

RESUMEN

TÍTULO: MODELACIÓN TENSODEFORMACIONAL DE UNA SECCIÓN DEL TÚNEL DE LIÉDENA.
COMPARACIÓN CON DATOS DE AUSCULTACIÓN.

AUTOR: XABIER LABIANO CIRIZA

TUTOR: JOSEP SURIOL CASTELLVI

El túnel de Liédena es un túnel carretero del tramo IV de la A-21, autovía que une Pamplona con Huesca, situado en la localidad navarra de Liédena. Se trata de un túnel de dos tubos de 900 m de longitud que atraviesa un macizo rocoso, en el que se distinguen dos tipos de materiales distintos: Depósitos cuaternarios y Margas de Pamplona con diversos grados de meteorización, del Eoceno.

Esta tesina tiene como objetivo desarrollar un modelo de elementos finitos en dos dimensiones en el que se tenga en cuenta el efecto confinante del frente de excavación en el equilibrio seccional, alternativa a las modelaciones en tres dimensiones. La metodología descrita se basa en la teoría de confinamiento-convergencia desarrollada por Panet (1995). Se estudian dos formulaciones distintas. Panet (1995) y Bulychev y Fotieva (2003).

Se ha pretendido crear un modelo ágil y rápido de implementar que permitiera modificar el sostenimiento, variar las características geométricas y las propiedades de los materiales ajustándose a la realidad, dando unos resultados aproximados, adecuados para realizar una primera valoración matemática de la situación en obra.

En primer lugar se realiza una recopilación de la información disponible sobre las características geotécnicas de los materiales atravesados. Se describe el proceso de obtención de los parámetros del macizo rocoso llevado a cabo para la redacción del proyecto constructivo y se contrastan con formulaciones de diversos autores los 6 parámetros que gobiernan el criterio de rotura plástico de Mohr Coulomb. Se explica también el procedimiento constructivo del Nuevo Método Austriaco, NATM aplicado al caso particular.

El modelo de elementos finitos se desarrolla con el programa comercial PLAXIS y se han comparado los resultados obtenidos con los datos recogidos de la auscultación realizada durante la ejecución de las obras, así como con la modelación en tres dimensiones realizada por la consultoría INTECSA-INARSA con el programa de diferencias finitas FLAC 3D

En el segundo apartado queda recogido el proceso de auscultación llevado a cabo durante la construcción del túnel. Se ha seleccionado la sección situada en el PK-8+800 del tubo sur como representativa, para simularla en el modelo. Se realiza un resumen y análisis de los datos de la auscultación de dicha sección, que se emplean para comparar los resultados obtenidos.

Ninguna de las dos modelaciones implementadas aportan resultados idénticos a los datos reales de deformaciones, pero se considera que la técnica desarrollada para simular el efecto confinante del frente, puede ser adecuada para realizar cálculos

aproximados, si va acompañada de un calibrado basado en los datos recogidos de la auscultación.

ABSTRACT

TITLE: INTEREST OF HIGH-SPEED TRAIN IN PEOPLE'S REPUBLIC OF CHINA

AUTHOR: JORGE CASANOVAS BERMEJO

PROFESSOR: ANDRÉS LÓPEZ PITA

The tunnel of Liedena is a road tunnel of the section IV of the A-21, highway linking Pamplona and Huesca, located in the town of Liedena, Navarra. It is a twin-tube tunnel of 900 m. length that passes through a rock mass, in which two different types of materials are discerned: Quaternary deposits and marlstones of Pamplona, with varying degrees of weathering, from Eocene.

This dissertation aims to develop a model of finite elements in two dimensions that takes into account the confining effect of the front of excavation in the sectional balance, alternative to the modellings in three dimensions. The methodology described is based on the confinement-convergence theory developed by Panet (1995). Two different formulations were studied: Panet (1995) and Bulychev and Fotieva (2003).

It has been created a model agile and quick to implement, that would modify the support and vary the geometric characteristics and material properties adjusting it to reality, giving approximate results, suitable for a first assessment of the situation on site. First of all, a compilation of available information on the geotechnical characteristics of the traversed materials has to be made. The process of obtaining the parameters of rock mass held for the drafting of the construction project is described and the six parameters that govern the plastic failure criterion of Mohr Coulomb are contrasted with formulation of several authors. It is also explained the construction process of New Austrian Tunneling Method (NATM) applied to the case.

The model of finite elements is developed with the commercial software Plaxis and the results are compared with data collected from the auscultation performed during the execution of the works, as well as with three-dimensional modeling performed by the consultancy firm INTECSA-INARSA, with FLAC 3D, a software of finite differences.

The second section reflected the auscultation process carried out during the construction of the tunnel. It has been selected the section at the KP-8+800 of the southern tube as representative to simulate it in the model. A summary and analysis of auscultation data of the above-mentioned section is performed, which are used to compare the obtained results.

Neither of the two implemented models provide identical results to real data of deformation, but it is considered that the technique developed to simulate the confining effect of the front may be adequate for rough estimates, if accompanied by a calibration based on data collected from auscultation.

ÍNDICE

ÍNDICE	4
1 INTRODUCCIÓN.....	1
2 OBJETIVOS Y JUSTIFICACIÓN.....	1
3 ESTADO DEL ARTE	2
4 DESCRIPCIÓN DEL TÚNEL DE LIÉDENA	3
4.1 INTRODUCCIÓN.....	3
4.1.1 DEFINICIÓN.....	3
4.1.2 ANTECEDENTES ADMINISTRATIVOS	3
4.1.3 <i>SITUACIÓN Y JUSTIFICACIÓN.....</i>	<i>4</i>
4.2 CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS PRINCIPALES	4
4.3 GEOLOGÍA Y GEOTÉCNIA	6
4.3.1 MARCO GEOLÓGICO	6
4.3.2 PERFIL Y UNIDADES LITOGEO TÉCNICAS BÁSICAS	7
4.3.3 GEOMORFOLOGÍA	10
4.3.4 CARACTERIZACIÓN HIDROGEOLÓGICA.....	10
4.3.5 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LAS ROCAS.....	11
4.3.6 PARÁMETROS DEL MACIZO ROCOSO	15
4.3.7 CONDICIONES INICIALES DE TENSIONES EN EL TERRENO.....	23
4.3.8 CONCLUSIONES SOBRE GEOLOGÍA Y GEOTÉCNIA.....	23
4.4 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	23
4.4.1 INTRODUCCIÓN.....	23
4.5 SOLUCIÓN PARTICULAR	26
4.6 CÁLCULOS TENSODEFORMACIONALES DE PROYECTO	29
4.6.1 DATOS DE PARTIDA.....	30
4.6.2 DESCRIPCIÓN.....	30
4.6.3 RESULTADOS	31
5 AUSCULTACIÓN	34
5.1 INTRODUCCIÓN.....	34
5.2 AUSCULTACIÓN DEL TÚNEL DE LIÉDENA	35
5.2.1 CONTROL DE CONVERGENCIAS	35
5.2.2 SECCIONES INSTRUMENTADAS.....	37
5.2.3 SECCIÓN PK.8+800 TUBO SUR	41
6 MODELACIÓN CON PLAXIS DE LA SECCIÓN PK 8+800	55
6.1 CONSIDERACIONES TEÓRICAS PREVIAS	55
6.1.1 MÉTODO DE CONFINAMIENTO-CONVERGENCIA PARA EL DISEÑO DE TÚNELES.	56
6.1.2 CÁLCULO EN 2D DE LA SECCIÓN DE UN TÚNEL	60
6.2 EL PROGRAMA PLAXIS.....	63

6.2.1	MODELOS CONSTITUTIVOS.....	66
6.2.2	GENERACIÓN DE LA MALLA.....	68
6.2.3	GENERACIÓN DE TENSIONES INICIALES.....	69
6.3	CREACIÓN DEL MODELO.....	70
6.3.1	DESCRIPCIÓN DEL MODELO.....	72
6.4	RESULTADOS DE LA MODELACIÓN.....	77
6.4.1	SIMULACIÓN DE LA FORMULACIÓN DE PANET.....	77
6.4.2	SIMULACIÓN DE LA FORMULACIÓN DE BULYCHEV Y FOTIEVA.....	80
6.5	COMPARACIÓN DE MODELOS.....	83
7	ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.....	84
7.1	COMPARACIÓN CON LA AUSCULTACIÓN.....	84
7.2	COMPARACIÓN CON LA MODELACIÓN DE FLAC 3D.....	85
8	CONCLUSIONES.....	87
9	BLIBLIOGRAFÍA.....	89
	ÍNDICE DE FIGURAS.....	91
	ÍNDICE DE TABLAS.....	93

1 INTRODUCCIÓN.

Las rocas situadas a una cierta profundidad están sujetas a esfuerzos resultado del peso propio de los estratos suprayacentes, tensiones tectónicas, empujes hirostáticos y o estructuras construídas. Cuando se realiza una excavación subterránea en estas rocas, el campo de esfuerzos es alterado localmente y se produce una redistribución de las tensiones existentes. Las tensiones que resistía la roca extraída las debe soportar la roca de las proximidades, provocando en la mayoría de los casos una tendencia a cerrarse, a la convergencia de las paredes de la excavación. En función de la naturaleza de la roca y características de la excavación este puede llegar a colapsar si no se coloca un sostenimiento.

Con el objetivo de analizar el comportamiento de la excavación se realizan básicamente dos tipos de análisis que consideran la roca de forma distinta.

- Los análisis tensodeformacionales que consideran la roca como un medio continuo con comportamiento elástico o plástico
- Los análisis de inestabilidad de bloques que están gobernados sobre todo por las propiedades de las juntas del macizo rocoso.

El estudio como medio continuo de un terreno en el que se realiza una excavación de un túnel constituye un problema en 3 dimensiones que se estudia con complejos programas de elementos o diferencias finitas en los que se pueden recrear cualquier condición del terreno y de contorno en 3 dimensiones.

Sin embargo los análisis tensodeformacionales en dos dimensiones son mucho más rápidos y consecuentemente mucho más económicos que los cálculos tridimensionales. Ahora bien, para que los cálculos en dos dimensiones tengan sentido físico es necesario que las condiciones de contorno y las cargas se definan de acuerdo con la realidad tensional de la excavación. Particularmente con el efecto confinante o estabilizador del frente. En ese contexto se sitúa el método confinamiento-convergencia. Es una herramienta válida para estudiar dicha interacción y constituye la base teórica del proceso de cálculo desarrollado en el presente estudio.

2 OBJETIVOS Y JUSTIFICACIÓN

Esta tesina tiene como objetivo desarrollar un modelo de elementos finitos en dos dimensiones en el que se tenga en cuenta el efecto confinante del frente de excavación de un túnel en un macizo de roca margá en Liédena (Navarra).

Se desarrolla un modelo numérico en el programa comercial PLAXIS y se comparan los resultados obtenidos con los datos recogidos de la auscultación realizada durante

la ejecución de las obras, así como con la modelación en tres dimensiones realizada por la consultoría INTECSA-INARSA con el programa de diferencias finitas FLAC 3D. Se pretende crear un modelo ágil y rápido de implementar que permita modificar el sostenimiento, variar las características geométricas y las propiedades de los materiales ajustándose a la realidad, dando unos resultados aproximados, adecuados para realizar una primera valoración matemática de la situación en obra.

La necesidad surge ante la situación dada en la ejecución de las obras del 4º tramo de la autovía A-21 en el túnel de Liédena en Navarra mientras yo me encuentro desarrollando un programa de cooperación universidad-empresa en la empresa adjudicataria Construcciones Mariezcurrena, en la que me encargo de realizar las mediciones de convergencias.

Dicha empresa ve positivo tener a su alcance una herramienta que le permita realizar una primera estimación de situaciones que se puedan dar en obra tales como:

- Modificación de la geometría del túnel para adecuarla a las dimensiones de los encofrados de revestimiento disponibles.
- Modificación de la geometría del túnel motivada por la sobreexcavación en la voladura.
- Modificación de los parámetros que definen el macizo rocoso para adecuarlos a las condiciones in-situ detectadas en la excavación.
- Modificación o refuerzo del sostenimiento previsto.
- Detección de convergencias anómalas.

3 ESTADO DEL ARTE

Los últimos programas de modelación del terreno creados, permiten recrear cualquier geometría y condición de contorno en las inmediaciones de una excavación e 3 dimensiones, para estudiar la interacción del terreno con los sostenimientos

El método confinamiento-convergencia es una herramienta válida para estudiar dicha interacción y constituye la base teórica del proceso de cálculo desarrollado en el presente estudio.

El método se desarrolló según Carranza-Torres, durante los años sesenta y setenta (ver, por ejemplo, AFTES, French Association For Underground Works) aunque ya se había dado a conocer en la comunicación científica de Fenner (1938). Las publicaciones más interesantes al respecto se consideran las de Panet (1995) [13].

Existe una técnica basada en la metodología de confinamiento-convergencia que permite tener en cuenta el efecto confinante del frente, que tiene un desarrollo longitudinal al túnel, con el equilibrio seccional, transversal al túnel. Consiste en generar unas presiones internas en el túnel, en el momento en que éste es excavado y se ha retirado el material. La presión en el momento inicial $p_{i=0}$ sustituye la tensión inicial del terreno σ_0 con el mismo valor, pero a medida que el frente avanza la presión interna p_i va disminuyendo.

Es una forma de aplicar la curva del Perfil Longitudinal de Deformación, PLD al equilibrio seccional. Se hace en términos de tensiones en lugar de deformaciones.

Para el caso de un túnel de sección circular excavado en un medio elasto-plástico y con un coeficiente de reparto de cargas $K_0 = 1$ en un estado tensional uniforme, existen varias expresiones para la presión ficticia. Panet (1995), Bulychev y Fotieva (2003) apropiada según Celada Tamames (2004) y Fernández Pérez (2004) para macizos más y menos plastificados respectivamente

4 DESCRIPCIÓN DEL TÚNEL DE LIÉDENA

4.1 INTRODUCCIÓN

4.1.1 DEFINICIÓN

Túnel carretero del tramo IV de la A-21, autovía que une Pamplona con Huesca, situado en la localidad navarra de Liédena.

4.1.2 ANTECEDENTES ADMINISTRATIVOS

Por Resolución de la Secretaría de Estado de Infraestructuras de 6 de febrero de 2003 se aprobó definitivamente el Estudio Informativo “Autovía Huesca-Pamplona. Carreteras N-330 y N-240”. En el punto 3ª de dicha Resolución se indicaban las prescripciones a tener en cuenta en los proyectos de construcción de los tramos de dicha autovía. En lo que respecta al tramo IV “Venta de Judas -Yesa”, se indica la siguiente (punto 3.12):

Por Orden Foral 2 /2009, de 14 de enero, de la Consejera de Obras Públicas, Transportes y comunicaciones, se aprobó el “Anteproyecto de la Autovía del Pirineo A-21 tramo 4: Venta de Judas-Yesa”, que desarrolla la alternativa del “Estudio Comparativo de Corredores al Norte del valle del Ebro para la conexión del Eje Cantábrico con el Eje Levante a Francia por Aragón”, con las modificaciones acordadas con el Ayuntamiento de Liédena.

Mediante Orden Foral 66/2009, de 3 de julio , de la Consejera de Obras Públicas, Transportes y Comunicaciones, se adjudica el contrato “PLAN NAVARRA 2012. Actuación prioritaria: Concesión de obras públicas para la construcción y explotación de la Autovía del Pirineo A-21”, a las empresas Iridium Concesiones de Infraestructuras S.A., Construcciones Mariezcurrena S.L. y Construcciones Luciano Elcarte S.L.

El proyecto de construcción desarrollado según el proyecto de oferta, fue aprobado provisionalmente mediante Orden Foral 111/2009 de 16 de diciembre, publicada en el BON de 4 de enero de 2010, abriéndose el periodo de Información Pública correspondiente.

4.1.3 SITUACIÓN Y JUSTIFICACIÓN

La A-21 forma parte del eje Pamplona-Jaca-Huesca-Lérida, un eje de gran magnitud que en Navarra lo conforma el tramo de la nueva A-21, Autovía del Pirineo, entre Pamplona y el límite con Zaragoza, que se proyecta con dos objetivos fundamentales.

Por un lado, conformar una vía de gran capacidad hacia el este de la Comunidad Foral que dé soporte al conjunto de las comunicaciones de la zona oriental de Navarra, en particular a la zona de Lumbier, Sangüesa, Yesa y a los valles de Salazar y de Roncal.

Y, en segundo lugar, formar un gran eje de comunicación al norte del Valle del Ebro, que, junto con la Autovía Jaca-Huesca-Lérida, establezca un nuevo corredor con características de autovía entre el Cantábrico y el Mediterráneo a través de Pamplona y al norte de Navarra. Este nuevo corredor dará soporte a una amplia zona territorial con elevada actividad económica y de servicios.



Figura 4.1: Redes de alta velocidad en el mundo, 2009. Fuente: [1]

Actualmente el tramo IV, indicado en la figura 4.1, se encuentra en la fase final de la construcción previéndose para final del año 2011 su puesta en servicio, concluyendo así la parte navarra de la autovía A-21. Los tramos I, II y III se encuentran ya en servicio y el tramo V, que se alarga hasta el final de la comunidad, se prevé que haya entrado en servicio en Agosto de 2011. En la parte Aragonesa la situación es diferente. Un tramo se encuentra terminado mientras que otros 3 se están ejecutando y 4 más se encuentran paralizados por estar en un proceso de concurso por rescisión de contrato.

Según fuentes oficiales, está previsto que para 2014 todo el trazado de la A-21 entre en servicio.

4.2 CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS PRINCIPALES

Se trata de un túnel de dos tubos, uno para cada sentido. La pendiente en el interior del mismo es del 1,50% ascendente en sentido de los PKs crecientes, siguiendo las indicaciones de la Norma 3.1-IC de Trazado. La inclinación transversal también es constante, del 2%, para asegurar un correcto drenaje de los vertidos en el interior del túnel. En planta tiene un radio de curvatura de 5970 metros.

La sección tipo de cada tubo es la representada en la figura 4.2 .

- 2 carriles de 3,5 m
- Arcén derecho de 2.5 m
- Arcén izquierdo de 0,75 m
- 2 aceras de 0,75 m

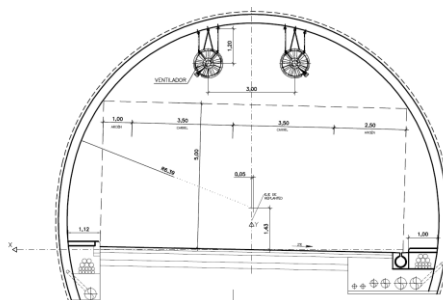


Figura 4.2: sección tipo del túnel de liédena

Para ambos tubos, el túnel en mina finalmente encajado se sitúa entre los P.K. 8+160 y 9+060 del eje de la traza, lo que supone una longitud total de túnel en mina de 900 metros (para cada tubo). Este túnel se prolonga en ambas bocas mediante falsos túneles, de longitud variable.

Las necesidades de área interior libre se solucionan con una sección de un único radio con las siguientes características fundamentales:

- Radio interior: 6,39 metros
- Altura del centro sobre rasante: 1,43 metros

Para el sostenimiento del túnel se definen hasta un total de 4 secciones tipo ejecutadas a partir de la combinación de cuantías variables de cerchas HEB-140 y hormigón proyectado HP-30 con fibras. El espesor del sostenimiento es por tanto variable en función de la calidad del terreno, tal y como se ve en la tabla 4.1 de forma resumida.

SOSTENIMIENTO	DESCRIPCIÓN	MATERIAL	LONGITUD
ST 1	10 cm hormigón proyectado HM-30 con fibras 30kg/m ³	Margas sanas	770 m
ST 2	5+15 cm hormigón proyectado HM-30 con fibras 30kg/m ³ + Cerchas HEB-140 cada 1m arriostradas mediante tresilones	Margas en zona de falla	90 m
ST Emb 1	ST 2 + paraguas de micropilotes N-80 antes de comenzar la excavación. Viga de atado	Emboquille boca pamplona	30 m
ST Emb 2	ST 2 + doble paraguas de micropilotes N-80 antes de comenzar la excavación. Viga de atado.	Emboquille boca Jaca	10 m
Galerías	ST 2	Galerías	24 m

Tabla 4.1 tipos de sostemiento proyectados

La sección interior se reviste con un anillo de hormigón encofrado de 30 centímetros de espesor.



Figura 4.3: lamina de pvc de impermeabilización

Como impermeabilización general se define la colocación en el trasdós del anillo de revestimiento de una lámina de PVC de 1,5 mm y de un geotextil de 500 gr/m². La lámina instalada se observa en la figura 4.3 Las aguas se canalizarán con sendos tubos-dren de 100 mm de diámetro, que desaguan periódicamente a dos colectores longitudinales de 400 mm.

Se disponen 2 galerías de conexión transversal entre los dos tubo. Uno para el tránsito peatonal y otro para el de vehículos. En la zona de la galería de vehículos la sección del túnel se incrementa 3 m en arcén derecho para permitir el giro y estacionamiento de vehículos pesados.

4.3 GEOLOGÍA Y GEOTÉCNIA

A continuación se resume la información obtenida del proyecto constructivo del túnel de Liédena que afecta a la zona de estudio. Así mismo se incluye algún cálculo e información nueva, añadida para contrastar los datos de proyecto, ya que en ocasiones se ha dispuesto tan solo de una hoja de resultados sin observar el proceso de obtención de los mismos. Así mismo es importante matizar que durante la construcción del túnel se deberían realizar los correspondientes ajustes de los parámetros y magnitudes a las observaciones y medidas que se lleven a cabo en la auscultación, para permitir un posterior ajuste de los parámetros de gobierno en el comportamiento del macizo considerado en la modelación; lo que es también inherente al procedimiento constructivo mediante el que se excavará este túnel, que es el denominado Nuevo Método Austríaco.

4.3.1 MARCO GEOLÓGICO

La zona de estudio se localiza en el borde meridional de las Sierras Exteriores pirenaicas, en su sector occidental, quedando enmarcado entre las sierras de Izco y Leyre, separadas entre sí por el Valle del río Irati. En esta zona, el río se excava a lo largo de la Falla de Liédena, accidente tectónico que separa dos complejos estructurales y sedimentológicos distintos de la denominada Cuenca de Jaca-Pamplona, correspondiente a la Zona Surpirenaica Occidental.

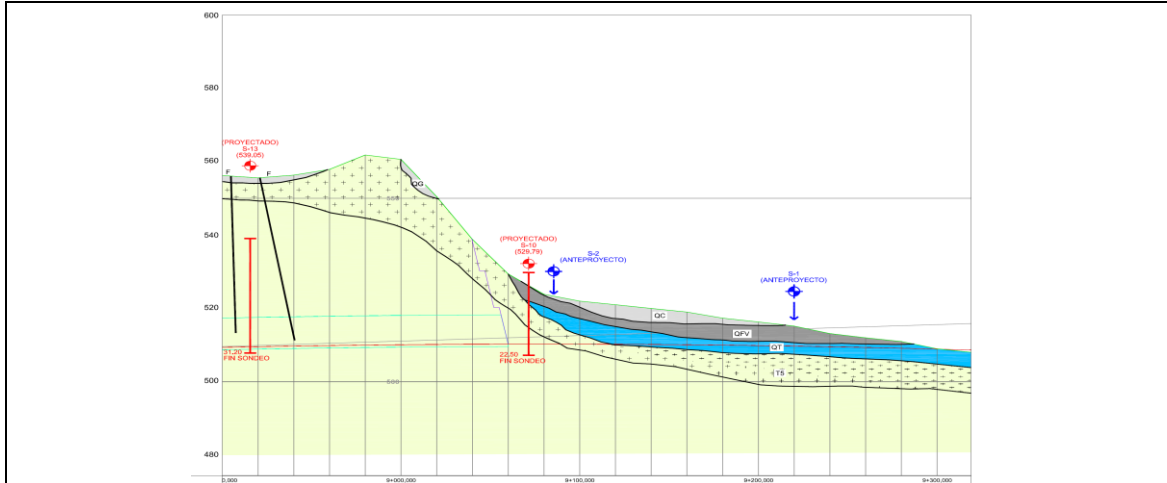
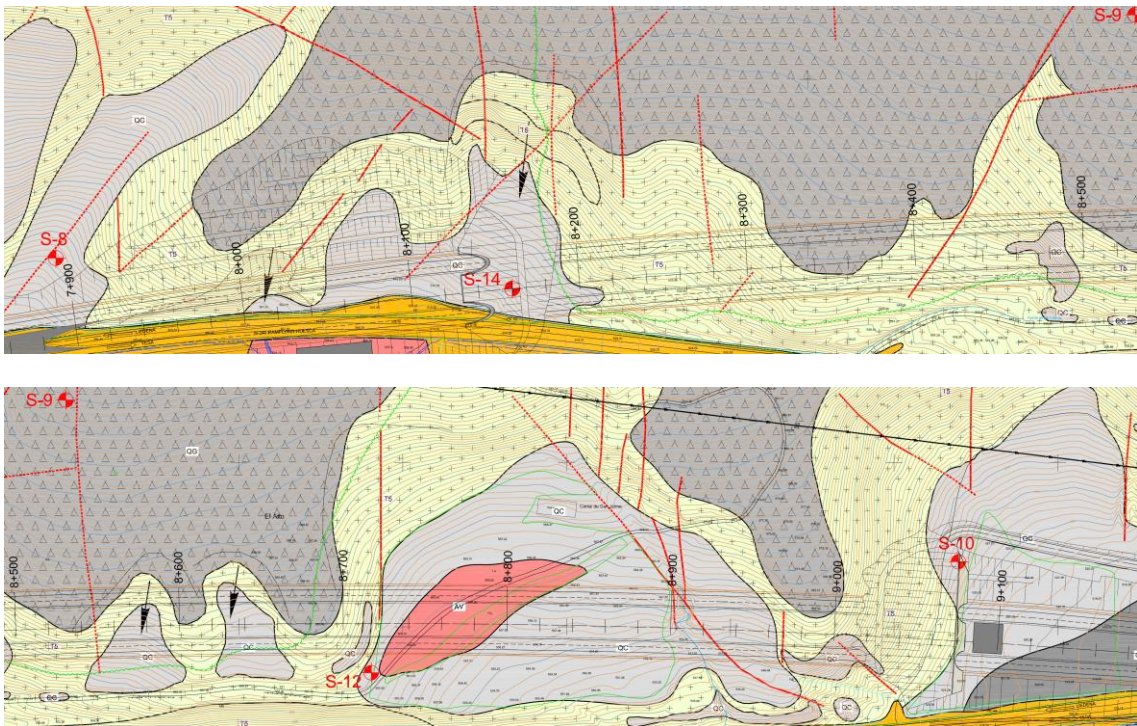


Figura 4.4: perfil geológico geotécnico del rjr del túnel de Liédna

La Unidad Margas de Pamplona presenta tonalidades gris azuladas, bastante homogéneas y en ellas será excavado la mayor parte del túnel. A esas características litológicas hay que añadir las estructurales, puestas de manifiesto mediante la cartografía de una serie de zonas de falla incluídas en proyecto. Las líneas rojas representadas en la planta geológico de la figura 4.5 indican fallas detectadas.



MODELACIÓN TENSODEFORMACIONAL DE UNA SECCIÓN DEL TÚNEL DE LIÉDENA.
COMPARACIÓN CON DATOS DE AUSCULTACIÓN.

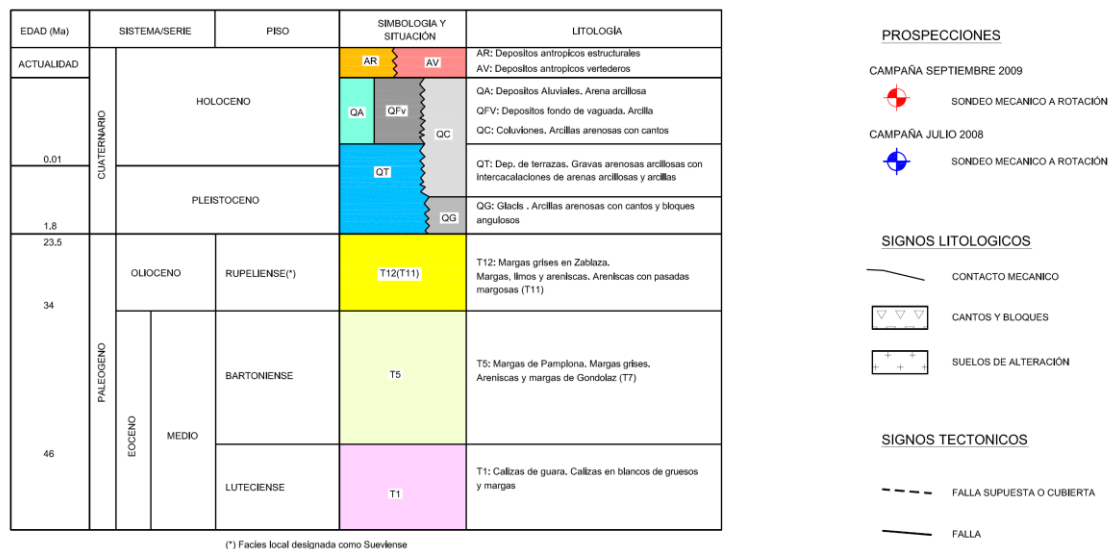


Figura 4.5: planta geológica y leyenda de figura 4.5

Como dato complementario esencial a ese bosquejo litogeotécnico, cabe añadir que desde el punto de vista hidrogeológico, los materiales margosos son prácticamente impermeables; pudiendo existir en la unidad Cuaternaria acuíferos aislados y locales.

En ese contexto, y con objeto de determinar el procedimiento y las secciones constructivas correspondientes, se han intentado agrupar los distintos litotipos presentes en una serie de unidades geotécnicas básicas cuyo comportamiento sea similar desde ese punto de vista, simplificando el perfil y las condiciones geomecánicas integrales del mismo, con el consiguiente objetivo práctico.

Así pues, tras el análisis de las diferentes capas o estratos que constituyen el perfil geológico geotécnico longitudinal, se ha estimado oportuno realizar las siguientes agrupaciones y clasificaciones del conjunto de materiales presentes:

Unidad 1: Margas de Pamplona:

Engloba la mayor parte del trazado del túnel, excepto las posibles zonas de falla, que presentan unas características resistentes de menor calidad. Son las representadas en la figura 4.7.



Figura 4.6: marga en el macizo excavado

Estos materiales ocupan la mayor proporción relativa de la longitud del túnel (≈90%). Constituyen un terreno evaluable como de calidad media, según la clasificación de

Romana, referencia [12]. En el ámbito del túnel, los índices RQD varían entre 75 y 95 %. La marga presenta una resistencia R2, es decir, una roca de baja resistencia, con valores del orden de 150-220 kg/cm². Las clasificaciones geomecánicas indican rangos de RMR de 50-60.

También se engloban aquí las margas meteorizadas; que son aquellas que se encuentran más próximas a los depósitos cuaternarios y que presentan grados de alteración más elevados que las zonas más profundas, próximas al contacto con las Margas sanas, donde la roca presenta escasa meteorización y comportamiento similar a las Margas sanas.

Unidad 2: Depósitos Cuaternarios.

Estos materiales presentan una calidad baja, tipo suelo, aunque con rangos de variación más amplios que en el caso anterior. Este tipo de materiales no afectarán a la hora de realizar la excavación del túnel, ya que se encuentran muy superficiales. Además, son escasos los reconocimientos que atraviesen esta unidad en el ámbito del túnel. Son recubrimientos Cuaternarios tales como Depósitos Aluviales, Depósitos de Fondo de Vaguada, Depósitos Coluviales, Depósitos de Terraza y Depósitos de Glacis.

Unidad 3: Zonas de falla.

Se engloban aquí las zonas de falla que pudiesen presentarse en los materiales de carácter margoso. Constituyen el terreno de peor calidad geomecánica dentro del macizo atravesado, estimándose que el índice RMR que le podría corresponder sería inferior a 25, teniendo una calidad muy mala. El RQD en estos tramos oscila entre 0 y 20%.

4.3.3 GEOMORFOLOGÍA

La morfología de la zona es muy variable observándose zonas suaves, correspondientes al fondo de valle, pasando a las zonas suavemente alomadas de los conos de deyección y a una morfología más abrupta con montes, escarpes y barrancos en los afloramientos terciarios, para finalizar en zonas con suaves pendientes que corresponden a los depósitos de glacis.

Existe una importante acción de los cursos de agua esporádicos que han creado una red de barrancos ; así como las aguas de escorrentía que han generado cárcavas y regueros tanto en las laderas como en la superficie de los desmontes más expuestos. Cabe destacar los fenómenos relacionados con la regularización de vertientes, que en este caso corresponden a una gran cantidad de deslizamientos más o menos profundos, así como fenómenos de reptación en las laderas más abruptas.

4.3.4 CARACTERIZACIÓN HIDROGEOLÓGICA

La zona de estudio está formada, en su inmensa mayoría, por materiales prácticamente impermeables por porosidad efectiva y de consolidación, o muy poco permeables por fracturación y fisuración, correspondientes a las unidades de sustrato margoso o arcillo – margoso (Margas de Pamplona), las cuales conformarán áreas sin niveles acuíferos. Queda reflejado en los ensayos de permeabilidad que se recogen.

No se han detectado niveles freáticos en la zona.

Únicamente se podría producir flujo de agua por las zonas de falla albergando niveles de agua de forma esporádica y, en general, presentarían escaso caudal y volumen de almacenamiento, de forma que sólo tendrán un interés muy localizado. En cualquier caso queda fuera del alcance de este estudio.

4.3.5 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LAS ROCAS.

La caracterización geotécnica de los materiales se basa en la campaña de obtención de datos que se realizó para la redacción del proyecto constructivo. A la vez, los parámetros de las rocas detallados en el segundo apartado de este punto, constituyen la base para la obtención de los datos necesarios para modelar el terreno.

4.3.5.1 CAMPAÑA DE INVESTIGACIÓN DE LOS MATERIALES

Para definir las características geotécnicas y geomecánicas de los materiales afectados por el trazado, se realizaron una serie de actividades, que se resumen en los siguientes apartados.

A partir de la geología existente en la zona y de la investigación geotécnica realizada, se confeccionó el perfil longitudinal geológico-geotécnico de la figura 4.4, en el cual se reflejaron formaciones geológico-geotécnicas por las que discurre el trazado del túnel y se han situado los reconocimientos realizados.

Sondeos mecánicos

Se perforaron un total de 8 sondeos en seco, de 20,75 m, 30,00 m, 54,50 m, 119,00 m, 61,20 m, 31,20 m, 22,50 m y 27,00 m de profundidad, que suman un total de 366,15 m perforados.

También se cuenta con la información de 3 sondeos más procedentes del Proyecto de Licitación, con unas longitudes de 25,70 m, 31,20 m y 19,80 m, con una longitud total de 76,7 m. Estos reconocimientos quedan resumidos en la siguiente tabla 4.2.

SONDEO	PROFUNDIDAD (m).	P.K. (Aprox.)
S-8	20,75	7+885
S-9	119,00	8+532
S-10	22,50	9+072
S-11	30,00	8+280
S-12	61,20	8+720
S-13	31,20	8+916
S-14	27,00	8+160
S-A-5	54,50	8+436
S-1	25,70	9+240 (P. Licitación)
S-2	31,20	9+120 (P. Licitación)
S-3	19,80	7+780 (P. Licitación)
TOTAL	442,85	

Tabla 4.2: localización de sondeos

Ensayos presiométricos.

Durante la ejecución de los sondeos se realizaron 18 ensayos presiométricos en cada uno de ellos, a cotas de clave, solera y zona intermedia del túnel, a una distancia de 5 m cada uno.

El objetivo del ensayo presiométrico es obtener una respuesta esfuerzo-deformación del terreno. Pudiéndose determinar tres parámetros del terreno.

- Módulo de deformación E.
- Presión de fluencia.
- Presión límite.

Los resultados se resumen en la siguiente tabla 4.3.

SONDEO	PROF. (m)	LITOLÓGIA	COEF. POISSON	Ep (kp/cm ²)		P. F. (kp/cm ²)
				Inicial	Ciclo	
S-8	5,60	Margas	0,30	22.661	45.731	> 100
	10,60	Margas	0,30	24.194	35.331	> 95
	15,60	Margas	0,30	44.166	55.742	> 95
S-9	103,0	Margas	0,30	49.374	54.600	> 90
	108,0	Margas	0,30	71.256	108.862	> 70
	113,0	Margas	0,30	95.342	231.738	> 80
S-10	39,4	Margas	0,30	4.086	15.804	43
	34,0	Margas	0,30	9.692	18.482	75
	29,3	Margas	0,30	33.723	126.326	86
S-11	18,0	Margas	0,30	37.570	85.810	> 100
	23,0	Margas	0,30	36.054	92.282	> 100
	28,0	Margas	0,30	49.839	81.575	> 90
S-12	45,0	Margas	0,30	20.433	4.011	> 80
	50,0	Margas	0,30	22.191	-	> 38
	55,0	Margas	0,30	31.446	13.221	82
S-13	16,0	Margas	0,30	9.141	17.252	> 88
	21,0	Margas	0,30	8.367	27.150	> 90
	26,0	Margas	0,30	10.896	22.035	> 82
S-A-5	27,0	Margas	0,30	24.419	-	-
	38,5	Margas	0,30	8.286	-	-
	44,5	Margas	0,30	16.303	-	-
	49,5	Margas	0,30	17.711	-	-
Valor medio				29.416	-	> 80

Tabla 4.3 resumen de sondeos

Ensayo de Permeabilidad Lugeon.

Se realizaron 35 ensayos Lugeon en base a los que se puede determinar que los materiales que serán atravesados por el túnel se consideran muy impermeables en la mayor parte de la traza (correspondiendo a las Margas de Pamplona en estado sano), con resultados de 0,06 a 0,015 unidades de Lugeon o de forma equivalente, con permeabilidades comprendidas entre $k=0,0216$ cm/h y $k=0,0058$ cm/h.

Ensayos de laboratorio

Se realizan los siguientes ensayos en las muestras de suelo y rocas tomadas en campo. Para mayor información sobre los ensayos consultar referencia [2]
Para caracterizar el tamaño de detritos de los suelos, así como la plasticidad de la fracción fina.

- Análisis Granulométricos.
- Límites de Atterberg.

Con el objetivo de caracterizar la composición y las propiedades físicas.

- Humedad natural.
- Densidad seca.
- Determinación del contenido en carbonatos.

En cuanto a las propiedades mecánicas. Resistencia y comportamiento frente a la aplicación de cargas.

- Resistencia compresión simple en suelos.
- Resistencia compresión simple en rocas.
- Ensayos brasileños. (Resistencia a tracción indirecta).
- Triaxial en roca.
- Corte directo.
- Ensayos de dureza y abrasividad Cerchar.
- Ensayos Franklin. (Carga puntual aplicada).
- Compresión simple con bandas.

4.3.5.2 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LOS RECONOCIMIENTOS

La geología del trazado está formada, básicamente, por rocas margosas, principalmente por las denominadas Margas de Pamplona y suelos cuaternarios. Los depósitos cuaternarios afectan tan solo a la zona de emboquilles, tanto en la boca de Pamplona como a la de Jaca, aunque de manera muy superficial, y en los taludes de acceso.

Por lo tanto para el desarrollo del estudio tan solo interesan los resultados de las margas de Pamplona, que se exponen a continuación.

Margas de Pamplona

Se trata de un conjunto litológico muy uniforme formado, mayoritariamente, por lutitas margosas finamente laminadas u hojosas y margas de color gris con algunas intercalaciones esporádicas de finos niveles de arenisca con propiedades de turbidita. Se presenta a lo largo de toda la longitud del túnel, bajo los depósitos cuaternarios. En la parte más superficial de la columna estratigráfica, presentan una aureola de meteorización que puede tener espesores de varios metros de potencia, con características similares a la roca de la que proceden. Esta meteorización es mayor a cotas más superficiales, donde la roca se ve afectada por factores ambientales como el agua, el viento, cambios de temperatura, etc, que hacen que las margas se desintegren fácilmente al producirse cambios en su humedad; mejorando la calidad de la roca con la profundidad.

Se han ensayado un total de 75 muestras en este material. Se incluye a continuación un cuadro resumen en la tabla 4.4, con los resultados tratados estadísticamente de los ensayos y propiedades estudiadas.

	Dens. T/m ³		CSRoca	Brasileño	Triaxial Roca kg/cm ²		Cerchar		Franklin	Carbonatos	C. Simple Bandas (kg/cm ²)			
	W %	Seca	Aparente	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Pr. Confinam.	Resist. Pico	Dureza	Abrasiv	Is (N/mm ²)	%	Resist.	M. Young	C. Poison
N° ENSAYOS	55	80	54	63	5	11	11	13	13	2	30	4	4	4
MÁXIMO	4,30	2,63	2,68	535,10	20,62	35,0	299,38	54,91	0,60	0,56	46,70	195,38	121749,10	0,46
MÍNIMO	0,70	2,48	2,54	16,00	7,27	10,0	88,88	26,45	0,07	0,51	29,10	37,64	61509,07	0,14
MEDIA	1,73	2,57	2,61	221,92	13,03	22,3	189,95	38,25	0,30	0,54	38,31	105,78	93231,19	0,31
MEDIANA	1,60	2,58	2,61	209,00	12,09	20,0	200,10	37,17	0,27	0,54	39,85	95,05	94833,30	0,32
DESVIACIÓN	0,72	0,04	0,04	111,02	5,48	9,32	68,63	9,80	0,18	0,04	4,80	72,05	28995,58	0,15

Tabla 4.4: resumen de parámetros calculados en ensayos de laboratorio

Se ha observado alguna correlación entre propiedades y la profundidad a la que se encontraba la muestra que resultan interesante subrayar.

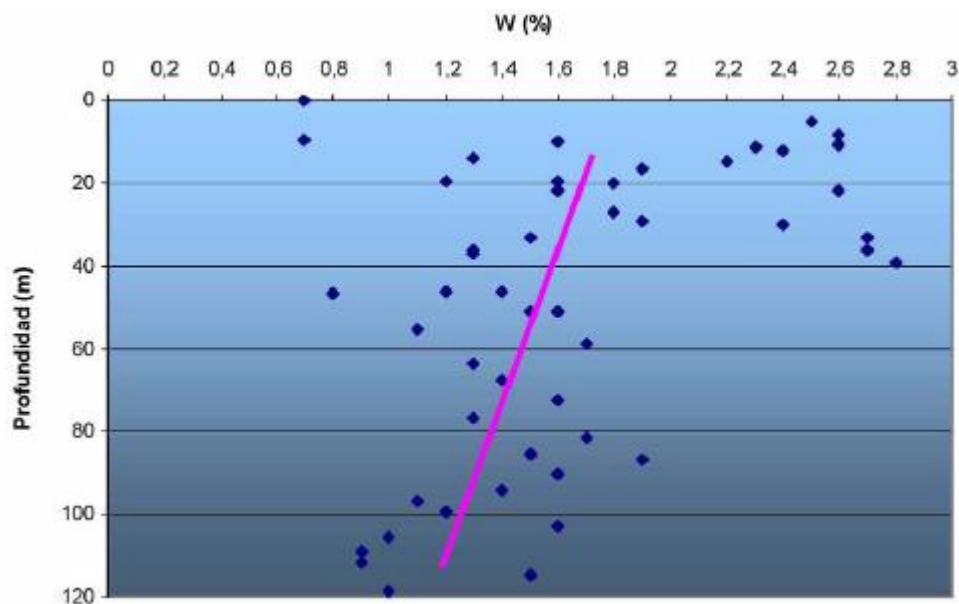


Figura 4.7: relación profundidad-humedad en muestras de roca margá

En la figura 4.8 se aprecia la variación de la humedad con la profundidad, observándose que la humedad disminuye con la profundidad de manera lineal; aunque se observan algunos valores que se consideran anormalmente altos a cotas superficiales, que pudieran indicar que se trata de niveles margosos más alterados.

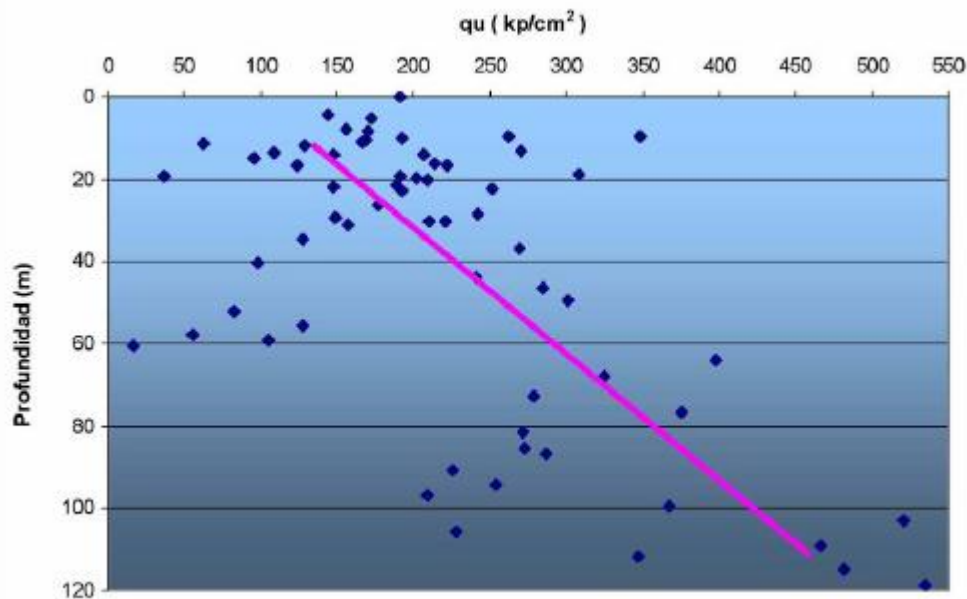


Figura 4.8: relación profundidad-resistencia a compresión en muestras de roca margosa

Se observa, de manera muy clara, en la figura 4.9 cómo la resistencia a compresión simple de las muestras aumenta con la profundidad, lo que indica que se trata de un material de comportamiento normal.

4.3.6 PARÁMETROS DEL MACIZO ROCOSO

La resistencia de un macizo rocoso es función de la resistencia de la roca intacta, la resistencia de las discontinuidades y de cómo éstas se distribuyen en el macizo. Una vez caracterizada la matriz rocosa, se determinan los parámetros del macizo rocoso más importantes, necesarios para la modelación de la sección PK 8+800.

- Módulo de deformación del macizo E_m .
- Resistencia a compresión simple del macizo σ_{cm} .
- Parámetros de Mohr Coulomb.
 - o Cohesión.
 - o Angulo de rozamiento interno.
- Estado tensional inicial. K_0 .

Resultan de gran ayuda para su determinación, ciertos índices de calidad de macizos rocosos, conocidos como clasificaciones geomecánicas, desarrollados por varios autores.

Para el desarrollo del presente estudio se ha trabajado con dos fuentes de información diferentes.

Por un lado se dispone de los parámetros del macizo empleados en la modelización del túnel del proyecto constructivo. Éstos se han calculado con el programa Rocklab y se dispone únicamente de los resultados enumerados en una tabla.

Por otro lado se ha recurrido al cálculo de los parámetros del macizo rocoso mediante fórmulas empíricas propuestas por diferentes autores. Se calculan únicamente los

parámetros que intervienen en el Criterio de Rotura de Mohr Coulomb. E_m , ν , c y ϕ . Éste es el criterio adoptado por los proyectistas en la simulación en 3D de Flac 3D y la que se considera también en éste estudio para poder comparar los resultados.

De ésta forma se dispone de varios criterios a la hora de aplicar los parámetros al modelo y poder así ajustarlo a la realidad.

4.3.6.1 CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS

Las clasificaciones geomecánicas son un método de ingeniería geológica que permiten evaluar el comportamiento geomecánico de los macizos rocosos y estimar los parámetros geotécnicos de diseño. Son útiles también para realizar una propuesta de sostenimiento. Como se verá más adelante los autores del proyecto constructivo emplean esta técnica.

Estas clasificaciones permiten caracterizar un determinado macizo rocoso en función de una serie de parámetros a los que se les asigna un cierto valor. Por medio de la clasificación se llega a calcular un índice característico de la roca, que permite describir numéricamente la calidad de la misma.

Para la caracterización geotécnica del macizo que nos ocupa, se han utilizado las clasificaciones geomecánicas que se enumeran a continuación:

- Bieniawski (1979 y 1989), a partir de la cual se obtiene el índice RMR del macizo rocoso, que varía entre 0 y 100. Se estimará el valor conocido como “corregido”, es decir, aplicando la corrección por orientación de las diaclasas tomando un valor medio o regular.
- Barton et al. (1974), en el que se obtiene un índice numérico Q de calidad del macizo rocoso, que varía entre 0,001 y 1000.
- Índice de resistencia geológica, GSI (Geological Strength Index) introducido por Hoek, a partir de unas tablas propuestas por el autor en las que, basándose en el aspecto de la roca, se elige la categoría que mejor describa las condiciones del macizo previo a la excavación.

Clasificación de Bieniawski (RMR)

Desarrollada en 1973, con actualizaciones en 1979 y 1989 y basado en más de 300 casos reales de túneles y minas. Constituye un sistema de clasificación de los macizos rocosos que permite relacionar índices de calidad con parámetros geotécnicos del macizo, de excavación y de sostenimiento en túneles. Actualmente se emplea la edición de 1989.

Para determinar el índice de Bieniawski (RMR), se hace uso de seis parámetros del terreno:

- Resistencia a compresión simple de la roca.
- Índice de fracturación RQD.
- Espaciamiento de las discontinuidades.
- Estado de las discontinuidades.
- Condiciones hidrogeológicas.

- Orientación de las discontinuidades respecto a la excavación.

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

El valor del RMR oscila entre 0 y 100 en función de la calidad de la roca, distinguiéndose cinco tipos o clases de roca:

- Clase I: $100 > \text{RMR} > 81$ Roca muy buena
- Clase II: $80 > \text{RMR} > 61$ Roca buena
- Clase III: $60 > \text{RMR} > 41$ Roca media
- Clase IV: $40 > \text{RMR} > 21$ Roca mala
- Clase V: $20 > \text{RMR} > 0$ Roca muy mala

Clasificación Q de Barton

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

La clasificación geomecánica de Barton asigna a cada terreno un valor numérico, tanto mayor cuanto mejor es la calidad geotécnica de la roca. Su variación no es lineal como la del RMR, sino que oscila entre 0,001 para terrenos muy malos y 1.000 para terrenos muy buenos. El valor de Q se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$Q = (\text{RQD} / J_n) * (J_r / J_a) * (J_w / \text{SRF})$$

donde:

- RQD = Rock Quality Designation
- J_n = Índice de diaclasado. Indica el grado de fracturación del macizo.
- J_r = Índice de rugosidad de las juntas
- J_a = Índice que indica la alteración de las paredes de las juntas
- J_w = Coeficiente reductor por la presencia de agua
- SRF = Stress Reduction Factor. Coeficiente que tiene en cuenta la influencia del estado tensional del macizo rocoso

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

Una vez determinado el valor Q, se pueden emplear dos métodos para definir el sostenimiento del túnel, que son:

- Barton (1974)
- Grimstad, Barton y Loset (1993)

Para ello es necesario un nuevo parámetro dependiente de las dimensiones del túnel, llamado

“Dimensión Equivalente” (De). Ésta se obtiene como el cociente entre el vano o altura del túnel (el mayor de ambos valores) y un factor denominado “Excavation Support Ratio” (ESR).

Índice de resistencia geológica (GSI)

El Índice de Resistencia Geológica (GSI) fue introducido por Hoek (1994) y Hoek et al, (1995) para proporcionar un sistema de estimación de la reducción de resistencia que experimenta un macizo rocoso con respecto a la roca intacta, según se hacen más deficientes sus condiciones geológicas. Se define en el terreno mediante la observación de dos parámetros principales: fracturación y estado de las discontinuidades.

La intención de los creadores del GSI fue introducir un índice que representara de forma adecuada las características intrínsecas del macizo rocoso. Por tanto, el resto de parámetros incluidos en las clasificaciones geomecánicas anteriores (por ejemplo, el estado tensional in situ, orientación de las discontinuidades, características hidrogeológicas) fueron omitidos en el esquema seguido por el GSI.

El GSI puede obtenerse mediante diversos métodos:

a) A partir del índice RMR (Bieniawski, 1989).

Utilizando el índice RMR89 en su versión de 1989 se suman, en primer lugar, los valores obtenidos en los cuatro primeros parámetros (resistencia a la compresión simple de la roca intacta, RQD, espaciado de las diaclasas, estado de las diaclasas). Posteriormente se caracteriza el macizo rocoso como completamente seco, añadiendo un valor adicional de 15 a la suma previamente calculada, obteniendo como resultado final el índice RMR*89 (sin corrección por orientación de juntas). Para valores de RMR*89 superiores a 25, el índice GSI puede calcularse mediante la expresión:

$$GSI = RMR*89 - 5$$

b) A partir del índice Q (Barton et al, 1974).

Al utilizar el índice Q para estimar el GSI, en primer lugar se asigna el valor del coeficiente reductor por la presencia de agua (J_w), equivalente al supuesto en condiciones secas, mientras que el coeficiente del estado tensional (SRF), no siendo un parámetro intrínseco del macizo rocoso, no es considerado. El índice de calidad del macizo rocoso corregido, Q^* , se calcula mediante la expresión:

$$Q^* = (RQD / J_n) \cdot (J_r / J_a)$$

El valor de Q^* así obtenido puede ser utilizado para calcular el valor del GSI a partir de la expresión:

$$GSI = 10 \cdot \ln(Q^*) + 32$$

c) A partir de descripciones cualitativas (Hoek et al, 1995; Hoek y Brown, 1997).

El valor del GSI también puede obtenerse a partir del reconocimiento de la estructura del macizo rocoso y de las condiciones de las superficies de discontinuidad, de acuerdo con la figura 4.10:

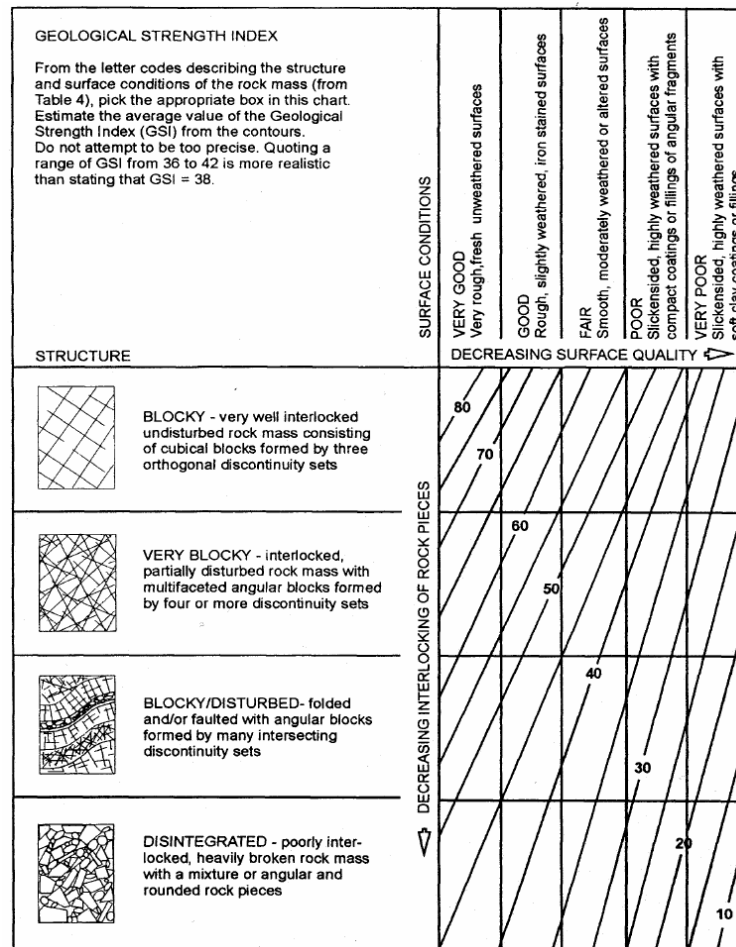


Figura 4.9 valores del GSI

Se ha continuado con la misma tramificación: margas sanas, las zonas de emboquille y de falla. Cada una de ellas con resultados diferentes entre ellos tal y como se observa en la tabla 4.5

TRAMO	LOCALIZACIÓN	RMR (corregido)	Q	GSI (de cálculo)	m_i
1	Emboquille lado Pamplona, en Margas alteradas	30 Clase IV. Mala	0,21	30	7
2	Túnel excavado en Margas de Pamplona	50 - 60 Clase III. Media	1,95 – 5,92	40 - 50	7
3	Zonas de falla	20 Clase V. Muy mala	0,07	20	7
4	Emboquille lado Jaca, en Margas alteradas	30 Clase IV. Mala	0,21	30	7

tabla 4.5: parámetros del macizo rocoso por tramos en proyecto. Fuente propia

4.3.6.2 ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS RESISTENTES DEL MACIZO ROCOSO

Como se dicho anteriormente se dispone de la información al respecto recopilada de proyecto.

Para realizar el cálculo de la resistencia del macizo rocoso, se utilizó el programa Roclab 1.03 de la casa Rocscience en el que, introduciendo el valor de compresión simple de la matriz, el valor del GSI (estimado a partir de la tabla de Hoek et al., 1998) y el tipo de roca con la que se obtiene la constante m (de Hoek y Brown), se obtienen los valores resistentes (c y ϕ) y los valores de la resistencia uniaxial, la resistencia global del macizo y el módulo de deformación del mismo.

A continuación en la figura 10 se presentan las salidas de ordenador de este programa (Roclab) y los resultados de los cálculos para la roca marga sana:

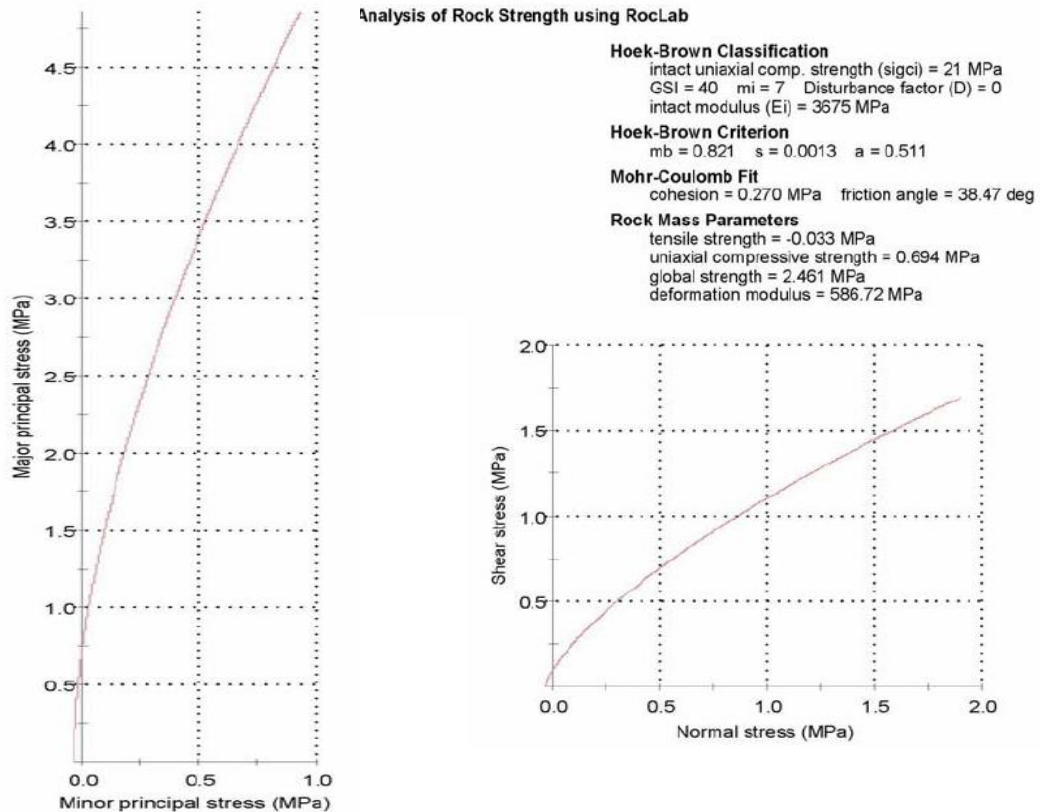


Figura 4.10: salidas del programa Roc Lab. Fuente: [19]

Para la determinación del módulo de deformación, resistencia a compresión, cohesión y ángulo de rozamiento de la unidad de margas sanas, se han tomado los siguientes datos:

- $\sigma_{ci} = 21,0$ MPa
- GSI = 40, determinado a partir del índice RMR.
- $m_i = 7$, correspondiente a las margas.
- $E_i = 3675$ MPa.
- Densidad de $0,0261$ MN/m³
- Recubrimiento máximo esperable de estos materiales en el túnel = $45,0$ m.
- $D=0$, mínima perturbación en terreno próximo en la excavación.

Los resultados se recogen en la siguiente tabla 4.6

Unidad litológica	PARÁMETROS ROCA INTACTA		PARÁMETROS MACIZO ROCOSO			
	Densidad (t/m ³)	σ_{ci} (MPa)	Cohesión (MPa)	Ang.Rozamiento	E_m (MPa)	σ_{om} (MPa)
Margas Pamplona	2,61	21,0	0,27	38°	587,0	2,50

Tabla 4.6: parámetros del macizo rocoso y roca intacta. Fuente: [19]

A continuación se desarrolla un proceso de cálculo de diferentes factores del macizo rocoso basado en fórmulas teóricas. Los diferentes valores obtenidos, en ocasiones dispares, sirven para fijar de alguna manera un umbral de valores posibles para un parámetro. Se contrasta al mismo tiempo la información que se dispone de proyecto, ya que tan solo se tiene acceso a una hoja de resultados del programa roclab y no se conoce el proceso de cálculo.

Módulo de deformación E_m del macizo rocoso.

- Tres autores proponen fórmulas para este parámetro calculados a partir del RMR.
 - o Bieniawski (1984)

$$E_m = 2RMR - 100 \text{ GPa} \quad \text{si } RMR > 50$$

Con un RMR=55. Se supone el valor medio de RMR en el intervalo adjudicado al macizo de roca marga sana, 50-60.

$$E_m = 10 \text{ GPa}$$

- o Serafím y Pereira (1983)

$$E_m = 10 \frac{RMR - 10}{40} \text{ GPa}$$

Con un RMR=55. Se supone el valor medio de RMR en el intervalo adjudicado al macizo de roca marga sana, 50-60.

$$E_m = 11,25 \text{ GPa}$$

- o Verman (1993)

$$E_m = 0.3H^\alpha 10^{(RMR-20)/38} \text{ GPa}$$

H = recubrimiento de roca sobre el eje del túnel. Se estima un recubrimiento de 50m (es el mínimo que fija la fórmula), que corresponde a un valor representativo de lo que se encuentra en el túnel de Liédena.

α = parámetro que varía entre 0,16, rocas débiles y 0,35 para rocas duras. Se estima un valor de 0,18, como roca blanda-media.

Con un RMR=55. Se supone el valor medio de RMR en el intervalo adjudicado al macizo de roca marga sana, 50-60.

$$E_m = 5.05 \text{ GPa}$$

- Modelo de rotura de Hoek-Brown (1998,2002). Los cálculos de roclab se basan en esta teoría.

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{((GSI-10)/40)} \text{ Gpa}$$

D = coeficiente que depende de la perturbación generada en el terreno próximo al excavar = 0. Pequeña

σ_{ci} = Resistencia a compresión simple de la roca inalterada = 21,7 MPa. De ensayos a compresión simple de la roca. Valor medio

GSI = 45. Valor medio. Se supone el valor medio de GSI en el intervalo adjudicado al macizo de roca marga sana, 40-50.

$$E_m = 3.49 \text{ GPa}$$

Coeficiente de Poisson.

Para rocas isotrópicas, el valor del coeficiente de Poisson está prácticamente siempre entre 0 y 0,5. Publicaciones de autores como Jimenez Salas (1975), proponen a falta de datos, valores entre 0,2 y 0,3. En los ensayos a compresión simple con bandas realizados a las muestras, tal y como se muestra en la tabla 4.7 se obtienen resultados entre 0,14 y 0,46. Con una media de 0,31.

Se considera adecuado un valor de $\nu = 0,3$.

Resistencia al corte. Ángulo de rozamiento interno y Cohesión.

- A partir del índice de calidad RMR. Bieniawski (1989) propuso una serie de valores recogidos en la siguiente tabla. La experiencia ha demostrado que para el caso de túneles resulta algo conservador, pero válidos.

RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
C (KPa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100
Φ (°)	>45	35-45	25-35	15-25	<15

Tabla 4.7: valoración de resistencia al corte. Fuente: [2]

Con un RMR=55. Se supone el valor medio de RMR en el intervalo adjudicado al macizo de roca marga sana, 50-60. Con interpolación lineal

$$C \text{ (KPa)} = 273$$

$$\phi = 32,4$$

Todos los valores de los parámetros del macizo rocoso aquí discutidos no se emplean para la simulación del capítulo de modelación. Se recurre a los valores propuestos por el proyecto. En cualquier caso refleja la variabilidad de los mismos y la necesidad de un correcto calibrado de los modelos para que representen la realidad.

4.3.7 CONDICIONES INICIALES DE TENSIONES EN EL TERRENO.

No se disponen de ensayos específicos para determinar el tensor de tensiones iniciales del terreno por lo que se ha considerado una ley de esfuerzos verticales que aumenta con la profundidad a razón de peso específico.

$$\sigma_v = \rho gh$$

Esta hipótesis es consecuente con la apreciación indicada en el punto 2.5.2.

El coeficiente de empuje en reposo K_0 , es la relación en el terreno entre las tensiones verticales y horizontales. No se han realizado ensayos para su determinación. No se aprecian indicios de plegamientos o movimientos tectónicos que se contrapongan a una hipótesis de cargas hidrostáticas, por lo que el valor de K_0 se considera cercano a 1.

4.3.8 CONCLUSIONES SOBRE GEOLOGÍA Y GEOTÉCNIA.

Se puede decir que el túnel está excavado en un material bastante homogéneo. La mayor parte del trazado se encuentra en un macizo de margas de pamplona tal y como se observa en el perfil geológico de la figura.4.4 Los estratos situados por encima del estrato de margas, que son las margas alteradas y los depósitos superficiales del cuaternario, tienen una reducida potencia por lo que en la mayor parte del trazado no influyen en la excavación sus propiedades geotécnicas.

Los parámetros del macizo rocoso que se han estudiado en el apartado anterior no quedan fijados de manera definitiva por dos motivos.

- Los parámetros aportados por el proyecto constructivo, resultado del cálculo de Roclab, toman como dato un parámetro de la roca intacta, E_i , tabla4.6 no quedando justificado su origen. No coincide con los datos de los ensayos de las muestras de la tabla 4.4.
- Existe gran variación en algunos parámetros del macizo rocoso, en particular en la E_m calculada en referencia a las indicaciones de diversos autores. Además diverge todavía más de los valores obtenidos de proyecto.

Se debe hacer uso de los parámetros del macizo rocoso con sumo cuidado, comparando resultados con datos similares. Para recrear la realidad con mayor precisión deberá hacer un ajuste y calibrado de dichos parámetros. Algo que tal y como se dijo al principio de éste apartado, es fundamental en el NATM.

4.4 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

4.4.1 INTRODUCCIÓN

Como se ha visto ya al analizar las clasificaciones geomecánicas, que en definitiva suponen la caracterización de las condiciones de estabilidad, así como de otro concepto que no se ha tratado, pero que se deduce a partir de los mismos índices, como es la excavabilidad, se presenta como un túnel en rocas blandas-medias, estables, con tamaño de sección moderados y una longitud también moderada con una poco probable presencia de agua.

Los métodos de construcción de túneles ofrecen muchas variedades y clasificaciones. Según el profesor de la UPM José Miguel Galera Fernández, se clasifican en función de dos parámetros. Ver tabla 4.8. Uno relativo al comportamiento tensodeformacional de la excavación y otro relativo al grado de mecanización. Éste lo suele fijar la longitud del túnel y el presupuesto disponible.

GRADO DE MECANIZACIÓN	COMPORTAMIENTO DE LA EXCAVACIÓN		
	ELÁSTICO	DEFORMACIÓN MODERADA	DEFORMACIÓN INTENSA
TOTAL (TUNELADORAS)	TBM DOBLE-ESCUDO	DOBLE-ESCUDO T.B.M.-ESCUDADA	E.P.B. HIDRO
PARCIAL (MÉTODOS CONVENCIONALES)	SECCIÓN COMPLETA	AVANCE Y DESTROZA	N.M.A.
			MÉTODO BELGA, ALEMÁN,...
			GALERÍAS DE CIMENTACIÓN
			ADECO

Tabla 4.8: clasificación de métodos de construcción de túneles Fuente: [Internet]

El proceso de excavación y sostenimiento del proyecto se plantea bajo la filosofía, criterios y elementos de sostenimiento del conocido bajo la denominación de Nuevo Método Austriaco (NATM ó NMA), el cual resulta totalmente adecuado a la problemática de los terrenos afectados.

Los principios de dicho método los enunció el profesor Rabcewicz en 1960 y pueden resumirse de la forma siguiente:

- La zona de roca que circunda al túnel interviene en la estabilidad de la excavación y es el principal elemento del que depende ésta. Es decir, es la propia roca la que se autosostiene, ya que se forma un arco de descarga en torno al túnel que transmite la tensión a ambos lados de éste.
- Como consecuencia de lo señalado en el punto anterior, conviene mantener inalteradas, en la medida de lo posible, las características de la roca que rodea al túnel. Para ello es beneficioso emplear técnicas que suavicen el efecto de las voladuras sobre la roca: recorte, precorte...
- Para facilitar la distribución de tensiones en el anillo de roca que rodea al túnel, se deben diseñar los túneles con formas redondeadas, evitando los puntos angulosos.
- El sostenimiento se colocará de forma que deje deformarse al terreno, siempre dentro de la estabilidad del túnel, con objeto de que la roca desarrolle su capacidad autoportante. La carga que va a soportar el

sostenimiento dependerá pues del momento en que se coloque tras la excavación.

- Se deben diseñar varios tipos de sostenimientos que se aplicarán en función de la calidad de la roca. Durante la obra se pueden optimizar los sostenimientos basándose en la información aportada por la instrumentación y apoyándose en los modelos de cálculo empleados en los análisis aplicar técnicas de retroanálisis.
- Inmediatamente tras la excavación se colocará un sostenimiento primario que estabiliza el túnel. Más adelante, en función de otros factores, tales como presencia de agua u otros factores funcionales, puede colocarse un revestimiento definitivo.

El sistema consiste, básicamente, en la aplicación de sostenimientos ligeros de forma inmediata tras la excavación, los cuales permiten la disipación de gran parte de la energía potencial del macizo que se libera tras la apertura de la perforación, haciendo mínimas las necesidades de sostenimiento.

Se permite, con este método, la plastificación controlada de una corona del terreno encajante del túnel, que sin embargo, y por otra parte, colabora a la estabilidad de la sección movilizando su resistencia residual a lo largo de las superficies de las cuñas de plastificación que podrían llegar a moverse en dicha corona.

El sostenimiento que se aplica con este método en el borde de la excavación actúa aportando una presión interior en el túnel que produce un estado de confinamiento radial sobre el terreno del entorno, el cual debe ser suficiente para conseguir, junto con la colaboración ya mencionada de la propia corona de terreno plastificado, la estabilidad de la sección.

Formando parte de la filosofía del método resulta imprescindible efectuar durante la ejecución de las obras la auscultación del comportamiento del conjunto terreno-sostenimiento, lo que exige al menos el control de la deformación radial de las secciones (convergencias). La auscultación permite el análisis no solo de la necesidad de efectuar refuerzos en los sostenimientos, aumentando la cuantía de cualquiera de los elementos mencionados en caso necesario, sino también el posible aligeramiento en los tramos pendientes, si se constatará el exceso de las dotaciones empleadas.

En el siguiente capítulo se definen las medidas de control de auscultación a adoptar durante la construcción y las frecuencias de lectura definidas en función de las velocidades de deformación registradas en cada momento.

La deformación real es siempre difícil de analizar por la complejidad del fenómeno tridimensional que se produce por lo que, en cualquier caso, las decisiones de refuerzo deberán tomarse no solo por el nivel de deformación alcanzado sino, fundamentalmente, por la tendencia de la curva de velocidades de deformación, una vez se haya perdido el efecto de entibación del frente.

4.5 SOLUCIÓN PARTICULAR

La construcción del túnel de Liédena se ha basado en el NATM, con sección partida en dos fases, avance y destroza, planteándose a su vez una destroza también partida con desfases longitudinales de 24 m para secciones de sostenimiento STI (Margas sanas). De acuerdo con este sistema, la ejecución de la excavación deberá ir seguida, inmediatamente, por la construcción de un sostenimiento flexible. Los equipos de trabajo que han intervenido en cada pase son los siguientes.

- Facultativo y equipo de perforación de barrenos para la colocación de explosivos.
 - o Retroexcavadora mixta.
 - o Manitou.
 - o Jumbo de tres brazos. En imagen 4.11



Figura 4.11:jumbo perforando barrenos.

- Equipo de retirada de escombros.
 - o Cargadora de ruedas.
 - o Retroexcavadora de cadenas.
 - o Camión Articulado “Lagarto”. En la imagen 4.12



Figura 4.12:camión articulado

- Equipo de saneo de frente de excavación.
 - o Retroexcavadora mixta.
 - o Retroexcavadora con martillo. En imagen 4.13



Figura 4.13:labores de saneo

- Equipo de gunitado
 - o Robot de gunitado. En imagen
 - o Camión hormigonera.



Figura 4.14:gunitadora

Se obtenían rendimientos de hasta 3 pases diarios trabajando 24 h.
Se ha realizado previamente la excavación y sostenimiento del avance, con pases de 3 m y una vez calado el túnel se realizó la excavación y sostenimiento de la destroza, con pases de 6 m y en dos fases, tal y como se aprecia en la figura 4.15.

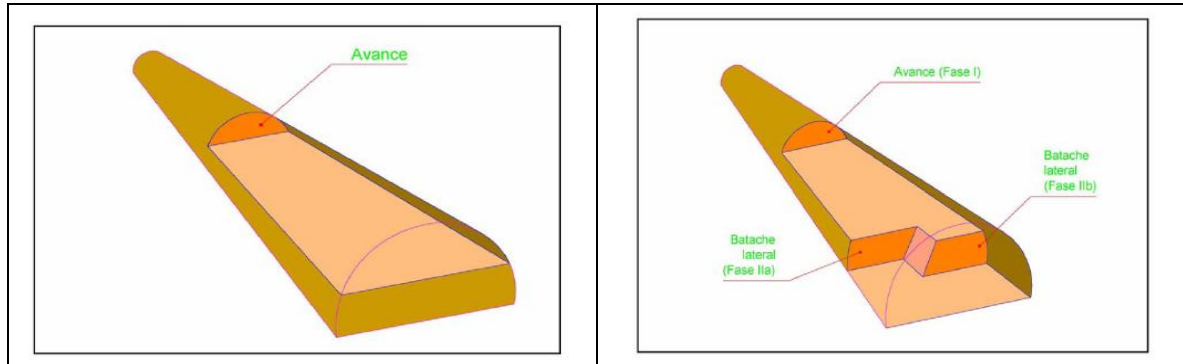


Figura 4.15: fases de excavación en el NATM

Los elementos de sostenimiento que se han empleado en la sección ST 1 han sido los siguientes:

Hormigón proyectado con fibras metálicas. HP-30-15-IIa con fibras 30kg/m³. Está formado por una capa de 5+5 cm de espesor. La puesta en obra finalmente se realizó con una sola capa de 10 cm a pesar de que inicialmente estaba prevista la colocación mediante una primera capa de 5 cm de espesor a modo de capa de sellado, tras la que se ejecutarían los restantes 5 cm.

El hormigón sella la superficie de la roca, cerrando las juntas, evitando la descompresión y la alteración de la roca. De este modo el terreno puede mantener, en su mayor medida, sus características iniciales. Además El anillo de hormigón proyectado desarrolla una resistencia y puede trabajar como lámina, resistiendo las cargas que le transmite la roca al deformarse. También resiste la carga puntual ejercida por pequeñas cuñas o bloques de roca que descansan sobre la capa de hormigón.

Las fibras metálicas tienen una misión secundaria que es la de dotar al hormigón proyectado de la suficiente resistencia a tracción para soportar los esfuerzos de este signo. Uno de los motivos principales para que aparezcan tracciones en el sostenimiento es la retracción a la que se ve sometido el mismo por la pérdida de agua.

Finalmente, una vez realizada y sostenida toda la excavación del túnel, se está procediendo al hormigonado del revestimiento con un espesor mínimo de 30 cm, el cual se debe realizar una vez se haya estabilizado la excavación. También se está disponiendo, tal y como se indicaba en proyecto, una capa de impermeabilización y protección mediante geotextil.

Las fases de ejecución se aprecian en la siguiente secuencia de imágenes 4.6



Figura 4.16: fases de montaje de carro de encofrado de revestimiento

4.6 CÁLCULOS TENSODEFORMACIONALES DE PROYECTO

A continuación se presenta una explicación de los cálculos tensodeformacionales en los que se basa la comprobación del sostenimiento del túnel de Liédena. Se trata de la modelación incluida en el proyecto constructivo.

Los resultados obtenidos en dicha modelación constituyen una de las dos fuentes de datos con las que comparar el estudio desarrollado en el siguiente apartado del documento. La modelación de proyecto es una modelación en 3 dimensiones, más complicada por carga computacional que la que se desarrolla en el presente artículo siendo el objetivo principal del estudio la comprobación de la validez o no validez de la modelación más sencilla con respecto a la más sofisticada y con respecto a la realidad recogida mediante la auscultación.

Con respecto a la simulación de proyecto, se dispone de datos de entrada del programa así como de varias tablas de resultados.

Cierta información se deduce de las representaciones gráficas de los outputs del programa que se han recogido del anexo de resultados del cálculo tensodeformacional del proyecto.

4.6.1 DATOS DE PARTIDA

En función de los índices RMR, Q y la clasificación de Romana asignados a cada tramo del túnel se han definido unos sostenimientos preliminares que sirven de guía para la propuesta que se comprueba analíticamente mediante el programa de elementos finitos FLAC 3D, clasificados en la siguiente tabla 4.9

SOSTENIMIENTO	MATERIAL	Clasificación geomecánica				Sostenimiento propuesto	
		RMR	GSI	Q	Calidad macizo	Beniawski	Barton
ST 1	Margas sanas	50 60	40 50	1,95 5,92	III. Media	Avance y destroza, 1,5-3,0 m en avance. HP=5-10 cm. Bulones L=4 m, espaciados 1,5-2,0 m.	HP=5+5 cm. Bulones ϕ =25 2,0x2,0 m. L=4,0 m. Long. Pase=2,0 m.
ST 2	Margas en zona de falla	20	20	0,07	V.Muy mala	Galerías múltiples(0,5-1,5 m en avance). HP=15-20 cm. Bulones L=4 m, espaciados 1,0-1,5 m. Con mallazo. Cerchas medias a pesadas, espaciadas 0,75 m.	HP=5+15 cm. Bulones 1,0x1,0 m. L=4,0 m. Cerchas TH-29 cada 1,0 m.
ST Emb 1 Y 2	Emboquille boca pamplona	30	30	0,21	V.Muy mala	Galerías múltiples(0,5-1,5 m en avance). HP=15-20 cm. Bulones L=4 m, espaciados 1,0-1,5 m. Con mallazo. Cerchas medias a pesadas, espaciadas 0,75 m. Contrabóveda. Paraguas.	HP=5+15 cm. Bulones ϕ =32, 1x1 m L=4,0 m. Cerchas HEB-160 cada 1m. Paraguas 20m.

Tabla 4.9: propuestas de sostenimiento

4.6.2 DESCRIPCIÓN

El programa utilizado en la modelización numérica es el programa FLAC3D (Versión 3.10) de ITASCA CONSULTING GROUP INC. (Minneapolis, Minnesota), que permite simular el comportamiento tridimensional de suelos, rocas y otros materiales estructurales que se ajustan a diferentes modelos constitutivos mecánicos. Isótropo, plástico, elástico, vacío...

En la resolución del modelo numérico se ha utilizado el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb para estudiar la plasticidad de la matriz rocosa. La formulación que el programa FLAC3D hace del problema asume un sólido elastoplástico perfecto, en deformaciones planas, de acuerdo con la ley de fluencia según Mohr-Coulomb y una ley de flujo no asociado.

Se han modelado por separado 4 secciones características, pero la única que se tiene en cuenta para la comparativa es la correspondiente al sostenimiento ST 1.

Características geométricas.

- Radio de excavación = 6.8 m
- Altura del centro sobre rasante = 1,5 m
- Cobertura de 45 m de Margas de Pamplona
- Geometría simétrica

Fases de excavación.

- Estado inicial de tensiones. Campo gravitacional.
- Avance. Pases de 3 m.

- Destroza completa. No hay desfases entre hastial izquierdo y derecho.
Pases de 6 m.

Los parámetros de cálculo que definen las condiciones de elastoplasticidad del material se indican en la siguiente tabla 4.10 Como se ha indicado anteriormente en el proyecto se han seleccionado tres unidades con diferentes propiedades y diferentes propuestas de sostenimiento. Cada una de ellas se comprueba con su correspondiente modelo.

Comprobación	Terreno	GSI del macizo	Cobertera (m)	Propiedades elasto-plásticas				
				E (MPa)	σ_{cm} (MPa)	ν	c (MPa)	Φ (°)
Comp. 1	Margas de Pamplona	40	45	587	2.5	0.3	0.270	38
Comp. 2	Margas de Pamplona en zona de falla	20	60	160	1.2	0.35	0.130	31
Comp. 3	Margas de Pamplona en Emboquille	30	30	285	1.65	0.3	0.116	40

Tabla 4.10: parámetros plásticos de la diferentes zonas del túnel

4.6.3 RESULTADOS

La siguiente tabla 4.11 corresponde a los resultados de la simulación. En él se recogen los valores de deformaciones máximas dadas por los cálculos de FLAC 3D.

Variable del análisis		Fin avance	Fin destroza
Terreno	Desplazamiento del frente (cm). Semiconvergencia	2.10	-
	Bajada de clave (cm). Semiconvergencia	4.34	4.43
Terreno	Desplazamiento horizontal (cm). Semiconvergencia	2.41	3.33
	Plastificación (m)	0.70 en clave 1.50 en hombro	0.70 en clave 1.50 en hastiales 2.50 en solera
Hormigón	Bajada de clave medible (cm)	2.43	2.52
	Convergencia horizontal medible (cm) Cuerda del avance. Punto situado 1,55m por encima de la cota de avance	3.20	4.88
	Máx compresión (MPa)	13.36	13.00
	FS ($f_{c,t}= 30$ MPa)	FS=2.25	FS=2.31
	Máx tracción (MPa)	0.20	0.75
	FS ($f_{t,t}= 2$ MPa)	FS=10.00	FS=2.67

Tabla 4.11: resultados de simulación de proyecto

La primera fila de valores, corresponde a la deformación del frente de excavación. Éste valor, en la simulación que se desarrolla en el presente estudio, no se puede cuantificar, por lo que no se le da mayor importancia.

Por dar la misma estructuración que a los datos recogidos de la auscultación, se clasifica los valores de la deformación de la siguiente forma.

Deformación en fase de avance.

Antes de colocar el sostenimiento, es decir la deformación que sufre el terreno, se cuantifica de la siguiente manera con la ayuda de la figura 4.7

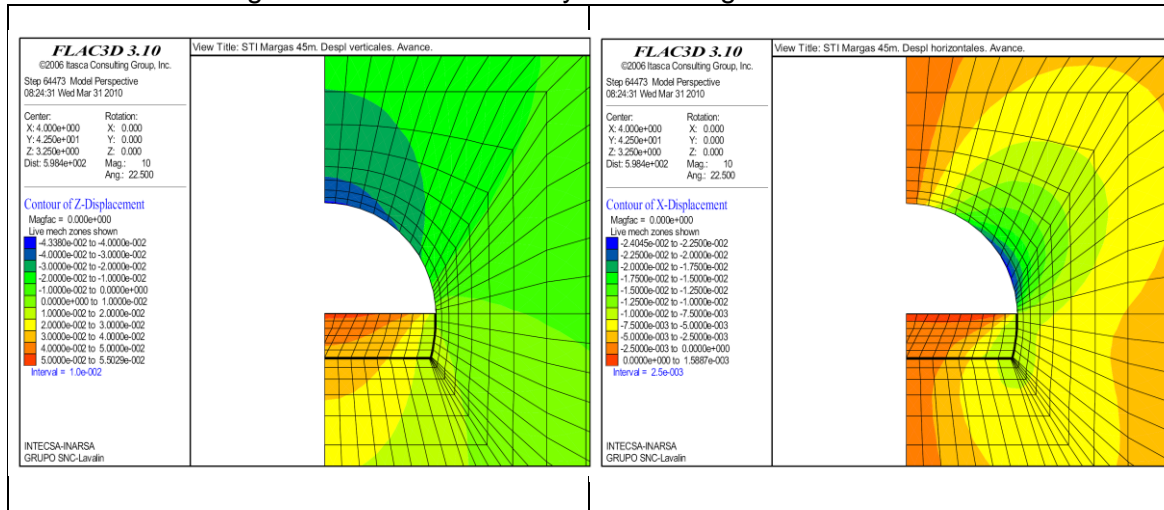


Figura 4.17: máximas deformaciones horizontales y verticales en fase de avance

- Desplazamiento vertical de la clave = 43,5 mm hacia abajo
- Desplazamiento vertical del hastial a 1,55 m de la rasante de avance = 0-10 mm. Hacia abajo.
- Desplazamiento horizontal de los hastiales a 1,55 m de la rasante de avance = 24,1 mm hacia adentro, la semiconvergencia. 48,2 mm en total de cierre de la sección.
- La plastificación del terreno se propaga hasta 0,70 m sobre la clave y 1,50 en el hombro de la excavación.

Con la gunita puesta en obra, las deformaciones que se podrán cuantificar mediante la medida de las convergencias, tal y como se explica en el capítulo 2 de Auscultación, serán:

- Desplazamiento vertical de la clave = 2,4 mm hacia abajo (de los 43,5 mm que se deforma en total en fase de avance).
- Desplazamiento horizontal a 1,55 m de la rasante de avance = 3,2 mm hacia adentro (de los 48,2 mm que se deforma en total en la fase de avance).

La gunita sufrirá unos esfuerzos máximos de 13,36 MPa a compresión y 0,20 MPa a tracción.

Deformación en fase de destroza.

Al igual que en el avance se diferencias dos subfases. La deformación que sufrirá el terreno se aprecia en la figura 4.18.

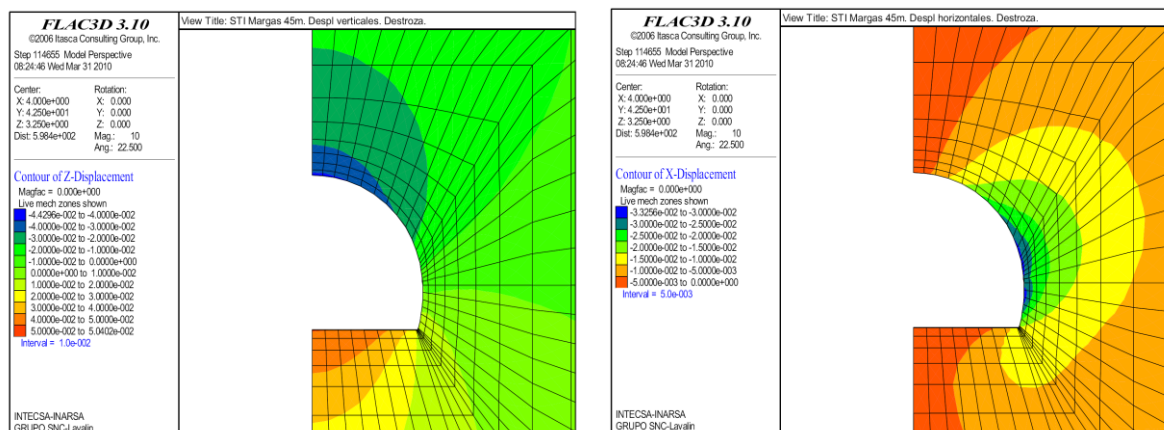


Figura 4.18: máximas deformaciones horizontales y verticales en fase de destroza

- Desplazamiento vertical de la clave total = 44,3 mm hacia abajo. Es decir 0,9 mm en la fase de destroza.
- Desplazamiento vertical de los hastiales 1,55 mm por encima de la rasante de avance = 0 – 10 mm hacia abajo.
- Desplazamiento horizontal total de los hastiales a 1,55 m de la cota de rasante avance = 33,3 mm la semiconvergencia, 66.6 mm en total. Es decir 9,2 mm en fase de destroza de semiconvergencia. 18,4 mm totales en fase de destroza.
- La plastificación alcanza 0,70 m en clave, 1 m en hastiales y 2,50 m en solera.

Con la gunita puesta en obra se darán las siguientes deformaciones medibles mediante cinta de convergencias. Ver capítulo 2.

- Desplazamiento vertical total de la clave = 2,5 mm hacia abajo. De los cuales 0,9 mm se materializan en la fase de destroza.
- Desplazamiento horizontal total a 1,55 m de la rasante de avance = 4,8 mm de deformación total medible en cinta. 1,6 mm en fase de destroza.

La gunita sufrirá unos esfuerzos máximos de 13,00 MPa a compresión y 0,75 MPa a tracción.

Como conclusión se remarca que los resultados arriba expuestos constituyen una fuente más de información con la que comparar los resultados de la modelación que se desarrolla. Los datos más fiables para utilizar en las comparaciones serán los de deformación total en el terreno en cada fase. No queda plasmado en los resultados el dato de en qué momento se sitúa en obra la gunita. Es decir, se desconoce la distancia al frente cuando la gunita entra en carga. Por lo tanto, resulta complicado comparar los cálculos con un método, que, como se ve en el capítulo de modelación, se basa en valorar la distancia al frente en el momento en que la gunita entra en carga.

A pesar de todo, dos metodologías de cálculo de la misma excavación, en las que se han tenido en cuenta idénticos parámetros del macizo rocoso deben parecerse en cuanto a la previsión de la deformada. Con esto se quiere decir que a pesar de que los resultados no coincidan al 100%, deben indicar la misma forma de reparto de tensiones-deformaciones, en caso de ser aceptables.

5 AUSCULTACIÓN

5.1 INTRODUCCIÓN

Tal y como expuso Victor Mallada en su ponencia en la Jornada Técnica Paymacotas celebrada en la Escuela de Caminos de Barcelona el 21 de Octubre de 2010, el objetivo principal de la auscultación no es otro que tener en cada momento, un mejor conocimiento de la obra, que nos permita la posibilidad de tomar, en el momento oportuno y por tanto con el menor perjuicio posible para la obra, las decisiones que se consideren necesarias en función de la evolución de su comportamiento.

Las excavaciones subterráneas producen en el terreno una redistribución de tensiones en el terreno adyacente con una cuantía e influencia que no siempre se conoce todo lo que se quisiera. El avance en la ejecución de la excavación con una correcta auscultación, permite al mismo tiempo el reconocimiento y caracterización del terreno atravesado de forma que permite:

- Actualizar, completar o corregir la información que se disponía de proyecto.
- Comprobar in-situ las diversas teorías de Mecánica de Suelos y Rocas, desarrolladas para el diseño y el dimensionamiento de los cálculos de proyecto.
- Tener un conocimiento real del comportamiento de la obra según va evolucionando la misma, así como de su influencia sobre otras excavaciones y estructuras próximas en el caso de existir.

Consecuentemente es posible mejorar las condiciones de seguridad en la ejecución de la excavación.

Este aspecto cobra especial importancia en los túneles ejecutados con el Nuevo Método Austriaco. El sostenimiento se ejecuta cuando el terreno ya ha sufrido cierta deformación y además se diseña de forma que tenga un comportamiento flexible, permitiendo en definitiva la deformación y redistribución de las tensiones. En este proceso, que no es instantáneo, resulta indispensable observar la evolución. La tendencia hacia la estabilización de las deformaciones y las tensiones nos indicará que la excavación se ha resuelto de manera satisfactoria.

Para que el programa de auscultación sea exitoso y representativo hay que tener en cuenta varios aspectos.

- Se debe partir de la identificación estructural y geotécnica de las secciones atravesadas por la excavación para proceder a la correcta tramificación del túnel. Se seleccionan las secciones de control.
- Instalar la instrumentación adecuada. Resumida la exposición de Víctor Mallada en las Jornadas Técnicas de la Escuela de Caminos de Barcelona, los equipos han de ser específicos, fáciles de instalar, con las partes

accesibles robustas, precisas, con la adecuada vida útil y deben requerir el mínimo mantenimiento posible.

- Modelo de cálculo. La modelización de las secciones de control fijan las deformaciones y tensiones previsibles a comparar con los datos obtenidos de la auscultación. Se dispone de un rango de valores de contraste.
- Tener en cuenta las fases de construcción. Se debe disponer de una planificación de la Campaña de Auscultación. Organizando las tareas de lectura.
- Interpretar y analizar correctamente los resultados.
- El Plan de Contingencias fija las actuaciones necesarias en caso de sobrepasar ciertos umbrales de aviso, alerta y alarma.

5.2 AUSCULTACIÓN DEL TÚNEL DE LIÉDENA

El túnel de Liédena se encuentra situado en una zona rural. El terreno atravesado es un cerro alejado de cualquier población con escaso aprovechamiento agrícola y ganadero. Mayoritariamente formado por matorral y pequeños arbustos silvestres. Su ejecución no puede afectar a ninguna estructura próxima. Por este motivo toda la instrumentación de auscultación se colocará en el interior del túnel. No siendo necesario el control de asentamientos en superficie.

Se realiza control de convergencias del túnel en secciones situadas cada 15 metros a lo largo de los dos tubos. Se han colocado 2 secciones instrumentadas en cada tubo.

La sección sobre la que se desarrolla el modelo en el presente estudio es una de estas secciones de instrumentación. La sección 1 del tubo sur situada en el PK 8+800. Las secciones de convergencia próximas se sitúan en destroza en los PK 8+795 y PK 8+81 y corresponden a la CJ 16 Y CJ15 respectivamente y PK 8+800 que corresponde a la C18J en avance.

5.2.1 CONTROL DE CONVERGENCIAS

Las convergencias son las medidas del movimiento relativo del perímetro de una sección una vez excavada. Se realizan colocando una serie de pernos en el sostenimiento o anclados en la roca y midiendo con cinta extensométrica de precisión los movimientos relativos entre ellos. También pueden ser medidas con estación total pero con una precisión de un orden de magnitud menor.

La cinta extensométrica es un instrumento portátil que permite medir desplazamientos entre pares de pernos de referencia anclados en la estructura o excavación. Los pernos se encuentran permanentemente fijos para asegurar la precisión y la fiabilidad de las lecturas.

Se emplea un equipo de lectura analógica de Glötzl Baumebtechnik. Se trata de una cinta de convergencias analógica de cinta de acero inoxidable con orificios equiespaciados de alta precisión. El final de la cinta se aloja en el conjunto transportador por medio de un cuerpo ligero, que tiene un gancho posicionador de referencia idéntico al que se encuentra en el extremo libre de la cinta. El cuerpo incorpora el elemento tensionador de la cinta acoplado a un doble indicador de regleta y aguja y a un dispositivo medidor de dial. La punta de posicionamiento se dispone sobre el orificio apropiado de la cinta y se asegura mediante un pasador. La tensión de la cinta se ajusta mediante rotación del collarín hasta que las líneas blancas sobre la

placa frontal y el bloque de anclaje interior del muelle se encuentran alineadas. La lectura se toma mediante anotación de la posición del orificio de la cinta en la punta del instrumento al que se resta la lectura del indicador. El rango de las cintas es de 1 a 30 metros y la precisión de 0,01 mm, aunque debido a agentes externos tales como el viento y la temperatura tan solo se llega a una precisión del orden de $\pm 0,1$ mm.

En el caso del tubo sur del túnel de Liédena se han colocado en total 60 secciones de convergencia, que constaban de 5 anclajes de medida. 1 en clave, 2 en hastiales de avance y 2 en hastiales de destroza. Se realizaban las medidas indicadas en la figura 5.1, 6 en total.

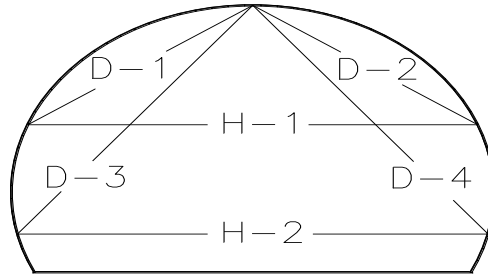


Figura 5-1: medidas de convergencias en la sección tipo. Fuente: [19]

Los trabajos de medida se han realizado siguiendo las indicaciones del Pliego de Condiciones, que fijaba las siguientes directrices.

- 1ª Semana tras la colocación de la estación 1 medida diaria.
- 2ª y 3ª semanas tras la colocación de la estación 1 medida cada tres días.
- 4ª, 5ª y 6ª semanas tras la colocación de la estación 1 medida semanal.
- A partir de la 7ª semana hasta la estabilización 1 medida mensual.

También se contaba con las recomendaciones de técnicos cualificados de una empresa de reconocida experiencia que fijaban las frecuencias de lectura así como criterio de actuación en función de las velocidades de deformación que aparecen en la tabla 5.1.

Frecuencia	Velocidad de deformación
Diariamente	$V \geq 0.5$ mm/día
Una cada 2 días	$0.2 \text{ mm/día} \leq V \leq 0.5 \text{ mm/día}$
Una a la semana	$0.1 \text{ mm/día} \leq V \leq 0.2 \text{ mm/día}$
Una cada 15 días	$0.05 \text{ mm/día} \leq V \leq 0.1 \text{ mm/día}$
Una cada mes	$V < 0.05$ mm/día

VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN	CLASE	ACTUACIÓN
$V > 10$ mm/día	Muy grande	Refuerzo inmediato del sostenimiento
$V = 5 - 10$ mm/día	Muy grande	Si se mantiene durante 2 días se procederá al refuerzo del sostenimiento
$V = 2 - 5$ mm/día	Grande	Si se mantiene durante 5 días se procederá al refuerzo del sostenimiento
$V = 0.5 - 2$ mm/día	Media	Si se mantiene durante 15 días se procederá al refuerzo del sostenimiento
$V = 0.05 - 0.5$ mm/día	Pequeña	Ninguna
$V < 0.05$ mm/día	Despreciable	Ninguna

Tabla 5.1: umbrales de velocidades de actuación. Fuente [18]

La primera lectura o lectura cero, que sirve de referencia para comparar las posteriores lecturas, se ha realizado todo lo rápido que permitía la ejecución de las obras, coordinándolo con las voladuras, equipos de desescombro y otra serie de trabajos que se desarrollan al mismo tiempo en el espacio reducido del túnel.

Como se ha indicado anteriormente las secciones de convergencia se han colocado inicialmente cada 15m aproximadamente. Si se detectaba algún movimiento excesivo localizado, o alguna problemática con el mantenimiento de los pernos de anclaje inmediatamente se restituían o colocaban al lado unos nuevos pernos. Se podía constituir una nueva sección de medida, o realizar un nuevo cero de lectura en la sección, en caso de que se mantuviera la denominación.

La avería de la cinta extensométrica también ha dado lugar a la realización de nuevos ceros de lectura, constituyendo un contratiempo para los técnicos de lectura, pero que en ningún caso dio lugar a la disminución de la calidad del trabajo.

5.2.2 SECCIONES INSTRUMENTADAS

Además de las secciones de convergencia se han instalado a lo largo de cada tubo 2 secciones instrumentadas. Cada una de estas secciones está compuesta por tres zonas con aparatos de medida instalados. 1 en clave y 2 en los hombros. En total en una sección se colocan los siguientes aparatos, en la disposición que se observa en el croquis elaborado por Auscultop.

- Tres (3) Células de presión total radial (CPTR), situadas en el contacto terreno sostenimiento.
- Tres (3) Extensómetros de cuerda vibrante (ECV), situados en el sostenimiento.
- Nueve (9) Monoextensómetros de varilla (MEV), situados tres en el hombro izquierdo, tres en clave y tres en el hombro derecho, dispuestos respectivamente cada grupo de tres a 6, 3 y 1 m de profundidad.

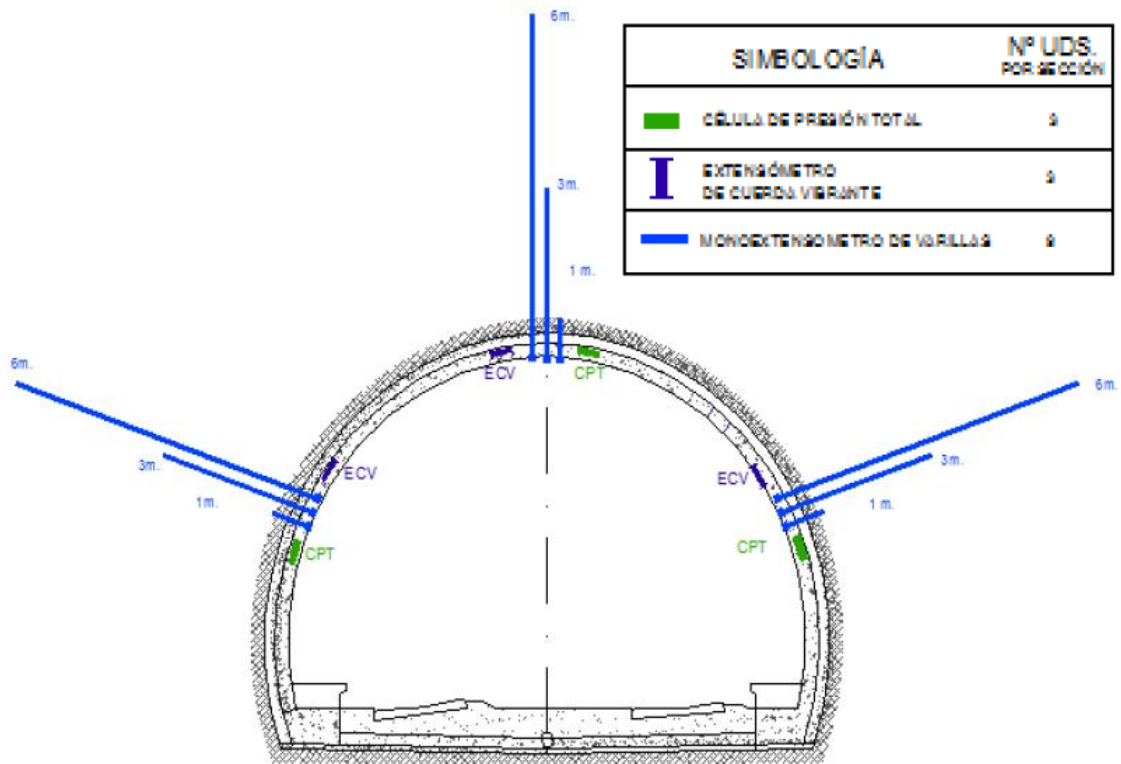


Figura 5.2: instrumentación colocada en una sección. Fuente [18]

5.2.2.1 EXTENSÓMETRO DE VARILLA

El extensómetro de varilla es un aparato que se emplea para la medida de deformaciones del terreno en profundidad. Permite medir con gran precisión los movimientos producidos en la dirección de un taladro en la que se alojan varillas de distintas longitudes. Los componentes principales que constituyen este dispositivo de control son los siguientes:

- Varillaje y anclaje
- Cabeza extensométrica
- Sensor potenciométrico
- Unidad de lectura

Las varillas están unidas a la cabeza sensible en el extremo cercano a la superficie, mientras que se unen a la roca en el otro extremo mediante lechada de cemento y un elemento de acero estriado. En toda su longitud van alojadas en tubos de polietileno que las protegen y permiten su libre movimiento en el interior.

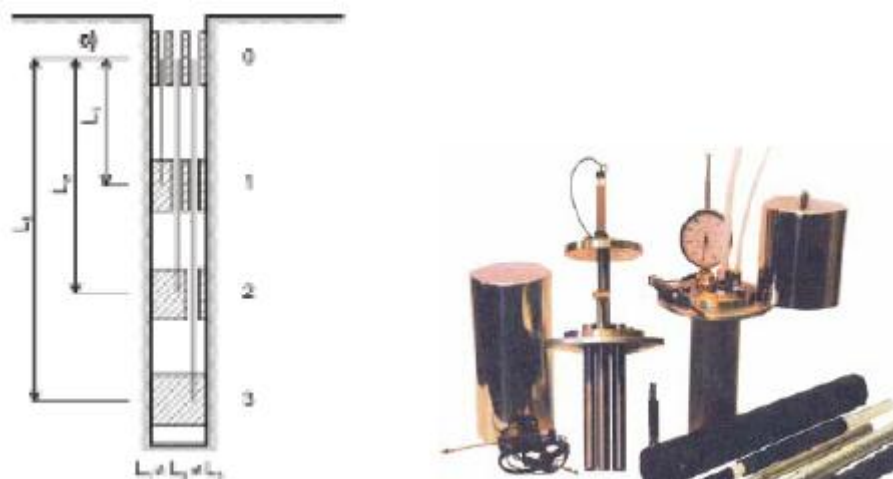


Figura 5.3: croquis y fotografía de extensómetros de varilla. Fuente [16]

Los movimientos se miden mediante un transductor de tipo potenciométrico, fijado en la plataforma de la misma cabeza y con el palpador o vástago móvil en contacto con el terminal de la varilla.

La señal emitida por este dispositivo de control se transmite mediante un cable hasta una unidad de lectura de tipo portátil. La lectura en el display indica directamente el % del recorrido total (rango) del potenciómetro, por lo que es muy importante haber documentado correctamente las condiciones iniciales de instalación.

En el túnel de Liédena se han instalado extensómetros con varillas de 1, 3 y 6 metros. Se miden los desplazamientos relativos entre los anclajes de cada varilla y la cabeza. No hay medidas de movimientos relativos entre puntos intermedios, 3-6 metros 1-3 metros.

5.2.2.2 CÉLULAS DE PRESIÓN

Las células de presión total permiten medir las variaciones de presión existentes en el contacto entre el terreno y el sostenimiento. En este caso se emplean para estudiar las tensiones radiales, aunque variando su posición sirven también para medir las tensiones tangenciales.

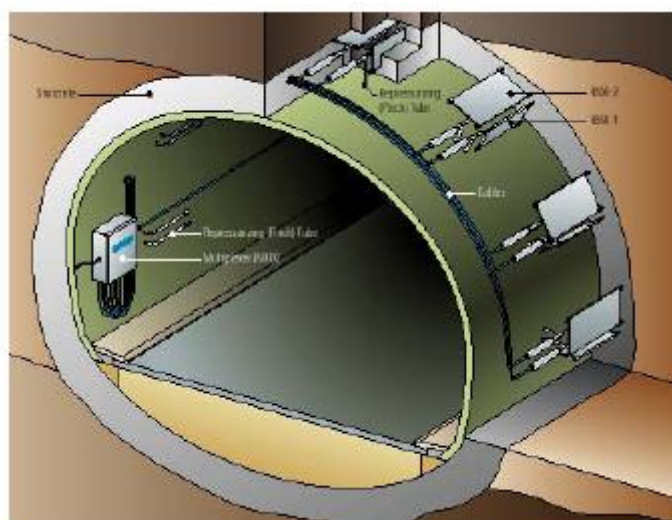


Figura 5.4: colocación de células de presión. Fuente [18]

Los componentes principales que constituyen estos dispositivos de control son los siguientes:

- Célula de presión total.
- Transductor de cuerda vibrante.
- Tubo de represurización.
- Cable de conexión.

Dos placas rectangulares de acero separadas 1mm y soldadas a lo largo del borde, tienen alojado en su interior mercurio o aceite de forma que quede garantizada la estanqueidad. De aquí parte el tubo de represurización hacia el transductor de cuerda vibrante.

El transductor está constituido por un diafragma sensible, de acero inoxidable, al cual está sujeto un hilo de acero denominado cuerda vibrante. Este hilo de acero puede hacerse vibrar excitándolo mediante un pulso electromagnético producido por la. Al terminar la fase de excitación, el hilo continúa vibrando, induciéndose en la bobina una señal sinusoidal con la frecuencia de resonancia, la cual se transmite a la unidad de lectura. Así, las variaciones de presión en el diafragma provocan una variación en la tensión del hilo, siendo esta tensión proporcional a la frecuencia de vibración del mismo y, por tanto, proporcional a la tensión a la que esté sometido el diafragma. Se sitúa con una placa en contacto con la roca y la otra solidaria al hormigón proyectado del sostenimiento.

Durante el fraguado del hormigón o gunita que está en contacto con la célula, y como consecuencia del proceso de retracción, existe la posibilidad de que se genere un hueco en la zona de contacto con la célula. Para reponer este contacto y asegurar la transmisión de presiones a la célula, se introduce en el interior de ésta parte del aceite almacenado en el tubo de represurización. De esta forma, la célula aumenta su volumen de forma proporcional al tamaño del hueco existente, ensanchándose las paredes de la misma hasta que se vuelve a producir el contacto entre las paredes de la célula y el material que la rodea.



Figura 5.5: fotografías de células de presión. Fuente: elaboración propia]

5.2.2.3 EXTENSÓMETROS DE CUERDA VIBRANTE

Estos dispositivos permiten conocer las deformaciones unitarias (microdeformaciones) del elemento al que se anclan. Conocido el módulo de deformación, a partir de las deformaciones unitarias medidas, pueden calcularse los esfuerzos a los que está sometido dicho elemento.



Figura 5.6: fotografías extensómetro de cuerda vibrante. Fuente: elaboración propia]

Al igual que las células de presión, su funcionamiento se basa en el principio de la cuerda vibrante explicado anteriormente. En este caso en lugar de placas estancas, se dispone de dos anclajes unidos por el dispositivo donde se aloja el aceite que tensa la cuerda vibrante. Consta de los siguientes elementos.

- Base posicionadora y soportes.
- Sensor de cuerda vibrante.
- Cable de conexión.

Se instalan para controlar la tensión sobre el sostenimiento de hormigón proyectado.

5.2.3 SECCIÓN PK.8+800 TUBO SUR

La sección situada en el PK 8+800 del tubo sur es una sección instrumentada, concretamente la sección 1 del tubo sur. Consta por lo tanto de 9 extensómetros de varilla, 3 células de presión y 3 extensómetros de cuerda vibrante distribuidas en clave y dos hombros. Además se sitúan próximas a ella varias secciones de convergencias.

- C18J en avance.
- C15J y C16J en destroza.

Se estudia esta sección porque se considera representativa de la gran mayoría de la longitud del túnel. Con una cobertera media de unos 40 metros con un único estrato de roca marga sana con las características descritas en el apartado de la geología y geotécnica. La gran parte de la instrumentación se encuentra en servicio en esta sección mientras que en el resto de secciones de control varios instrumentos se han quedado fuera de servicio.

A continuación se describen las medidas obtenidas en dicha sección y se muestra también un resumen de los datos de todo el túnel, para poder hacer un correcto análisis.

5.2.3.1 CONVERGENCIAS

El seguimiento de las convergencias se ha llevado a cabo tal y como se ha expuesto en el punto 2.1 en lo que se refiere a las frecuencias de medida y plan de contingencia, pero con algún matiz en cuanto a la organización de las medidas en la sección.

Se han organizado por separado las lecturas correspondientes a la excavación del avance, H1, D1 y D2 con respecto a las de la excavación de la destroza, H2, D3 y D4. Las lecturas de avance tienen sus secciones asignadas con una denominación y un PK y las de destroza las suyas propias.

Por lo tanto no existe una sección donde se tomen las 6 medidas (H1, H2, D1, D2, D3, D4) sino que se toman por un lado 3 y por otro otras 3. Se puede establecer la correlación observando el PK en el que se sitúa cada sección.

Es una cuestión de organización de datos, que motiva la separación en el análisis de la excavación del avance con respecto a la destroza. Igualmente son dos fases bien separadas en la ejecución y comportamiento tensodeformacional, por lo que la separación resulta lógico desde el punto de vista del análisis de las deformaciones y convergencias.

Por otra parte hay que destacar que el seguimiento más riguroso se ha realizado sobre las convergencias horizontales H1 y H2. La lectura de convergencias diagonales, creaba problemas de coordinación de equipos dentro del túnel, por lo que la asistencia técnica de la dirección de obra acordó con la constructora realizar el seguimiento rutinario a partir de las lecturas horizontales, mientras que las diagonales se tomarían en aquellas secciones que presentaran momentáneamente mayores deformaciones. Orientativamente cuando las lecturas horizontales presentaran velocidades de deformación mayores de 0,5mm/día entonces se tomaban medidas de las diagonales para verificar los movimientos. La lectura cero de D1, D2, D3 y D4 se intentaban tomar cuanto antes para abarcar el mayor rango de tiempo de evolución del macizo, igual que las horizontales H1 y H2. En la mayoría de las secciones como mínimo se han tomado dos lecturas de las medidas diagonales, para tener un valor de deformación relativa. La segunda o última lectura se tomaba al final del proceso de lectura. Antes de empezar la destroza para D1 y antes de autorizar el revestimiento de la sección para D3 y D4. No se tomaron lecturas de D2.

Yo participo directamente en la toma de lecturas en la última fase de la campaña de auscultación, a partir de haberse ejecutado la mitad de la excavación en destroza, cuando empiezo con un programa de prácticas universidad-empresa.

5.2.3.1.1 LECTURAS EN AVANCE

La excavación en avance del tubo sur se desarrolla sin mayor contratiempo con un rendimiento máximo de 3 pegas de 3 metros de avance diarios trabajando 24 horas. El resumen de lecturas observadas en la sección a estudio C18J, situada en el PK 8+800 se incluye en la tabla 5.2.

MEDIDA	MAGNITUD MAX	UNIDAD
H1	3,23	mm
D1	0,44	mm
vel H1	0,51	mm/dia

Tabla 5.2: resumen de lectura avance sección PK 8+800

Se presenta a continuación una gráfica donde se representan las convergencias horizontales máximas H1, leídas en varias secciones del túnel. Se puede realizar una comparativa entre las lecturas de la sección a estudio CJ 18 y el resto del túnel.

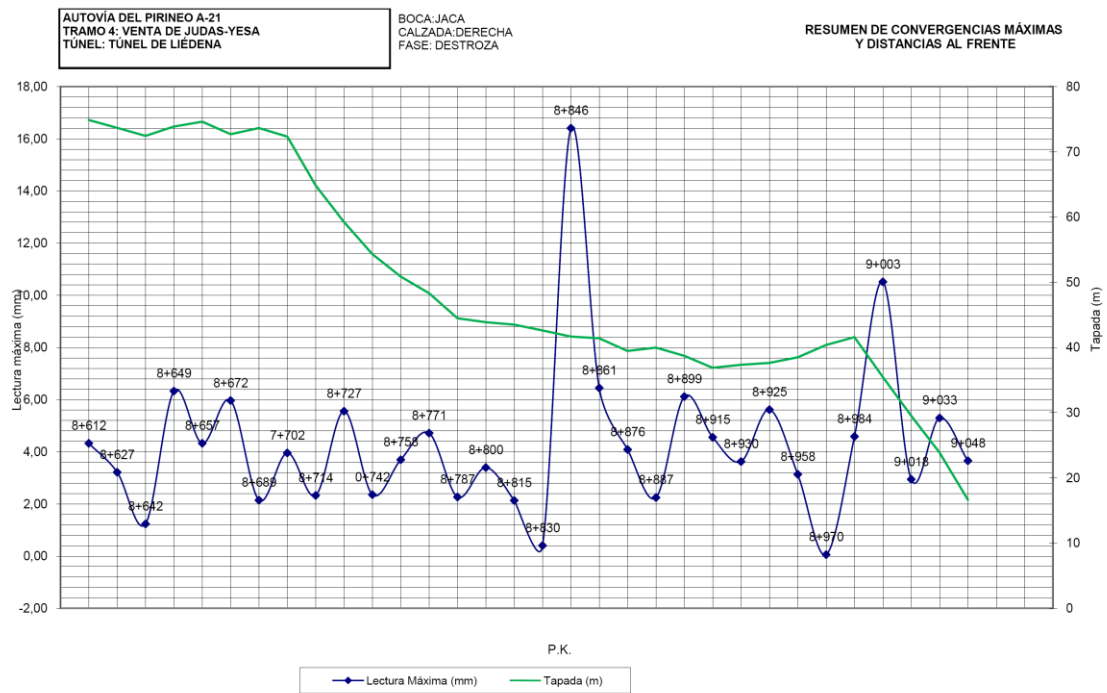


Figura 5.7: lecturas de H1 en el tune

Tal y como se aprecia en la imagen 5.8, las lecturas máximas son de orden similar en todas las secciones excepto en 2 secciones que son algo mayores. La media de lecturas máximas de H1 ronda los 4,3 mm. En la sección a estudio es algo menor, pero siempre valores cercanos a la media. No se aprecia relación entre la montera y las deformaciones máximas.

La sección a estudio en particular tuvo la evolución de las deformaciones que se presenta en el siguiente gráfico. Se han recogido las gráficas de las secciones más próximas también. La C19J y la C17J situadas en los PKs 8+787 y 8+815 respectivamente.

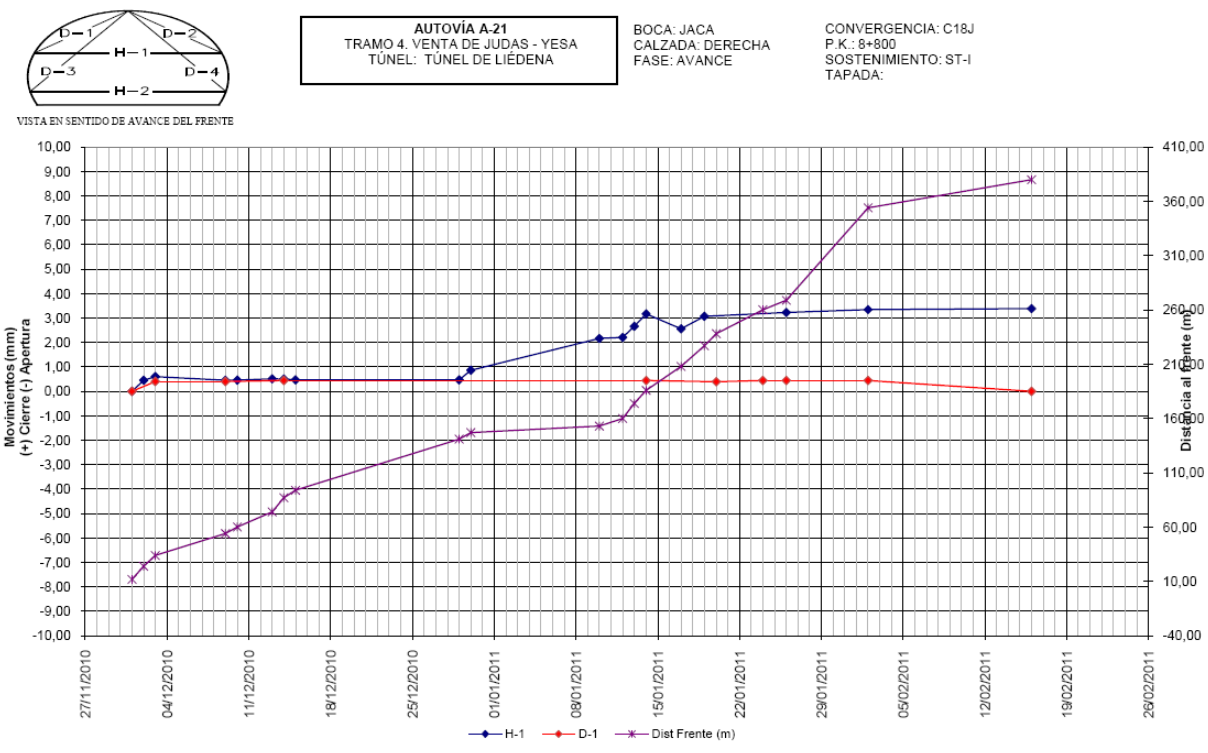


Figura 5.8: lecturas de convergencias en la sección C19J

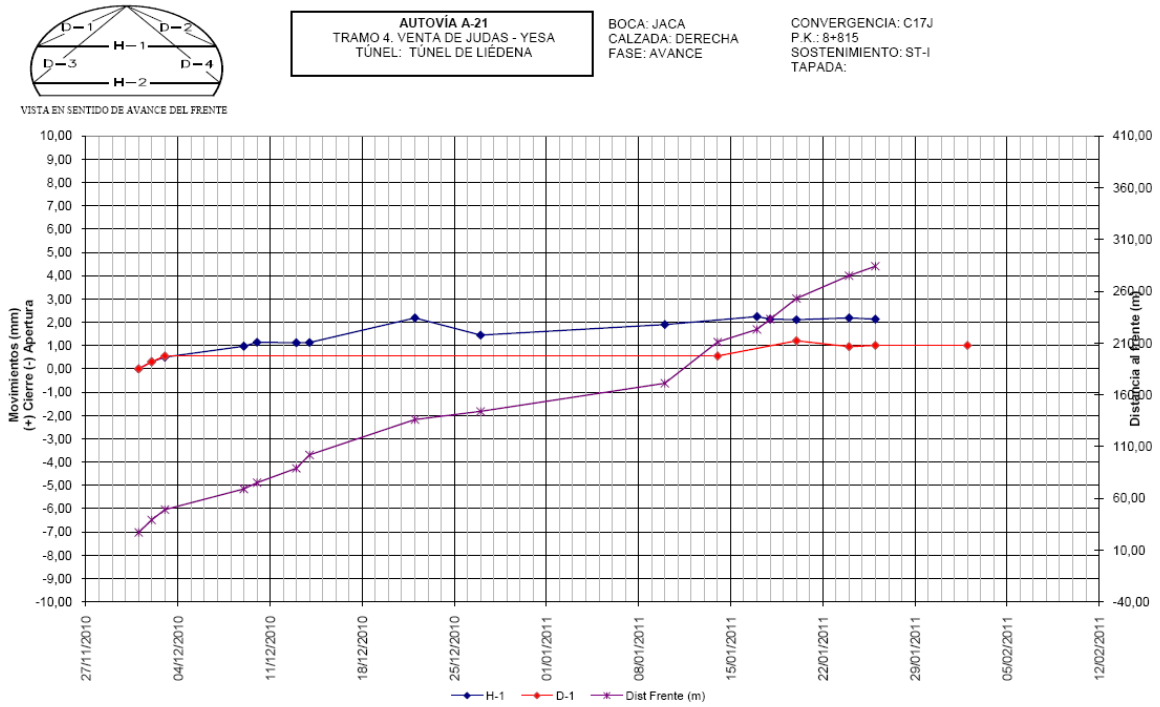


Figura 5.9: lecturas de convergencias en la sección C17J

MODELACIÓN TENSODEFORMACIONAL DE UNA SECCIÓN DEL TÚNEL DE LIÉDENA.
COMPARACIÓN CON DATOS DE AUSCULTACIÓN.

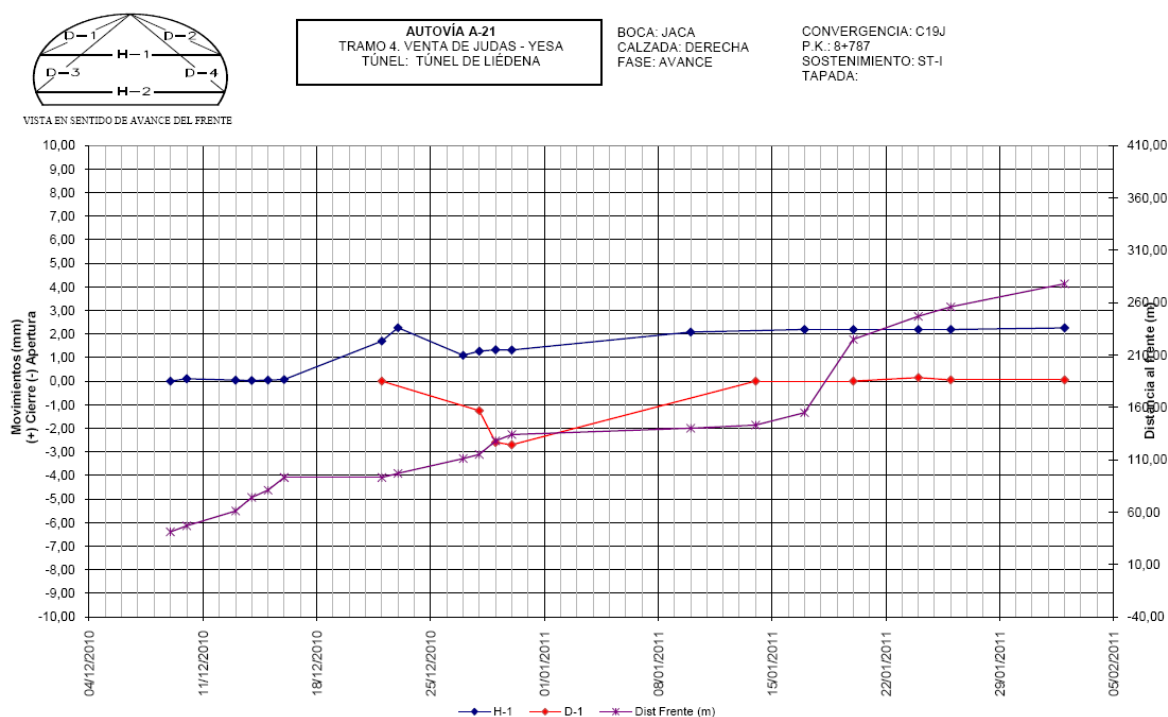


Figura 5.10: lecturas de convergencias en la sección C18J

Los valores de lecturas máximas de H1 son muy similares en los tres casos, lo que es sinónimo de que el comportamiento del macizo es en términos de resultados, igual en toda la zona de estudio. La progresión de la deformación sufre en los tres casos algún escalón o incremento más acusado en uno o más momentos y después tiende a la estabilización. La estabilización de la deformación ocurre como máximo cuando el frente se encuentra a 250m que traducido a tiempo son unos 35-40 días.

También se observa que los desplazamientos relativos entre clave y hastial, es decir la medida D1, son menores a 0.5mm por lo que en una primera lectura el lector podría pensar que la mayor deformación se detecta en el acercamiento de los hastiales del túnel. Pero las anotaciones de los operarios encargados de tomar las medidas indican que en varias ocasiones han tenido que cambiar los pernos y tomar nuevos ceros. Con la particularidad de la organización de la lectura de las diagonales indicada en la introducción del apartado 2.3.1, que se tomaban pocas lecturas, se daba la situación siguiente:

Se toma una lectura cero. Al mes siguiente se va a tomar la siguiente lectura y se encuentra el perno en mal estado, por lo que hay que reponerlo. En consecuencia se toma una nueva lectura cero y el mes transcurrido desde la lectura inicial primera, no queda reflejada ninguna deformación.

En la mayoría de secciones hubo algún problema como el señalado, pero con alguna medida satisfactoria, se ha podido constatar que la dimensión y progresión de las deformaciones en el eje D1 son similares a las dadas en el eje H1.

Esto queda constatado en la siguiente tabla 5.3 donde se ve la progresión de las dos lecturas en periodos de tiempo escogidos en la sección C18J. Corresponden a los dos periodos de tiempo donde la toma de medidas D1 son satisfactorias.

FECHA	H1 (dif. Relativa)	D1 (dif. Relativa)
01/12/2010	0,00	0,00
02/12/2010	0,45	
03/12/2010	0,60	0,40
09/12/2010	0,45	0,40
10/12/2010	0,46	
13/12/2010	0,51	
14/12/2010	0,50	0,44
14/01/2011	0,00	0,00
17/01/2011	-0,61	
19/01/2011	-0,10	
20/01/2011		-0,05
24/01/2011		0,00
26/01/2011	0,06	0,00

Tabla 5.3: comparativa H1 D1

Hay que fijarse como al final de cada periodo la deformación relativa es muy similar comparando las dos columnas. El primer periodo corresponde al periodo en el que el frente se encuentra cerca. En las dos medidas se aprecia deformación. El segundo periodo de tiempo corresponde a un periodo de estabilización y así lo reflejan los datos.

Esto parece indicar que el túnel no sufre desplazamientos diferenciales verticales, suponiendo homogeneidad e isotropía en el macizo, pero como no se dispone de la lectura D2, habrá que esperar a verificar el indicio.

Es importante remarcar el significado de la distancia al frente en el momento de la primera lectura. Cuando la distancia sea pequeña, como en el caso de la sección C18J, los desplazamientos detectados serán más representativos de la deformación total sufrida por el sostenimiento. En este caso, la primera lectura se realizó cuando el frente se encontraba a 12m por lo que se ha referenciado prácticamente todo el historial de deformación de la gunita colocada en la sección C18J en la fase de avance del túnel.

SECCIÓN	PRIMER ESCALÓN		PRIMERA ESTABILIZACIÓN	
	VEL. L.1 (mm/día)	DIST. AL FRENTE (m)	VEL < 0,10 (mm/día)	DIST. AL FRENTE (m)
C15J	1,13	24-36	0,00	70-100
C16J	0,35	42-54	0,02	64-84
C17J	0,30	27-39	0,01	75-89
C18J	0,45	24-12	0,01	54-60
C19J	0,10	41-47	0,01	61-74
C20J	0,25	31-58	0,02	80-99
C21J	0,03	45-52	0,02	45-52

Tabla 5.4: resumen velocidades H1 avance

La tabla 5.4 anterior muestra, en la primera columna, la primera velocidad de deformación detectada en cada sección y en la columna de al lado la distancia a la

que se encontraba el frente. Tal y como se puede apreciar, la velocidad en la mayoría de casos, es superior a 0,20mm/día lo que según las recomendaciones de la tabla 5.1 requeriría una frecuencia de lectura de cada 2 días. Además en algunos casos la velocidad llega al umbral de velocidad media definida en la tabla 5.1. La distancia al frente es en todos los casos inferior a 50m.

La tercera columna indica la primera velocidad de lectura que puede considerarse estable la deformación del macizo ($v < 0,10$ mm/día según pliego). La distancia a la que se encuentra el frente en el instante de esa lectura la refleja la cuarta columna, todas ellas superiores a 50m.

Del análisis de las lecturas arriba expuestas, así como de las lecturas del resto de las secciones del túnel, se pueden tomar las siguientes conclusiones a tener en cuenta en la simulación mediante Plaxis del siguiente apartado. Todo ello partiendo de que las lecturas de convergencias se toman cuando el frente se encuentra a más de 12 m de las secciones estudiadas.

- La deformación del túnel a la altura de los hastiales 1,5 m por encima de la rasante es de 3,23 mm. Podría situarse entre 3 a 6 mm para la fase de avance a partir de la ejecución del sostenimiento vistas las deformaciones de secciones similares.
- La velocidad de deformación inicial del macizo tras la excavación del avance, cuando el frente está a más de 12 m, es muy posible que sea del orden de 0,20 a 0.6 mm/día hasta la primera estabilización.
- La primera estabilización del macizo ocurre cuando el frente se sitúa como mínimo a 50 m. Después, cuando está situado a 250 m está estabilizado en la mayor parte de los casos.
- La toma de lecturas de las diagonales no ha resultado demasiado satisfactoria en cuanto a valores de deformaciones cuantificados. Si se puede sacar alguna conclusión en cuanto a la tendencia o comportamiento del túnel en la deformación, en la medida que las lecturas satisfactorias se parecen a las horizontales H1. El orden de magnitud de la deformación vertical del túnel es probable que sea similar a la deformación horizontal.
- El macizo presenta escalones de deformación, aunque la tendencia final es a la estabilización. La relajación del macizo aparentemente aleatoria, indican que existe algún factor que la desencadena, que no depende de la distancia al frente ni del tiempo. Podría ser la detonación de explosivos en las cercanías o la redistribución de tensiones en todo el macizo rocoso la que los produce o se podría enmarcar dentro de la consideración como bloques de roca en lugar de cómo medio continuo del macizo, pero de cualquier forma queda fuera del alcance del presente estudio.

5.2.3.1.2 LECTURAS EN DESTROZA.

La excavación en destroza se desarrolla con un rendimiento diario de 3 pegadas de 6m diarios aproximadamente.

Las secciones más cercanas a la sección de estudio del PK 8+800, son en este caso la C15J y la C16J situadas en el PK 8+795 y PK 8+810 respectivamente. El resumen de lecturas se incluye en la tabla 5.5.

	MEDIDA	MAGNITUD MAX	UNIDAD
C15J	H2	5,04	mm
	D3	0,91	mm
	D4	1,87	mm
	vel H2	0,68	mm/dia
C16J	H2	3,64	mm
	D3	1,56	mm
	D4	3,56	mm
	vel H2	0,12	mm/dia

Tabla 5.5: resumen lectura destroza sección PK 8+800

Tal y como se observa en la figura 5.11 de máximas convergencias H2 registradas, en la mayor parte del túnel se han registrado convergencias máximas inferiores a 10mm. Siendo la media de 5,7 mm. Dos secciones sufren deformaciones de mayor orden de magnitud. Inicialmente sostenidas con 10 cm de gunita, se tuvo que reforzar el sostenimiento para detener las deformaciones. Esta zona se encuentra particularmente cerca de la zona de estudio, pero no afectó aparentemente a la redistribución de tensiones, ya que las convergencias en la secciones C15J y C16J, son incluso menores a la media. Se concluyó que se trataba de un problema localizado.

Al igual que en la fase de avance, no se aprecia relación entre la deformación máxima y la cobertera o montera del macizo en la sección.

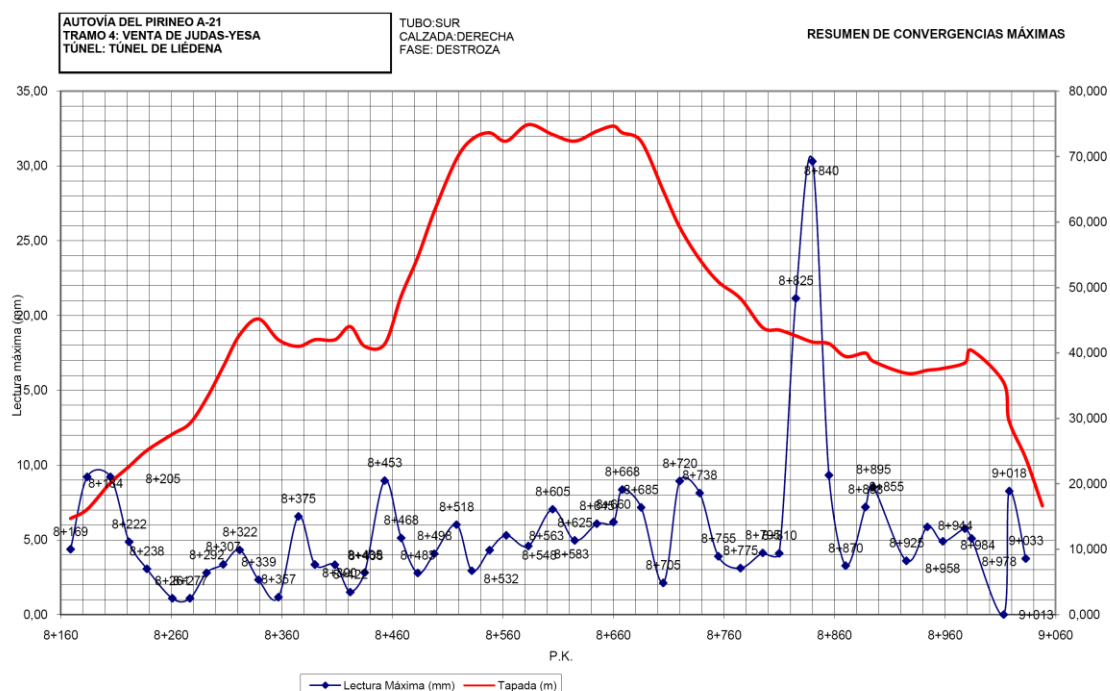


Figura 5.11: lecturas de H2 en en el tune

La progresión de la deformación se puede apreciar en las siguientes imágenes. Se presentan las gráficas de evolución de las dos secciones indicativas de la zona de estudio, aunque tal tendencia también se aprecia en el resto del túnel.

MODELACIÓN TENSODEFORMACIONAL DE UNA SECCIÓN DEL TÚNEL DE LIÉDENA.
COMPARACIÓN CON DATOS DE AUSCULTACIÓN.

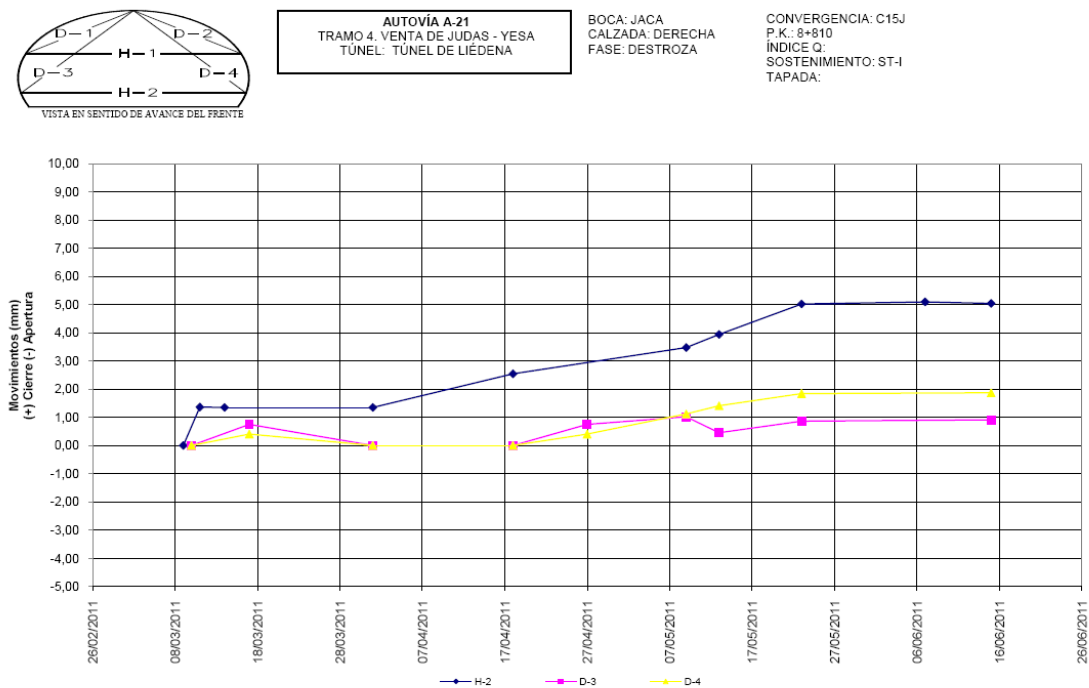


Figura 5.12: lecturas de convergencias en la sección C15J

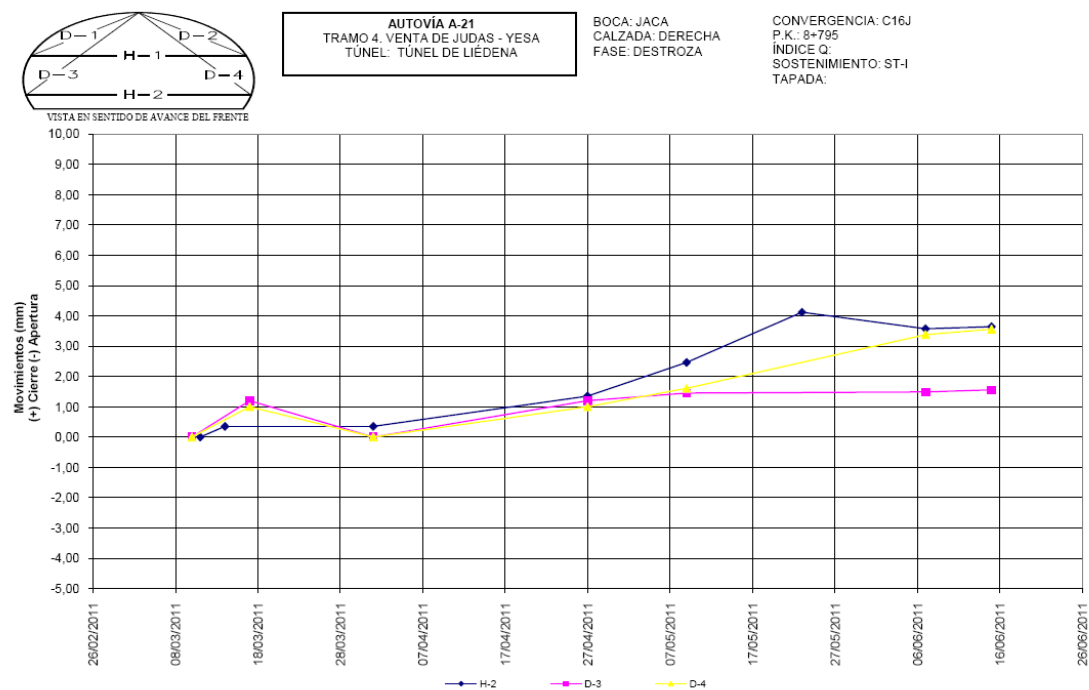


Figura 5.13: lecturas de convergencias en la sección C16J

En las primeras lecturas los desplazamientos aumentan rápidamente. Después se intuye una tendencia a la estabilización. Se vuelve a dar un aumento de la pendiente de la recta, y por último se estabiliza. La tendencia se observa muy clara en la curva de H2.

El segundo aumento de la pendiente de las recta, se debe a que durante la ejecución de las obras se decide realizar una excavación no contemplada inicialmente, de una zanja de 1,2 m de profundidad a lo largo de todo el túnel. Afectó de forma clara en la deformación del túnel y tal y como se describe en el capítulo de modelación en el presente estudio, se trató como una nueva fase de excavación.

En la sección a estudio ha provocado una deformación adicional en la convergencia C15J de exactamente 1,57mm, pasando la lectura total de 3,47 a 5,04 mm. Lo que supone prácticamente multiplicar por 1,5 la deformación. La convergencia C16J aumenta su deformación 2,29 mm. De 1.35mm a 3.64mm.

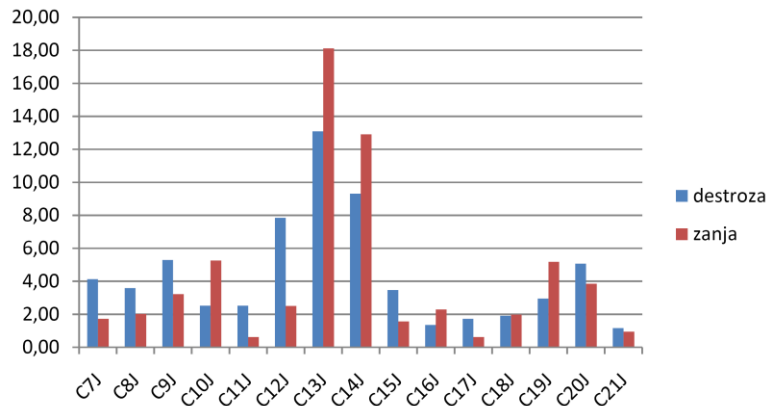


Figura 5.14: convergencia destroza-zanja

Es decir a la apertura de la zanja se le atribuye una deformación de aproximadamente 2mm de media en todo el túnel. Cabe destacar la exactitud de esta medida, puesto que se registra todo el proceso de deformación, desde la excavación, sostenimiento hasta la estabilización. Lo que no quiere decir que sigan un patrón fijo de deformación. Tal y como se aprecia en la figura 5.14, la relación de deformación entre la destroza y la zanja no es siempre la misma en las secciones junto al PK 8+800.

Las curvas de las lecturas diagonales no reflejan esa tendencia debido a que generalmente se realizan menos lecturas y no se pueden registrar todos los acontecimientos ocurridos en la excavación, que si se reflejan en las lecturas horizontales. Se da una problemática similar a la descrita en el apartado de las medidas en destroza. La tendencia final es hacia la horizontalidad.

La tendencia a la estabilización o aumento de la deformación se observa mejor en las siguientes gráficas de la evolución de la velocidad de deformación de H2.

MODELACIÓN TENSODEFORMACIONAL DE UNA SECCIÓN DEL TÚNEL DE LIÉDENA.
COMPARACIÓN CON DATOS DE AUSCULTACIÓN.



AUTOVÍA A-21
TRAMO 4: VENTA DE JUDAS - YESA
TUNEL: TUNEL DE LIÉDENA

BOCA: JACA
CALZADA: DERECHA
FASE: DESTROZA

CONVERGENCIA: C15J, C16J
P.K.: 8+810, 8+795
INDICE Q:
SOSTENIMIENTO: ST-I
TAPADA:



Figura 5.15: velocidades de H2

Las velocidades, de cualquier forma indican tendencias. No es representativa una magnitud de velocidad cuando se aplica a dos lecturas poco distantes en el tiempo. El error asociado a las toma de lecturas puede ocasionar que al aplicar el factor tiempo, la velocidad se distorsione y no represente la realidad.

El comportamiento del macizo se ha mostrado bastante simétrico respecto el diámetro vertical. La diferencia en magnitud entre las lecturas D3 y D4 indicaría que el túnel se deforma de manera no simétrica, lo que sería propio de un macizo anisótropo. La tabla 5.6 muestra la comparación entre las lecturas máximas de D3 y D4 en las secciones próximas a la de estudio.

SECCIÓN	LECTURA MAX (mm)	
	D3	D4
C7J	2,25	2,11
C8J	1,47	1,25
C9J	1,44	3,15
C10J	1,45	1,00
C11J	4,82	2,62
C12J	2,51	6,36
C13J	3,58	11,20
C14J	3,93	11,78
C15J	1,02	2,13
C16J	1,49	3,38
C17J	-	-
C18J	-	-
C19J	1,16	0,71
C20J	0,80	0,74
C21J	1,53	1,11

Tabla 5.6: lecturas diagonales máximas en destroza

Exceptuando las secciones C13J y C14J, que como se ha comentado antes, presentaron problemas localizados, el resto de lecturas no presentan una variabilidad acentuada, estando siempre en los mismos órdenes de magnitud.

Del análisis de las lecturas arriba expuestas, así como de las lecturas del resto de las secciones del túnel, se pueden tomar las siguientes conclusiones a tener en cuenta en la simulación mediante Plaxis del siguiente apartado.

- La deformación del túnel a la altura de los hastiales 1,5 m por encima de la rasante de destroza es de 4,3 mm. Podría situarse entre 3 a 9 mm para la fase de destroza a partir de la ejecución del sostenimiento vistas las deformaciones de secciones similares.
- La deformada del túnel tiende a ser simétrica, ya que no se aprecian deformaciones diferenciales marcadas que se repitan en varias secciones. Tiene naturaleza de material isótropo.
- Al igual que en el avance, a pesar de que no se dispongan de demasiadas lecturas diagonales, la deformación vertical parece ser del orden de la horizontal. Tiene tendencia a ser algo menor. Los intervalos de tiempo en los que se han tomado lecturas horizontales y verticales satisfactorias, así lo han indicado.
- La excavación de la zanja longitudinal ha provocado una deformación que ha quedado claramente registrada, tanto en la sección a estudio, como en el resto del túnel. La deformación horizontal será en torno a 2 mm mas.
- En la progresión de la deformada de la destroza no se observan escalones de velocidad como los detectados en el avance. La progresión es más clara con dos aumentos de velocidad con un origen atribuible. En un caso a la propia excavación de la destroza y en otro a la excavación de la zanja.

La sección del PK 8+800 ha resultado una sección representativa de lo que se deforma el macizo, puesto que las magnitudes de las deformaciones son similares a la media del macizo.

5.2.3.2 SECCION INSTRUMENTADA

La instrumentación colocada en la sección 1 del tubo sur ha dado los siguientes datos. Se remarca que los datos obtenidos en el resto de secciones de instrumentación son similares. Se resumen a continuación.

5.2.3.2.1 MEDIDAS DE EXTENSÓMETROS DE VARILLAS

La figura muestra las medidas obtenidas de las lecturas de los extensómetros de varillas en hombro izquierdo, derecho y clave con unos movimientos relativos entre profundidades de 0-1 metros, 0-3 metros y 0-6 metros. Se incluyen en la siguiente tabla 5.7 y su progresión se aprecia en la figura 5.16.

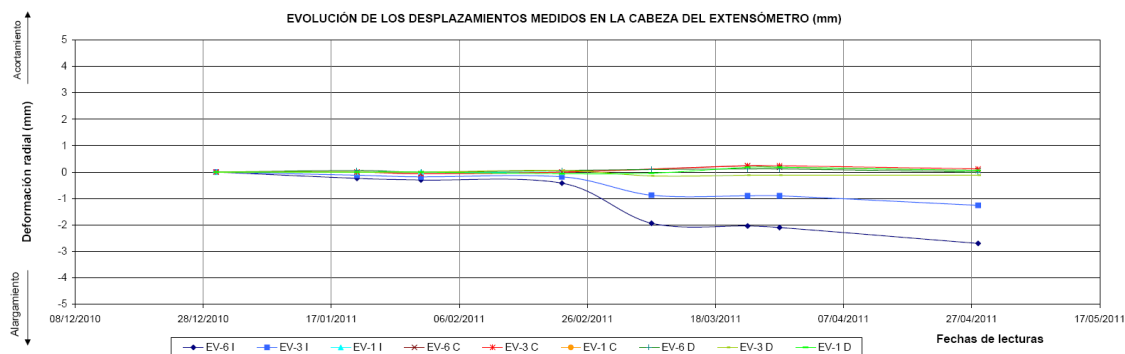


Figura 5.16: evolución de los desplazamientos medidos en los extensómetros

Lectura	Fecha	EV-I 6m	EV-I 3m	EV-I 1m	EV-C 6m	EV-C 3m	EV-C 1m	EV-D 6m	EV-D 3m	EV-D 1m
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
00	30/12/2010	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	no inst.	0,0	0,0	0,0
01	21/01/2011	-0,2	-0,1	0,0	0,0	0,0		0,1	0,0	0,0
02	31/01/2011	-0,3	-0,2	0,0	-0,1	-0,1		0,0	0,0	0,0
03	22/02/2011	-0,4	-0,2	0,0	0,0	0,0		0,1	0,1	-0,1
04	08/03/2011	-1,9	-0,9	fuera serv.	0,0	0,0		0,1	-0,1	0,0
05	23/04/2011	-2,0	-0,9		0,2	0,2		0,1	-0,1	0,2
06	28/03/2011	-2,1	-0,9		0,2	0,2		0,1	-0,1	0,2
07	28/04/2011	-2,7	-1,3		0,1	0,1		0,0	-0,1	0,1
					EV-I	Extensómetro de varilla en hombro izquierdo				
					EV-C	Extensómetro de varilla en clave				
					EV-D	Extensómetro de varilla en hombro derecho				

Tabla 5.7: Valores de todas las lecturas de los extensómetros de varillas

Tal y como indican las lecturas no se han detectado movimientos prácticamente en ninguno de los extensómetros.

Tan solo los extensómetros del hombro izquierdo detectan cierto desplazamiento. Desde la superficie de la excavación hasta la profundidad de 6 m, punto más alejado de lectura, se aprecia un desplazamiento progresivo. El desplazamiento relativo 0-6 m indica un alargamiento máximo de 2,7 mm, mientras que en el 0-3 m se obtiene la mitad aproximadamente, 1,3 mm. El historial de lecturas indica la misma tendencia. No se puede limitar la corona de influencia de la excavación, pues no existen datos donde se aprecie la disminución de los desplazamientos a medida que se profundiza. En cualquier caso los desplazamientos se clasifican como pequeños no llegando al 0,5%.

Resulta llamativo que solo se detecten desplazamientos en uno de los hombros, cuando el material se considera que debería tener un comportamiento isótropo y las cargas, así como la excavación son simétricas. Las lecturas de la convergencias indicaban hacia esta hipótesis también. Más a más es extraño que en ninguno de los extensómetros de la clave así como del hombro izquierdo, se haya detectado deformación alguna. Valores de +- 0,1 se desprecian.

La sección 2 de instrumentación, situada en una zona de similares características geológicas en el PK 8+650 no ha detectado desplazamiento alguno en ninguno de los 9 extensómetros de varillas.

Todo ello nos invita a ser cautos a la hora de tener en cuenta los datos obtenidos.

5.2.3.2.2 MEDIDAS DE LAS CÉLULAS DE PRESIÓN

La figura muestra las lecturas de las células de presión situadas en los hombros derecho, izquierdo y clave de la sección en estudio. Por la posición de las células en la estructura, las tensiones obtenidas son todas ellas tensiones radiales.

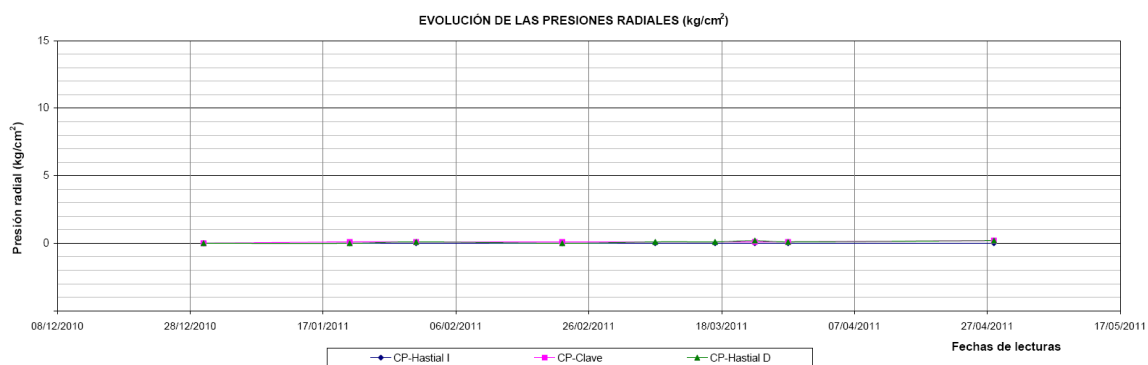


Figura 5.17: evolución de las presiones radiales

Los valores de las lecturas son prácticamente nulos, por lo que las células no han detectado tensiones radiales significativas en la interacción entre el terreno y el sostenimiento, en los puntos donde están alojadas.

Unos valores bajos en las tensiones radiales, son previsibles debido al efecto de descarga en arco que se debe producir sobre el túnel. Aunque se podría deber también a algún defecto de instalación, probablemente al deficiente contacto entre los materiales. Hubiera resultado interesante haber dispuesto células de presión para medir las tensiones tangenciales, puesto que éstas previsiblemente habrían registrado valores de tensiones mayores.

En el resto de secciones se han obtenido valores cercanos a cero en toda la progresión de la excavación.

5.2.3.2.3 MEDIDAS DE EXTENSÓMETROS DE CUERDA VIBRANTE

La figura muestra las lecturas de los extensómetros de cuerda vibrante situadas en los hombros derecho, izquierdo y clave de la sección en estudio. Nos indican la tensión que está soportando el hormigón del sostenimiento. Para el cálculo de las tensiones se ha considerado un módulo de deformación del hormigón proyectado de $E = 370000 \text{ kg/cm}^2$.

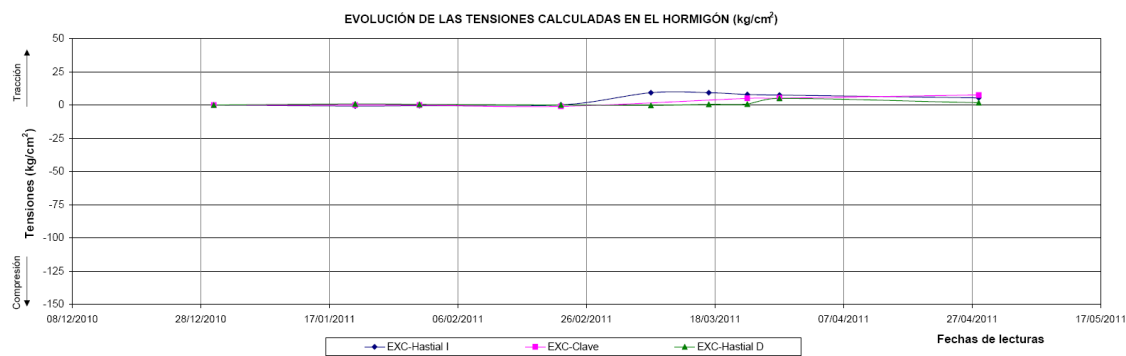


Figura 5.18: evolución de las tensiones en el sostenimiento

Los valores positivos de las lecturas indican que el hormigón está soportando tensiones de tracción.

En las otras secciones de instrumentación instaladas en el túnel, todas ellas localizadas en zonas con similares características geológicas, los valores de lecturas han sido negativos. Esto indica que el hormigón del sostenimiento trabaja a compresión en todas las demás secciones. Los valores son siempre inferiores a 10kg/cm^2 y en todos los extensómetros se han registrado valores superiores a 1kg/cm^2 .

Por los valores de lecturas obtenidos de la instrumentación no se dispone de información determinante. En realidad el obtener tan pocos datos es indicativo de que la instalación de los extensómetros, células de presión y extensómetros de cuerda vibrante no ha sido demasiado exitosa. La información más valiosa y que mejor refleja lo sucedido en el macizo en tiempo real son las convergencias horizontales H1 y H2 de las secciones descritas en el capítulo anterior.

6 MODELACIÓN CON PLAXIS DE LA SECCIÓN PK 8+800

6.1 CONSIDERACIONES TEÓRICAS PREVIAS

La estimación del sostenimiento que se requiere para estabilizar la excavación de un túnel así como el análisis de las deformaciones especialmente en las proximidades del frente, es esencialmente un problema tridimensional.

Cuando se coloca una sección del sostenimiento en las proximidades del frente de avance, dicha estructura no soporta la totalidad de las cargas del terreno suprayacente, ya que parte de éstas se distribuyen alrededor de la excavación y son soportadas por el propio frente, o mejor dicho por el terreno por delante del frente. Pero a medida que la excavación avanza longitudinalmente, el efecto del frente disminuye y el sostenimiento debe soportar la cargas que aguantaba anteriormente el frente. Llegado un punto del avance de la excavación, el sostenimiento soporta la totalidad de las cargas, pero al haberse dado un proceso de deformación previo, las cargas serán inferiores a las inicialmente soportadas por el frente.

El método confinamiento-convergencia es una herramienta válida para estudiar dicha interacción y constituye la base teórica del proceso de cálculo desarrollado en el presente estudio. La formulación de Panet (1995) se basa en dicha teoría.

6.1.1 MÉTODO DE CONFINAMIENTO-CONVERGENCIA PARA EL DISEÑO DE TÚNELES.

El método de convergencia confinamiento se desarrolló según Carranza-Torres, durante los años sesenta y setenta (ver, por ejemplo, AFTES, French Association For Underground Works) aunque ya se había dado a conocer en la comunicación científica de Fenner (1938). Las publicaciones más interesantes al respecto se consideran las de Panet (1995).

Se sustituye un problema tridimensional por uno de deformaciones planas. Se considera un túnel cilíndrico de radio R que se construye a través de un macizo rocoso que se supone se encuentra inicialmente sometido a un campo de tensiones uniforme.

En la sección CC' situada a una distancia d del frente de ataque de túnel se instala un sostenimiento circular. El objetivo del análisis consiste en determinar la carga que el macizo rocoso transmitirá a la sección DD' desde el momento en que se instala, hasta el momento en que el frente se haya movido hacia adelante, lo suficiente para que el efecto de estabilización del frente haya desaparecido, sección DD' .

El estado tensional inicial del macizo rocoso está representado por p_0 . La sección AA' todavía no se ha visto afectada por la excavación por lo que su estado tensional sigue siendo en inicial. La sección BB' corresponde a una sección excavada, pero todavía sin sostenimiento. La única fuerza que impide que la sección no colapse es la estabilizadora del frente. Ésta presión se representa por p_i . La relajación que sufre el terreno se representa por u_i .

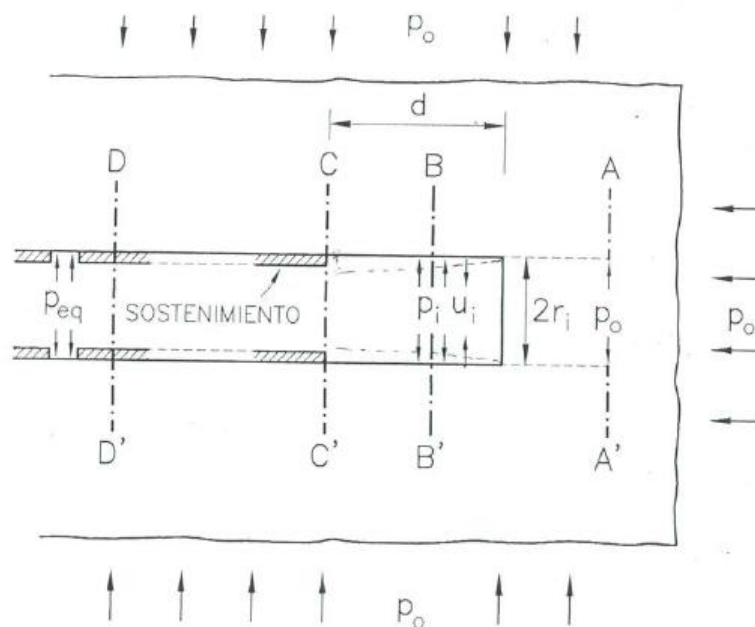


Figura 6.1: croquis conceptual de avance del frente y sostenimiento. Fuente [15]

Para simplificar el problema se considera lo siguiente.

- Todas las deformaciones se analizan en el plano perpendicular al eje del túnel.
- Sección circular

- El desplazamiento radial u_i y la presión p_i , que representan los desplazamientos y las presiones en el terreno y a partir de CC' sobre el sostenimiento, son uniformes en la sección.

Las bases del método confinamiento-convergencia se muestran en la figura 6.2. La situación en el momento inicial t_0 cuando se instala el sostenimiento en la sección AA' se representa en la figura a. En ese instante, la sección se localiza a una distancia L del frente de ataque y el terreno ha convergido radialmente una distancia u_r^0 . Se considera que mientras el frente no avance, el macizo rocoso no transmitirá carga al sostenimiento, por lo que en esa etapa $p_s^0 = 0$. No se considera el factor tiempo en la deformación. Como se verá más adelante tiene su importancia.

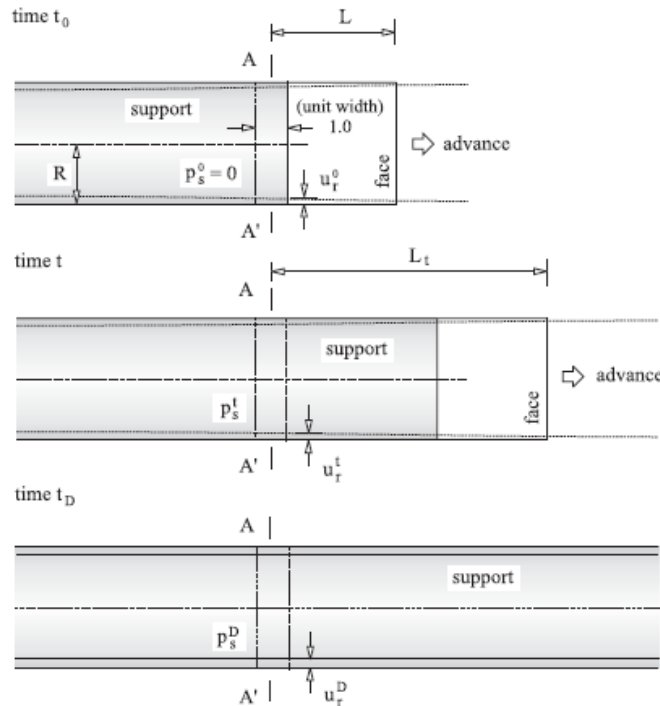


Figura 6.2: fases a considerar en el método confinamiento-convergencia. Fuente [4]

A medida que el túnel avanza hacia la derecha, el terreno y el sostenimiento se deforman simultáneamente. La figura b muestra la situación en el momento t en el que la sección está situada a una distancia L_t del frente de avance, en dicho instante el terreno ha convergido una distancia $u_r^t < u_r^0$ y el macizo rocoso transmite la presión p_s^t al sostenimiento.

Una vez que el frente de avance del túnel se ha desplazado lo suficientemente lejos, figura c, el sistema terreno –sostenimiento en a sección AA' se encuentra en equilibrio y el sostenimiento soporta la carga final p_s^D , que debe ser la de diseño del mismo. En este momento t_D el efecto del frente ha desaparecido y el terreno y el sostenimiento han convergido juntos una cantidad u_r^D .

El estudio del proceso descrito requiere conocer la características carga-deformación de los elementos que constituyen el sistema.

- Comportamiento longitudinal del terreno del túnel por la distancia al frente (1).
- Comportamiento seccional del terreno del túnel (2).
- Comportamiento del sostenimiento (3).

Las curvas que describen los tres conceptos anteriores constituyen los componentes básicos del método de Convergencia-Confinamiento.

- El Perfil de Deformación Longitudinal (PDL).
- La Curva de Reacción del Terreno (CRT) o Curva Característica del Túnel.
- La Curva Característica del Sostenimiento (CCS).

El PDL es la representación gráfica del desplazamiento radial que se produce a lo largo del eje de una excavación cilíndrica sin sostenimiento. El eje horizontal indica la distancia x desde la sección analizada hasta el frente de avance del túnel. El eje vertical indica el desplazamiento radial u_r correspondiente expresado en cociente entre el actual, u_r y el máximo u_r^{\max} . El diagrama indica que a medida que la relación x/r se hace mayor, la deformación, u_r se va pareciendo a la máxima deformación, u_r^{\max} que se da en la sección.

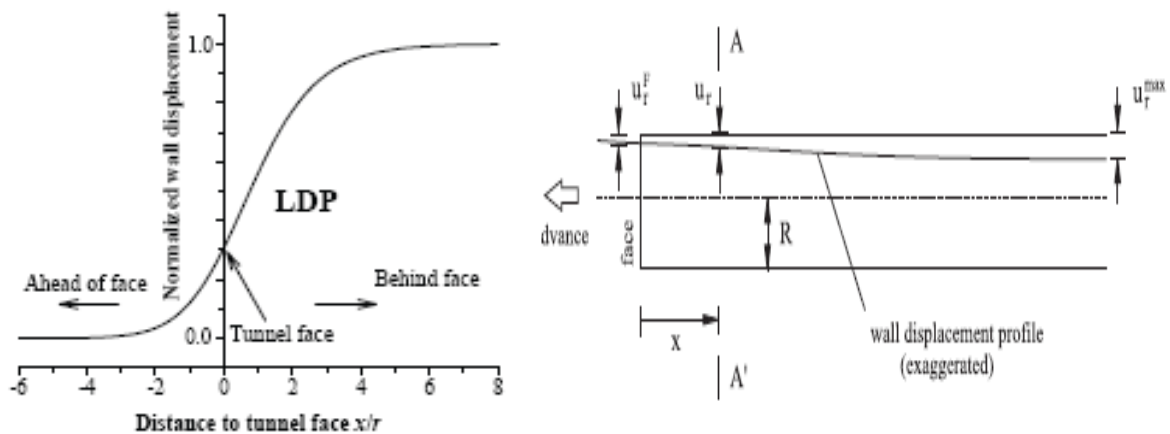


Figura 6.3: Perfil de Deformación Longitudinal. Fuente [4]

La CRT, se define como la relación entre disminución de la presión interna p_i y el incremento del desplazamiento radial de la pared u_r . La relación depende de las propiedades mecánicas del macizo rocoso y se puede obtener a partir de un análisis elasto-plástico de la deformación de la roca alrededor de la excavación. Viene representada por:

$$f_m(p_i, u_r) = 0$$

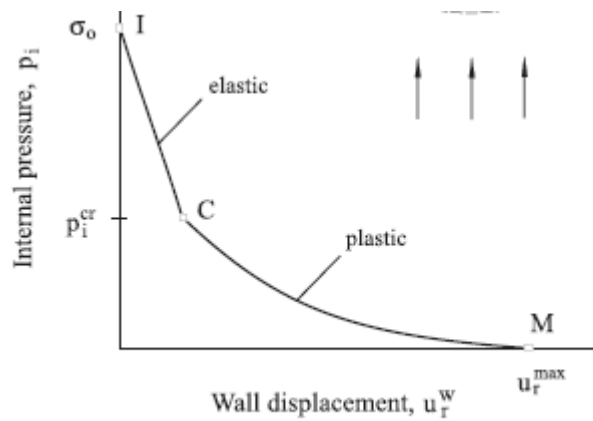


Figura 6.4: curva de reacción del terreno. Fuente [4]

La CCS, se define como la relación entre el incremento de presión p_s sobre el sostenimiento y el incremento del desplazamiento radial u_r del sostenimiento. Esta relación dependerá de las características geométricas y mecánicas del sostenimiento. Viene representada por:

$$f_s[(p_i, u_r - u_r^0)] = 0$$

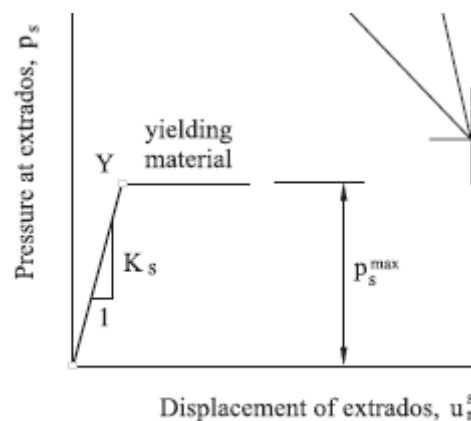


Figura 6.5: curva característica del sostenimiento. Fuente [4]

El equilibrio final que resulta de la interacción entre el macizo y el sostenimiento, viene dado por el sistema formado por ambas ecuaciones. La intersección entre la curva CRT y la curva CCS representa el punto de equilibrio estático P_e , donde las deformaciones cesan. La deformación total sufrida por el macizo resulta u_r^D .

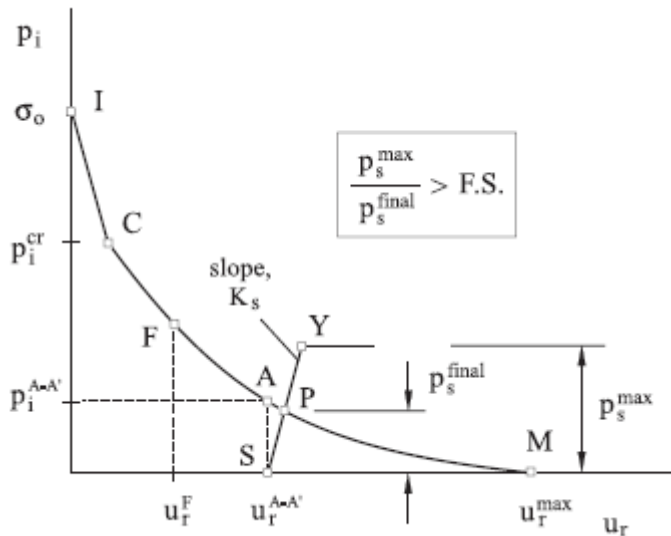


Figura 6.6: curva característica del sostenimiento y curva de reacción del terreno interrelacionadas. Fuente [4]

La instalación del sostenimiento se realiza en la sección AA' en el instante t_0 cuando el terreno ya ha sufrido un desplazamiento de $u_r^{AA'}$, u_r^0 en otras ilustraciones. Las tensiones sobre el terreno son en ese punto $p_i^{AA'}$. Para delimitar el punto A se vale de la PDL. En la curva PDL, conocida la distancia a la que se coloca el sostenimiento L, se relaciona con la deformación que sufre el túnel $u_r^{AA'}$ y se limita el punto A.

Se puede extraer alguna reflexión de interés práctico del proceso descrito arriba. Corresponden a las situaciones límite.

- El sostenimiento no tendrá que soportar una presión radial superior a $p_i^{AA'}$ definida por el punto A. Ahora bien, ésta presión solo se alcanzará en el caso de el sostenimiento sea infinitamente rígido, es decir la CCS debería ser totalmente vertical. De S a A.
- Si se instala el sostenimiento detrás del punto M, dicha estructura no se cargará, puesto que ya se ha producido la máxima convergencia posible. Es decir el terreno ya se ha relajado y ha redistribuido todas las tensiones.

6.1.2 CÁLCULO EN 2D DE LA SECCIÓN DE UN TÚNEL

Los cálculos en dos dimensiones son mucho más rápidos y consecuentemente más económicos que los tridimensionales, pero como se ha dicho en la introducción al apartado 4.1 el problema de la excavación de un túnel constituye un problema tridimensional mecánicamente.

Existe una técnica basada en la metodología de confinamiento-convergencia que permite tener en cuenta el efecto confinante del frente, que tiene un desarrollo longitudinal al túnel, con el equilibrio seccional, transversal al túnel.

Gracias a dicha técnica, que se desarrolla en este caso para el estudio del túnel de Liédena, se puede plantear el equilibrio seccional del túnel teniendo en cuenta la

estabilización que le provoca la situación del frente de excavación a medida que éste avanza y la sección se deforma.

La técnica consiste en generar unas presiones internas en el túnel, en el momento en que éste es excavado y se ha retirado el material. La presión en el momento inicial $p_{i=0}$ sustituye la tensión inicial del terreno σ_0 con el mismo valor, pero a medida que el frente avanza la presión interna p_i va disminuyendo.

Es una forma de aplicar la curva del Perfil Longitudinal de Deformación, PLD al equilibrio seccional. Se hace en términos de tensiones en lugar de deformaciones.

Para resolver esta dificultad Panet (1995) postuló que el frente de excavación ejerce un efecto confinante que se concreta en una presión radial ficticia, que disminuye a medida que aumenta la distancia de la sección al frente considerada.

Para el caso de un túnel de sección circular excavado en un medio elasto-plástico y con un coeficiente de reparto de cargas $K_0 = 1$ en un estado tensional uniforme, existen varias expresiones para la presión ficticia. Panet (1995), Bulychev y Fotieva (2003) apropiada según Celada Tamames (2004) y Fernández Pérez (2004) para macizos más y menos plastificados respectivamente. Celada y Fernandez (2004) también aportan una expresión basada en la experiencia con Geocóntrol S.A para excavaciones con elevada plastificación. Aunque ésta última no se considera en los cálculos, porque no se han observado grandes deformaciones.

$$\text{Panet:} \quad P_i = \frac{2}{3} \sigma_0 e^{\frac{-x}{0,7R}}$$

$$\text{Bulychev y Fotieva:} \quad P_i = 0,6 \sigma_0 e^{\frac{-1,38x}{R}}$$

$$\text{Geocóntrol:} \quad P_i = 0,127 \sigma_0 e^{\frac{-0,485x}{R}}$$

Siendo:

P_i = presión radial ficticia proporcionada por el frente del túnel en una sección.

X = distancia desde el frente del túnel a la sección.

R = radio de la excavación.

σ_0 = tensión de campo inicial.

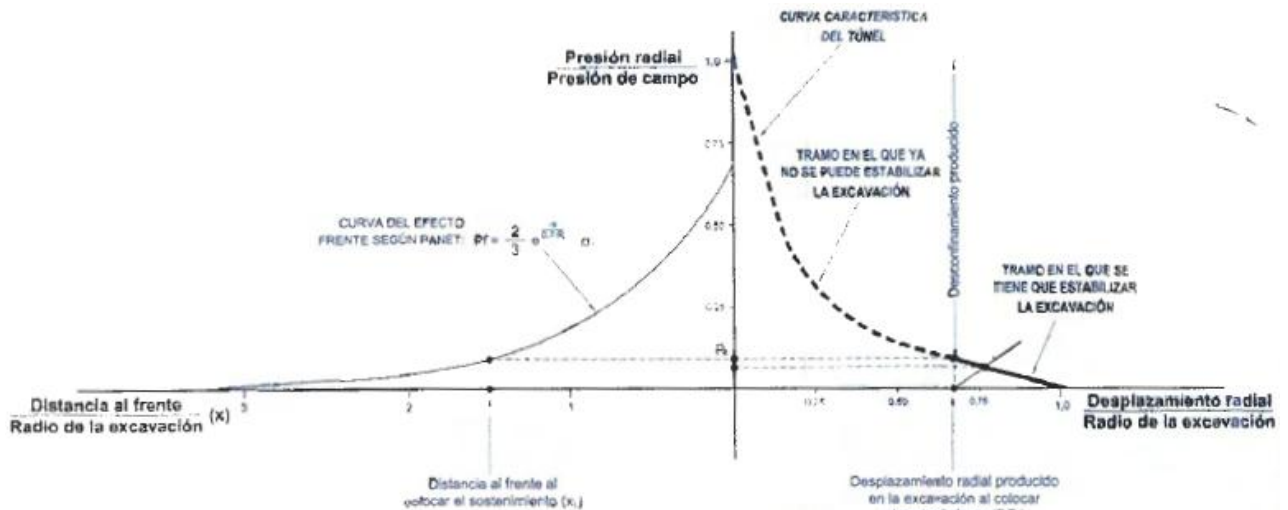


Figura 6.7: curva característica del sostenimiento, curva de reacción del terreno y curva de panet
Representación grafica de método confinamiento -convergencia. Fuente [8]

En el gráfico anterior se presenta el procedimiento a seguir. Es esencialmente el mismo que el descrito para el método de confinamiento-convergencia.

La situación que se presenta en el túnel a estudio, no cumple, en una primera valoración, con dos de los principios para los que se propusieron dichas expresiones y el método de confinamiento-convergencia.

- La sección no es circular.
- El campo de tensiones no es uniforme.

Varios autores han abordado estas limitaciones del método Confinamiento-Convergencia en los últimos años.

Detournay y Fairhurst (1987) consideraron el caso de una cavidad circular sujeta a un campo lejano de tensiones desiguales y excavada en un material tipo Mohr Coulomb. Concluyeron que el método era válido para ciertas relaciones entre σ_x y σ_y . Para más información consultar su obra.

Carranza-Torres abordó la limitación de la sección circular en varios análisis elasto-plásticos 3DEC (Itasca Consulting Group, 1998). Concluyó que para aquellos casos en que el área de la sección transversal del túnel no es circular, todavía se puede utilizar el método de Confinamiento-Convergencia para obtener una primera aproximación de la extensión de la zona de fracturación y la convergencia media de los hastiales a partir de formulaciones específicas para la expresión de la curva PDL. Consultar referencia [4]

Los autores que proponen la tercera formulación para la presión interior (Geocontrol), Celada y Fernandez (2004), desarrollaron también un método mixto de cálculo 2D y cálculo 3D para el problema planteado. Evitan las formulaciones típicas de curvas de deformación longitudinal del túnel para secciones circulares, construyendo dicha curva mediante modelación en 3 dimensiones del túnel con Flac 3D. Así determinan el efecto confinante del frente para cualquier sección simulada, sea cual sea su geometría.

Así pues, a continuación se pretende estudiar la idoneidad de las formulaciones de Panet (1985), Bulychev y Fotieva (2003) y Geocóntrol (2004) para la estimación del efecto frente de la excavación de un túnel en una simulación en 2 dimensiones de un macizo rocoso de Marga mediante el programa de elementos finitos Plaxis. Se comparan los resultados con las lecturas de convergencias de la excavación y con otra simulación de la excavación en 3D realizada con herramientas más avanzadas.

En el caso del presente estudio, la modelación seccional se realiza en varias fases de avance, para poder plasmar la presión ejercida por el frente en varios instantes. Se elige el programa de elementos finitos Plaxis.

6.2 EL PROGRAMA PLAXIS.

PLAXIS es un programa de ordenador de elementos finitos bidimensionales diseñado específicamente para la realización de análisis de deformación y estabilidad de problemas geotécnicos por la universidad de Delft (Países Bajos). La versión utilizada para este estudio es la versión 8.1. Las situaciones modelizables corresponden a problemas de deformación plana o con axisimetría. El programa utiliza una interfaz gráfica que permite a los usuarios generar rápidamente un modelo geométrico y una malla de elementos finitos basada en una sección transversal vertical representativa del problema que se trate. Es necesario que los usuarios estén familiarizados con el entorno Windows. La interfaz de usuario está constituido por cuatro subprogramas (Input (Entrada), Calculations (Cálculos), Output (Resultados) y Curves (Curvas)). Cada una de ellas con sus subprogramas y sus respectivas opciones adecuadas para su objetivo.

Para llevar a cabo un análisis de elementos finitos utilizando PLAXIS, el usuario debe crear una malla de elementos finitos y especificar las propiedades de los materiales y las condiciones de contorno. Todo ello se lleva a cabo en el programa de introducción de datos (Input). Para generar una malla de elementos finitos, el usuario debe crear un modelo geométrico compuesto por puntos, líneas y otros componentes en las dos dimensiones del plano x-y. La generación de la malla y de sus propiedades y la imposición de las condiciones de contorno a nivel de elemento es ejecutada de forma automática por el generador de mallas PLAXIS basándose en la introducción del modelo geométrico. Los usuarios pueden también retocar la malla de elementos finitos con el fin de obtener un mallado óptimo, adecuado a las necesidades de cálculo. La parte final de la introducción de datos comprende la generación de las presiones de agua y de las tensiones efectivas que definen el estado inicial.

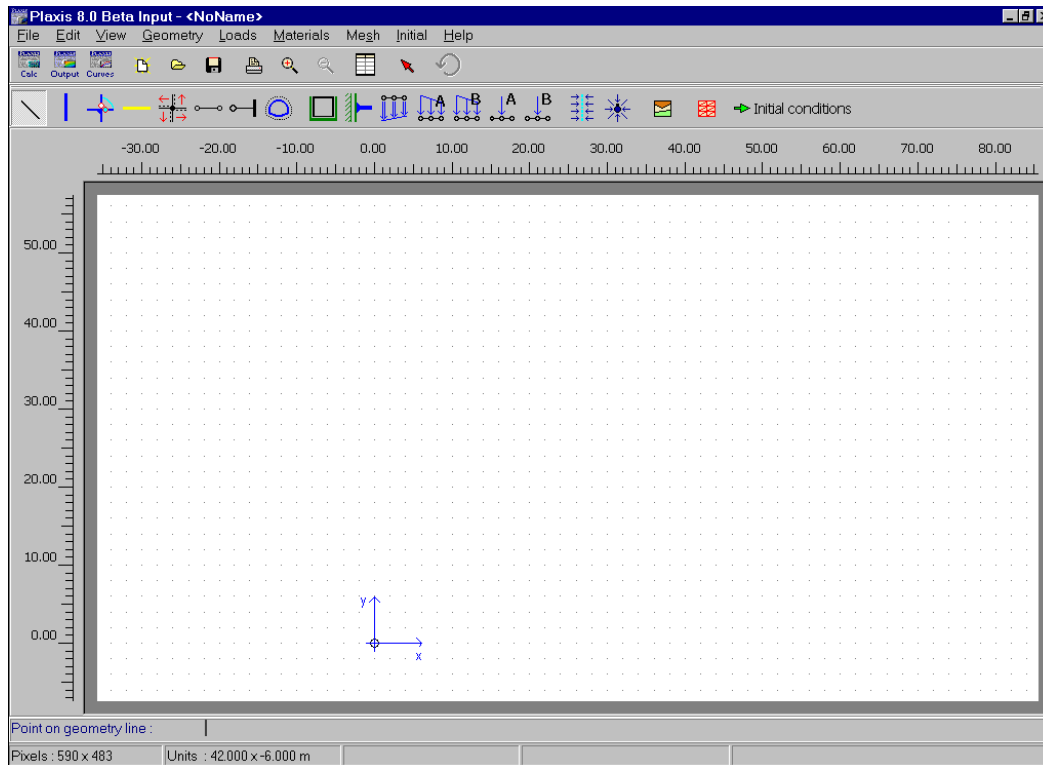


Figura 6.8:pantalla de input de Plaxis. Fuente [14]

Después de la generación de un modelo de elementos finitos puede empezar la fase de cálculo. Por lo tanto, se hace necesario definir qué tipos de cálculos se han de llevar a cabo y qué tipo de cargas o de etapas de construcción se han de activar durante los cálculos. Todo ello puede hacerse dentro del programa de Cálculos (Calculations).

En la práctica de la ingeniería, los proyectos constan de diferentes fases. De manera similar, un proceso de cálculo de PLAXIS se divide también en fases del cálculo. Son ejemplos de fases de un cálculo la activación de una carga en particular en un determinado momento, la simulación de una etapa de construcción, la introducción de un período de consolidación, el cálculo de un factor de seguridad, etc.

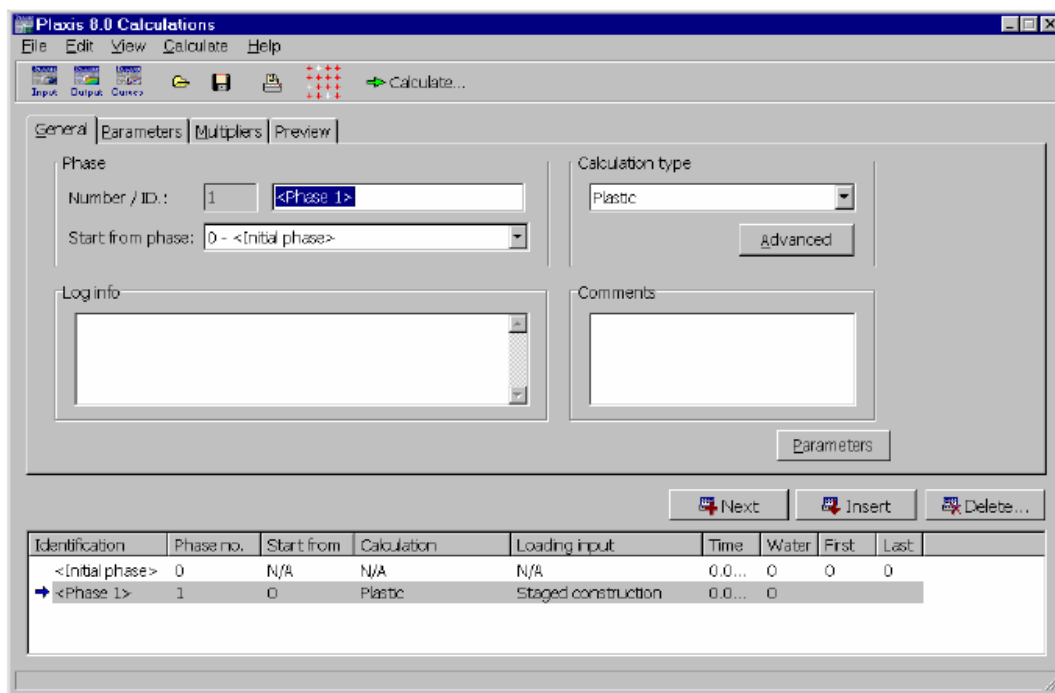


Figura 6.9.:pantalla de calculos de Plaxis. Fuente [14]

Los principales resultados que proporciona un cálculo mediante elementos finitos son los desplazamientos en los nodos y las tensiones en los puntos de tensión. Además, cuando un modelo de elementos finitos incluye elementos estructurales, se calculan los esfuerzos estructurales en dichos elementos. En PLAXIS existe una amplia gama de dispositivos para la presentación de los resultados de un análisis mediante elementos finitos. El conjunto de los dispositivos pueden ser seleccionados en el programa de Resultados (Output). El usuario debe empezar seleccionando el modelo y la fase de cálculo o el número de paso apropiados cuyos resultados se desea ver. Después de esta selección, se abre una primera ventana de resultados en la que se representa la malla deformada.

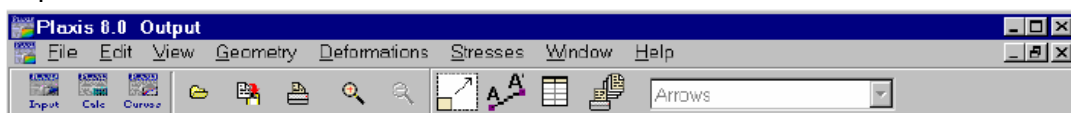


Figura 6.10:pantalla de salidas de Plaxis. Fuente [14]

El programa Curvas (Curves) puede ser utilizado para el trazado de curvas de carga-desplazamiento o de tiempo-desplazamiento, diagramas tensión-deformación y trayectorias de tensión o de deformación de puntos previamente seleccionados de la geometría. En estas curvas se visualiza la evolución de ciertas variables de interés a lo largo del proceso de cálculo, lo que proporciona una mejor comprensión del comportamiento global y local del suelo.



Figura 6.11:pantalla de curvas de Plaxis. Fuente [14]

6.2.1 MODELOS CONSTITUTIVOS.

En PLAXIS las propiedades del suelo y de los materiales que constituyen las estructuras son almacenadas en conjuntos de datos de los materiales. Hay cuatro tipos diferentes de conjuntos de datos de materiales: conjuntos de datos para suelos e interfaces, para placas, para geomallas y para anclajes. Cada material tiene un comportamiento fiel al modelo constitutivo que se adopte para él y a los parámetros que se definan en el mismo.

Hay varios modelos constitutivos disponibles para simular el comportamiento de los medios continuos presentes, que se presentan en el manual de la siguiente manera:

- Modelo elástico lineal

Este modelo representa la ley de Hooke de elasticidad lineal isótropa. El modelo incluye dos parámetros de rigidez elástica, a saber: el módulo de Young, E , y el coeficiente de Poisson, ν . El modelo elástico lineal tiene muchas limitaciones en relación a la simulación del comportamiento de los suelos. Se utiliza fundamentalmente para capas rígidas de suelo.

- Modelo Mohr-Coulomb

El conocido modelo puede ser considerado como una aproximación de primer orden al comportamiento real del suelo. Este modelo elástico perfectamente plástico exige cinco parámetros de entrada básicos, a saber: un módulo de Young, E , un coeficiente de Poisson, ν , una cohesión, c , un ángulo de fricción, ϕ , y un ángulo de dilatación, ψ .

- Modelo para Roca Fracturada (Jointed Rock model)

Se trata de una variante elastoplástica del modelo hiperbólico, formulado en el marco de la plasticidad de endurecimiento por fricción. Además, el modelo incluye el endurecimiento por compresión para simular la compactación irreversible del suelo bajo una compresión primaria. Este modelo de segundo orden puede ser utilizado para simular el comportamiento de arenas y gravas, así como de tipos de suelo más blandos, como arcillas y sedimentos.

- Modelo para Suelo Blando (Soft Soil model)

Se trata de un modelo tipo CamClay que puede ser utilizado para simular el comportamiento de suelos blandos como arcillas normalmente consolidadas y turbas. El modelo proporciona buenos resultados en las situaciones de compresión primaria.

- Modelo de Suelo Blando con fluencia (Soft Soil creep model)

Es éste un modelo de segundo orden formulado en el marco de la viscoplasticidad. El modelo puede ser utilizado para simular el comportamiento dependiente del tiempo de suelos blandos tales como arcillas normalmente consolidadas y turbas. El modelo incluye una ley logarítmica para la variación de rigidez con el cambio de volumen.

- Modelo de Suelo definido por el usuario

Esta opción permite la utilización de otros modelos constitutivos aparte de los modelos estándar de PLAXIS.

Para el presente estudio ya ha utilizado el modelo elástico para modelar el sostenimiento de hormigón proyectado y el modelo de Mohr Coulomb para el macizo rocoso.

Todo cuerpo se deforma bajo la acción de unas fuerzas aplicadas en él, y al cesar éstas, el cuerpo tiende a recuperar su forma inicial. Esta tendencia que tienen los cuerpos se denomina elasticidad.

El comportamiento elástico lineal se conoce como la Ley de Hooke, en la que se pone de manifiesto la proporcionalidad entre la tensión y la deformación, a través de una constante de proporcionalidad tal y como se ve en la figura 6.12.

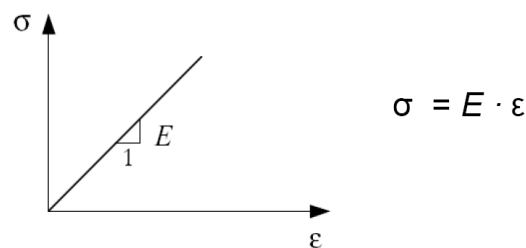


Figura 6.12:comportamiento elástico Fuente [15]

El modelo Mohr Coulomb se basa en el criterio de Mohr Coulomb de plasticidad. Existe, entonces un dominio elástico inicial, delimitado por la superficie de fluencia. Ésta ejerce un papel indicador del instante de fallo (entendido como el fin del comportamiento elástico) independientemente del comportamiento post-fallo (comportamiento plástico) que se inicie más allá de dicho instante.

El criterio de Mohr-Coulomb es un criterio de fallo que establece que el dominio elástico finaliza cuando un punto del círculo de Mohr (correspondiente a las tensiones normales en un plano) alcanza la línea de rotura $\tau=c-\sigma \cdot \text{tg } \phi$

La máxima tensión tangencial resistida depende del propio estado tensional en el punto y será menor cuanto mayor sea la tensión normal en el mismo.

La línea de fallo, tal como se ve en la figura 6.13, corta el eje de las tensiones normales en el lado negativo de las mismas, limitando de esta manera la capacidad del material de resistir tracciones, lo que lo hace especialmente adecuado para materiales friccionales (hormigón, rocas y suelos).

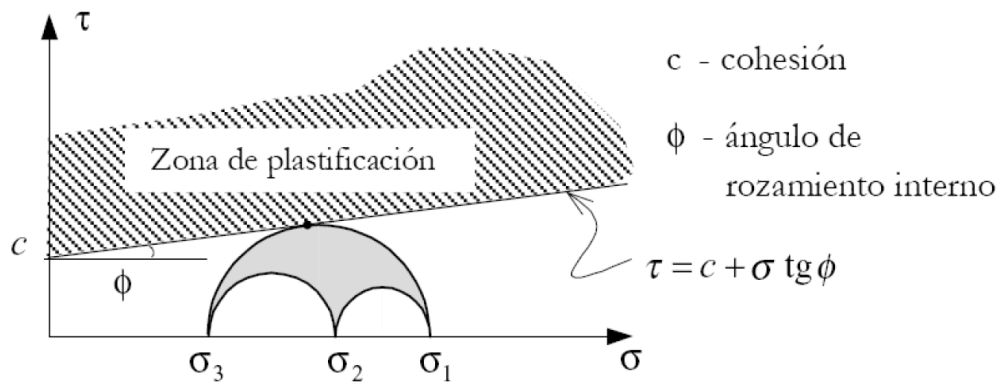


Figura 6.13: criterio plástico Mohr Coulomb [15]

6.2.2 GENERACIÓN DE LA MALLA.

Una vez el modelo geométrico está completamente definido y las propiedades de los materiales han sido asignadas a todos los dominios y objetos estructurales, la geometría ha de ser dividida en elementos finitos con el fin de llevar a cabo los consiguientes cálculos. Una descomposición del dominio del problema en elementos finitos se denomina malla. El tipo básico de elemento de una malla es el elemento triangular de 15 nodos o el elemento triangular de 6 nodos. Además de estos elementos, hay elementos especiales para diferentes estructuras (placas, geomallas y anclajes).

PLAXIS dispone de un generador de malla totalmente automático. Este generador es una versión especial del generador de mallas Triangle desarrollado por Sepra. La generación de la malla se basa en un robusto procedimiento de triangulación, el cual da como resultado mallas 'no estructuradas'. Estas mallas pueden parecer desordenadas, pero su rendimiento numérico es por lo general mejor que el de las mallas regulares (estructuradas).

El generador de mallas requiere un parámetro general de formación de malla que representa el tamaño medio de los elementos, l_e . En PLAXIS este parámetro se calcula a partir de las dimensiones externas de la geometría (x_{min} , x_{max} , y_{min} , y_{max}) y se define un grado de refinamiento global.

$$l_e = \sqrt{\frac{(x_{max} - x_{min})(y_{max} - y_{min})}{n_c}}$$

Se hace distinción entre cinco niveles de refinamiento global: Muy grosero (Very coarse), Grosero (Coarse), Medio (Medium), Fino (Fine), Muy fino (Very fine). Por defecto, el grado de refinamiento es Grosero (Coarse). El tamaño medio de los elementos y el número de elementos triangulares generados depende de este grado de refinamiento global. A continuación se facilita una estimación aproximada (basada en una generación de malla sin refinamiento local):

- Very coarse: $n_c = 25$ Alrededor de 50 elementos
- Coarse: $n_c = 50$ Alrededor de 100 elementos
- Medium: $n_c = 100$ Alrededor de 250 elementos
- Fine: $n_c = 200$ Alrededor de 500 elementos

- Very fine: $n_c = 400$ Alrededor de 1000 elementos

El número exacto de elementos depende de la forma de la geometría y de los eventuales parámetros de refinamiento local. Téngase en cuenta que una malla constituida por elementos de 15 nodos da una distribución de nodos mucho más fina y con ello unos resultados mucho más precisos que una malla similar compuesta por un número igual de elementos de 6 nodos. Por otra parte, con el uso de elementos de 15 nodos se consume mucho más tiempo de cálculo que con la utilización de elementos de 6 nodos.

6.2.3 GENERACIÓN DE TENSIONES INICIALES.

Se debe especificar la configuración inicial de la geometría y el campo de tensiones iniciales, así como las presiones iniciales del agua.

Las tensiones iniciales, causadas por la gravedad, representan el estado de equilibrio del suleo o la roca sin alterar.

En un análisis PLAXIS, estas tensiones iniciales tienen que ser especificadas por el usuario. Existen dos posibilidades para la especificación de dichas tensiones:

- El procedimiento K_0
- La carga gravitatoria

Como norma, se debería utilizar únicamente el procedimiento K_0 en los casos con una superficie horizontal y con capas de suelo y líneas freáticas paralelas a la superficie. En el resto de casos debería utilizarse la Carga gravitatoria.

El coeficiente, K_0 , representa la relación entre las tensiones efectivas horizontal y vertical. Cuando se selecciona esta opción, es posible introducir valores para el coeficiente de empuje al reposo correspondiente a cada dominio de suelo individual. Además del parámetro K_0 , hay que introducir un valor para $\Sigma Mweight$. Para $\Sigma Mweight = 1.0$, la gravedad estará totalmente activada.

En la práctica, se supone muchas veces que el valor de K_0 para un suelo normalmente consolidado está relacionado con el ángulo de fricción según la expresión empírica de Jaky.

$$K_0 = 1 - \sin \varphi$$

En un suelo sobreconsolidado, cabría esperar que K_0 fuera mayor que el valor dado por esta expresión.

En el caso de que las tensiones estén notablemente desequilibradas deberá abandonarse el procedimiento K_0 en favor del procedimiento de la Carga gravitatoria.

6.3 CREACIÓN DEL MODELO.

A continuación se quiere desarrollar un modelo numérico con el programa Plaxis que simule el comportamiento seccional de una sección particular del túnel de Liédena, y que se asemeje al comportamiento real detectado en la excavación del túnel. Además se comparan los resultados con otra simulación más compleja en 3D, para estudiar la idoneidad del método de cálculo descrito en el apartado 4.1. Motivado por la segunda de las comparaciones, el punto de partida para definir algunos aspectos de la modelación, está prefijada por las hipótesis o consideraciones que se tuvieron en cuenta en la modelación 3D de proyecto. Todas ellas perfectamente asumibles.

Se parte de las siguientes consideraciones.

- Simetría en la geometría del túnel y del estrato rocoso.
- El modelo constitutivo de la roca es el de Mohr Coulomb y el del sostenimiento es el Eslástico. Son materiales isótropos. Los parámetros del macizo rocoso son los mismos que los utilizados en la simulación 3D. Mirar capítulo 4.
- Se consideran 2 fases constructivas. Avance y destroza. Simétricas respecto del eje del túnel.
- El espesor del estrato de roca sobre la clave del túnel es de 45 m de roca Marga.
- No se consideran niveles freáticos ni presiones de agua.
- El coeficiente de reparto de cargas es $K_0=1$
- El estado inicial de cargas es el marcado por el peso propio del material sobre la excavación.

El manual del programa de diferencias finitas Flac, similar a Plaxis, recomienda los siguientes pasos a seguir en la construcción de diferentes modelos.

- 1) Definir los objetivos del análisis del modelo.
- 2) Crear un cuadro conceptual del sistema físico.
- 3) Construir y ejecutar los modelos idealizados simples.
- 4) Ir añadiendo los datos de los aspectos específicos detectados.
- 5) Preparar una serie de ejemplos detallados.
- 6) Realizar los cálculos.

Con los objetivos de la modelación fijados, se inicia por familiarizarse con el programa de trabajo, realizando pruebas de dibujo de la geometría.

Se dibuja una sección del túnel aproximada y se fijan los contornos del macizo a una distancia de 3 veces el radio desde el perímetro de la excavación.

La sección del túnel se dibuja con la ayuda del editor de túneles del programa. Túnel designer permite dibujar secciones simétricas respecto de un diámetro vertical. Se

escoge la opción tipo de túnel NATM tunnel para tener la posibilidad de simular las fases de excavación necesarias. Éstas como se explicó al comienzo del apartado 4.3, se determinan más adelante con el programa de cálculo de Plaxis.

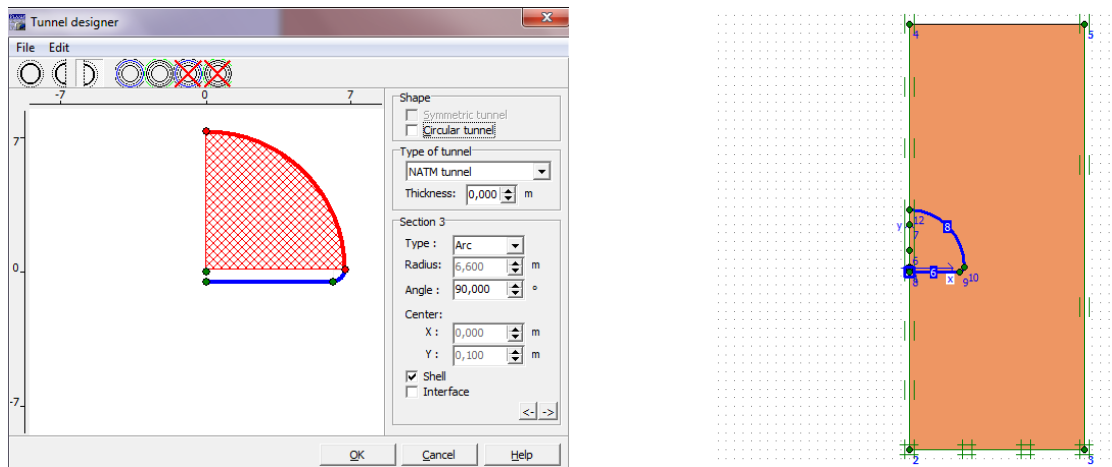


Figura 6.14: detalles de geometría de primeras aproximaciones [Plaxis]

La sección del túnel está compuesta como se ve en la imagen 6.14 por tres segmentos. En la imagen se aprecian los límites del macizo de marga situados a una distancia de 3 veces el radio del túnel. En el contorno se han impuesto standard fixities, que impiden los desplazamientos en el contorno derecho, izquierdo y abajo y permiten el movimiento del contorno superior siendo además en este contorno las tensiones nulas.

El color marrón del rectángulo indica que las propiedades del macizo rocoso ya han sido asignadas a esa superficie.

Con todos los elemento en la pantalla de trabajo se realiza el mallado de los elementos. En el primer ejemplo se acepta el mallado fijado por el programa por defecto. Es un mallado grueso y uniforme en el que el elemento básico se ha fijado como un elemento de 15 nodos. Requerirá mas iteraciones que el de 6, pero es el adecuado para materiales tipo suelo.

Fijadas las condiciones iniciales del problema, se procede con los cálculos. La fase inicial la implementa el propio programa con las condiciones iniciales. A continuación se define una primera y única fase en la que el material del interior del túnel es excavado.

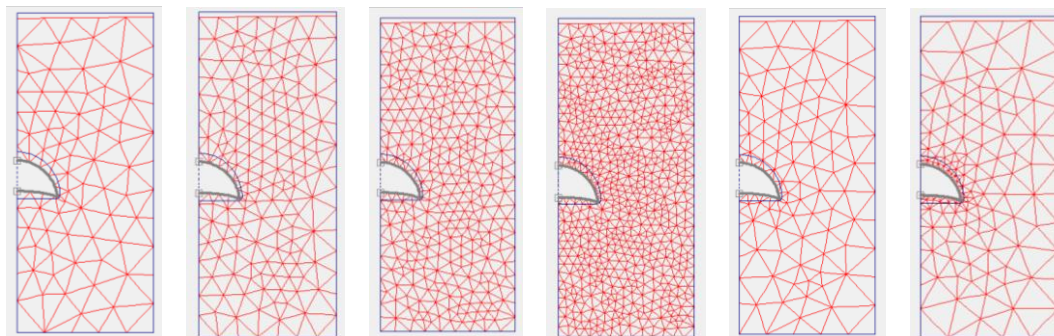


Figura 6.15: a.malla gruesa. b. malla media. c malla fina. d.muy fina. e.gruesa media. f. gruesa fina.
Fuente [Plaxis]

En la figura anterior se presentan varios dibujos de mallas implementadas. De la a a la c son mallas de un solo tamaño de elemento, mientras que la d y la e son mallas compuestas. Se ha realizado un refinado de la malla donde se prevé que haya más deformaciones, es decir en el perímetro de la excavación. Tras trabajar con ellas se obtienen los siguientes resultados presentados en la tabla 6.1.

FIGURA	MALLA	Nº NODOS	Nº ELEMENTOS	ITERACIONES	ERROR	DESPLAZ. (mm)
A	Gruesa	1469	174	2	0,004-0,003	12,87
B	Media	2895	349	2	0,005-0,003	12,87
C	Fina	5549	676	2	0,004-0,003	12,87
D	Gruesa/Media	1909	196	2	0,005-0,004	12,89
E	Gruesa/Fina	3583	435	2	0,004-0,003	12,89

Tabla 6.1. Comparativa tamaño de malla.Fuente

Todas las simulaciones requirieron un tiempo mínimo de cálculo, porque la geometría del modelo es muy simple y a pesar de aumentar los elementos el programa los calcula muy rápido. Esta situación cambiaría lógicamente al complicar la geometría, por lo que la tendencia a aumentar los elementos de un modelo no es positiva a menos que se demuestre que es necesario.

Tal y como se ve en la tabla, los resultados de desplazamientos son similares con todos los tamaños de malla. Las necesidades de precisión de cálculo o disminución del error no parecen requerir de un mallado fino.

Por otra, parte un concepto que queda mejor reflejado en las representaciones del mallado de la figura 6.15, es que en la zona de la excavación puede ser interesante conocer el desplazamiento exacto de algún punto. La intersección de las rectas rocas representan los puntos en el modelo de elementos finitos. Cuanto mas fina sea la malla en la zona de mayor interés más número de puntos se pueden referenciar y observar su deformación. Con ese objetivo en los ejemplos d y e se refina el mallado y se observa su comportamiento. Las deformaciones son las mismas, pero como se ha dicho antes tenemos la posibilidad de observar mas puntos interesantes sin sobrecargar el programa de elementos que ralenticen su cálculo.

El mallado grueso en la zona alejada de la excavación, da la posibilidad de alejar los contornos a un lugar donde con total seguridad, no se produzcan desplazamientos provocados por la excavación.

El manual de Plaxis recomienda que para túneles el contorno lateral se encuentre a una distancia de 2 veces el espesor de los estratos sobre el túnel o 3 veces el diámetro del túnel. La distancia hasta el contorno inferior desde la solera del túnel se recomienda que sea 1,5 veces el radio de la excavación.

6.3.1 DESCRIPCIÓN DEL MODELO

A continuación se describen las características generales del modelo implementado en Plaxis. Se han construido finalmente dos modelos detallados para intentar representar las condiciones reales de la excavación.

- Modelo de Panet

- Modelo de Bulychev y Fotieva

La sección transversal construida para cada uno de los dos casos es idéntica, las fases de excavación consideradas también. Pero tal y como se explica en el apartado 4.1.2, el efecto confinante del frente que considera cada uno de los autores si es diferente. Éste efecto se introduce como una carga repartida en el interior del túnel.

6.3.1.1 GEOMETRÍA, MALLADO, CONDICIONES INICIALES

La sección transversal del túnel se ha dibujado simétrica de 5 segmentos. De esta forma se recrea exactamente la sección transversal de proyecto. El radio de curvatura va cambiando.

Las líneas que se ven en la figura 6.16, son líneas auxiliares que se emplean para dejar definidas las fronteras de las fases de excavación. Gracias a ellas se pueden activar-descactivar zonas de terreno en el programa de cálculo. Así se dibujan las siguientes líneas.

- Línea horizontal superior: Frontera excavación fase avance fase destroza
- 2ª línea horizontal: Línea de la rasante de la fase destroza
- 3ª línea horizontal: Marca la rasante de la zanja excavada tras la destroza
- Línea oblicua: Marca el paramento lateral de la zanja.

Los límites exteriores lo marca la motera considerada en la sección a estudio. Tal y como se ha comentado anteriormente el túnel tiene una montera de 45 m ese punto. En el modelo se recrea exactamente esa situación. De forma que el límite vertical del modelo se encuentra a 45 m la clave del túnel. La frontera lateral se fija en dos veces el límite vertical tal y como dicen las recomendaciones del manual. El límite inferior a 1,5 veces el radio de 6,8m. El aspecto general de la geometría se aprecia en la figura 6.16.

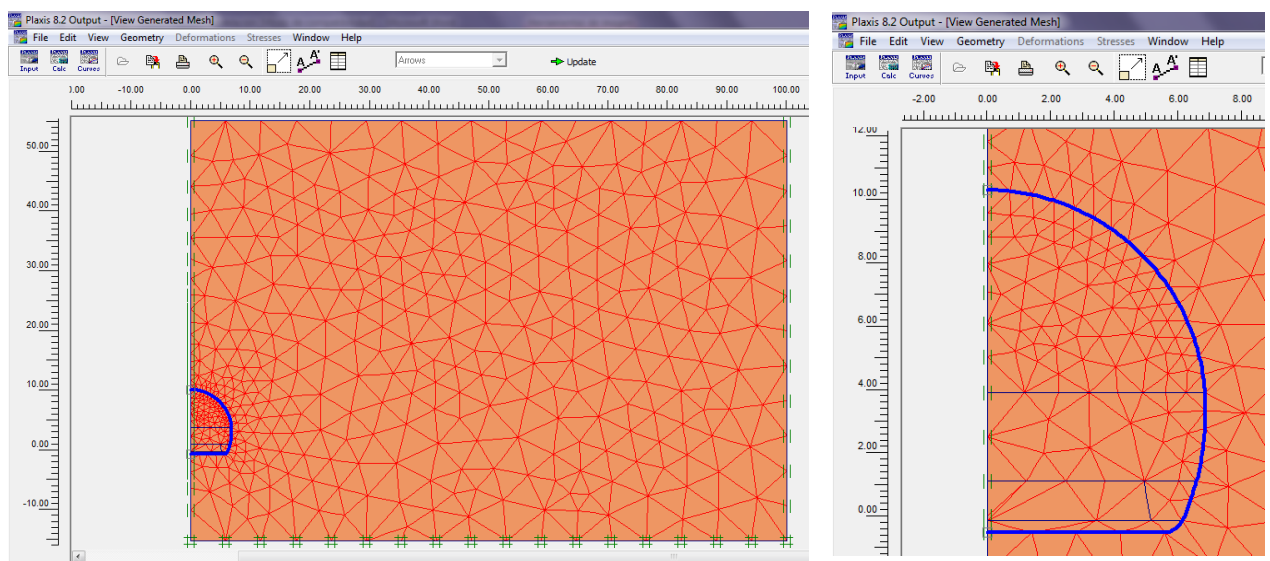


Figura 6.16. geometría de modelo implementado. Modelo creado con plaxis

El mallado del terreno, tal y como se observa, se refina al acercarse a la zona de excavación. Se realiza un mallado grueso en el terreno y se refina por zonas a varios niveles dentro de la excavación, para recoger con mayor precisión las deformaciones en cada punto. En total se tienen.

- 909 elementos.
- 7435 nodos.

Se consideran las condiciones de contorno estándares.

Las condiciones iniciales en la excavación las marca el peso gravitacional del macizo. Se deben cargar expresamente las cargas iniciales de forma que el programa genere el estado de confinamiento inicial a partir del cual se generan las fases de excavación. Se considera un coeficiente de empuje en reposo $K_0 = 1$.

6.3.1.2 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Tal y como se expuso en el apartado de geología y geotecnia los parámetros que definen el macizo rocoso, que son los que gobiernan la ley de deformación de la excavación básicamente, son difíciles de determinar. Existe gran cantidad de bibliografía al respecto, referencias de la 6 a la 11, pero no siempre dan resultados similares unos criterios u otros.

En este estudio se ha optado por implementar los mismos parámetros que los implementados en la simulación de proyecto. De esta forma la comparación entre resultados será posible. De cualquier manera siempre se deja la puerta abierta a la modificación de los valores de los parámetros, quizá sea el siguiente paso para calibrar los modelos.

Las margas, por lo tanto, se considera que tienen un comportamiento plástico Mohr Coulomb con los siguientes valores que aparecen en la tabla 6.2.

PARÁMETROS DEL MACIZO ROCOSO. ROCA MARGA				
PESO ESPECIFICO	COEF. POISSON	COHESIÓN	ANGULO ROZ. INTERNO	MODULO E
25,6 KN/m ³	0,3	270 KPa	38	587 E3 Kpa

Tabla 6.2. parámetros de macizo rocoso en simulación de plaxis

En lo que se refiere a la gunita, no se dispone de valores de referencia de la modelación en Flac 3D, por los que se ha recurrido a las propiedades definidas por los técnicos de instrumentación, que tal como se dice en el apartado de los extensómetros de cuerda vibrante se fijó una $E = 3,6 E7$. El coeficiente de poisson y el peso específico son los universales del hormigón y el resto de parámetros de la tabla 6.3, se calculan a partir del espesor y E.

PARÁMETROS DEL SOSTENIMIENTO. HMF-30 CON FIBRAS DE ACERO 30 KG/M3						
PESO ESPECIFICO	COEF. POISSON	E (KPa)	ESPESOR	EA (KN m)	EI (KN m ²)	W KN/m ²
23,5 KN/m ³	0,2	3,6 E7	0,1m	3,6 E6	3,02 E5	2,35

Tabla 6.3. parámetros de hormigón proyectado en simulación de plaxis

El valor de E queda contrastado con los valores propuestos por Singh y Bortz (1975) para el hormigón proyectado húmedo recogido en la tabla 6.4.

TIPO MEZCLA		σ (MPa)	E (Mpa)
SECO	1 DIA	20,3	13,6 E3 -23,4 E3
	28 DIAS	29,6	17,8 E3-23,1 E3
HÚMEDO	1 DIA	18,9-20,3	12,3 E3-28,0 E3
	28 DIAS	33,3-39,4	23,8 E3 - 35,9 E3

Tabla 6.4. evolución de la resistencia de la gunita

6.3.1.3 FASES DE EXCAVACIÓN

Se define la secuencia de retirada de material y colocación del sostenimiento en 6 fases. La separación de las fases queda justificada por el propio desarrollo de las obras.

La excavación del avance se realiza mediante pegas de 3 m de avance. Esto significa que la excavación avanza de 3 en 3 m. Al realizar una pega, el revestimiento de gunita se coloca inmediatamente, pero todavía no adquiere resistencia. Se considera que el hormigón adquiere el 60% de la resistencia pasadas 24 h, cuando el frente de excavación se encuentra entre 9 y 12 m por delante, según tabla 6.4. Este correspondería al punto S de la figura 6.6 A partir de ese punto se considera que:

- El terreno y la gunita se deforman conjuntamente.
- El efecto estabilizador del frente es despreciable.

Para simular el efecto estabilizador del frente hasta la entrada en carga de la gunita, se consideran 2 fases. Corresponden al avance materializado en las 2 siguientes pegas. El valor de la carga repartida ficticia disminuye. Recapitulando, la excavación del avance se simula en 3 fases.

- 1) El frente a 3 m.
- 2) El frente a 6 m.
- 3) La gunita entra en carga.

La excavación de la destroza se realiza en pegas de 6 m. Con el mismo razonamiento que en el avance se simulan 3 fases.

- 4) El frente a 6 m.
- 5) El frente a 12 m.
- 6) La gunita entra en carga.

Por último se realiza la excavación no prevista de la zanja longitudinal. En éste caso la simulación se realiza en una sola fase puesto que se excavó muy deprisa y el frente tiene una dimensión tan pequeña que no se considera aplicable la técnica. La última fase por lo tanto corresponde a la zanja.

7) Zanja con gunita en carga.

La diferencia de un modelo, Panet, a otro modelo, Bulychev y Fotieva, radica en la dimensión de la carga repartida ficticia que hay que suponer en cada fase del modelo. Ello lleva a la excavación a tener un comportamiento diferente que se estudia en los siguiente apartado de los resultados de las modelaciones.

6.3.1.4 CARGAS FICTICIAS

Eliminada la formulación de Geocontrol, por la naturaleza no muy plástica del macizo, se cuantifica el efecto estabilizador del frente mediante la cuantificación de la carga ficticia. En la figura 6.7 se muestra la evolución de la carga a medida que se va alejando el frente de la sección a estudio, para las dos formulaciones.

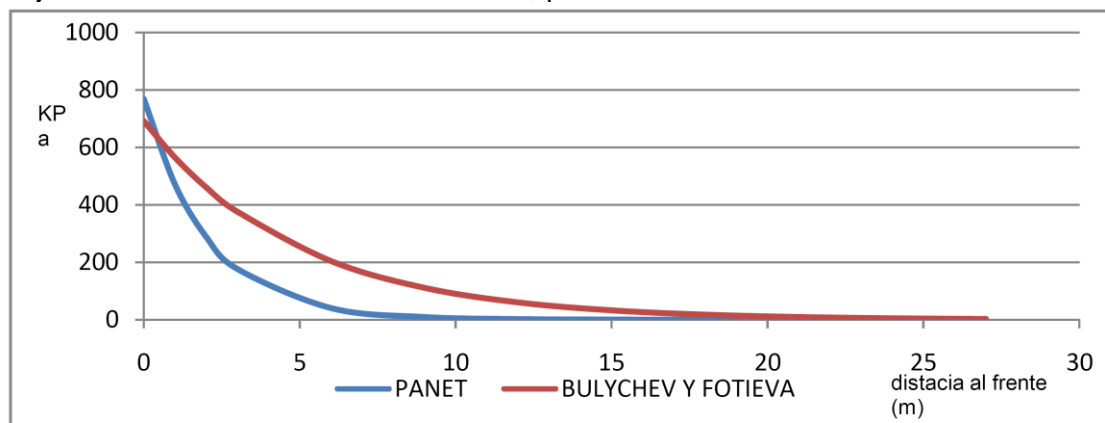


Figura 6.17. relación distancia al frente-presión ficticia para panet y bulychev

Los valores que interesan para la simulación, son los recogidos en la tabla 6.5.

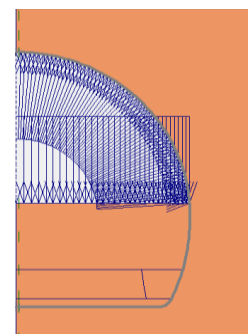
	3m	6m	12m
PANET	176,47 Kpa	40,55 Kpa	2,14 Kpa
BULYCHEV Y FOTIEVA	376 Kpa	204,54 Kpa	60,53 Kpa

Tabla 6.5. valores de presión virtual implementados

El programa dispone de una herramienta para generar cargas repartidas, pero solo permite simular cargas repartidas rectas, no perpendiculares a una superficie curva, como es la superficie del túnel.

Para ello se recurre a un truco. Las cargas repartidas se generan como un presión de agua interior al túnel.

Se procede dando una coordenada y de referencia y fijando a esa altura la presión del agua. El contorno del túnel se considera impermeable para no generar flujo. El resultado se aprecia en la esta imagen.



6.4 RESULTADOS DE LA MODELACIÓN.

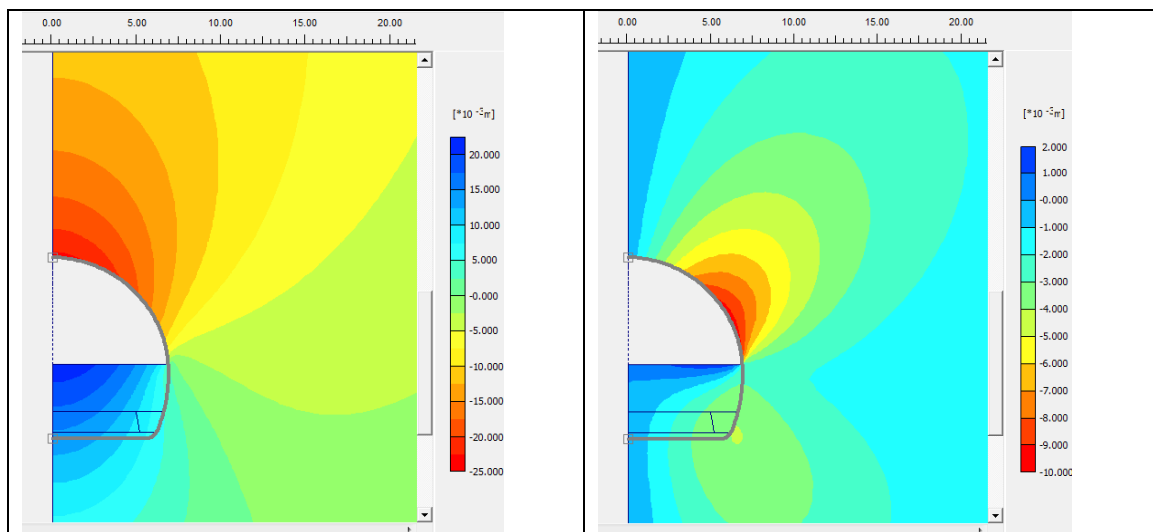
A continuación se presentan los resultados de las dos modelaciones arriba descritas. Los gráficos y datos generados por el programa son muy extensos, por lo que se ha optado por sintetizar al máximo e interpretar únicamente los aspectos que tienen un claro reflejo en los datos de auscultación recogidos en su capítulo correspondiente o en la simulación en 3 dimensiones resumida en el capítulo 1.

Para ello se seleccionan 3 puntos representativos de la excavación en la malla. Se realiza el seguimiento de sus desplazamientos x e y en cada fase.

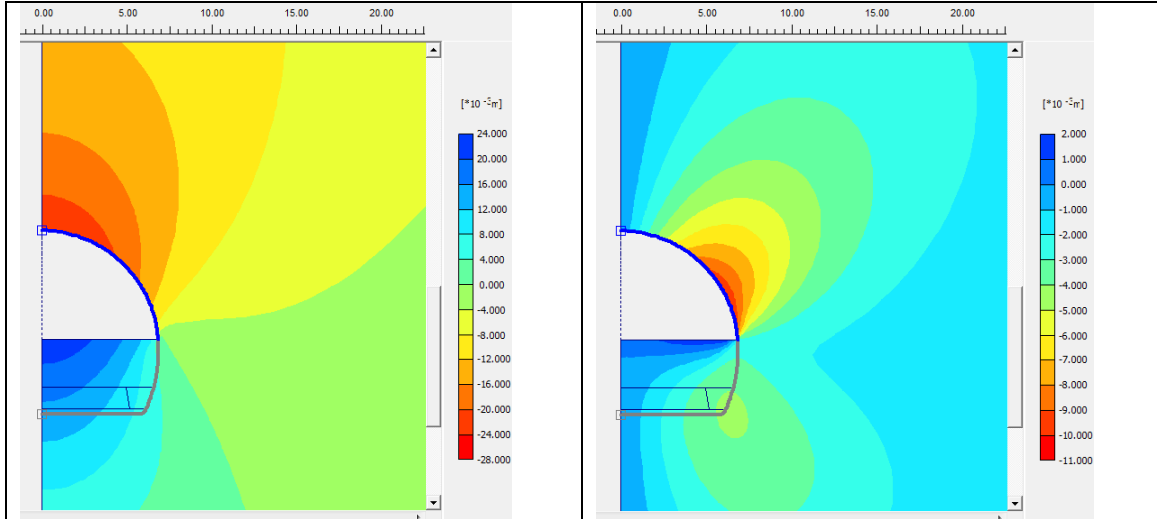
- Punto en la clave.
- Punto 1,55 m por encima de la rasante de avance.
- Punto 1,55 m por encima de la rasante de destroza.

6.4.1 SIMULACIÓN DE LA FORMULACIÓN DE PANET.

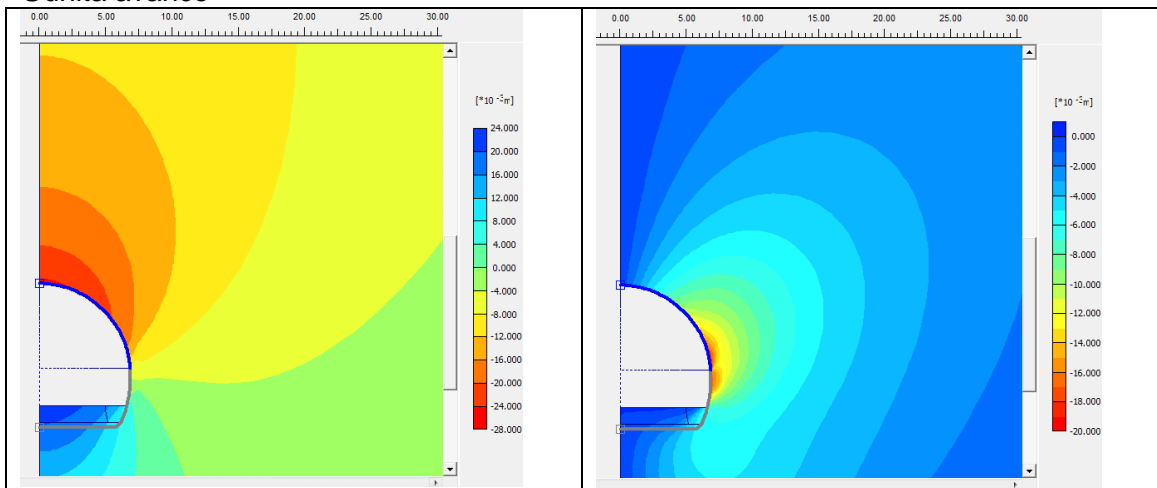
Se presentan varios gráficos que reflejan la distribución de los desplazamientos acumulados en las fases más significativas. En las figuras 6.18 con la ayuda de la escala de colores que cada una incluye, se aprecia cualitativamente la deformación.



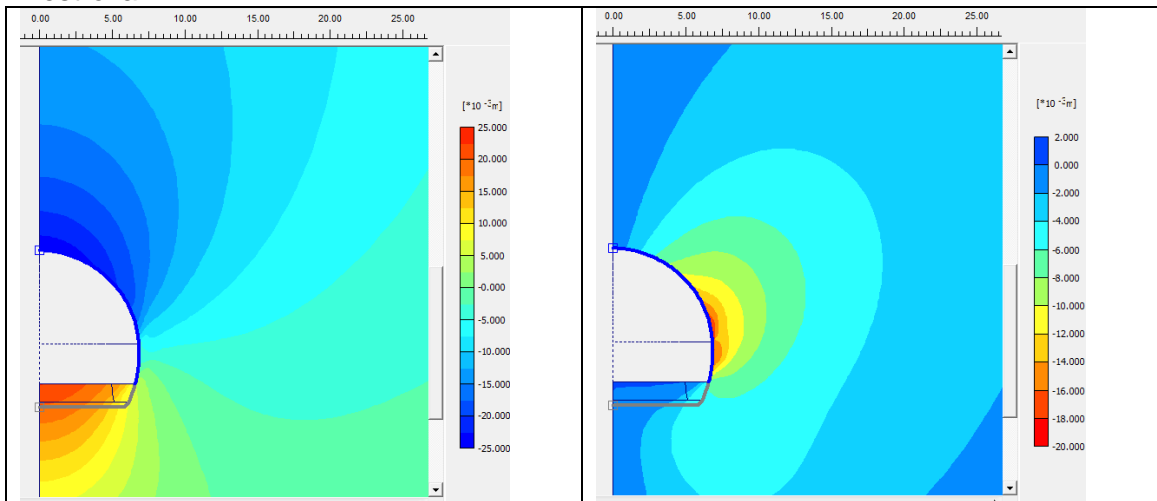
Avance 6 m



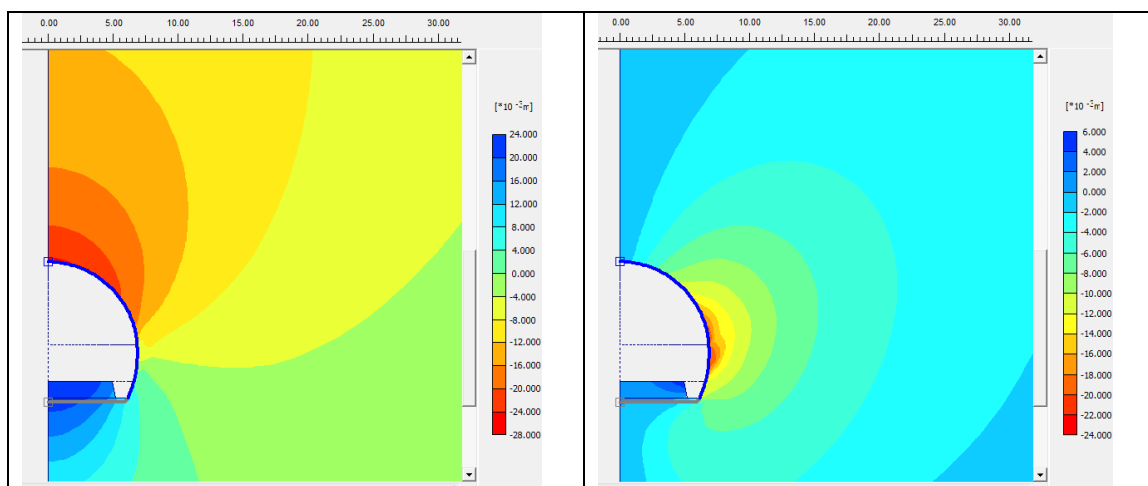
Gunita avance



Destroza 12m



Gunita destroza



Zanja

Figura 6.18. deformaciones máximas para las diferentes fases de excavación

Para observar detalladamente la deformación en cada fase, la tabla 6.6 fija los desplazamientos de los puntos b (clave), c (hastial avance) y f (hastial destroza). Las columnas en tono gris indican los desplazamientos acumulados y la columna de al lado, el correspondiente a cada fase. Los desplazamientos horizontales (x) son los que sufre medio túnel, por lo que hay que multiplicarlos por 2.

panet 7fases b		b		c				f			
fases	pasos	y	x	y	x	y	x	y	x	y	
Avance 3m	1-2	19,00	6,80	7,35	2,81	-2,62					
avance 6m	3-6	23,00	4,00	7,66	0,86	9,43	2,08	3,21	0,40	-3,33	-0,71
gunita	7-8	24,00	1,00	9,12	1,46	9,89	0,46	3,33	0,12	-3,27	0,06
destroza 6m	9-16	24,00	0,00	16,00	6,88	15,00	5,11	14,00	10,67	2,09	5,36
destroza 12m	17-19	24,00	0,00	16,00	0,00	15,00	0,00	14,00	0,00	1,65	-0,44
gunita	20-22	24,00	0,00	16,00	0,00	15,00	0,00	15,00	1,00	1,90	0,25
zanja	23-28	24,00	0,00	18,00	2,00	16,00	1,00	19,00	4,00	3,13	1,23

Tabla 6.6. resumen de resultados para puntos de referencia en todas las fases. Panet

Las casillas remarcadas con azul, corresponden a los datos más interesantes para comparar con las lecturas de las convergencias, puesto que reflejan las deformaciones tan solo en las fases que se deforma la gunita. Si se mira con detenimiento a las figura 6.18, se observa que el perímetro del túnel es azul. Eso es que la gunita comienza a trabajar.

En la tabla 6.6 se consideran positivos los desplazamientos de cierre de la excavación, es decir hacia abajo en Y, y hacia la izquierda en X.

Se remarcan los siguientes datos:

- Desplazamiento horizontal del terreno a 1,55 m de la rasante de avance, en fase de avance (cierre de la sección) = $9,12 \cdot 2 = 18,24$ mm.
- Convergencia horizontal medible H1 en fase de avance = 2,92 mm.
- Desplazamiento horizontal del terreno a 1,55 m de la rasante de destroza, en fase de destroza (cierre de sección) = $15 \cdot 2 = 30$ mm.
- Convergencia horizontal medible H2 en fase de destroza = 2 mm.

- Desplazamiento horizontal del terreno a 1,55 m de la rasante de destroza, al excavar la zanja (cierre de sección) = $17 \times 2 = 34$ mm.
- Convergencia horizontal medible H2 al excavar la zanja = 8 mm.

Las zonas plastificadas se observan en la figura 6.19 marcadas de rojo. La plastificación en el avance abarca una franja de 1,2 a 1,4 m en el perímetro del túnel. En la última fase, con la excavación de la zanja, alcanza puntos a 2,5 m de la superficie del túnel pero de forma localizada.

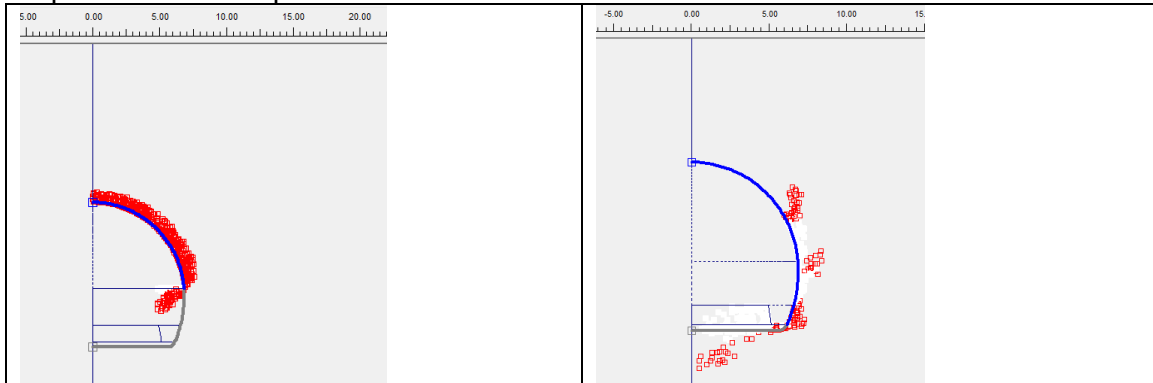
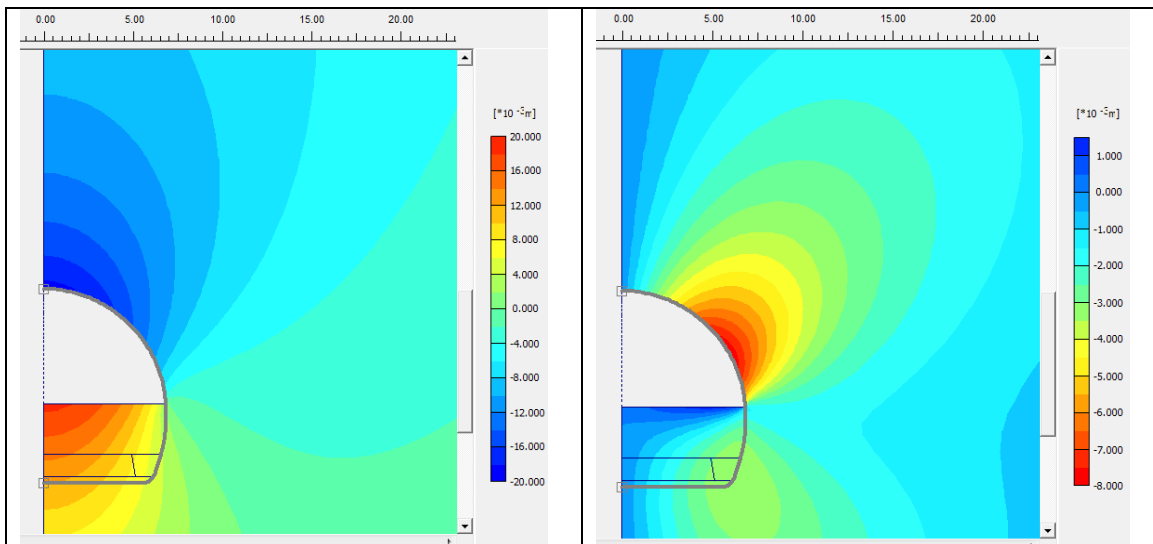


Figura 6.19. alcance de la zona plástica.Panet

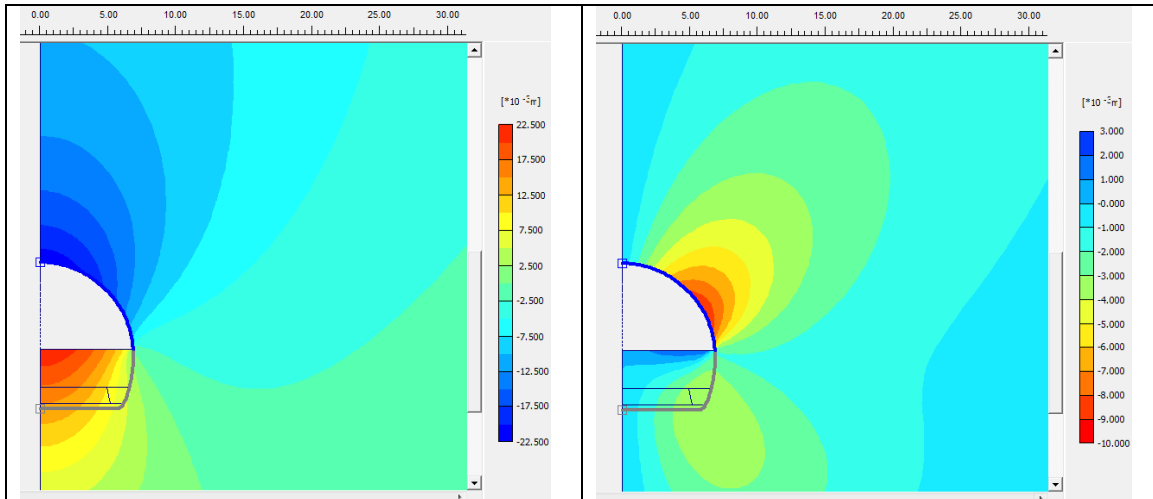
6.4.2 SIMULACIÓN DE LA FORMULACIÓN DE BULYCHEV Y FOTIEVA.

Se presentan varios gráficos que reflejan la distribución de los desplazamientos acumulados en las fases más significativas. En las figura 6.20 con la ayuda de la escala de colores que cada una incluye, se aprecia cualitativamente la deformación.

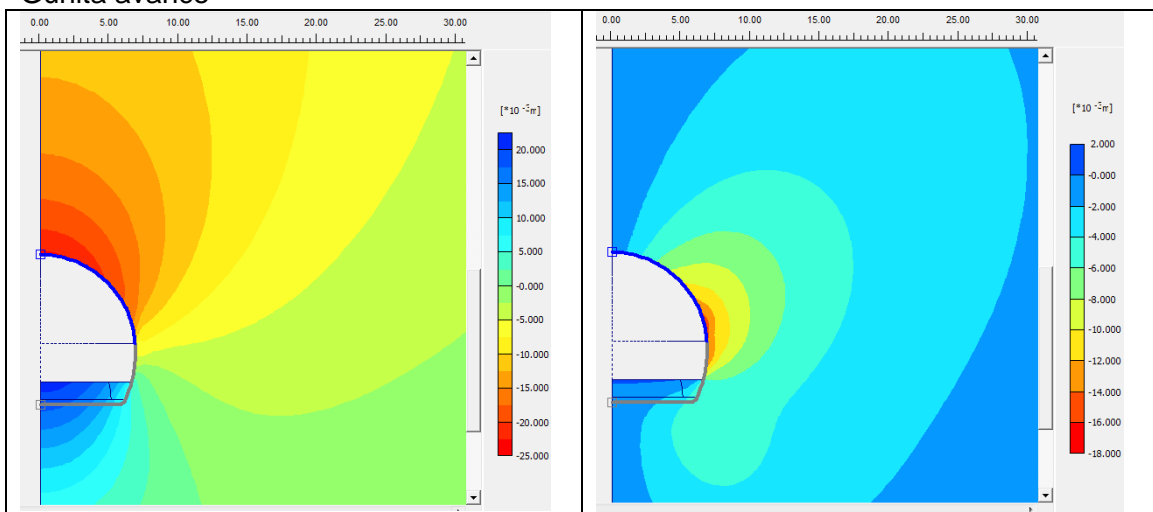


Avance 6m

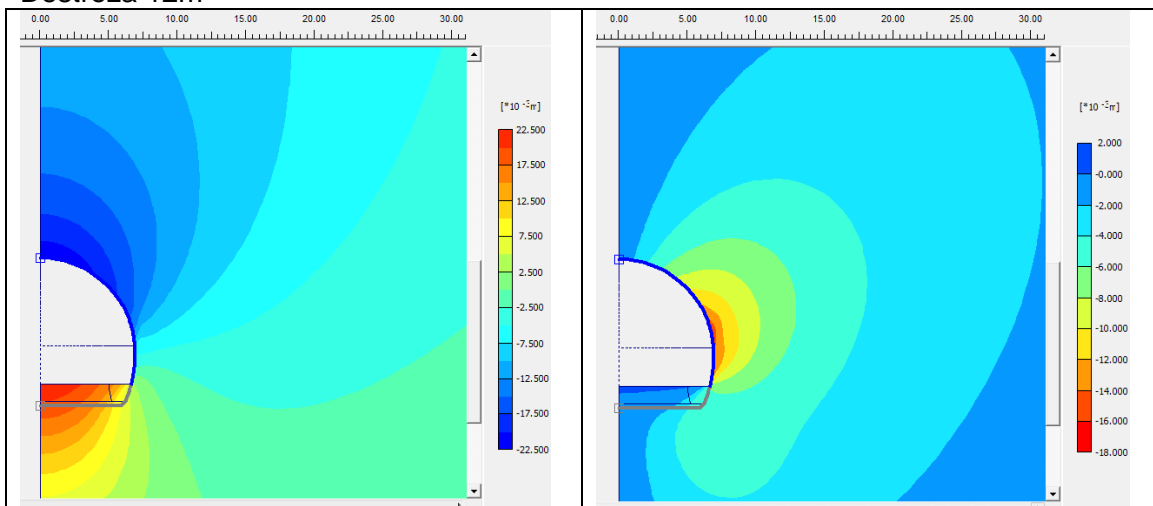
MODELACIÓN TENSODEFORMACIONAL DE UNA SECCIÓN DEL TÚNEL DE LIÉDENA.
COMPARACIÓN CON DATOS DE AUSCULTACIÓN.



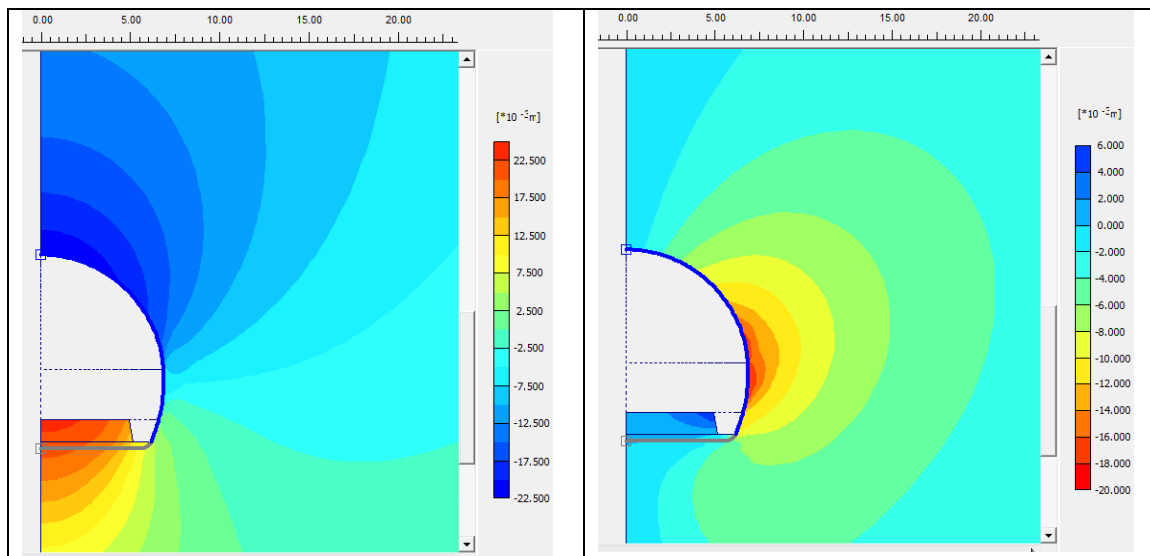
Gunita avance



Destroza 12m



Gunita destroza



Zanja

Figura 6.20. deformaciones máximas para las diferentes fases de excavación. Bulychef

Para observar detalladamente la deformación en cada fase, la tabla 6.7 fija los desplazamientos de los puntos a (clave), d (hastial avance) y e (hastial destroza). Las columnas en tono gris indican los desplazamientos acumulados y la columna de al lado, el correspondiente a cada fase. Los desplazamientos horizontales (x) son los que sufre medio túnel, por lo que hay que multiplicarlos por 2.

buly 7fases b		a		d				e			
fases	pasos	y		x		y		x		y	
Avance 3m	1-2	7,46		6,02		6,28		2,32		-2,18	
avance 6m	2-4	18,00	10,54	7,19	1,17	8,12	1,84	2,74	0,42	-2,55	-0,37
gunita	5-7	21,00	3,00	8,35	1,16	10,00	1,88	2,96	0,22	-2,32	0,23
destroza 6m	8-12	23,00	2,00	13,00	4,65	15,00	5,00	10,00	7,04	3,39	5,71
destroza 12m	13-15	23,00	0,00	14,00	1,00	16,00	1,00	12,00	2,00	2,86	-0,53
gunita	16-19	22,00	-1,00	14,00	0,00	15,00	-1,00	13,00	1,00	2,74	-0,12
zanja	20-23	22,00	0,00	15,00	1,00	16,00	1,00	17,00	4,00	4,23	1,49

Tabla 6.7. resumen de resultados para puntos de referencia en todas las fases. Bulichef

Las casillas remarcadas con azul, corresponden a los datos más interesantes para comparar con las lecturas de las convergencias, puesto que reflejan las deformaciones tan solo en las fases que se deforma la gunita. Si se mira con detenimiento a las figura 6.20, se observa que el perímetro del túnel es azul. Eso es que la gunita comienza a trabajar.

En la tabla 6.7 se consideran positivos los desplazamientos de cierre de la excavación, es decir hacia abajo en Y, y hacia la izquierda en X.

Se remarcan los siguientes datos:

- Desplazamiento horizontal del terreno a 1,55 m de la rasante de avance, en fase de avance (cierre de la sección) = $8,35 \cdot 2 = 16,70$ mm.
- Convergencia horizontal medible H1 en fase de avance = 2,26 mm.

- Desplazamiento horizontal del terreno a 1,55 m de la rasante de destroza, en fase de destroza (cierre de sección)= $13 \times 2 = 26$ mm.
- Convergencia horizontal medible H2 en fase de destroza = 2 mm.
- Desplazamiento horizontal del terreno a 1,55 m de la rasante de destroza, al excavar la zanja (cierre de sección) = $17 \times 2 = 34$ mm.
- Convergencia horizontal medible H2 al excavar la zanja = 8 mm.

Las zonas plastificadas se observan en la figura 6.21 marcadas de rojo. La plastificación en el avance abarca una franja de 1 a 1,2 m en el perímetro del túnel. En la última fase, con la excavación de la zanja, alcanza puntos a 2,5 m de la superficie del túnel pero de forma localizada.

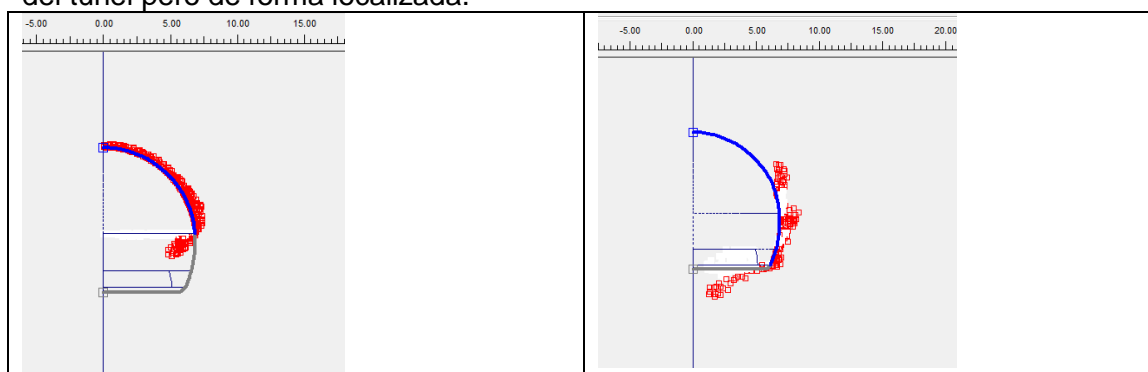


Figura 6.21. alcance de la zona plástica. Bulichef

6.5 COMPARACIÓN DE MODELOS

Las dos modelaciones reportan unos resultados consistentes en principio. Las deformaciones previstas para cada fase, tanto en el modelo de Panet como en el de Bulychev y Fotieva son del mismo orden de magnitud.

En general el modelo de Panet da deformaciones totales mayores, porque si se mira la tabla k_{jaf} de fuerzas repartidas ficticias, se ve que las de Panet son menores en todas las distancias implementadas. Lo que quiere decir que el efecto estabilizador del frente es menor, por lo que lógicamente los desplazamientos totales también.

Otro punto muy interesante a comentar es que en el caso de Panet las fases iniciales tras excavar material (Avance 3m y destroza 6m figura 6.18) provocan los desplazamientos más importantes. Nada más retirar el material, si el efecto estabilizador del frente se considera menor, las deformaciones ocasionadas son mayores y además las deformaciones que se producirán en las siguientes fases proporcionalmente menores.

Si se miran la tabla 6.6 y tabla 6.7 Llamen la atención los valores negativos de algunos desplazamientos parciales de las fases. Esto quiere decir que los puntos se desplazan hacia arriba o hacia la derecha. No resulta consecuente con la fase implementada, que por ejemplo al colocar el sostenimiento de gunita, ésta empuje al terreno como si fuese una capa activa. Mirar desplazamiento en fase gunita destroza del punto a en la tabla 6.7. El modelo de Bulychev presenta mayor problemática en este sentido que el de Panet. Es posible que sea por el sobredimensionamiento de las cargas.

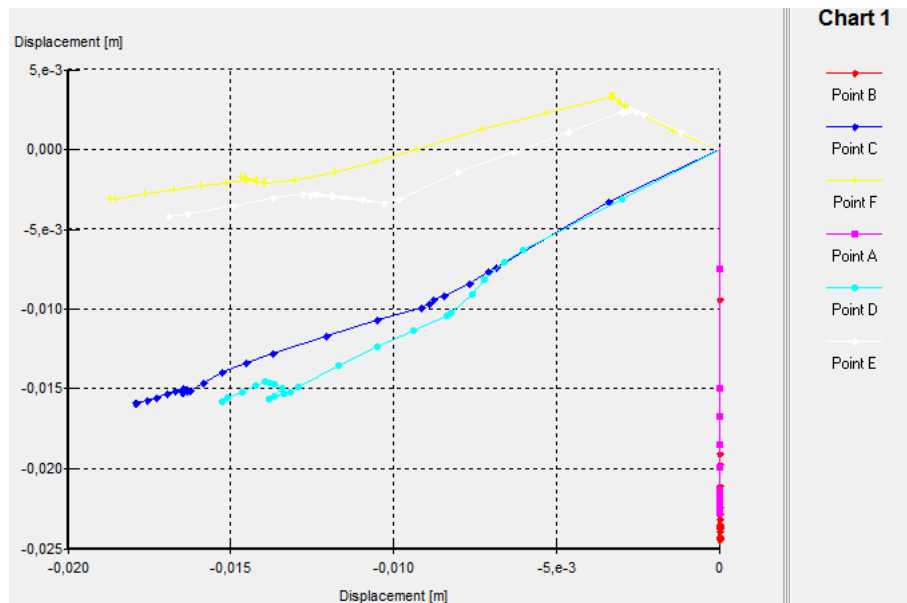


Figura 6.22. comparación de desplazamiento, puntos de referencia. Panet y Bulyshev

En la figura 6.22 se observa la progresión de todos los puntos observados en las dos modelaciones. Los puntos indican pasos de cálculo del programa o steps. El inicio de la modelación corresponde al punto 0,0. La tendencia hacia arriba o hacia la derecha antes comentada, se adivina sobre todo en las curvas de Bulyshev.

Con los valores de deformación similares, parece más adecuado el modelo de Panet por presentar menos desplazamientos parciales negativos.

Actualmente el mercado del ferrocarril de Alta Velocidad está creciendo a marchas forzadas. Las principales economías mundiales proyectan nuevas líneas (EEUU, sudeste asiático, Europa, Brasil...) tras el éxito conseguido en su implantación tanto en Europa Occidental como en Japón (Figura 1-1).

7 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

En este apartado se comparan los resultados obtenidos en las modelaciones, con los datos de auscultación de la sección del PK 8+800 en primer lugar y con la simulación de proyecto después.

7.1 COMPARACIÓN CON LA AUSCULTACIÓN

Como se explica en el apartado de Auscultación, las medidas diagonales obtenidas no se consideran representativas de la deformación del macizo. Se ha indicado una tendencia en las lecturas de D3 y D4, concluyendo que en orden de magnitud eran similares a las lecturas de H1. En cualquier caso no se consideran en el presente análisis. Se centra tan solo en las deformaciones horizontales.

Mediante la lectura de convergencias se registran los movimientos correspondientes a las fases de gunita de las modelaciones.

Por tanto los valores de comparación corresponden a las lecturas H1 y H2 de convergencias y a los desplazamientos en el eje X de las fases de gunita del avance, gunita de la destroza y zanja de las tablas 6.6 y 6.7. Se recopilan a continuación.

medida	lecturas convergencias (mm)		modelación (mm)	
	sección PK 8+800	macizo	panet	bulychev
H1	3,23	4,3	2,92	2,32
H2 destroza	2,41	3.8	2	2
H2 zanja	1,93	1,9	8	8
H2 total	4,34	5.7	10	10

Tabla 7.1. comparación, modelación y convergencias

La tabla 7.1 indica que las dos modelaciones dan un resultado similar en cuanto a movimientos horizontales en todas las fases donde se deforman conjuntamente hormigón y terreno. Resultan menores a las registradas en la realidad en la fase de avance y destroza, aunque se parecen bastante y son aceptables como primera aproximación. Los resultados de H2 en la zanja si son diferentes respecto a la realidad.

Coincide que en esta fase no se simula el efecto confinante del frente de excavación. Se modela como si el terreno se excavase inmediatamente y ya trabajasen conjuntamente terreno y hormigón. Tal vez por eso las deformaciones calculadas sean 4 veces las reales.

También hay que destacar que en el trabajo de medidas de convergencias que más lecturas se realizaron fue al final de la obra. Al detectar en el inicio de la excavación de las zanjas, un movimiento que en un principio no se sabía cómo iba a evolucionar, se puso empeño en tomar todas las medidas posibles. En la figura kadj queda plasmado que los desplazamientos detectados varían de unas secciones a otras. Y se puede ver que en varias secciones se detectan movimientos de 8 mm incluso superiores, por los que los datos aportados por la modelación no son tan diferentes de la realidad.

Resultaría positivo estudiar la sensibilidad de los modelos a los cambios en algunos parámetros. La ligera variación en los parámetros plásticos del terreno quizá daría unos resultados mas semejantes a la realidad. También habría que probar a simular con diferentes fases.

7.2 COMPARACIÓN CON LA MODELACIÓN DE FLAC 3D.

Tal y como se ha indicado en el capítulo de la modelación, se han empleado los mismos parámetros definitorios que en la modelación de 3 dimensiones de Flac 3D. El objetivo era poder comparar a igualdad de modelo constitutivo, geometría, propiedades de los materiales y fases de excavación (avance, destroza) el funcionamiento de la técnica de considerar el efecto estabilizador del frente como una presión ficticia.

A pesar de no conocer de forma precisa el proceso de modelación en 3 D, se han podido comparar los resultados de una y otras modelaciones.

En la tabla 7.2 se presenta el resumen de datos recogidos

		deformación	modelación (mm)		
			FLAC 3D	bulychev	panet
terreno	avance	y clave	43,5	21	24
		y hastial	0-10	10	8,89
		x hastial	48,2	16,7	18,24
	destroza	y clave	0,9	1	0
		y hastial	0-10	5	5,11
		x hastial	18,4	11,3	13,76
	total	y clave	44,4	22	24
		y hastial	0-20	15	14
		x hastial	66,6	28	32
gunita	avance	y clave	2,4	3	1
		x hastial	3,2	2,32	2,92
	destroza	y clave	0,1	-1	0
		x hastial	1,6	0	0
	total	y clave	2,5	2	1
		x hastial	4,8	2,32	2,92

Tabla 7.2. comparación, modelación plaxis y flac 3D

El modelo de Flac presenta en general más deformaciones en cada una de las fases y en los 2 puntos referenciados. Clave corresponde a un punto situado justo en la clave. No sufre desplazamientos horizontales por la simetría considerada. Hastial corresponde a un punto situado en el hastial, a 1,55 m de la rasante de destroza. Los desplazamientos son los correspondientes al acortamiento el eje que une los puntos en hastial derecho e izquierdo.

La progresión de la deformación es similar y siempre se mantiene por debajo en los modelos desarrollados, o que indica que la técnica a simulado correctamente el efecto del frente pero lo ha sobrevalorado respecto a la simulación en 3D. Es posible que calibrando las presiones interiores se pudiera aproximar las deformaciones a las recogidas del modelo de Flac 3D.

En el caso de la formulación de Panet, las deformaciones siempre son en torno a la mitad a las del modelo de comparación, pero reflejan las mismas proporcionalidades relativas entre las fases.

El modelo de Panet da indicios de acercarse más al modelo de Flac 3D que el de Bulychev, aunque habría que realizar un proceso de calibrado para estar seguro.

A pesar de presentar menos deformaciones, la plastificación alcanza a un área similar, pero algo mayor en alcance en el caso de las modelaciones desarrolladas.

8 CONCLUSIONES

De los datos obtenidos en ésta tesina no se puede llegar a la conclusión de que las formulaciones de Panet o de Bulychev y Fotieva simulen correctamente el efecto de confinamiento del frente de excavación para la sección del PK 8+800 del túnel de Liédena. Ninguno de los dos modelos creados ha conducido a unos resultados que recreasen las condiciones observadas en la auscultación del túnel de forma precisa.

En la medida en que se parecen algunas de las medidas recogidas en la tabla 7.1 del capítulo de análisis de resultados, si se podría decir que el procedimiento descrito en el presente estudio podría llegar a recrear las condiciones reales que se dan en una excavación en 3 dimensiones.

El método de confinamiento-convergencia mediante la técnica de la presión ficticia ha recreado cualitativamente el comportamiento de la excavación gracias a las fases consideradas. Se ha demostrado según los resultados de la tabla 7.1 que las fases en las que se tiene en cuenta la presión ficticia se acercan a la realidad más que las que no la tienen.

El reto de dicho método consiste en obtener unas formulaciones que recreen las condiciones óptimas de las presiones ficticias. Un procedimiento a tener en cuenta sería aproximar las presiones, mediante iteraciones, a un valor que provoque un valor conocido de desplazamiento para una fase. Sería una manera de calibrar el efecto confinante del frente para extrapolar a secciones de parecidas características.

La división de la excavación en fases abre la puerta a la consideración de varios módulos de deformación de la gunita o a la acción conjunta del frente de excavación y sostenimiento.

Se puede concluir que es un buen punto de partida para simular excavaciones de manera aproximada, para realizar una primera estimación del problema sin tener que recurrir a modelaciones en 3D.

De cualquier forma una excavación de esta naturaleza está gobernada por un gran número de parámetros que añaden al problema un alto grado de incertidumbre. Desde los parámetros de los materiales hasta la geometría de la excavación. Lo que da mayor importancia al proceso de calibrado del modelo variando parámetros y observando su influencia.

En este sentido la auscultación de la excavación tiene una gran importancia. Ha quedado reflejada la falta de datos de convergencias y la nula aportación de la instrumentación, que imposibilita el correcto análisis de los resultados obtenidos en las modelaciones. Lo que viene motivado por las malas condiciones en las que se deben

realizar el trabajo los técnicos, en zonas con poco espacio, sin luz y con maquinaria trabajando.

Un análisis con más detalle y posibilidad de calibración hubiera requerido una instrumentación y control de convergencias más intensa o mas eficiente al menos. En la línea de lo que Víctor Mallada expuso en las Jornadas Técnicas de la UPC, la instalación de los instrumentos no es suficiente, hay que exigir siempre alta especialización y alta experiencia al equipo técnico encargado de su instalación, puesta en marcha y programación y seguimiento de las medidas. La instrumentación es un factor clave en las obras de túneles ejecutados con el Nuevo Método Austriaco al que no se le presta la suficiente atención.

9 BIBLIOGRAFÍA

- [1]AFTES, French Association for Underground Works (1978). "Analysis of tunnel stability by the Convergence-Confinement Method". Underground Space 4
- [2]BIENIAWSKI, Z.T. (1976). "Rock mass classification in rock engineering". En Bieniawski (Ed.), Proc. Of the Symp. In Exploration for Rock Engineering, Cape Town, Rotterdam: Balkema.
- [3]BULYCHEV, N. "FOTIEVA. N. Shaft and tunnel lining design in brittle rock and very soft ground". Reclaiming the Underground Space. ITA. Amsterdam 2003
- [4]CARRANZA-TORRES, C. Y FAIRHURST C, (1999). "The elasto-plastic response of underground excavations in rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion". Int. J. Rock Mech.
- [5]GOODMAN, R.E. (1980). "Introduction to Rock Mechanics". New York: Wiley and Sons.
- [6]HOEK, E. (1990). "Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion". Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech.
- [7]HOEK, E y BROWN, E.T. (1997). "Practical estimates of rock mass strenght". Int. J. Rock mech. Sci. & Geomech Abstr.
- [8]INGEO TUNELES. (2001). Varios volúmenes.
- [9]ITASCA CONSULTING GROUP (1996). "UDEC. Universal Distinct Element Code. Version 3.0". User Manual Minneapolis: Itasca.
- [10]ITASCA CONSULTING CONSULTING GROUP (1998). "3 DEC. 3 Dimensional Distinct Element Code. Version 2.0". User Manual. Minneapolis: Itasca.
- [11]JIMENEZ SALAS (1980). "GEOTÉCNIA Y CIMENTOS I, II, II
- [12]MANUEL ROMANA RUIZ. Nuevas recomendaciones de excavación y sostenimiento para túneles y boquillas. UPV
- [13]PANET, M. (1995). "Calcul des Tunnels par la Méthode de Convergence-Confinement". Paris: Press de l'école Nationale des Ponts et Chaussées.
- [14]PLAXIS (2004). "Manual de Referencia". Versión 8.

Otras fuentes de información

[15]Apuntes asignatura de túneles de la Escuela de Caminos de Barcelona

[16]GONZALEZ VALLEJO (2002). Publicaciones sobre auscultación en web.

[17]Instrumentación de túneles y excavaciones. Jornada técnica 21/10/2010. Barcelona.

[18]Informe de Auscultop de Secciones de Instrumentación

[19]Proyecto de Construcción del Tramo iV de la autovia A-21.

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 4.1: Redes de alta velocidad en el mundo, 2009. Fuente: [1]	4
Figura 4.2: sección tipo del túnel de Liédena	4
Figura 4.3: lamina de pvc de impermeabilización	5
Figura 4.4: perfil geológico geotécnico del eje del túnel de Liédna	7
Figura 4.5: planta geológica y leyenda de figura 4.5	8
Figura 4.6: marga en el macizo excavado	9
Figura 4.7: relación profundidad-humedad en muestras de roca marga	14
Figura 4.8: relación profundidad-resistencia a compresión en muestras de roca marga	
Figura 4.9 valores del GSI	18
Figura 4.10: salidas del programa Roc Lab. Fuente: [19]	19
Figura 4.11:jumbo perforando barrenos.	25
Figura 4.12:camión articulado	26
Figura 4.13:labores de saneo	26
Figura 4.14:gunitadora	26
Figura 4.15: fases de excavación en el NATM	27
Figura 4.16: máximas deformaciones horizontales y verticales en fase de avance	28
Figura 4.17: máximas deformaciones horizontales y verticales en fase dedestroza	28
Figura 4.18: desplazamientos horizontales y verticales en fase de avance en Flac	31
Figura 4.19: desplazamientos horizontales y verticales en fase de destrza en Flac	32
Figura 5-1: medidas de convergencias en la sección tipo. Fuente: [19]	35
Figura 5.2: instrumentación colocada en una sección. Fuente [18]	37
Figura 5.3: croquis y fotografía de extensómetros de varilla. Fuente [16]	38
Figura 5.4: colocación de células de presión. Fuente [18]	38
Figura 5.5: fotografías de células de presión. Fuente: elaboración propia]	39
Figura 5.6: fotografías extensómetro de cuerda vibrante. Fuente: elaboración propia]	40
Figura 5.7: lecturas de H1 en en el tunel	42
Figura 5.8: lecturas de convergencias en la sección C19J	43
Figura 5.9: lecturas de convergencias en la sección C17J	43
Figura 5.10: lecturas de convergencias en la sección C18J	44
Figura 5.11: lecturas de H2 en en el tune	47
Figura 5.12: lecturas de convergencias en la sección C15J	48
Figura 5.13: lecturas de convergencias en la sección C16J	48
Figura 5.14: convergencia destroza-zanja	49
Figura 5.15: velocidades de H2	50
Figura 5.16: evolución del os desplazamientos medidos en los extensómetros	52
Figura 5.17: evolución de las presiones radiales	53
Figura 5.18: evolución de las tensiones en el sostenimiento	53
Figura 6.1: croquis conceptual de avance del frente y sostenimiento. Fuente [15]	55
Figura 6.2: fases a considerar en el método confinamiento-convergencia. Fuente [4]	56
Figura 6.3: Perfil de Deformación Longitudinal. Fuente [4]	57
Figura 6.4: curva de reacción del terreno. Fuente [4]	57
Figura 6.5: curva característica del sostenimiento. Fuente [4]	58
Figura 6.6: curva característica del sostenimiento y curva de reacción del terreno interrelacionadas. Fuente [4]	58

Figura 6.7: curva característica del sostenimiento, curva de reacción del terreno y curva de panet Representación grafica de método confinamiento -convergencia.Fuente [8]	60
Figura 6.8:pantalla de input de Plaxis. Fuente [14]	61
Figura 6.9.:pantalla de calculos de Plaxis. Fuente [14]	62
Figura 6.10:pantalla de salidas de Plaxis. Fuente [14]	62
Figura 6.11:pantalla de curvas de Plaxis. Fuente [14]	62
Figura 6.12:comportamiento elástico Fuente [15]	64
Figura 6.13:criterio plástico Mohr Coulomb [15]	64
Figura 6.14:detalles de geometría de primeras aproximaciones [plaxis]	67
Figura 6.15: a.malla gruesa. b. malla media. c malla fina. d.muy fina. e.gruesa media. f. gruesa fina. Fuente [plaxis]	68
Figura 6.16. geometría de modelo implementado. Modelo creado con plaxis	70
Figura 6.17. relación distancia al frente-presión ficticia para panet y bulychev	72
Figura 6.18. deformaciones máximas para las diferentes fases de excavación Panet	
Figura 6.19. alcance de la zona plástica.Panet	75
Figura 6.20. deformaciones máximas para las diferentes fases de excavación. Bulychef	76
Figura 6.21. alcance de la zona plástica. Bulychef	78
Figura 6.22. comparación de desplazamiento, puntos de referencia. Panet y Bulychef	

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1 tipos de sostemiento proyectados	6
Tabla 4.2: localización de sondeos	11
Tabla 4.3 resumen de sondeos	12
Tabla 4.4: resumen de parámetros calculados en ensayos de lanoratorio	14
Tabla 4.5: parámetros del macizo rocoso por tramos en proyecto. Fuente propia	19
Tabla 4.6: parámetros del macizo rocoso y roca intacta. Fuente: [19]	20
Tabla 4.7: valoración de resistencia al corte. Fuente: [2]	22
Tabla 4.8: clasificación de métodos de construcción de túneles Fuente: [Internet]	23
Tabla 4.9: propuestas de sostenimiento	29
Tabla 4.10: parámetros plásticos de la diferentes zonas del túnel	30
Tabla 4.11: resultados de simulación de proyecto	31
Tabla 5.1: umbrales de velocidades de actuación. Fuente [18]	36
Tabla 5.2: resumen de lectura avance sección PK 8+800	42
Tabla 5.3: comparativa H1 D1	45
Tabla 5.4: resumen velocidades H1 avance	46
Tabla 5.5: resumen lectura destroza sección PK 8+800	47
Tabla 5.6: lecturas diagonales máximas en destroza	51
Tabla 5.7: Valores de todas las lecturas de los extensómetros de varillas	52
Tabla 6.1. Comparativa tamaño de malla. Fuente	69
Tabla 6.2. parámetros de macizo rocoso en simulación de plaxis	71
Tabla 6.3. parámetros de hormigón proyectado en simulación de plaxis	71
Tabla 6.4. evolución de la resistencia de la gunita	71
Tabla 6.5. valores de presión virtual implementados	73
Tabla 6.6. resumen de resultados para puntos de referencia en todas las fases. Panet	
Tabla 6.7. resumen de resultados para puntos de referencia en todas las fases. Bulichief	78
Tabla 7.1. comparación, modelación y convergencias	85
Tabla 7.2. comparación, modelación plaxis y flac 3D	86