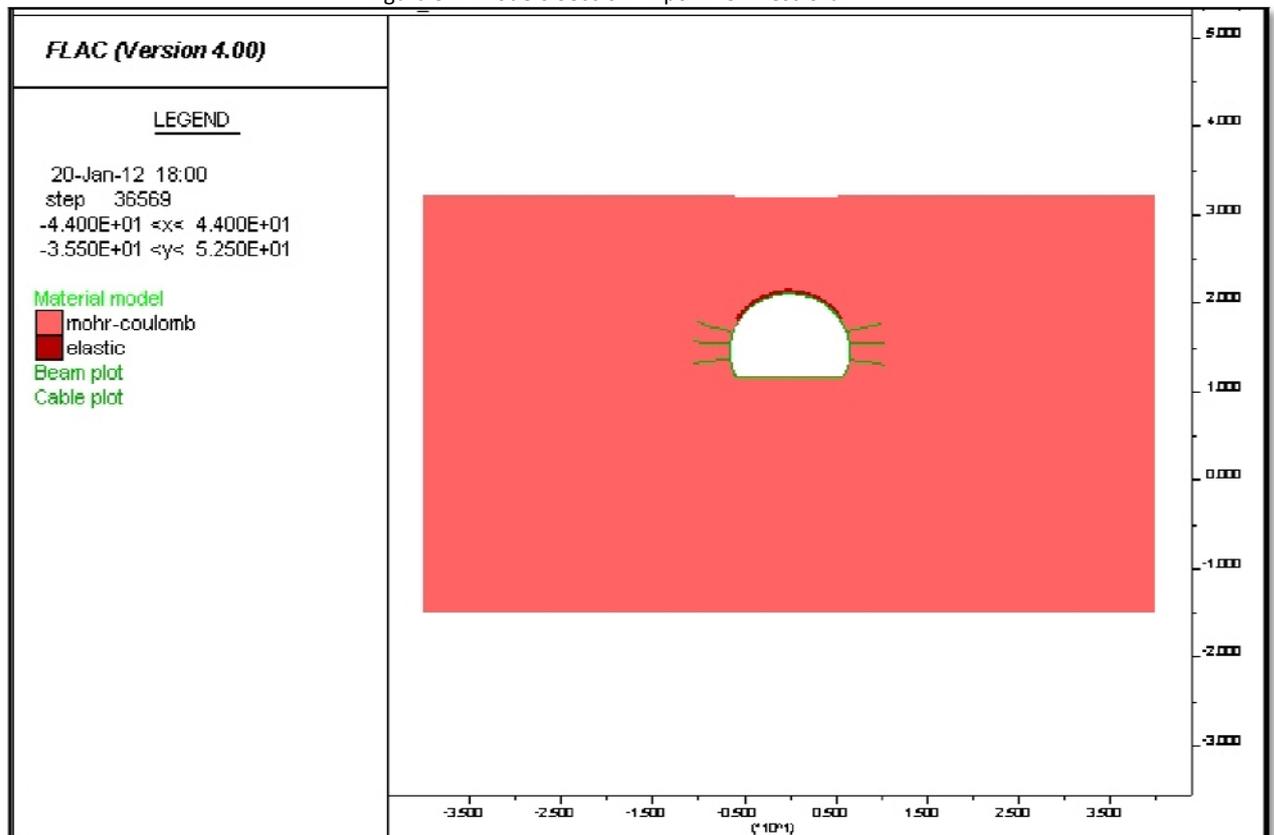


Figura 38. Modelo constitutivo del material y sostenimiento. Sección "Tipo A" en Destroza.

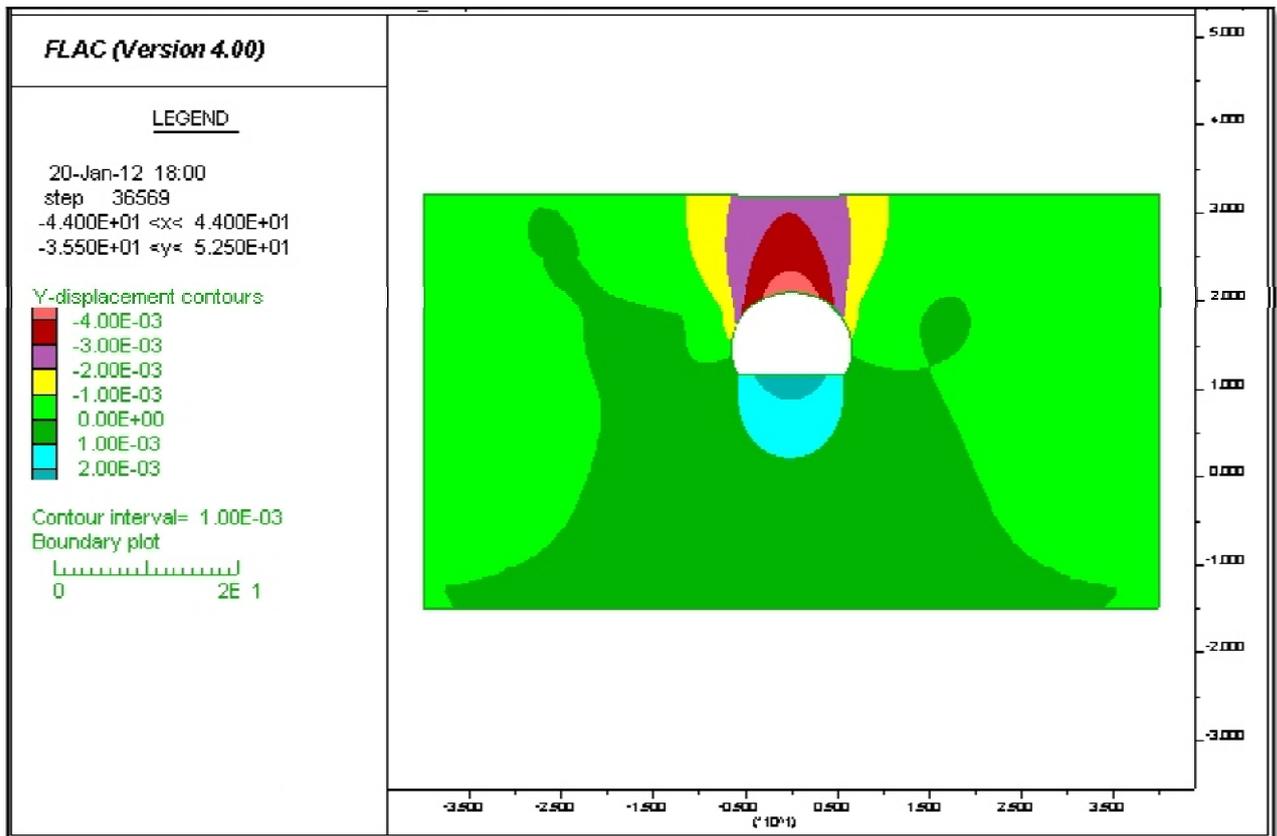


Figura 39. Desplazamientos. Máximo. Sección "Tipo A" en Destroza.

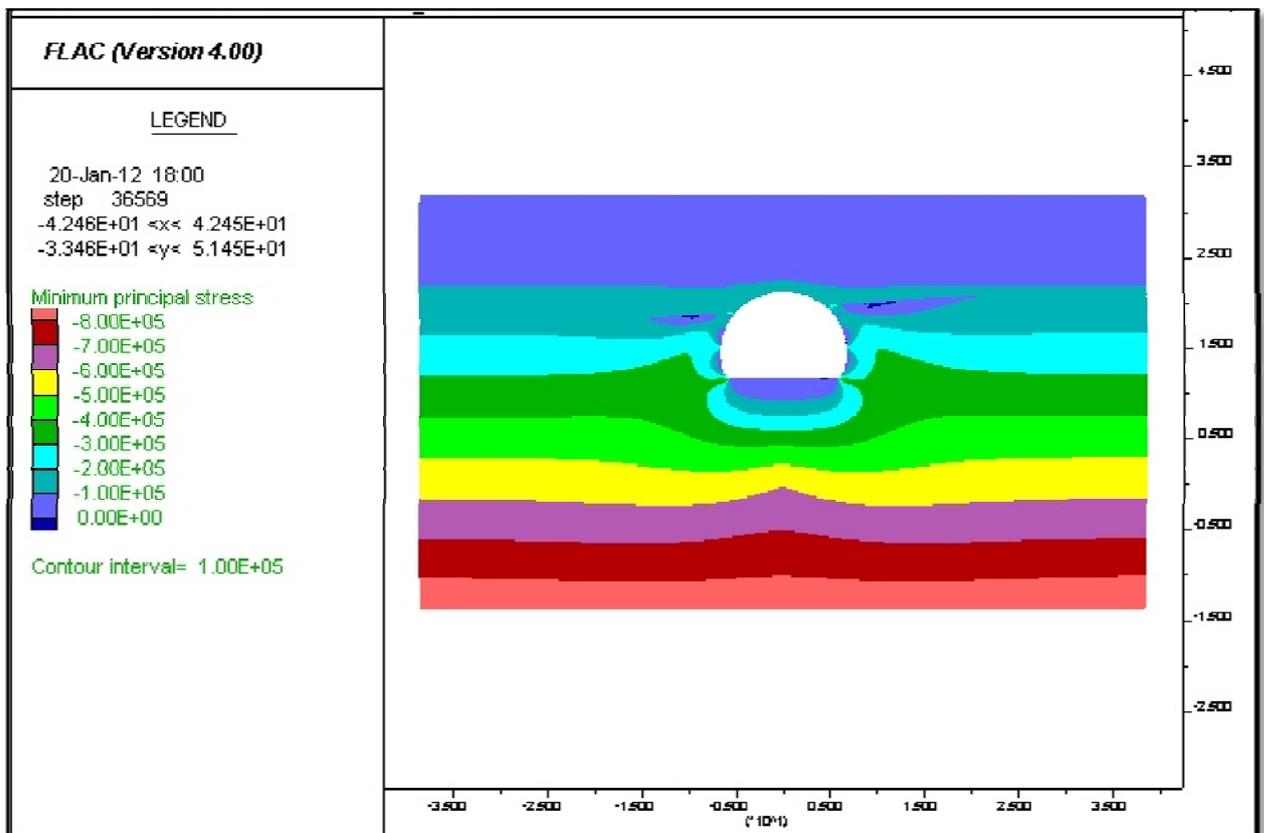


Figura 40. Tensión radial media sobre sostenimiento. Sección "Tipo A" en Destroza.

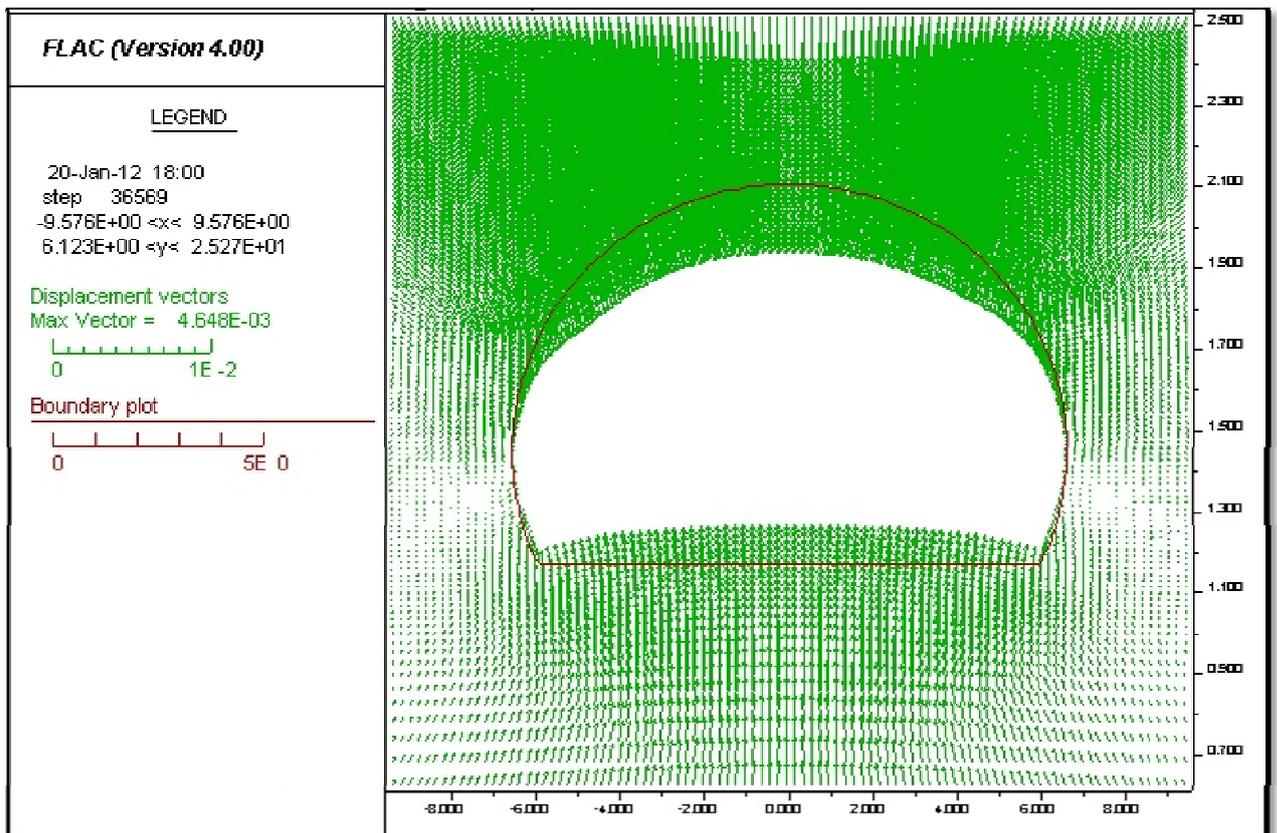


Figura 41. Vector Desplazamientos. Sección "Tipo A" en Destroza.

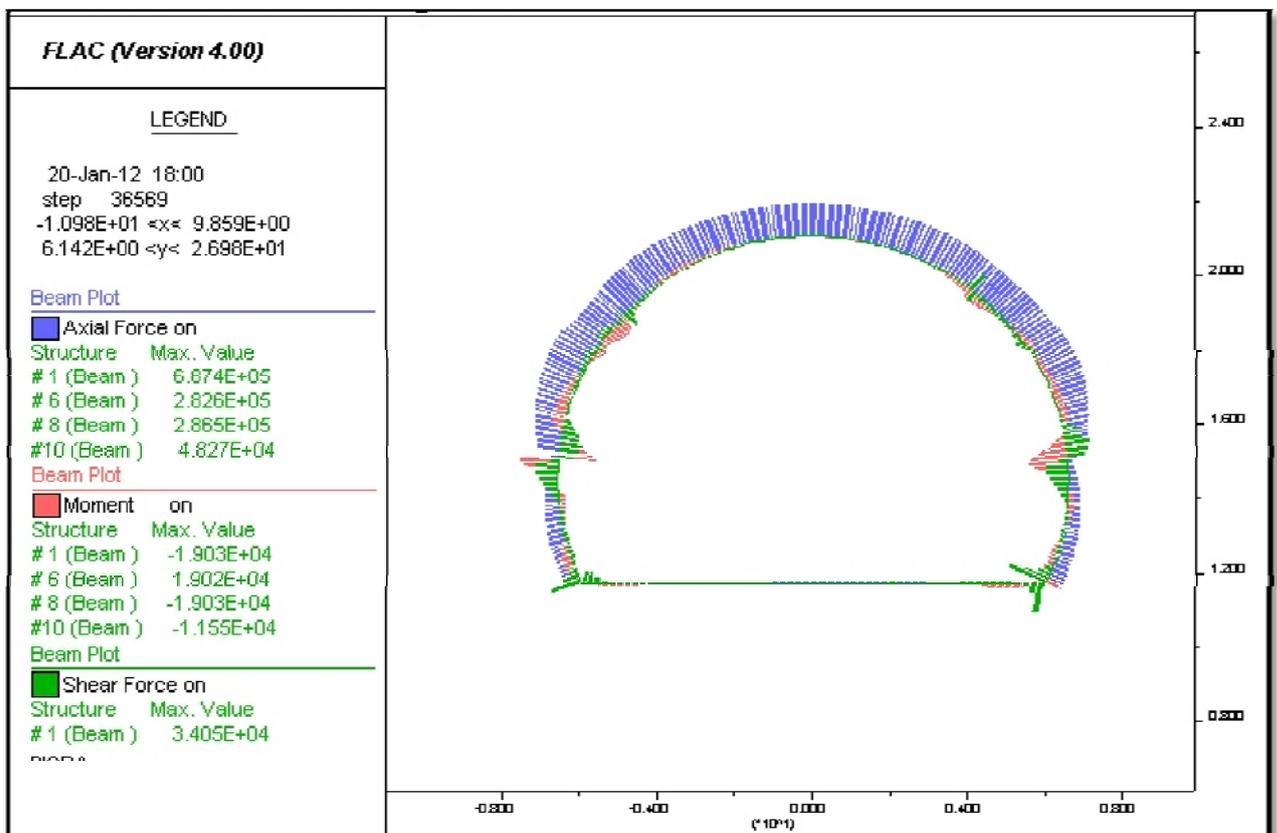


Figura 42. Fuerzas y momentos del sostenimiento. Sección "Tipo A" en Destroza.

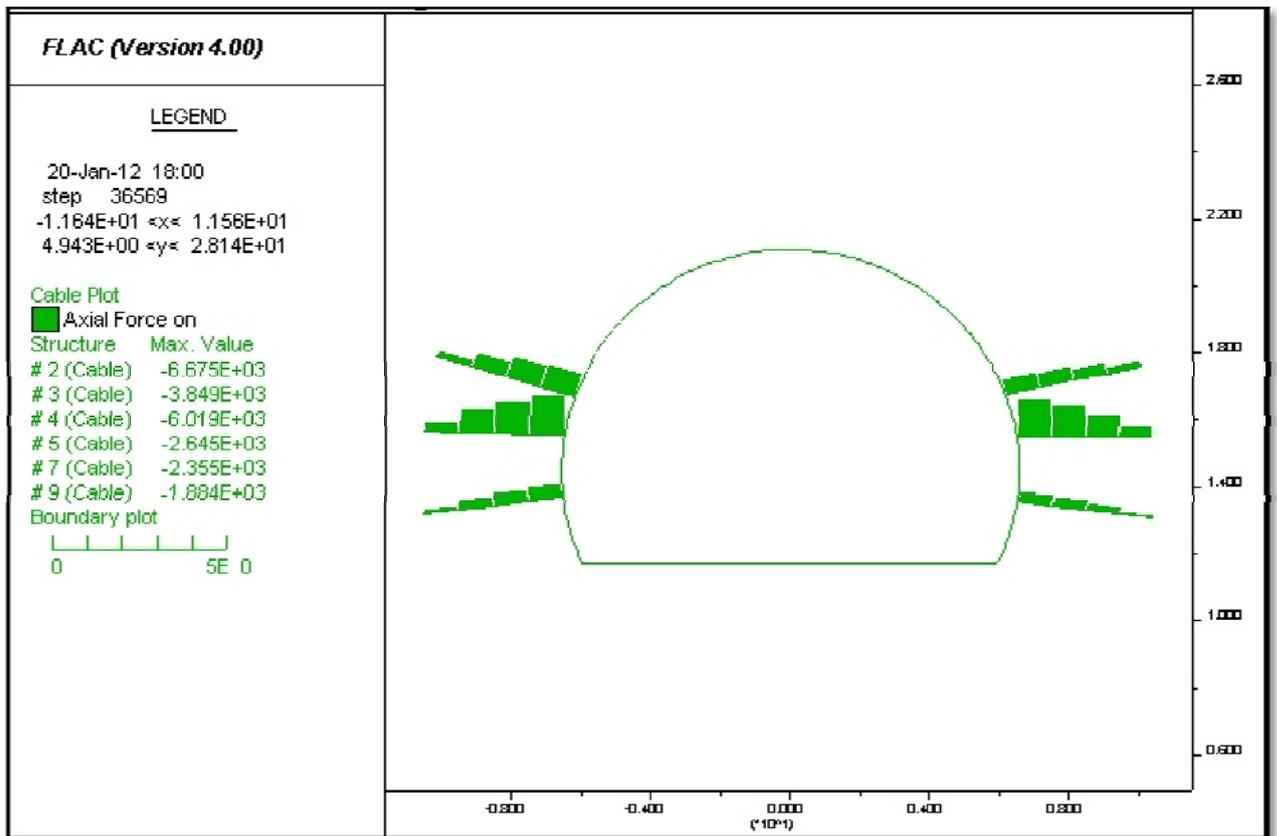


Figura 43. Fuerzas en Bulón. Sección "Tipo A" en Destroza.

A.3 TÚNEL SIN PARAGUAS A MEDIA SECCIÓN

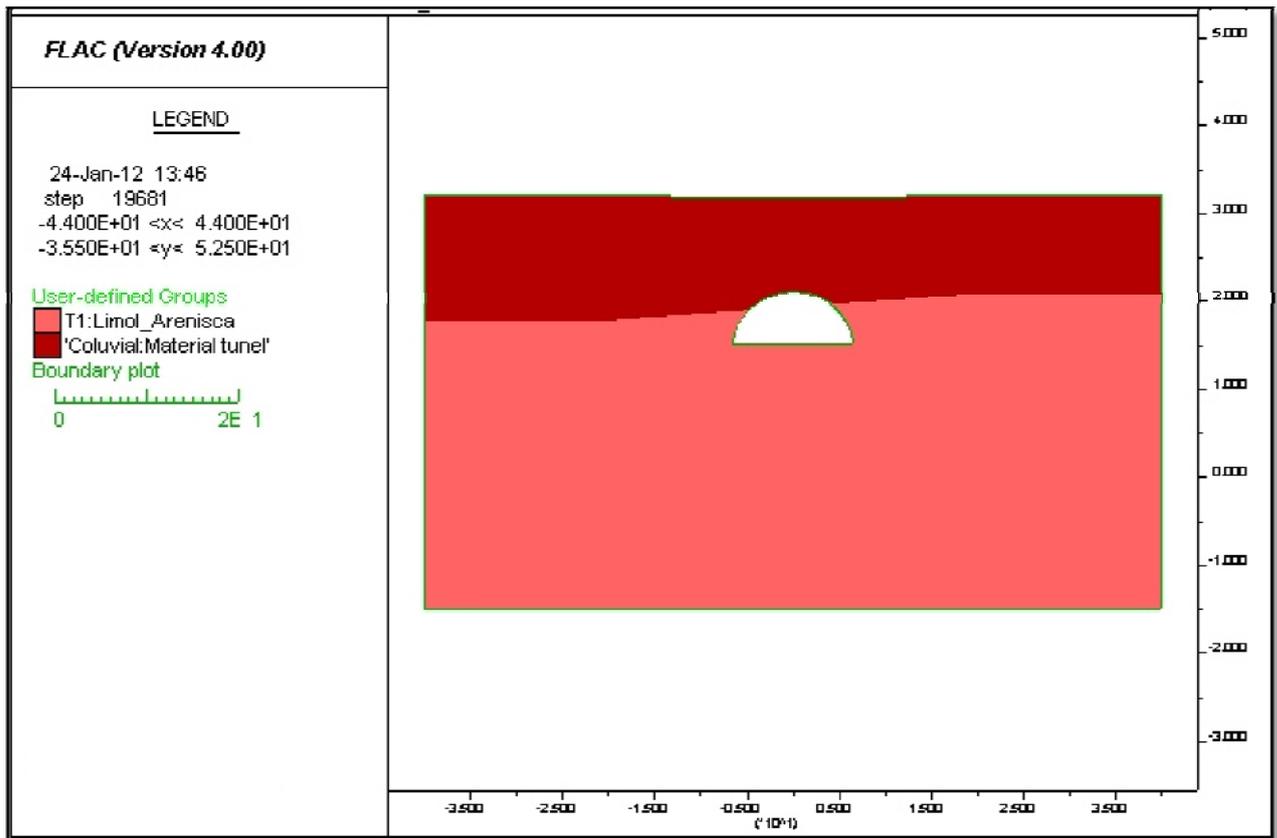


Figura 44. Modelo del terreno. Sección "Tipo A" en Avance.

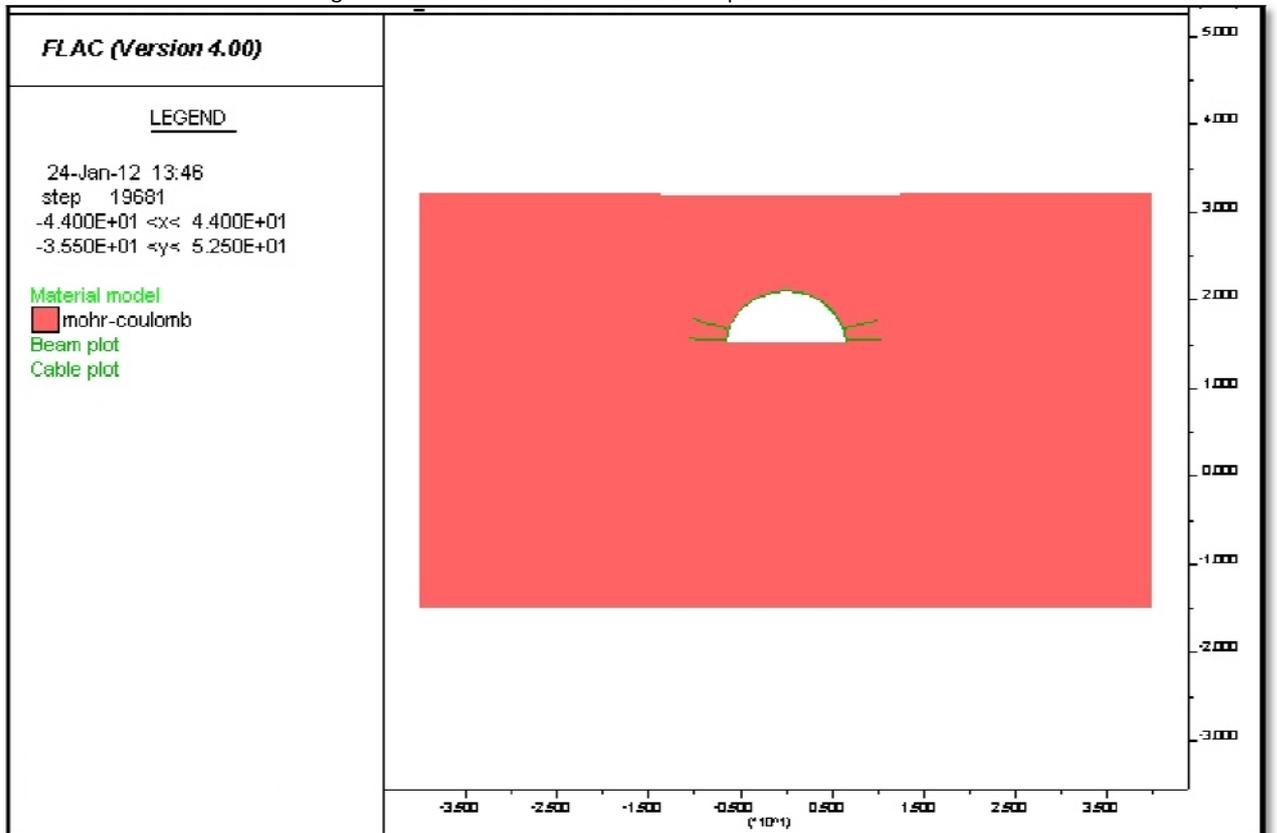


Figura 45. Modelo constitutivo del material y sostenimiento. Sección "Tipo A" en Avance

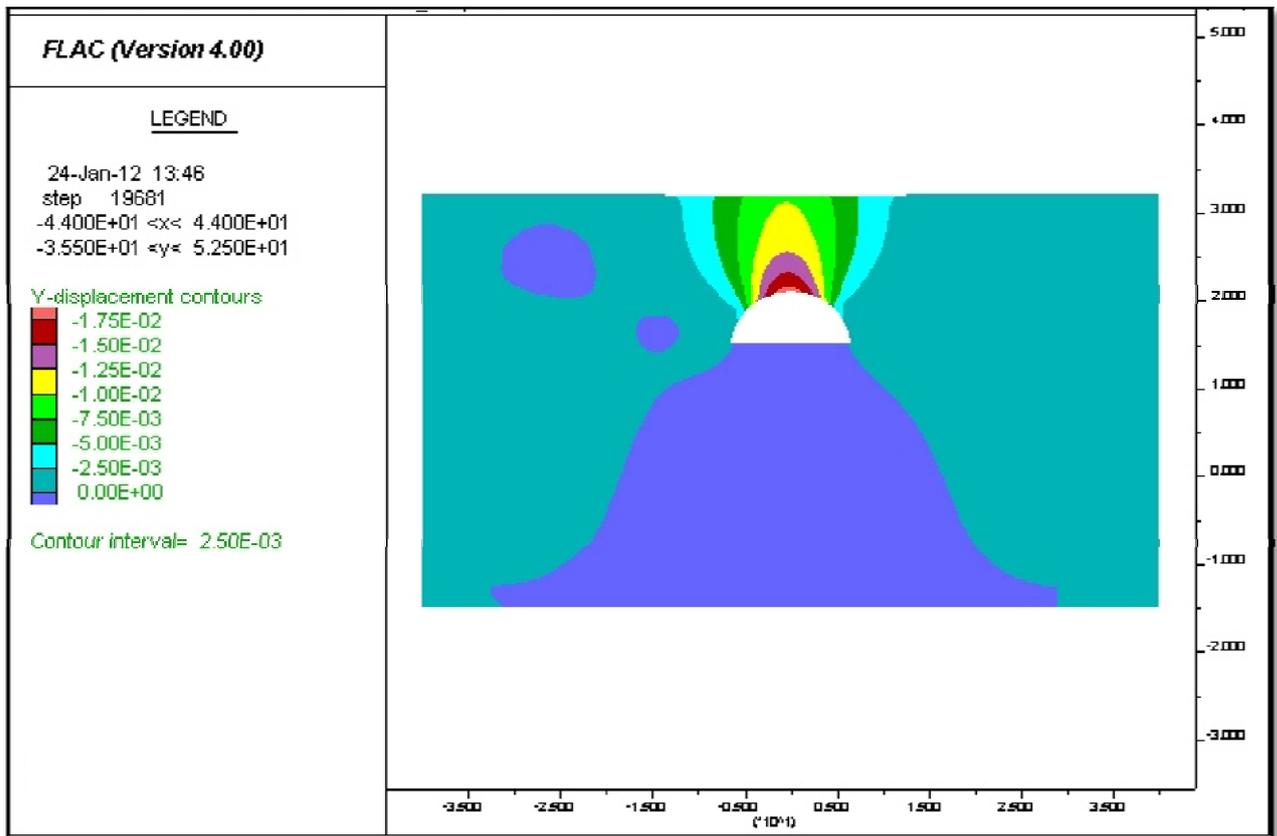


Figura 46. Desplazamientos. Máximo. Sección "Tipo A" en Avance.

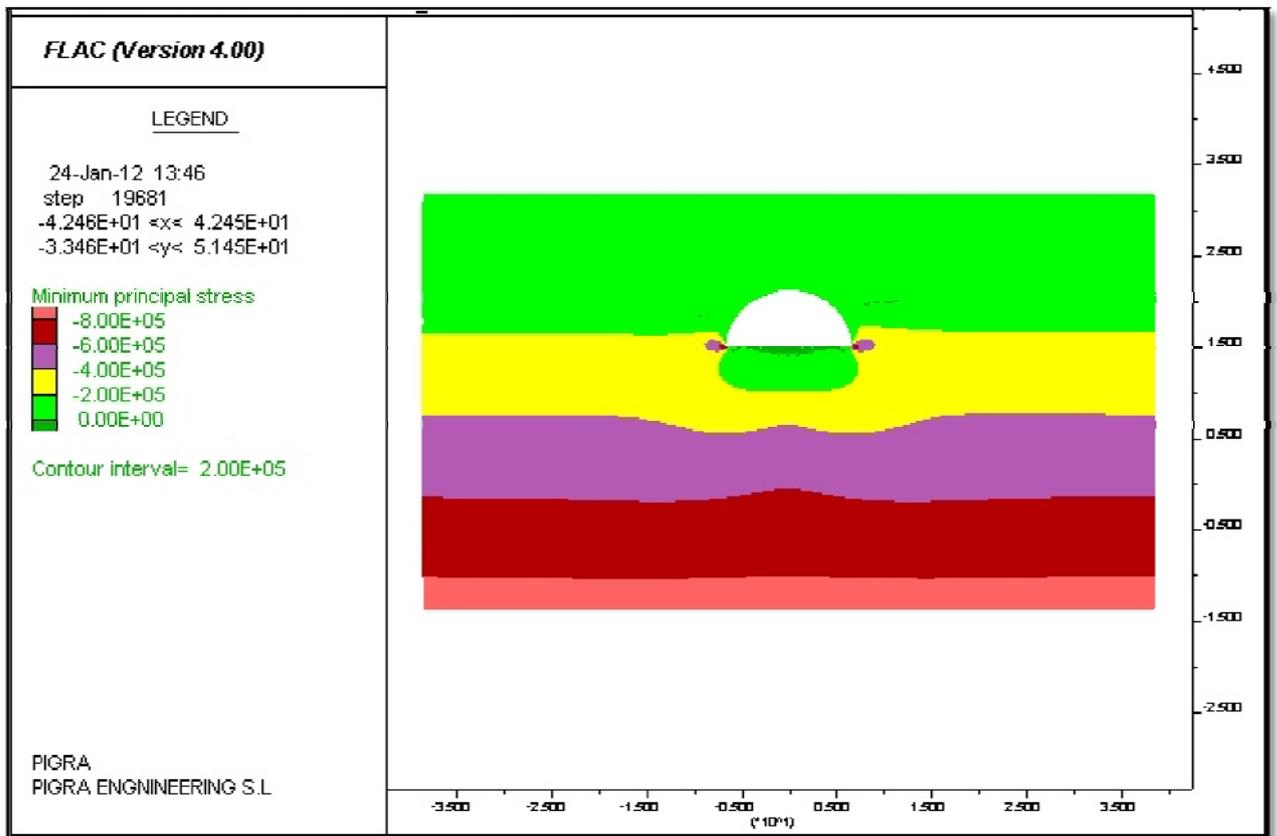


Figura 47. Tensión radial media sobre sostenimiento. Sección "Tipo A" en Avance.

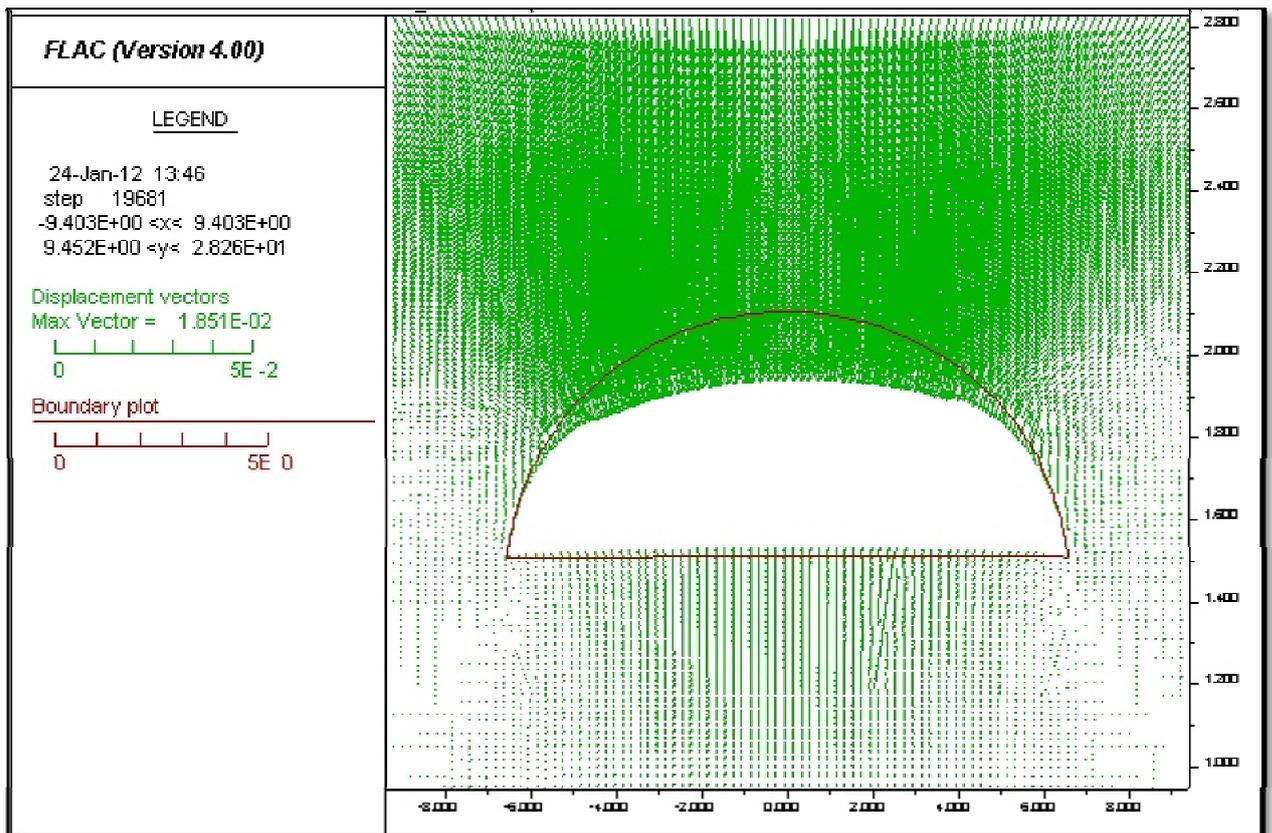


Figura 48. Vector de Desplazamientos. Sección "Tipo A" en Avance.

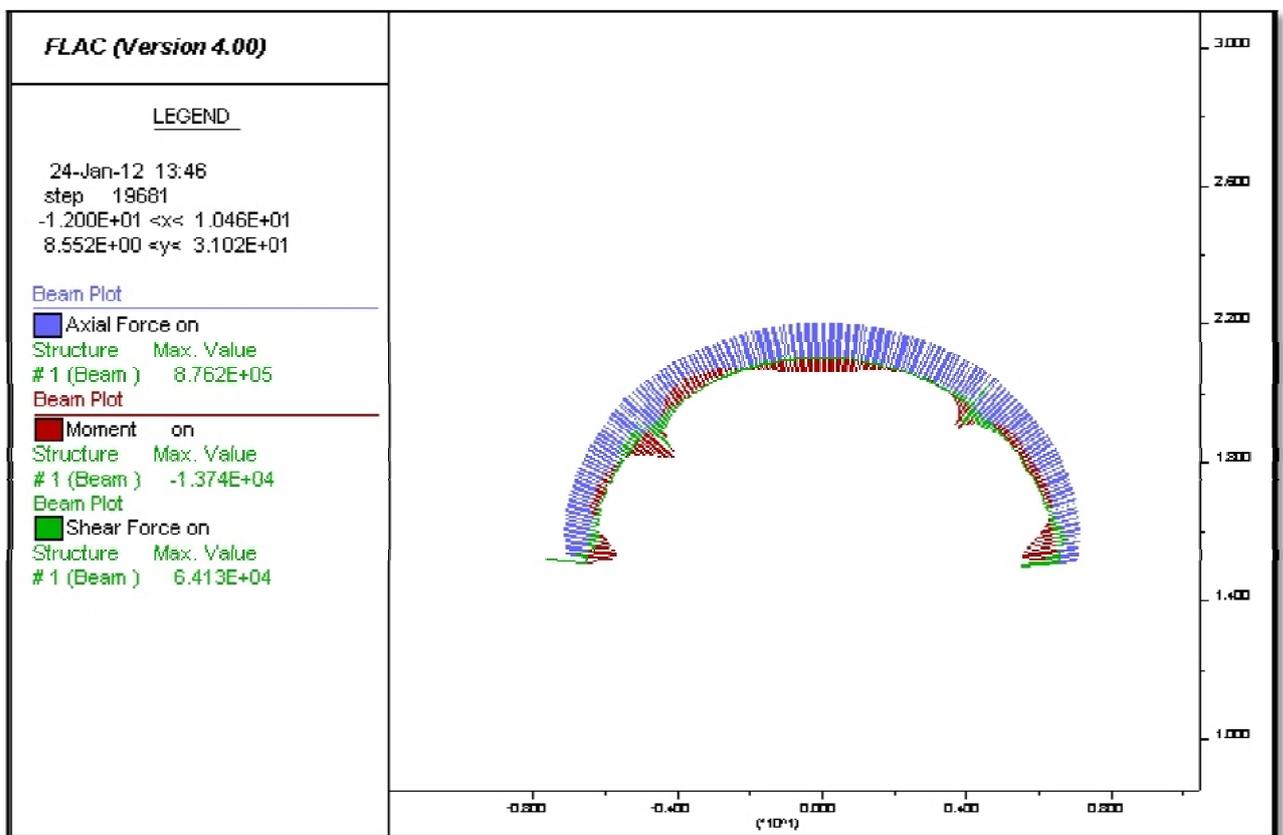


Figura 49. Fuerzas y Momentos del sostenimiento. Sección "Tipo A" en Avance.

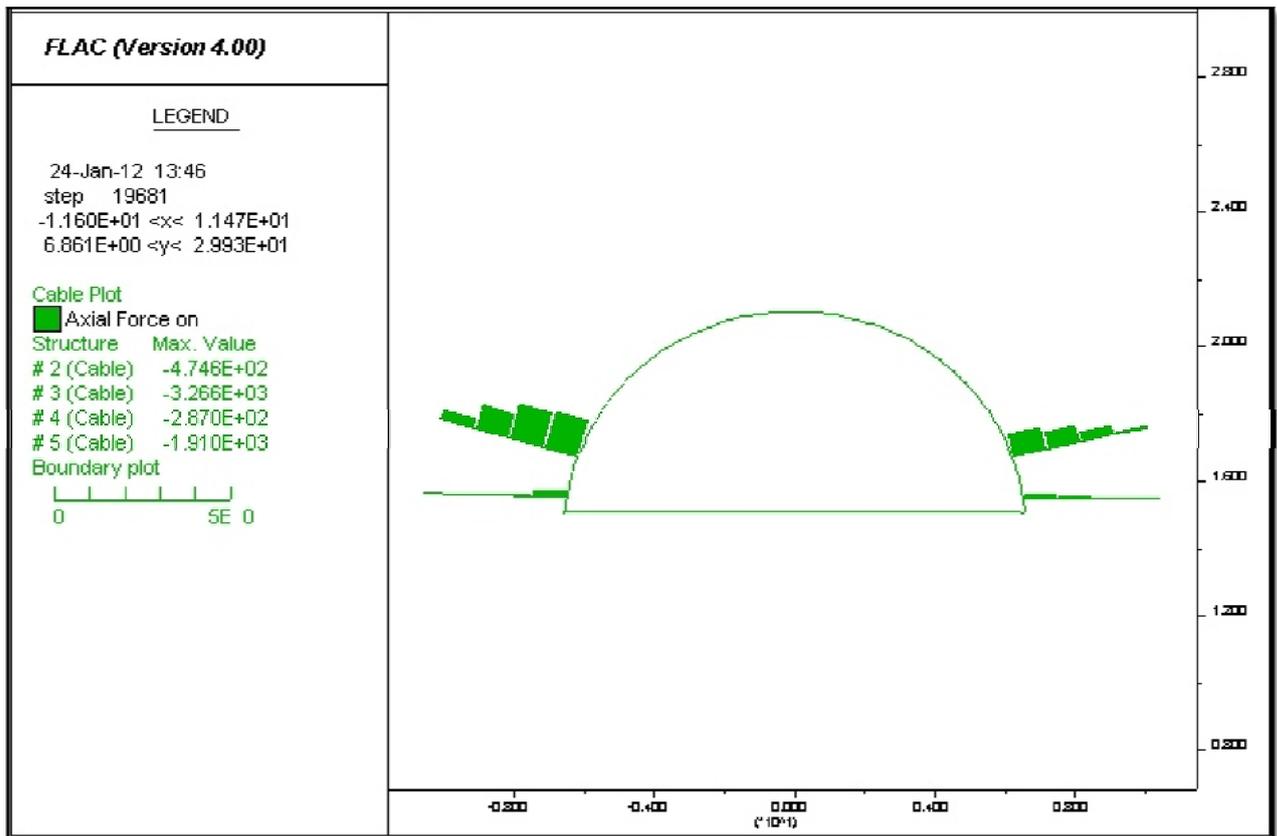


Figura 50. Fuerzas en Bulón. Sección "Tipo A" en Avance.

A.3 TÚNEL SIN PARAGUAS A SECCIÓN COMPLETA

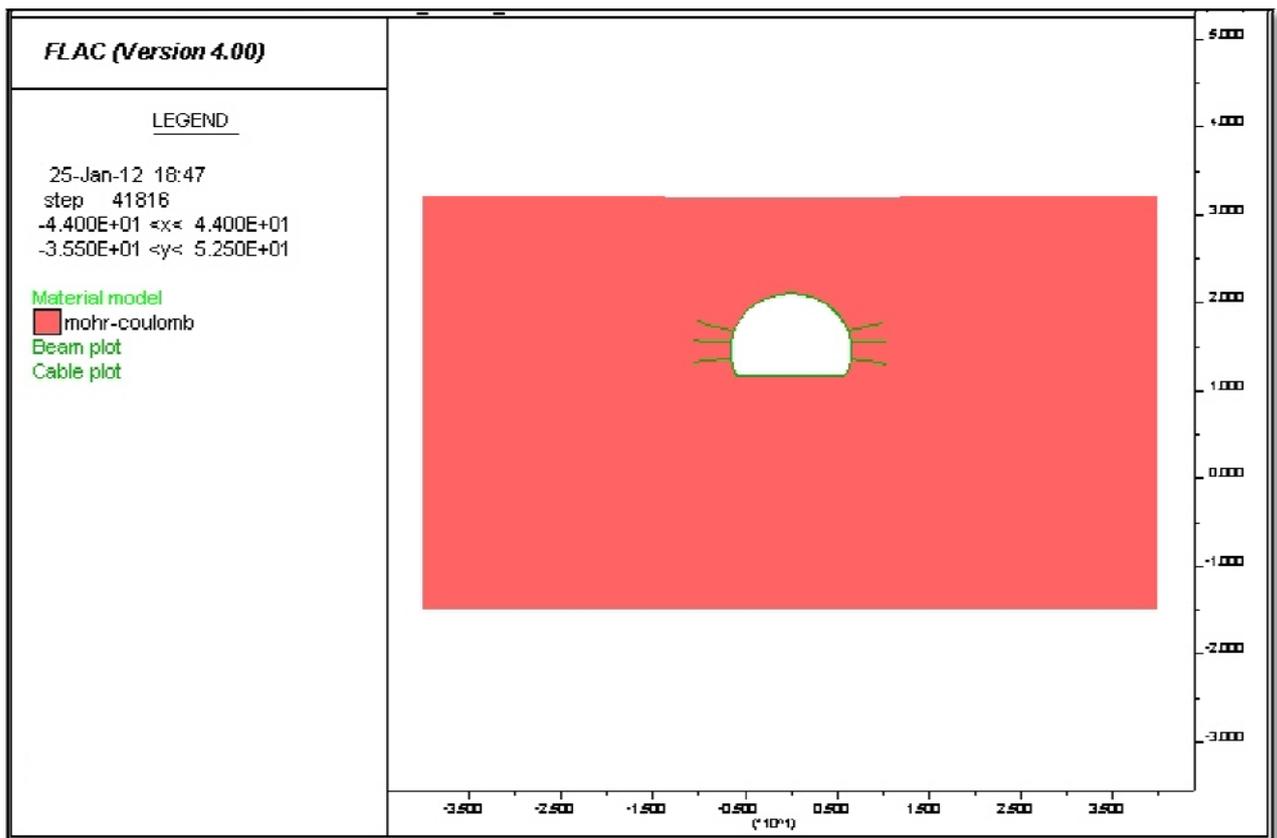


Figura 51. Modelo constitutivo del material y sostenimiento. Sección “Tipo A” en Destroza.

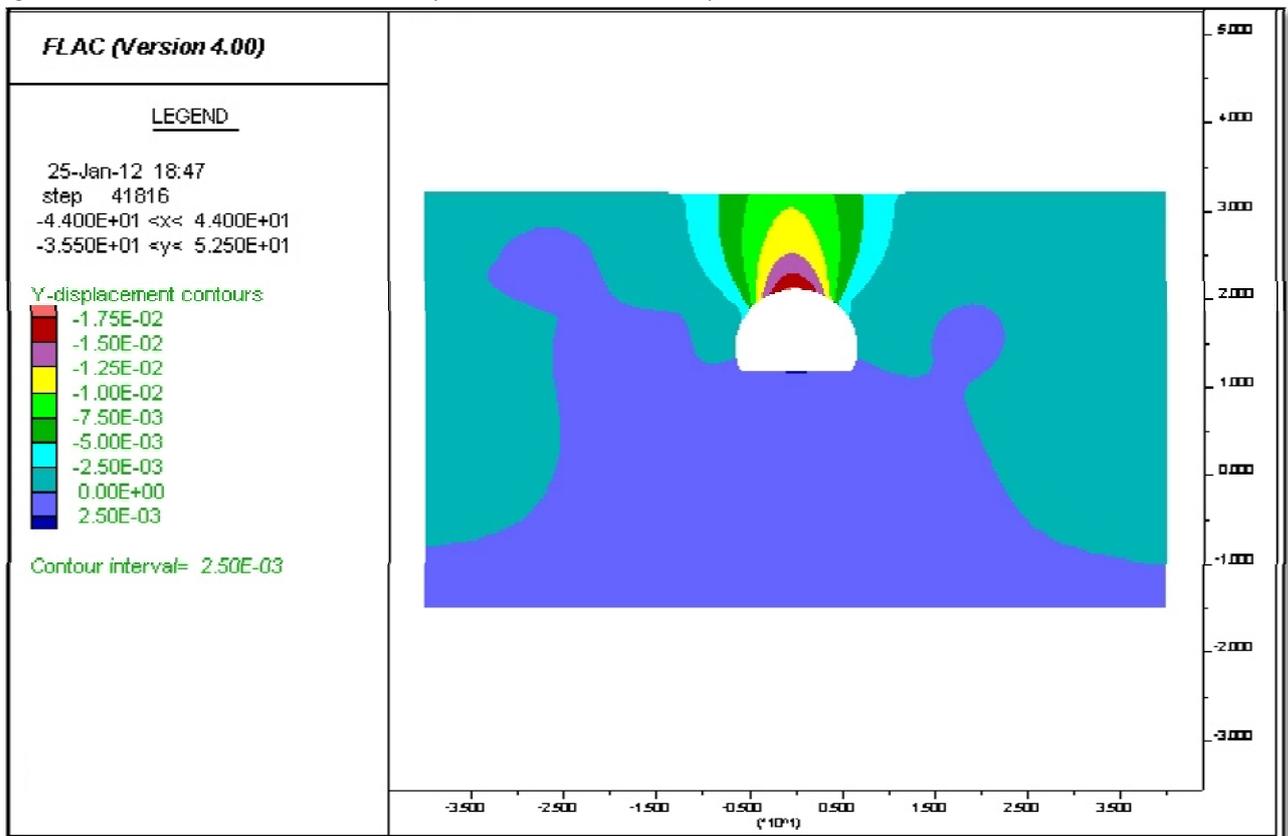


Figura 52. Desplazamientos. Máximo. Sección “Tipo A” en Destroza.

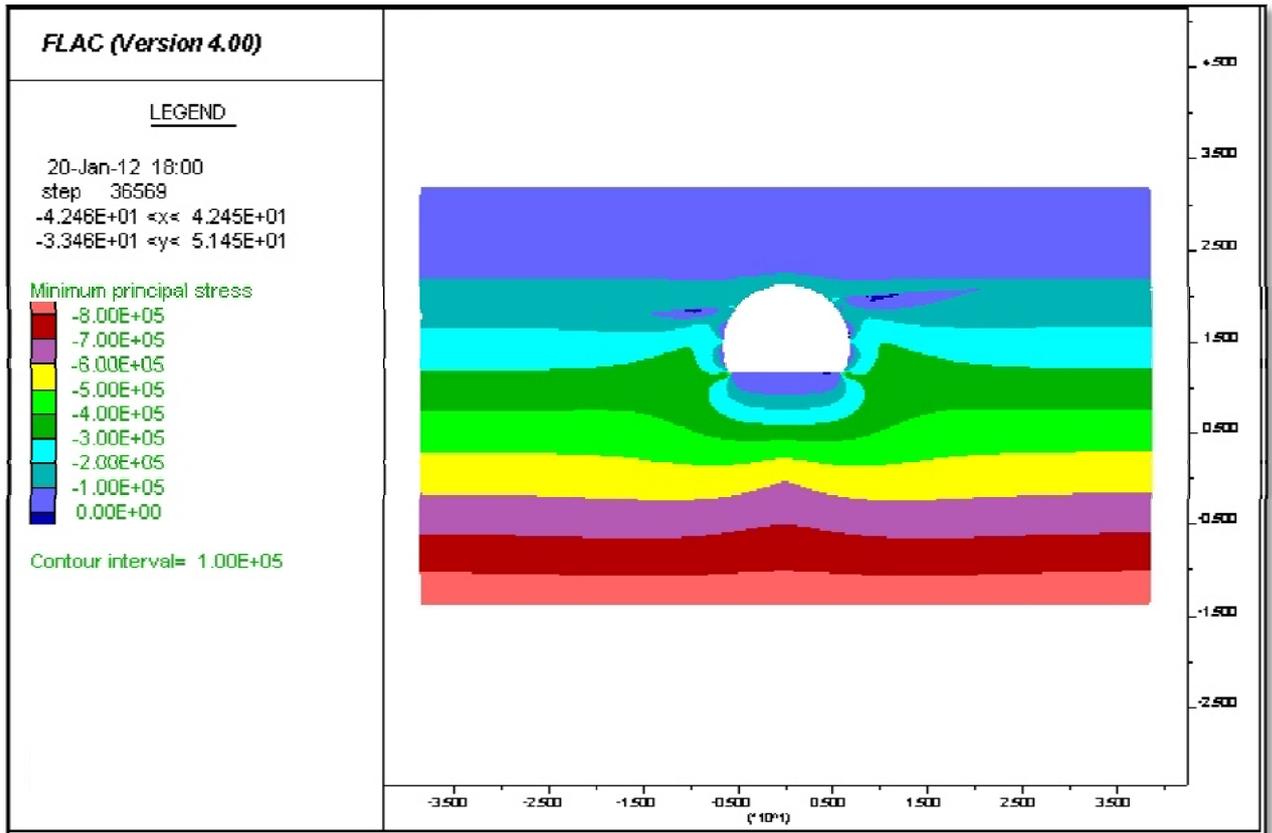


Figura 53. Tensión radial media sobre sostenimiento. Sección "Tipo A" en Destroza.

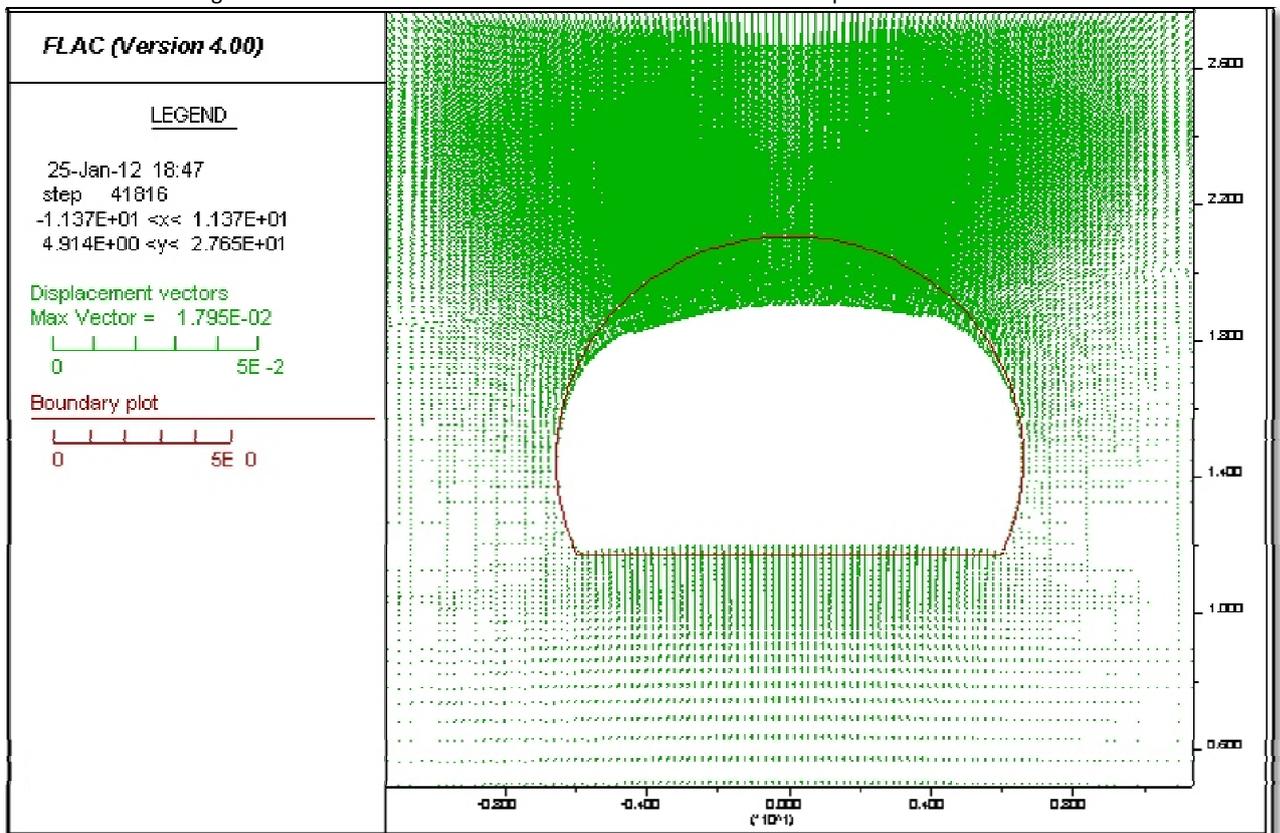


Figura 54. Vector Desplazamientos. Sección "Tipo A" en Destroza.

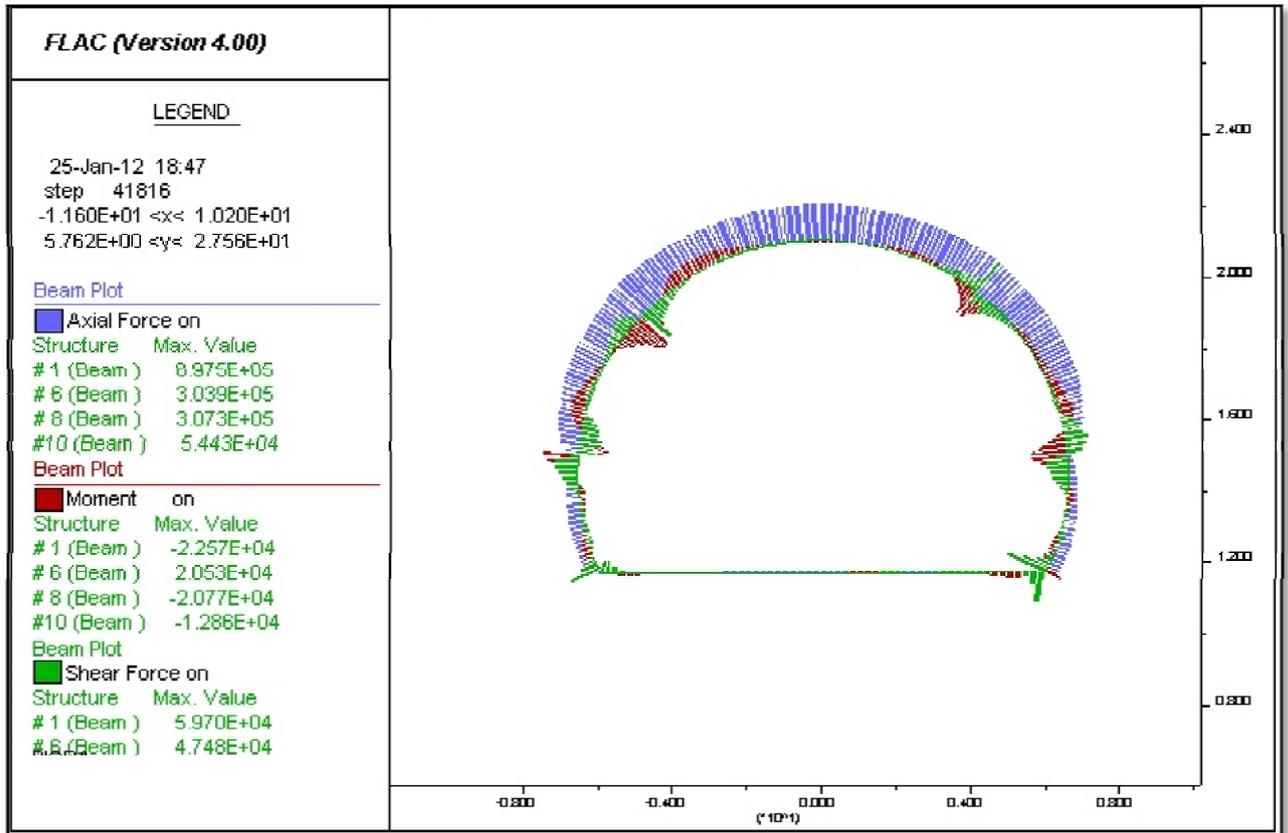


Figura 55. Fuerzas y momentos del sostenimiento. Sección "Tipo A" en Destroza.

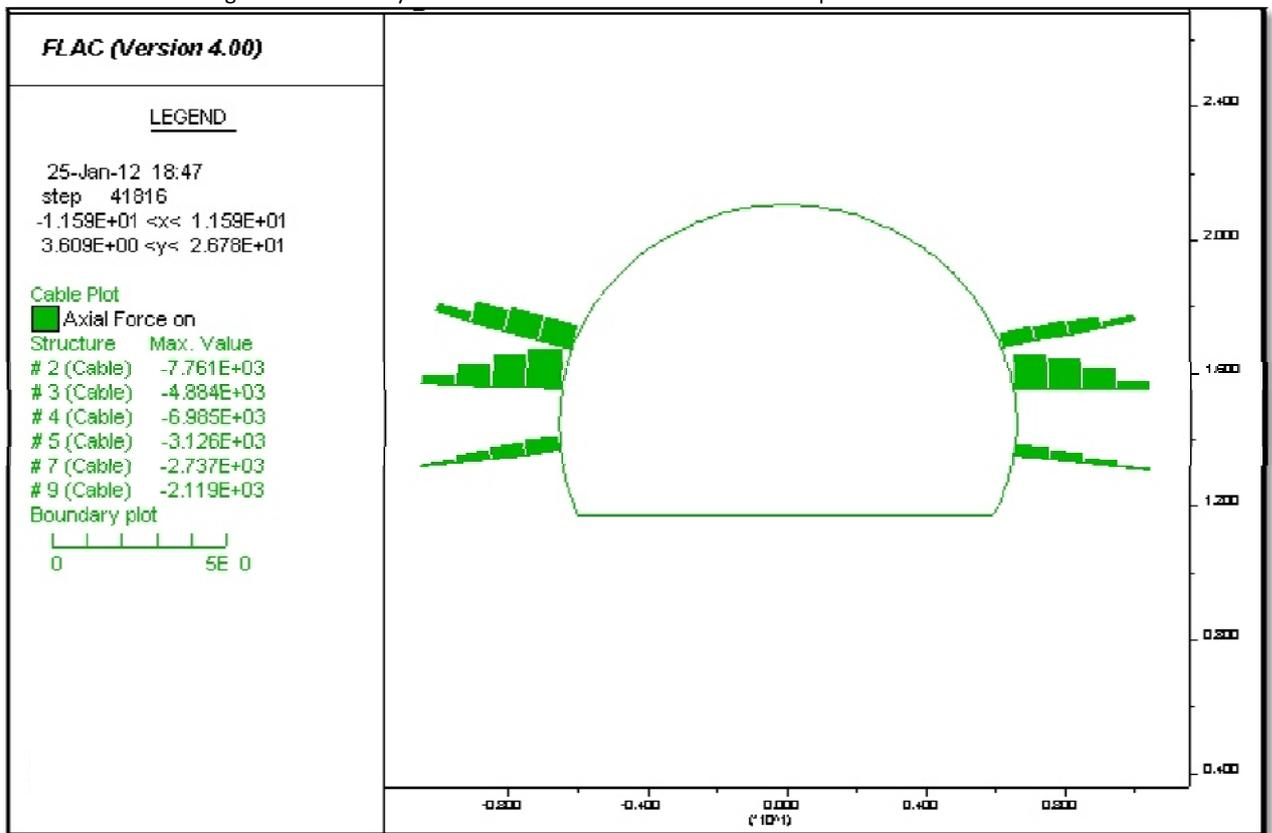
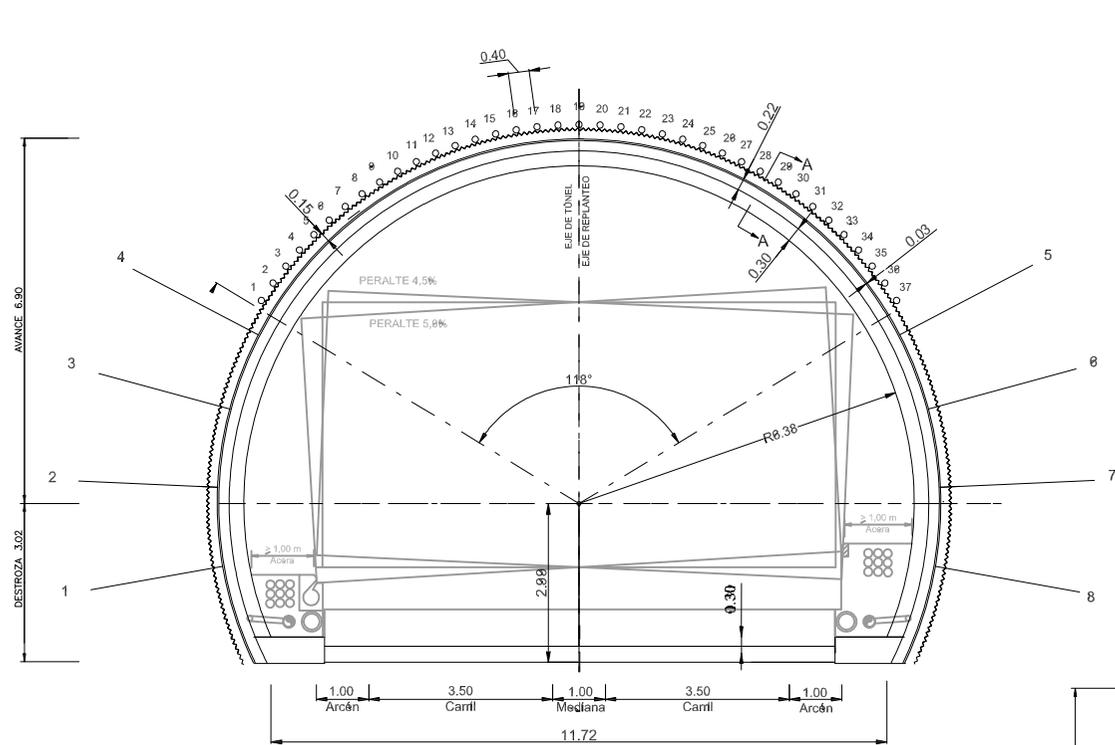


Figura 56. Fuerzas en Bulón. Sección "Tipo A" en Destroza.

B. PLANO DE SECCIÓN “TIPO A”

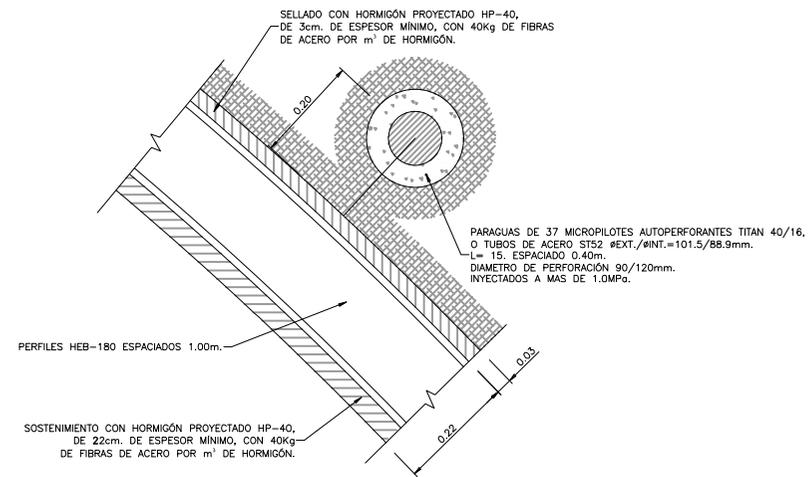
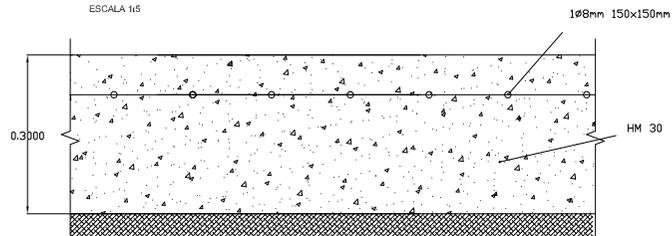


SECCIÓN TIPO

ESCALA 1:50
(COTAS EN m)

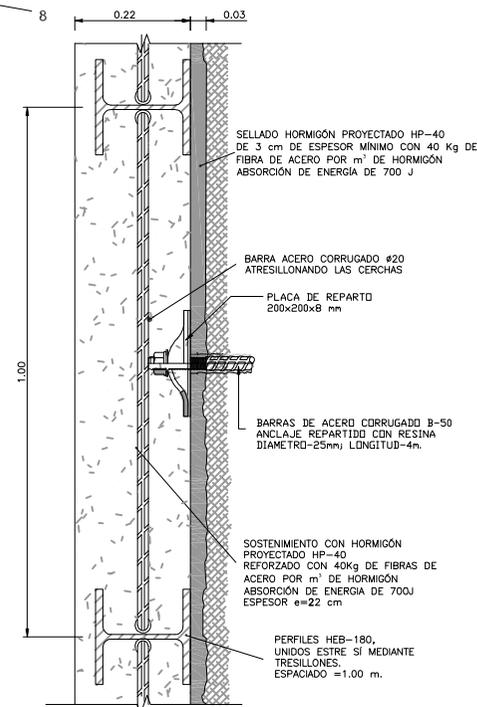
DETALLE SOLERA

ESCALA 1:5



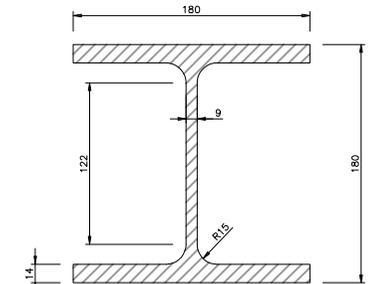
DETALLE 1

ESCALA 1:5



SECCIÓN A-A

ESCALA 1:5



DETALLE PERFIL HEB-180

ESCALA 1:2
(COTAS EN mm)

CUADRO DE MATERIALES

MATERIAL	ELEMENTO	TIPO
HORMIGÓN	SELLADO	HP-40 / III
	SOSTENIMIENTO	HP-40 / III
	CONTRABÓVEDA	HM-40 / III
ACERO	MICROPILOTES #101.5x88.9mm Ó TITAN 40/16	S-355
	PERFIL HEB-180	S-275-JR

NOTA:

-EL SOSTENIMIENTO TIPO A CON PARAGUAS PESADO SE APLICARÁ EN EL EMPUJILLE NORTE ENTRE LOS PK 2+860 A 2+840, Y EN SITUACIONES ESPECIALES QUE PUEDIERAN PRESENTAR UN TERRENO DE MUY BAJA COMPETENCIA MECÁNICA
-LA FASE II SÓLO SE ESCAVARÁ UNA VEZ INSTALADO EL SOSTENIMIENTO Y ESTABILIZADA LA ESCAVACIÓN DE LA FASE I

Figura 57. Sección de sostenimiento "Tipo A" con paraguas

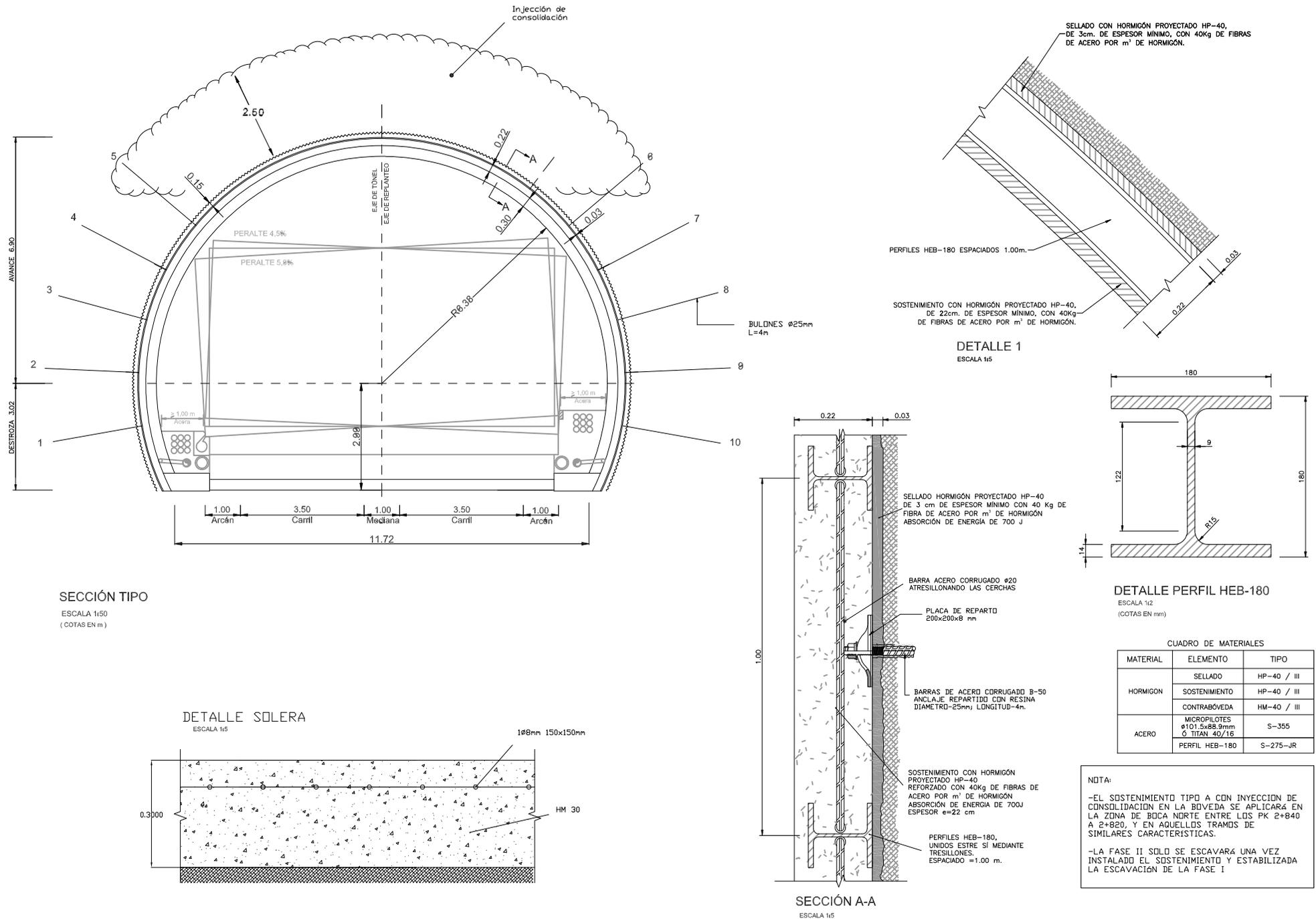


Figura 58. Sección de sostenimiento "Tipo A" con inyecciones de consolidación

C. DROMOCRÓNICAS DEL RECONOCIMIENTO SÍSMICO

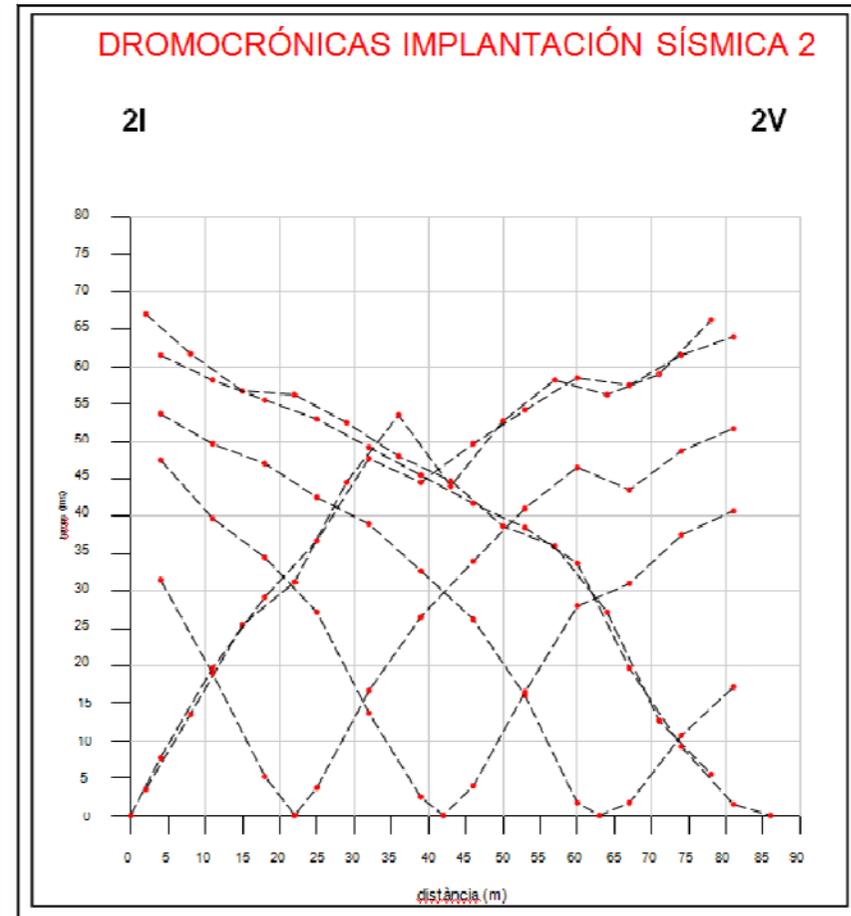
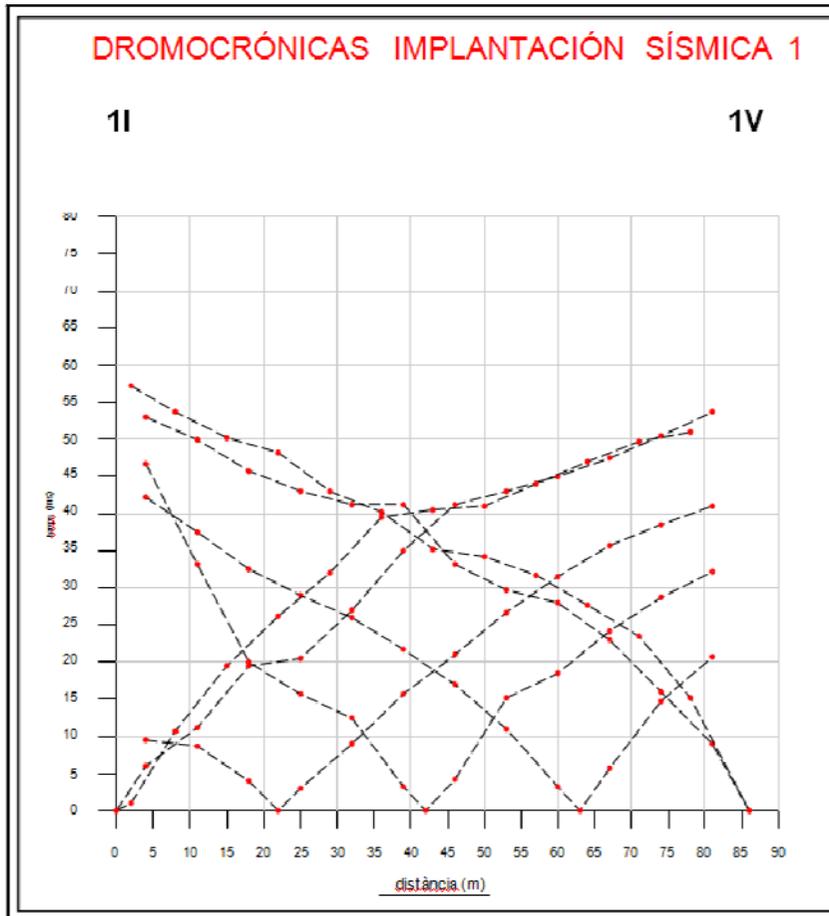


Figura 59. Dromocrónicas del reconocimiento sísmico I1-I2. Tiempo en milisegundos (ms) y distancia metros (m)

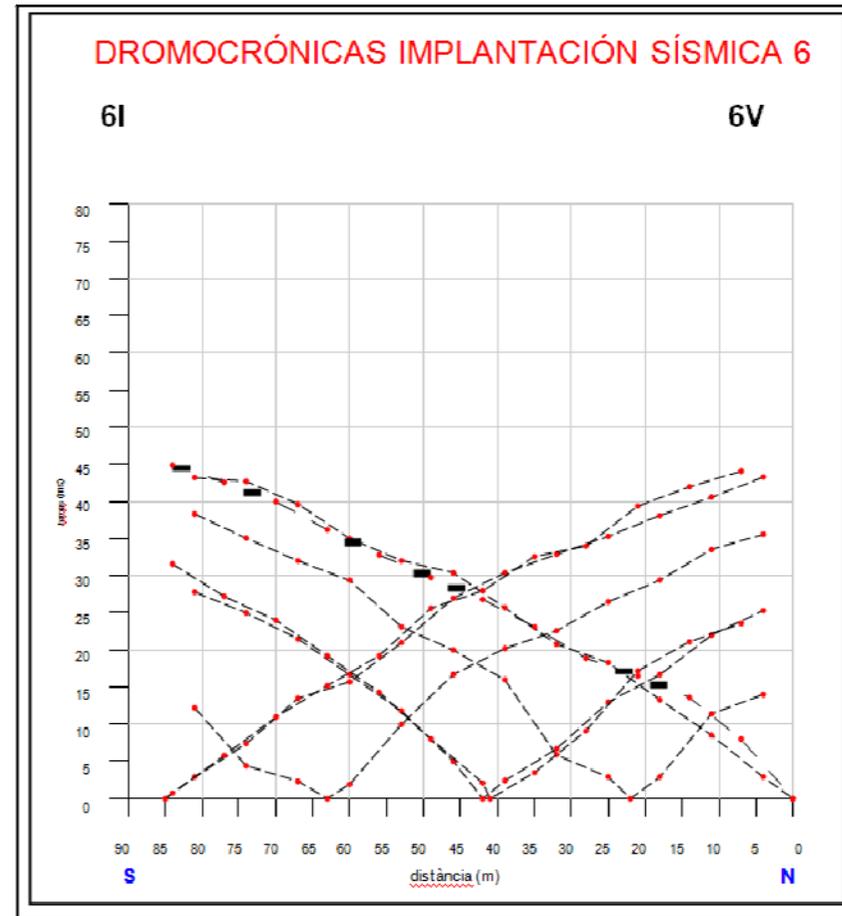
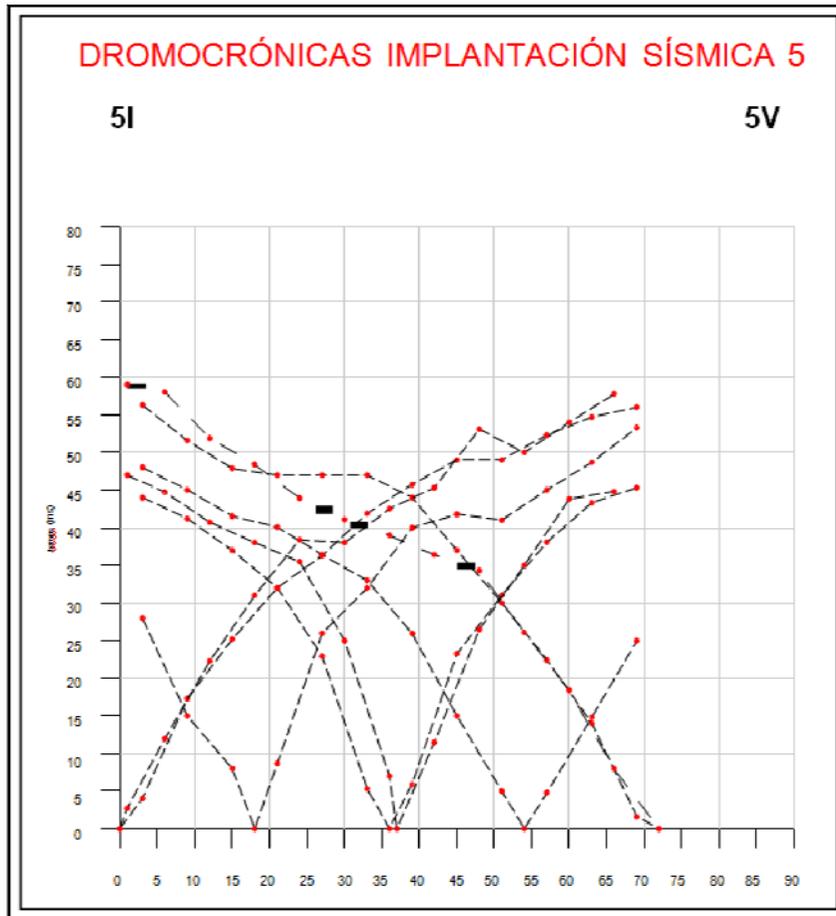


Figura 61. Dromocrónicas del reconocimiento sísmico I5-I6. Tiempo en milisegundos (ms) y distancia metros (m)

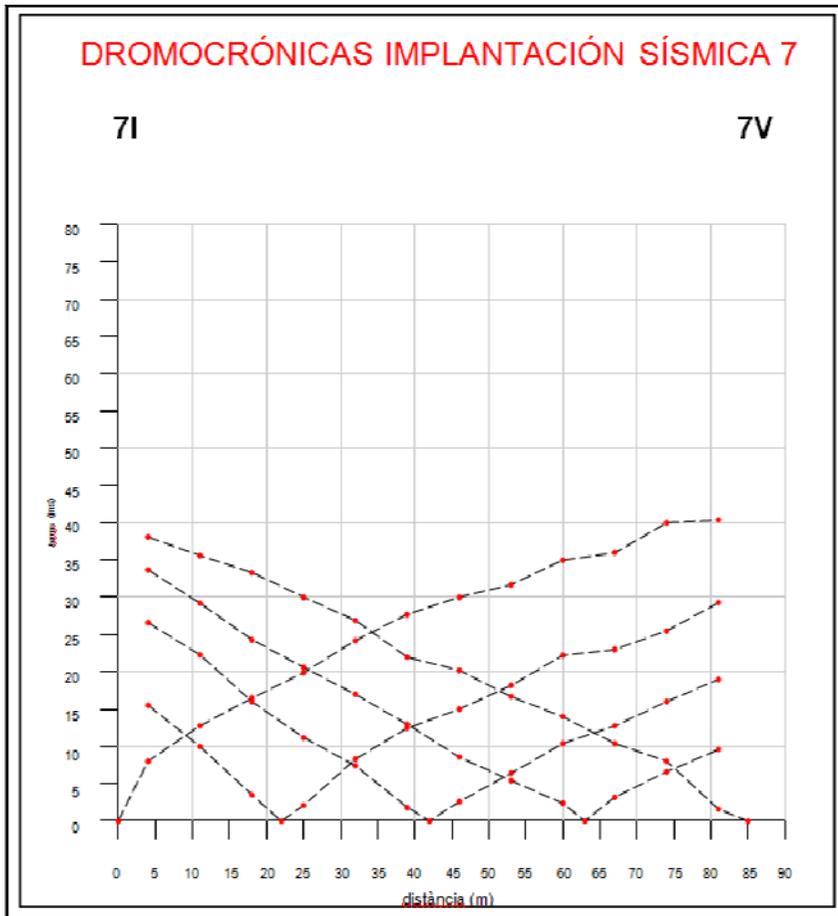


Figura 62. Dromocrónicas del reconocimiento sísmico I-7. Tiempo en milisegundos (ms) y distancia metros (m)

D. SONDEOS REALIZADOS EN FASE DEL PRESENTE ESTUDIO

E. INTITUCIONES A NIVEL MUNDIAL QUE POSEEN INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA Y/O GEOLÓGICA.

ESPAÑA:

Instituto geográfico nacional <http://www.ign.es>

Institut geològic de Catalunya <http://www.igc.cat/>

Institut cartogràfic de Catalunya <http://www.icc.cat/>

Instituto geológico y minero de España <http://www.igme.es>

Centro Nacional de Información Geográfica www.cnig.es

E.U.A:

Servicio Geológico de Estados Unidos www.usgs.gov

COLOMBIA:

Instituto Geográfico Agustín Codazzi <http://www.igac.gov.co>

ARGENTINA:

Instituto Geográfico Nacional www.igm.gov.ar

BRASIL:

Instituto Brasileiro de Geografia y Estadística www.ibge.gov.br

CHILE:

Instituto Geográfico Militar www.igm.cl

COSTA RICA:

Instituto Geográfico Nacional www.mopt.go.cr/ign

CUBA:

Instituto de Geografía Tropical www.geotech.cu

ECUADOR:

Instituto Geográfico Militar www.igm.gob.ec

EL SALVADOR:

Instituto Geográfico Nacional www.cnr.gob.sv

GUATEMALA:

Instituto Geográfico Nacional “Ing. Alfredo Obiols Gómez”

www.ign.gob.gt

MÉXICO:

Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática

www.inegi.gob.mx

NICARAGUA:

Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales

www.ineter.gob.ni

PANAMÁ:

Instituto Geográfico Nacional “Tommy Guardia”

www.mop.gob.pa

PERÚ:

Instituto Geográfico Nacional www.ignperu.gob.pe

PORTUGAL:

Instituto Geográfico Portugués www.igeo.pt

Instituto Geográfico del Ejército Portugués www.igeoe.pt

PUERTO RICO:

Sistemas de Información Geográfica del Estado libre Asociados de Puerto Rico

www.gis.gobierno.pr

REPÚBLICA DOMINICANA:

Instituto Cartográfico Militar www.secfaa.mil.do

URUGUAY:

Servicio Geográfico Militar www.sgm.gub.uy

VENEZUELA:

Instituto Geográfico Simón Bolívar www.igvsb.gov.ve