

Trabajo Fin de Máster

Aplicación del método de elementos finitos para el análisis de la interacción de la construcción de un túnel sobre su túnel gemelo en servicio.

Autor/es

José Eduardo Lastrada Marcén

Director/es

Luis Gracia Villa

Escuela de Ingeniería y Arquitectura
2013

Aplicación del método de elementos finitos para el análisis de la interacción de la construcción de un túnel sobre su túnel gemelo en servicio.

RESUMEN

Los objetivos del TFM son el estudio de la influencia que la construcción de un nuevo túnel tiene sobre un túnel similar aledaño ya en servicio y el estudio de los controles a realizar sobre el mismo para garantizar unas condiciones de seguridad satisfactorias.

La interacción en el estado tenso-deformacional del terreno que la construcción de un túnel ejerce alrededor del túnel en servicio es un aspecto difícil de evaluar y que se debe tener muy en cuenta en todas las fases del proyecto y obra.

En este trabajo se pretende abordar dicha interacción, para lo cual se revisará previamente el estado del arte en cuanto a técnicas desarrolladas, fallos existentes y avances teóricos realizados para el análisis de dicha problemática en construcciones similares. (Túneles en paralelo o gemelos; “side by side/parallel tunnels”).

A continuación se llevará a cabo el análisis numérico de un caso concreto (de la Autovía Múdejar A-23 Arguís – Alto de Monerpós) mediante la resolución del problema por medio del Método de los Elementos Finitos, tanto en caso 3D, como 2D, estudiando la influencia de la distancia de separación entre los túneles y comparándolos con la solución analítica para dos tipos de materiales (elástico y de Mohr-Coulomb).

Del trabajo realizado se puede concluir que la interacción entre túneles se hace notoria para aquellas distancias en las que la zona de plastificación de uno y otro túnel se superponen.

Más concretamente, para el caso analizado, se puede concluir que la interacción entre túneles parece ser más importante a partir de anchos de pilar entre túneles (W) inferiores a 1.6 diámetros, donde la variación de tensiones que se produce al construir el segundo túnel (σ_{yy2}) respecto a las tensiones existentes con el túnel existente en servicio (σ_{yy1}) sufren un mayor incremento. La interacción que ejerce la construcción del nuevo túnel sobre el túnel existente es muy pequeña para la distancia existente, de 2.2 diámetros entre hastiales. (Incrementos de tensión entre un 4% y un 6%).

Como se puede comprobar, las herramientas numéricas existentes en la actualidad permiten estudiar la interacción de la construcción de un túnel sobre su túnel gemelo en servicio de manera adecuada.

INDICE

MEMORIA	1
1.1. MOTIVACIÓN.....	1
1.2. OBJETIVOS.....	2
1.3. METODOLOGÍA DE TRABAJO.....	2
1.4. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	2
1.5. ESTADO DEL ARTE.....	3
1.6. EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS (MEF).....	4
1.7. SOLUCIÓN ANALÍTICA TENSO-DEFORMACIONAL.....	7
1.8. ANÁLISIS NUMÉRICO DEL CASO.....	7
1.8.1. Descripción del caso:.....	7
1.8.2. Pre-proceso.....	9
1.8.3. Post-proceso (resultados y comentarios).....	15
1.9. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS.....	19
1.10. CONCLUSIONES.....	20
1.11. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....	23
1.12. AGRADECIMIENTOS.....	23
ANEXO 1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	1
1.1. SECCIONES TIPO Y TRAZADO.....	1
1.2. CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO.....	4
1.3. MÉTODO CONSTRUCTIVO.....	8
1.4. INSTRUMENTACIÓN.....	11
1.4.1. Control de convergencias.....	12
1.4.2. Control en el túnel existente. Vibraciones e Inspección visual.....	13
ANEXO 2. ESTADO DEL ARTE	1
2.1. CONSTRUCCIÓN DE TÚNELES SEGÚN EL NUEVO MÉTODO AUSTRÍCO (NATM).....	1
2.1.1. Bases conceptuales.....	1
2.1.2. Aplicaciones del Nuevo Método Austriaco en Europa.....	3
2.1.3. Fallos del Nuevo Método Austriaco.....	3
2.2. CONSTRUCCIÓN DE TÚNELES ADYACENTES A OTROS EXISTENTES.....	8
2.3. CONTROL DE LA INTERACCIÓN DEL NUEVO TÚNEL SOBRE EL TÚNEL EXISTENTE.....	9
2.4. CÁLCULO DE TÚNELES.....	11
2.4.1. Comportamiento de los macizos rocosos:.....	11
2.4.2. Método de las curvas de convergencia-confinamiento.....	24
2.4.3. Métodos numéricos.....	29
2.4.4. Método de diferencias finitas.....	31
2.4.5. Método de elementos finitos.....	32
ANEXO 3. EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS	1
3.1. PRINCIPIOS FUNDAMENTALES.....	1
3.2. EVOLUCIÓN HISTÓRICA.....	2
3.3. CARACTERÍSTICAS DE LA MODELACIÓN (MEF).....	2
3.3.1. Elección del modelo.....	2

3.3.2.	<i>Diseño de la malla.</i>	3
3.3.3.	<i>Tensiones iniciales.</i>	6
3.3.4.	<i>Ley de comportamiento de los suelos. Relaciones constitutivas.</i>	6
3.3.5.	<i>Simulación del proceso constructivo.</i>	9
3.4.	FORMULACIÓN EN RIGIDEZ DEL MEF	10
3.4.1.	<i>Ecuaciones básicas de la deformación del continuo</i>	10
3.4.2.	<i>Discretización en elementos finitos.</i>	11
3.4.3.	<i>Integración implícita de modelos de plasticidad diferencial.</i>	12
3.4.4.	<i>Proceso global iterativo.</i>	14
3.5.	FORMULACIÓN DE ELEMENTOS	15
3.5.1.	<i>Funciones de forma e integración numérica de elementos tipo línea.</i>	15
3.5.2.	<i>Funciones de forma e integración numérica de elementos tipo área.</i>	16
3.5.3.	<i>Funciones de forma e integración numérica de elementos tipo volumen.</i>	18
ANEXO 4.	SOLUCIÓN ANALÍTICA TENSO - DEFORMACIONAL	1
4.1.	MATERIAL ELÁSTICO-LINEAL	1
4.2.	MATERIAL DE HOEK - BROWN	4
4.3.	MATERIAL DE MOHR-COULOMB	6
4.4.	TENSIONES INICIALES ANISÓTROPAS	10
4.5.	TÚNEL A PROFUNDIDAD FINITA	11
ANEXO 5.	ANÁLISIS NUMÉRICO DEL CASO	1
5.1.	DESCRIPCIÓN DEL CASO	1
5.1.1.	<i>Selección de la zona de estudio.</i>	1
5.2.	PREPROCESO	4
5.2.1.	<i>Elección del modelo.</i>	4
5.2.2.	<i>Diseño de la malla</i>	4
5.2.3.	<i>Generación de los elementos del túnel.</i>	5
5.2.4.	<i>Tensiones iniciales.</i>	7
5.2.5.	<i>Fases de excavación. Modelo 3D completo.</i>	7
5.2.6.	<i>Fases de excavación. Modelo 3D simplificado.</i>	10
5.2.7.	<i>Fases de excavación. Modelo 2D</i>	11
5.2.8.	<i>Materiales incorporados.</i>	12
5.3.	POSTPROCESO (RESULTADOS Y COMENTARIOS)	19
5.3.1.	<i>Distribución de tensiones y coeficiente de alivio. Modelo 3D.</i>	19
5.3.2.	<i>Distribución de tensiones. Modelo 2D.</i>	25
5.3.3.	<i>Desplazamientos. Modelo 2D</i>	31
ANEXO 6.	DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS	1
6.1.	COMPARACIÓN CON LA SOLUCIÓN ANALÍTICA	1
6.1.1.	<i>Caso elástico.</i>	1
6.1.2.	<i>Caso material de Mohr - Coulomb</i>	13
ANEXO 7.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	1

MEMORIA

1.1. MOTIVACIÓN

La interacción en el estado tenso-deformacional del terreno que un nuevo túnel y las galerías de conexión ejercen alrededor de otro túnel en servicio es un aspecto difícil de evaluar y que se debe de tener muy en cuenta en todas las fases del proyecto y obra.

Los estudios realizados hasta esta fecha en relación a la interacción entre túneles son escasos y poco concluyentes, todos ellos más centrados en predecir asentos y en túneles en suelos.

En lo concerniente a interacción de túneles en roca construidos según el NATM, se ha investigado muy poco, incluso con la aparición de los modelos numéricos tridimensionales.

El túnel perteneciente al tramo Arguís – Alto de Monrepós de la autovía Mudéjar A-23 (Huesca), recientemente finalizado, supone la construcción de un túnel en paralelo a otro túnel gemelo que actualmente se encuentra en servicio, así como la construcción de sus galerías de conexión.

Este caso, se trata de una geometría compleja con dos túneles paralelos unidos por unas galerías de conexión. El macizo central está sometido a la influencia de las excavaciones, de manera que su análisis requiere un modelo tridimensional que simule la excavación sucesiva.

Estos túneles tienen una elevada intensidad de tráfico y son vitales para conectar el pirineo aragonés con el resto del territorio. Por ello, un fallo estructural podría acarrear, tanto la pérdida de vidas humanas, como enormes pérdidas económicas.

1.2. OBJETIVOS

Los objetivos del presente documento de “APLICACIÓN DEL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS PARA EL ANÁLISIS DE LA INTERACCIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN DE UN TÚNEL SOBRE SU TÚNEL GEMELO EN SERVICIO.”, son el estudio de la influencia y efectos que la construcción de un nuevo túnel tiene sobre un túnel similar aledaño ya en servicio.

1.3. METODOLOGÍA DE TRABAJO

En primer lugar se va a proceder a la descripción del caso, desde un punto de vista general, centrandó la atención en la normativa aplicada, dimensionamiento geométrico, drenajes, diseño estructural, procedimiento constructivo, auscultación del nuevo túnel y del existente,...etc., con especial atención en las incertidumbres existentes en la caracterización geotécnica del terreno.

Seguidamente, se revisará el estado del arte en cuanto a técnicas desarrolladas, fallos existentes y avances teóricos realizados para el análisis de dicha problemática en construcciones similares. (túneles en paralelo o gemelos; “side by side/parallel tunnels”).

A continuación se llevará a cabo el análisis numérico del problema mediante la resolución del problema mediante el Método de los Elementos Finitos, tanto en caso 3D como 2D, estudiando la influencia de la distancia de separación entre los túneles y comparándolos con la solución analítica para dos tipos de materiales (elástico y de Mohr-Coulomb).

1.4. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.

A continuación se describen las principales características del caso concreto a estudiar, que se explica de manera más extensa en el anexo 1:

El nuevo túnel de la Autovía Múdejar A-23 Arguís – Alto de Monerpós corresponde a la calzada con sentido a Huesca de la futura autovía Huesca – Pamplona, con una longitud de 1499,74 m., de los que 116,43 m. discurren en falso túnel y 1383,31 m. son en túnel convencional. (p.k. emboquille sur 1+131,69 – p.k. emboquille norte 2+515). El túnel se encuentra localizado a unos 20 km. al norte de la ciudad de Huesca.

La sección transversal tiene la misma sección geométrica que el túnel existente, que continúa cumpliendo con la Norma 3.1 – I.C. de Trazado, vigente en la actualidad, siendo de dos carriles de 3.50 m., arcén exterior de 2.50 m. e interior de 1.00 m. y dos aceras de 0.75 m.

El nuevo túnel discurre prácticamente en paralelo al proyectado, con una separación entre ejes que varía entre los 45 m y los 90 m.

El túnel se emplaza en el dominio pirenaico y más concretamente en las “Sierras Exteriores” o “Sierras Subpirenaicas Oscenses”, que forman un frente continuo en dirección ESE-ONO y estructuralmente se trata del frente meridional del cabalgamiento subpirenaico.

Los materiales que aparecen son Terciarios del Eoceno recubiertos en algunos puntos por depósitos cuaternarios aluviales, coluviales y derrubios de ladera.

El túnel se desarrolla íntegramente en dos formaciones geológicas:

- Margas grises, limolitas y areniscas. Formación Margas de Arguis.
- Areniscas y margas. Formación Belsué-Atarés.

Se plantea la ejecución del túnel mediante el Nuevo Método Austriaco (NMA) por fases de AVANCE Y DESTROZA, debido al comportamiento quasi-elástico del terreno esperado. La altura del avance es de 5.50 m. La destroza se podrá excavar en tres fases con superficie de separación con un talud de 2H:3V.

En los tramos de roca más sana (sostenimiento tipo I), la longitud de pase recomendable es de 4.0 m. para el avance y destroza lateral y 15.0 m. para la destroza central. En las zonas más débiles se reducen a 1.0 m. y 6.0 m. respectivamente

1.5. ESTADO DEL ARTE

Con el paso de los años, la cada vez más densa red de transportes existente tanto en entorno urbano como interurbano obliga, con cada vez más frecuencia, a que la construcción de las nuevas infraestructuras subterráneas deba realizarse adyacente a otras que ya se encuentran en servicio. La **interacción** existente **entre un nuevo túnel y otro existente** es algo que ha preocupado desde las primeras construcciones de este tipo. Su profundo conocimiento, sin embargo, ha estado muy limitado durante muchos años.

En el caso de **túneles interurbanos** construidos **en roca según el Nuevo Método Austriaco** (NATM), como el del presente trabajo, la interacción se centra en el entorno de las cavidades, y no en los asientos en superficie como ocurre en el caso de túneles urbanos, especialmente en suelos blandos.

Cuando se realiza una excavación subterránea, el **campo de tensiones** existente es alterado localmente y se produce una redistribución de las tensiones originales que existen en el medio, debiendo ser soportadas por la roca que se encuentra en las proximidades de la excavación.

Hasta hace poco, el cálculo del campo tensional resultante se solía hacer **analíticamente** y en dos dimensiones, teniendo en cuenta mediante determinados “artificios” la interacción entre el macizo rocoso y el sostenimiento colocado.

Como el **modelo bidimensional** trabaja en secciones planas, no puede reproducir adecuadamente la problemática que se presenta en las proximidades del frente, dentro de su radio de acción estático. El método utilizado siguiendo este procedimiento se denomina **método de Convergencia- Confinamiento**. En este método se compara la presión radial uniforme requerida para que la roca se encuentre en equilibrio (curva de reacción del terreno) con la presión radial generada por el sostenimiento (curva característica del sostenimiento).

La otra manera de abordar el cálculo del campo tenso-deformacional resultante es mediante **métodos numéricos**. Desde que allá por los años 60 se inició el desarrollo de los métodos numéricos (elementos finitos, diferencias finitas), los túneles fueron uno de los primeros casos típicos de aplicación en el campo de los problemas geotécnicos.

En la actualidad abordar el cálculo de un túnel mediante esta herramienta es un rutina que casi todos proyectos contemplan, pero que no debiera eximir de **comparar los resultados** obtenidos mediante aproximaciones sencillas o cálculos “clásicos”.

La **potencia de los métodos numéricos** radica en la capacidad de reproducir contornos complicados, terrenos heterogéneos, comportamiento no lineal, consideración del factor tiempo, relajación del terreno,... etc. Sin embargo algunas consideraciones como la presencia de agua o los análisis tridimensionales no han sido posibles hasta la década de los 90.

El **modelo tridimensional numérico** si puede calcular completamente la distribución de tensiones y deformaciones. De aquí se puede deducir el efecto frente comparando con una sección suficientemente alejada del mismo y con ello ver la respuesta del sostenimiento empleado en la sujeción de una excavación subterránea.

La aparición de estos modelos ha permitido afinar la resolución del campo de tensiones resultante con una **geometría compleja** como es la que se deriva de la construcción de un **túnel gemelo paralelo a otro** ya en servicio con las consiguientes galerías de conexión como el del presente trabajo, y ha permitido así mismo valorar el efecto que el procedimiento de excavación tiene.

En el anexo 2 se describe detalladamente el estado del arte del problema objeto del presente trabajo.

1.6. EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS (MEF)

Para tratar de evaluar la interacción que la construcción de un nuevo túnel tiene sobre otro túnel existente próximo a él, se va a utilizar un programa comercial (PLAXIS 3D TUNNEL) que implementa como método numérico el método de los elementos finitos.

En el anexo 3 se describe de manera completa el método de los elementos finitos.

En primer lugar se describen los principios fundamentales y la evolución histórica del método de elementos finitos.

A continuación se describen las características de los modelos de elementos finitos, haciendo hincapié en:

- Elección del modelo.
- Diseño de la malla.
- Condiciones iniciales de cálculo (tensiones).

- Ley de comportamiento de los suelos mediante sus relaciones constitutivas.
- Posibilidades de simulación del proceso constructivo.

Seguidamente se expone la formulación en rigidez del MEF, es decir:

- Las ecuaciones básicas de la deformación del continuo.
- La discretización en elementos finitos.
- La integración implícita de los modelos de plasticidad diferencial.
- La descripción del proceso global iterativo.

Finalmente, se describe cómo se implementa dicho método en el programa de cálculo, es decir la formulación de elementos tipo línea, área y volumen mediante funciones de forma, así como el proceso de cálculo:

- Funciones de forma e integración numérica de elementos tipo línea:
 - Elemento lineal de 3 nodos, compatible con un elemento tipo triángulo de 6 nodos, cuadrilátero de 8 nodos (elementos área) o con el prisma triangular de 15 nodos (elementos volumen) que introduce el programa del PLAXIS 3D TUNNEL, ya que todos estos elementos tienen 3 nodos en cada arista.
- Funciones de forma e integración numérica de elementos tipo área.
 - En PLAXIS 3D Túnel las áreas y superficies se forman mediante elementos triangulares de 6 nodos o cuadrangulares de 8 nodos.
 - Los elementos triangulares de 6 nodos se crean en la generación de la malla 2D y se usan en los planos verticales del modelo 3D para formar las caras de los prismas triangulares de 15 nodos. Tienen dos coordenadas locales (ξ, η) y usan una coordenada auxiliar $\zeta = 1 - \xi - \eta$, dando interpolaciones de segundo orden.
 - Los cuadriláteros de 8 nodos se crean en el proceso de extensión de malla en la generación del 3D y se usan como caras de los prismas triangulares de 15 nodos en dirección z. Estos elementos son la base para las cargas distribuidas y para elementos estructurales (placas y geomallas) y elementos de interfaz. Las placas son algo diferentes al tener 6 grados de libertad por nodo en lugar de 3, al incluir 3 rotaciones. Los elementos interfaz tienen nodos duplicados, de manera que se permite un movimiento relativo entre ellos.
 - Los cuadriláteros de 8 nodos proporcionan interpolaciones de desplazamientos de segundo orden. Poseen dos coordenadas locales al igual que los triangulares.
- Funciones de forma e integración numérica de elementos tipo volumen.

- El terreno en 3D se modeliza en PLAXIS 3D Tunnel con prismas triangulares de 15 nodos, generados por extensión de la malla 2D. Este tipo de elementos proporcionan como el resto una interpolación de los desplazamientos de segundo orden. Tienen tres coordenadas locales (ξ, η, ζ).

A continuación se presenta resumido el proceso de cálculo del método de los elementos finitos implementado en el programa de cálculo, basado en la matriz de rigidez elástica que se ha explicado anteriormente:

Read input data

Form stiffness matrix

$$\underline{\underline{K}} = \int \underline{\underline{B}}^T \underline{\underline{D}}^e \underline{\underline{B}} dV$$

New step

$$i \rightarrow i + 1$$

Form new load vector

$$\underline{f}_{ex}^i = \underline{f}_{ex}^{i-1} + \Delta \underline{f}_{ex}$$

Form reaction vector

$$\underline{f}_{in} = \int \underline{\underline{B}}^T \underline{\underline{\sigma}}_c^{i-1} dV$$

Calculate unbalance

$$\Delta \underline{f} = \underline{f}_{ex}^i - \underline{f}_{in}$$

Reset displacement increment

$$\Delta \underline{v} = 0$$

New iteration

$$j \rightarrow j + 1$$

Solve displacements

$$\delta \underline{v} = \underline{\underline{K}}^{-1} \Delta \underline{f}$$

Update displacement increments

$$\Delta \underline{v}^j = \Delta \underline{v}^{j-1} + \delta \underline{v}$$

Calculate strain increments

$$\Delta \underline{\underline{\epsilon}} = \underline{\underline{B}} \Delta \underline{v} \quad ; \quad \delta \underline{\underline{\epsilon}} = \underline{\underline{B}} \delta \underline{v}$$

Calculate stresses:

Elastic

$$\underline{\underline{\sigma}}^{tr} = \underline{\underline{\sigma}}_c^{i-1} + \underline{\underline{D}}^e \Delta \underline{\underline{\epsilon}}$$

Equilibrium

$$\underline{\underline{\sigma}}^{eq} = \underline{\underline{\sigma}}_c^{i,j-1} + \underline{\underline{D}}^e \delta \underline{\underline{\epsilon}}$$

Constitutive

$$\underline{\underline{\sigma}}_c^{i,j} = \underline{\underline{\sigma}}^{tr} - \frac{\langle f(\underline{\underline{\sigma}}^{tr}) \rangle}{d} \underline{\underline{D}}^e \frac{\partial g}{\partial \underline{\underline{\sigma}}}$$

Form reaction vector

$$\underline{f}_{in} = \int \underline{\underline{B}}^T \underline{\underline{\sigma}}_c^{i,j} dV$$

Calculate unbalance

$$\Delta \underline{f} = \underline{f}_{ex}^i - \underline{f}_{in}$$

Calculate error

$$e = \frac{|\Delta \underline{f}|}{|\underline{f}_{ex}^i|}$$

Accuracy check

if $e > e_{tolerated} \rightarrow$ new iteration

Update displacements

$$\underline{v}^i = \underline{v}^{i-1} + \Delta \underline{v}$$

Write output data (results)

If not finished → new step

Finish

1.7. SOLUCIÓN ANALÍTICA TENSO-DEFORMACIONAL

En el anexo 4 se presenta la formulación analítica existente, bajo una serie de hipótesis, que permite comparar en orden de magnitud, la solución del problema tenso-deformacional. Para realizar esta comparación teniendo en cuenta la interacción entre túneles se debe hacer abstracción de que el principio de superposición solamente es válido en régimen elástico, con túnel circular y sumando adecuadamente las tensiones resultantes.

Se describen las soluciones analíticas existentes para la distribución tenso-deformacional alrededor de una cavidad cilíndrica de longitud infinita (deformación plana) y radio a en un medio elástico y elastoplástico. Partiendo de un caso básico sencillo (espacio infinito homogéneo e isótropo, a presión isótropa uniforme “ σ_0 ”, disminución de la presión en la pared hasta “ σ_a ”), se le irán añadiendo progresivamente otras condiciones como estado de tensiones iniciales no isótropo ($k_0 \neq 1$) y profundidad no infinita.

1.8. ANÁLISIS NUMÉRICO DEL CASO

En este apartado se va a abordar el estudio de la influencia que la ejecución del nuevo túnel del tramo Arguís – Alto de Monrepós de la autovía Múdejar A-23 ejerce sobre el túnel existente actualmente en servicio mediante un estudio numérico del problema con el método de elementos finitos. En el anexo 5 se describe de manera más completa el análisis numérico de este caso.

Para llevar a cabo este estudio numérico se va a utilizar el programa comercial basado en el método de elementos finitos **PLAXIS 3D Túnel**, que permite la modelización del terreno en tres dimensiones.

A la vista del tiempo de cálculo necesario, una vez calculado el coeficiente de alivio mediante el modelo 3D, se ha utilizado el programa comercial **PLAXIS (2D)**.

Se ha utilizado las **soluciones analíticas existentes**, como cálculo complementario al modelo numérico de elementos finitos.

1.8.1. Descripción del caso:

Para elegir la zona de estudio en la que se prevé exista una mayor influencia sobre el túnel existente, se tienen en cuenta diversos factores, siendo los principales la distancia entre ejes (los túneles discurren prácticamente paralelos en toda su longitud con escasa variación de este

parámetro), la montera (profundidad del terreno) y las características geotécnicas del terreno atravesado.

En cuanto a la distancia en planta, los túneles se encuentran en su punto más cercano aproximadamente 45 m. entre ejes, similar a la del emboquille sur y menor que la distancia existente en la zona central, de aproximadamente el doble.

En cuanto al perfil longitudinal, corresponde a una zona con una cobertera de unos 100 m, inferiores a los 250 m. de la zona central del túnel, cerca del p.k.1+750.

Las propiedades del terreno en esa zona corresponden a las de la formación T₁₋₁ (Margas grises con intercalaciones de niveles más arenosos. Formación Margas de Arguís) con un índice RMR comprendido entre 55 y 70, correspondiéndole el tipo de sostenimiento II contemplado en proyecto.

El sostenimiento Tipo II se ha previsto para todos los tramos del túnel excavados en terrenos en los que en general el índice RMR está comprendido entre 50 y 70 puntos y en otras con RMR superior con alguna particularidad geotécnica.

El arranque se realizara mediante explosivos con una longitud de pase de 3 m. El sostenimiento en la fase de avance se realizara mediante la siguiente secuencia:

- 1) Colocación de bulones tipo Swellex Mn16 o similar, de 5.0 m de longitud en una malla de 2,0 (T) x 1,5 m (L).
- 2) Proyección de una capa de hormigón HM-30 reforzado con 40 kg/m³ fibras de acero, de 10 cm de espesor mínimo, en bóveda y paramentos, cubriendo la superficie excavada.

El arranque en fase de destroza se realizará mediante explosivos, una vez que la velocidad de convergencia de las estaciones colocadas en el avance sea menor de 0,01 mm./día.

La longitud de pase para la destroza será de 3 m para los laterales y de 10 m para la parte central.

Finalmente, el revestimiento consistirá en 30 cm. de homigón bombeado HM-30, que se ejecutará tras la colocación de la impermeabilización.

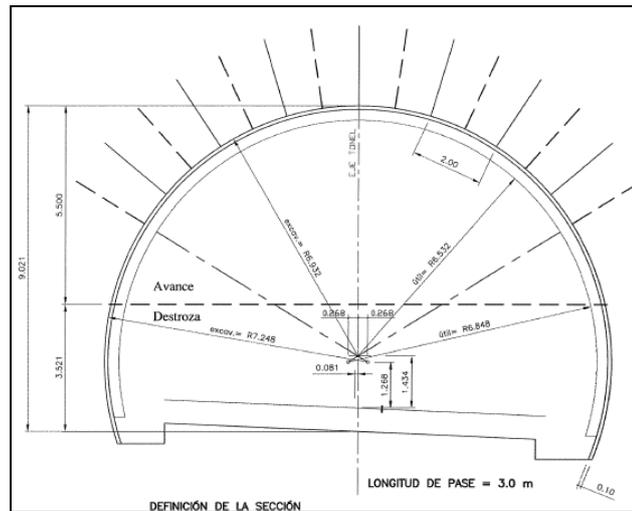


Fig. 1. Sostenimiento tipo II.

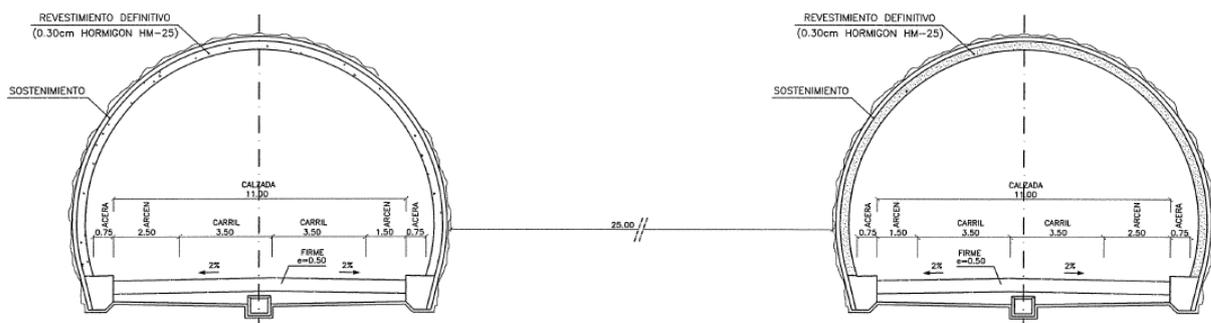


Fig. 2. Sección tipo

1.8.2. Pre-proceso

Elección del modelo:

Se decide utilizar:

- 1) Un **modelo tridimensional** que permita reproducir el proceso constructivo. En este caso no es significativo para representar la estratificación no perpendicular a la sección del túnel, puesto que el material es homogéneo en esa dirección, ni las discontinuidades, al no presentarse en la sección de estudio ninguna de importancia significativa:

- En primer lugar se intenta abordar el diseño mediante un modelo lo más completo posible que permita simular incluso la excavación de la galería peatonal.

- A la vista de los problemas computacionales existentes se opta por utilizar un modelo simplificado.
- 2) Mediante el coeficiente de alivio de presiones obtenido en el modelo 3D, se realiza un **modelo 2D un análisis de sensibilidad de la distancia entre túneles a la distribución de tensiones.**

A continuación se presenta la geometría introducida en el programa de cálculo PLAXIS 3D Túnel y PLAXIS 2D, a analizar, con la que se pretende representar el problema descrito.

Se dejan en torno a 1.5 diámetros (21 m.) de distancia entre el borde inferior y el eje del túnel para evitar los problemas conocidos de levantamiento del fondo por la no consideración de la diferencia entre el módulo de deformación de carga y descarga. Por encima del túnel se mantiene la montera real de aproximadamente 100 m. sobre la clave del túnel. De este modo, la profundidad a modelizar es de 129 m. No obstante y a la vista del tiempo de simulación requerido, se decide dividir el terreno en los primeros 70 m. y los 60 restantes cercanos al túnel, con el fin de refinar la malla en el entorno del túnel y mantener una malla más grosera en la superficie del terreno. En los laterales se deja algo más de 5 diámetros (72 m.) entre el eje del túnel y los mismos, que se considera suficiente para eliminar la influencia, especialmente si el problema se centra en las tensiones y desplazamientos en el túnel y no en los asientos en superficie. Por ello, la anchura del modelo es de $72 + 45 + 72 = 189$ m.

Modelo 3D:

En cuanto al eje del túnel, se crean rebanadas a un diámetro desde el la cara frontal (12 m.) y cuatro rebanadas para cada avance (3m.) hasta completar el pase de la destroza (12 m.). La cara final se sitúa a 3 diámetros de la misma (36 m.), de manera que la longitud total en esta dirección es de 60 m.

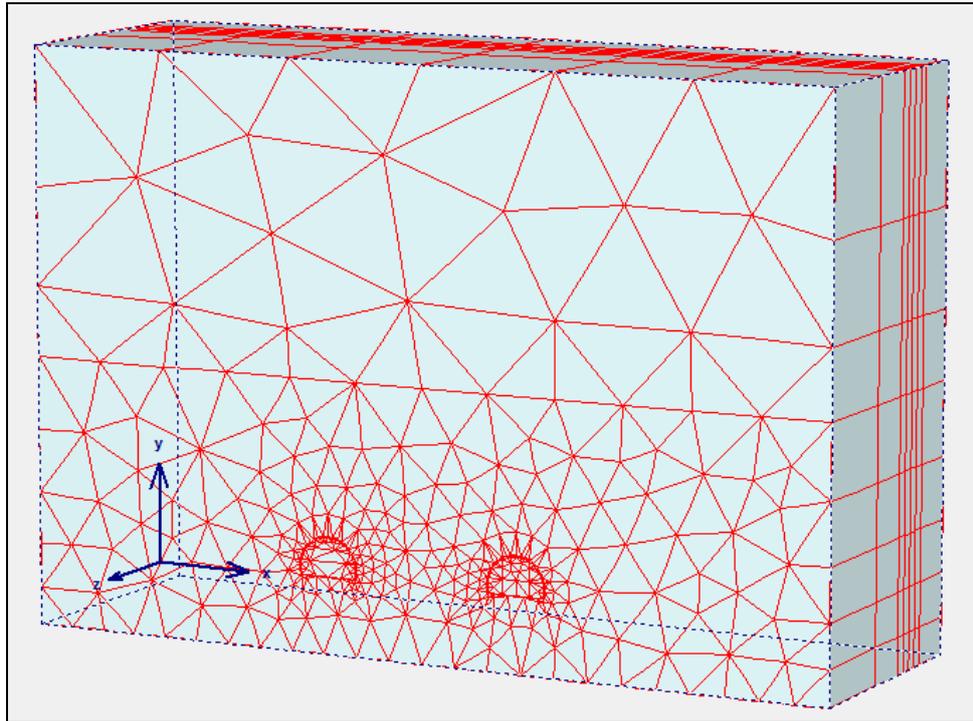


Fig. 3. Malla modelo 3D.

Generación de los elementos del túnel:

Sostenimiento y revestimiento:

Se define mediante elementos tipo cluster. Se ha decidido utilizar esta alternativa frente al módulo de diseño específico de túneles que proporciona el programa debido a varias razones:

- 1) El elemento placa del diseñador de túneles no permite adaptar la placa a la geometría del avance y destroza.

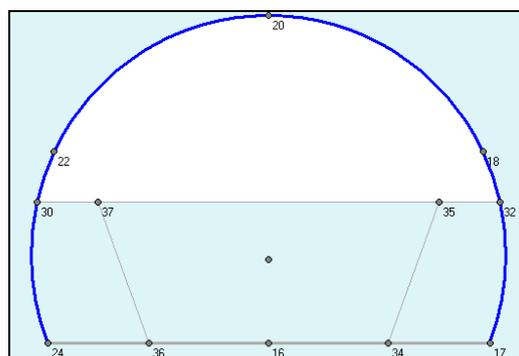


Fig. 4. Diseño del sostenimiento con elementos placa.

- 2) Permite adaptarse de manera más precisa a la geometría.

- 3) Ofrece información más precisa de los esfuerzos como elemento volumétrico frente al elemento placa.

Bulones Swellex:

Se simulan como elementos tipo geogrid.

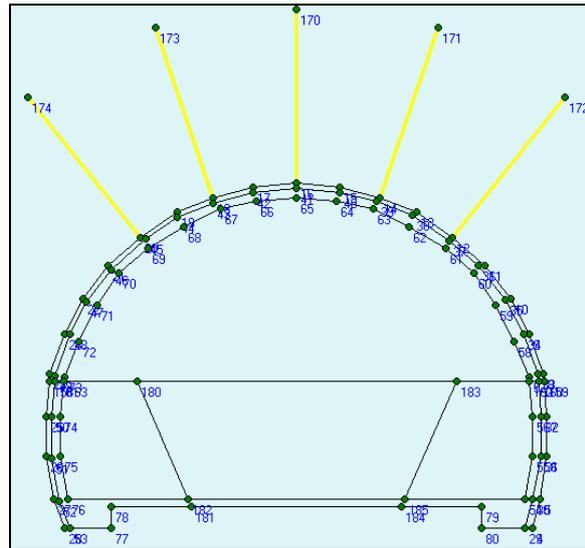


Fig. 5. Diseño del túnel mediante elementos cluster y bulones como geogrid.

Tensiones iniciales:

Plaxis calcula la tensión horizontal como la tensión vertical ($\sigma_y = \gamma \cdot y$) multiplicada por un coeficiente de empuje $k_0 = 1 - \text{seno } \Phi$. Esta hipótesis reproduce adecuadamente el grado de consolidación del material, que no resulta elevado, siendo una estimación adecuada de las tensiones horizontales del material.

Fases de excavación:

En el anexo 5 se describen de manera detallada las diferentes fases de excavación que se han considerado para cada uno de los modelos.

Materiales incorporados:

Dentro de los parámetros y variables más importantes a definir para el posterior cálculo, se encuentran:

- **Densidad** del material.
- **Recubrimiento** sobre el túnel: Estado de tensiones iniciales o naturales.
- Resistencia a compresión simple.

- **Parámetros deformacionales:** módulo de deformación y coeficiente de Poisson (que permitan definir el módulo de rigidez transversal y el módulo de deformación volumétrica).
- **Parámetros resistentes:** cohesión y fricción usando el **criterio de rotura de Mohr-Coulomb**, o los parámetros m y s si se utiliza el **criterio de Hoek-Brown**.

El estudio tenso-deformacional se ha realizado suponiendo un material continuo, homogéneo e isótropo, sin considerar la existencia de discontinuidades preferentes por lo cual no se ha considerado necesario deducir las propiedades resistentes de dichas discontinuidades existentes en el terreno, suponiendo que su influencia sería mínima en los resultados del cálculo. Esta suposición se ajusta a la realidad en el caso de rocas masivas sanas o con escasas juntas que por su orientación o naturaleza no afectan al comportamiento general del macizo en el entorno del túnel; o en el caso opuesto en que el macizo este intensamente fracturado y/o alterado, de forma que su comportamiento se asimila al de un suelo.

Entre los diferentes criterios de rotura más utilizados se encuentran el de Mohr-Coulomb y el de Hoek-Brown. El primero de ellos define una relación lineal entre la resistencia al corte y la tensión normal aplicada en la superficie de rotura, relación definida mediante los parámetros cohesión y fricción. Este criterio ampliamente utilizado tiene la ventaja de su sencillez para determinar los parámetros indicados anteriormente, pero presenta el inconveniente de que dichos parámetros los supone constantes sea cual sea la tensión normal aplicada, lo cual no es representativo del comportamiento real del terreno, salvo en casos determinados.

Los parámetros resistentes que definen el **criterio de rotura de Mohr-Coulomb** son la **cohesión y la fricción**, siendo la expresión de este criterio la siguiente:

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi$$

El **criterio de rotura empírico de Hoek-Brown** define una relación no lineal, suponiendo que la relación sigue una parábola en los **ejes de tensiones principales (σ_1 y σ_3)**, siendo de mayor aplicación en el caso de macizos rocosos. Dicha relación viene definida, en su forma más generalizada, por la ecuación:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \cdot \left[m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right]^a$$

, siendo:

σ_c – Resistencia compresión simple.

m_b – parámetro adimensional relacionado con la naturaleza friccional del terreno.

s – parámetro adimensional relacionado con la naturaleza del terreno.

a – Parámetro adimensional.

La envolvente de Hoek-Brown se puede aproximar, para un intervalo dado de la presión de confinamiento, mediante una recta de Mohr-Coulomb utilizando el criterio tangente o secante de Hoek- Brown, o con mayor exactitud mediante una recta de regresión lineal obtenida con ocho puntos.

En las fórmulas anteriores, los **parámetros m_b y s** corresponden a los distintos macizos rocosos en los que se excava el túnel. La obtención de estos parámetros de macizo (también llamados parámetros de roca alterada) se realiza a partir de los resultados obtenidos en laboratorio (parámetros de macizo sano, m_i) y del índice **GSI (Geological Strength Index)** que cuantifica factores extrínsecos al material (presencia de juntas, agua, etc.) que de forma genérica se denomina efecto escala.

El **GSI** se puede calcular a partir del índice RMR, coincidiendo el valor del GSI con el del RMR obtenido por la clasificación de Bieniawski de 1976 si el $RMR_{76} > 18$ y, si se utiliza la clasificación de Bieniawski de 1989 el GSI es igual al valor del RMR_{89} menos 5 puntos, si el $RMR'_{89} > 23$. Los valores RMR' se calculan según las indicaciones de Hoek, es decir, sumando los cuatro primero parámetros y considerando el macizo seco y sin corrección por la orientación de las discontinuidades.

A pesar de la gran ventaja que tiene el criterio de rotura de Hoek y Brown sobre el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, para predecir el comportamiento tenso-deformacional de un macizo rocoso, **su implementación numérica no es posible**. Esto es debido a que si bien existe para el criterio de Hoek y Brown una ley de rotura, no se ha podido implementar numéricamente una ley de flujo que relacione la deformación volumétrica plástica después de la rotura. Es por ello que para la modelización numérica sea necesario introducir los valores tenso-deformacionales de Mohr-Coulomb.

Para no perder las ventajas, en cuanto a descripción de comportamiento del macizo rocoso, del criterio de Hoek y Brown, se ha seguido la metodología propuesta por ellos mismos. En primer lugar se ha aplicado el criterio de rotura de Hoek y Brown para deducir la expresión de la curva de rotura del macizo rocoso en función del índice GSI.

Finalmente se ha obtenido una recta secante utilizando el ajuste propuesto por Hoek. Por último se han calculado los valores de cohesión c y fricción Φ , tales que se obtiene una recta paralela a la recta de ajuste de Brown en el entorno de la presión de confinamiento a cota del túnel.

A continuación se presenta una tabla resumen de los materiales incorporados:

Material	RMR	GSI	D	Ei (MPa)	σ_{ci} (MPa)
Marga de Arguis	50	45	0.4	14200	24.0

Material	Peso especif. (KN/m3)	E (MPa)	ν	c' (MPa)	Φ' (°)	Ψ (°)
Marga de Arguis	26.0	1750	0.26	0.308	36.27	5

Material	Peso especif. (KN/m3)	E (MPa)	ν
Horm. Proyectado	23.5	30000	0.15
Horm. Masa	23.0	30000	0.15

Material	Φ_{ext}/Φ_{int} (mm)	E (MPa)	A (mm ²)	EA (KPa)	E _{Aeq.} (KPa)
Bulones Swellex Mn16 (1.5 x 2.0)	48 / 44	210000	289.02	60695	40470

1.8.3. Post-proceso (resultados y comentarios)

A continuación se exponen los resultados de tensiones del modelo 3D y 2D, así como los desplazamientos alcanzados en el modelo 2D. En el anexo 5 se exponen con más detalle los resultados obtenidos:

Distribución de tensiones y coeficiente de alivio. Modelo 3D:

Las tensiones alcanzadas en el pilar central se muestran a continuación. En primer lugar la distribución de tensiones principales.

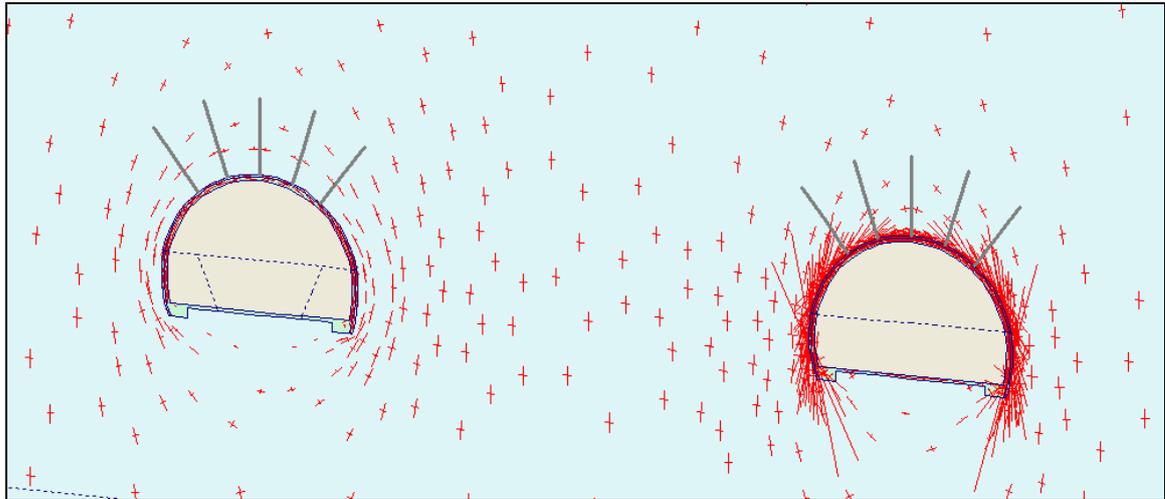


Fig. 6. Tensiones principales modelo 3D.

A continuación se muestra la distribución de tensión vertical (σ_{yy}) en el terreno para las mismas fases que en el apartado anterior:

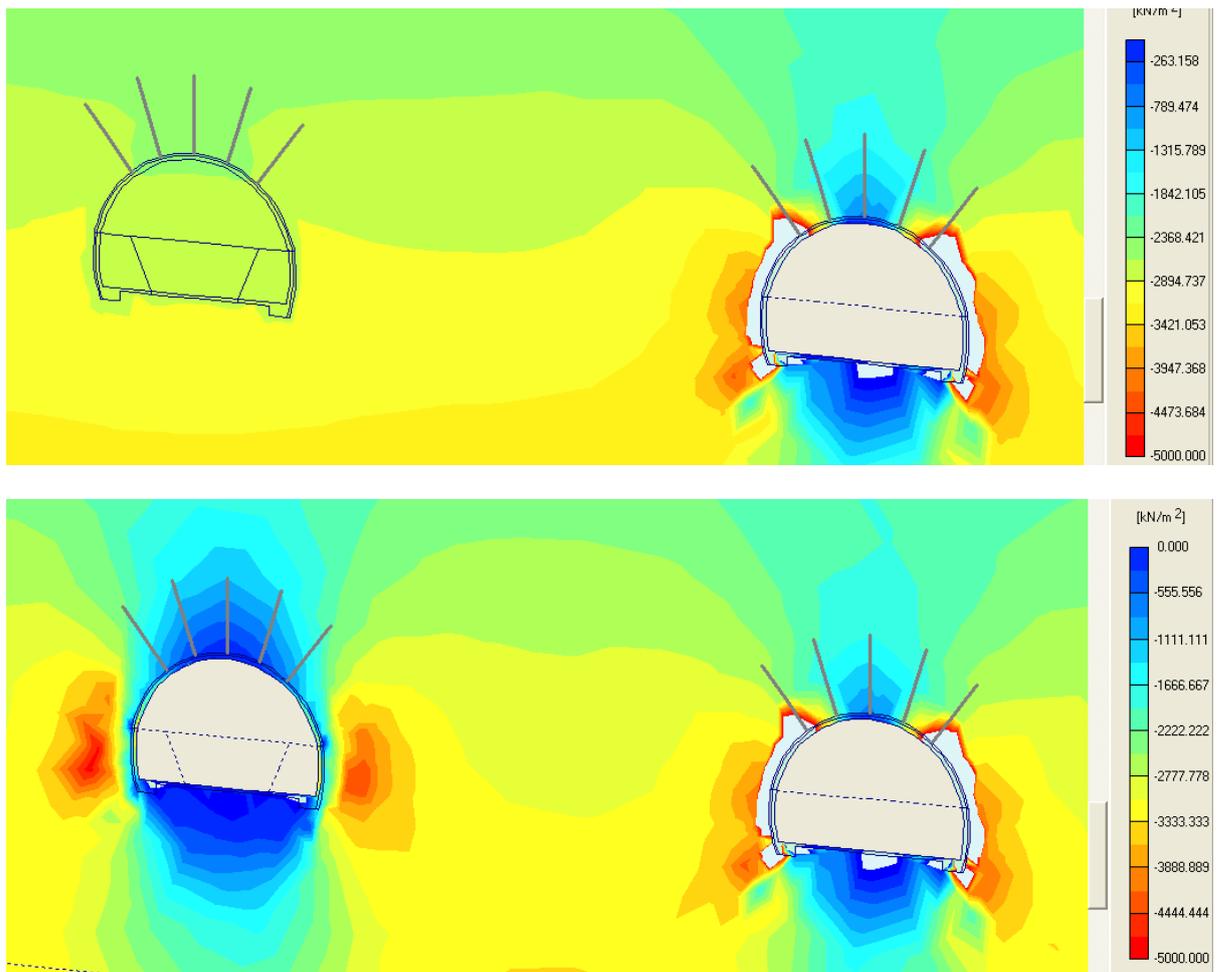


Fig. 7. Campo de tensiones verticales.

Se puede ver, comparando ambos gráficos, como las tensiones varían ligeramente en la parte central del pilar entre túneles, pero sin embargo, las tensiones en el entorno del túnel son muy similares.

En el anexo 5 se pueden ver diferentes gráficas que muestran que la tensión vertical varía entre 3000 y 3200 KPa, aumentando muy poco desde que se construye el primer túnel (Step 1 a 2) hasta que se ejecuta el segundo túnel (Step 3 a 51).

También se puede ver, como es lógico, que los puntos más cercanos al nuevo túnel ven su tensión incrementada ligeramente, mientras que los más alejados al nuevo túnel (o próximos al túnel existente) mantienen una tensión más constante si cabe.

Coefficiente de alivio:

Eligiendo una nube de puntos alrededor de la excavación del nuevo túnel, en la rebanada elegida para los apartados anteriores, se puede analizar la variación de tensiones producida en los mismos durante la ejecución de la excavación.

La evolución de tensiones obtenida para estos puntos se muestra a continuación:

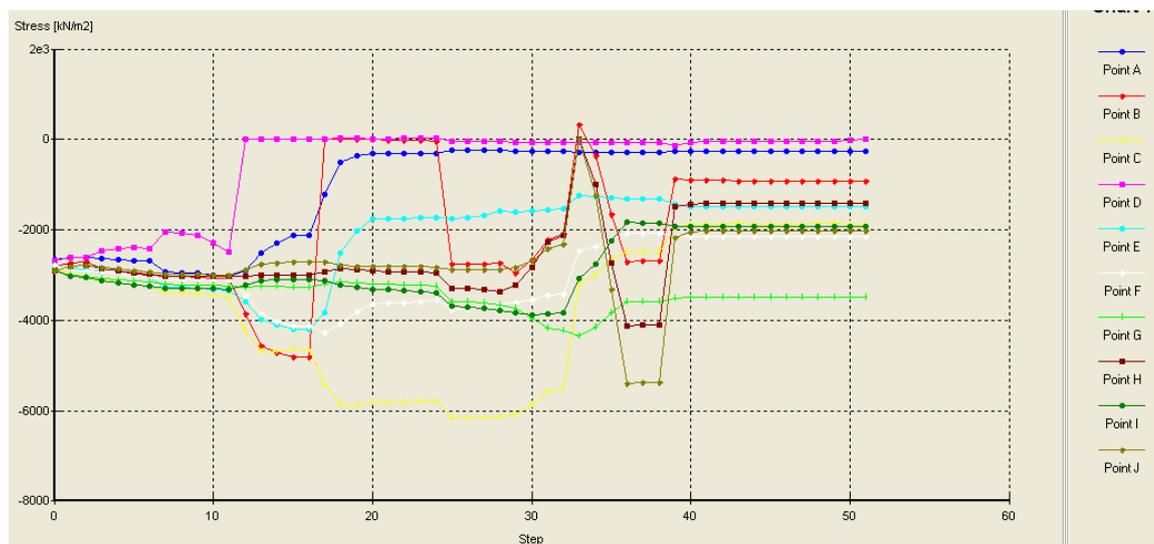


Fig. 8. Tensiones principales en el modelo 3D.

Los resultados que se obtienen son, como se puede ver, variados. Se elige como tensión final la correspondiente al punto del hastial exterior, que tiene una tensión final de $\sigma_{yy} = 1320$ KPa, que corresponde aproximadamente **0.5** veces el valor inicial σ_0 . Este valor es el que se utiliza en los cálculos bidimensionales y para la solución analítica como **coeficiente de alivio**.

Distribución de tensiones y coeficiente de alivio. Modelo 2D:

A continuación se presentan la distribución de tensiones existente para los tres modelos realizados (2.2 D, 1.5 D y 0.8 D):

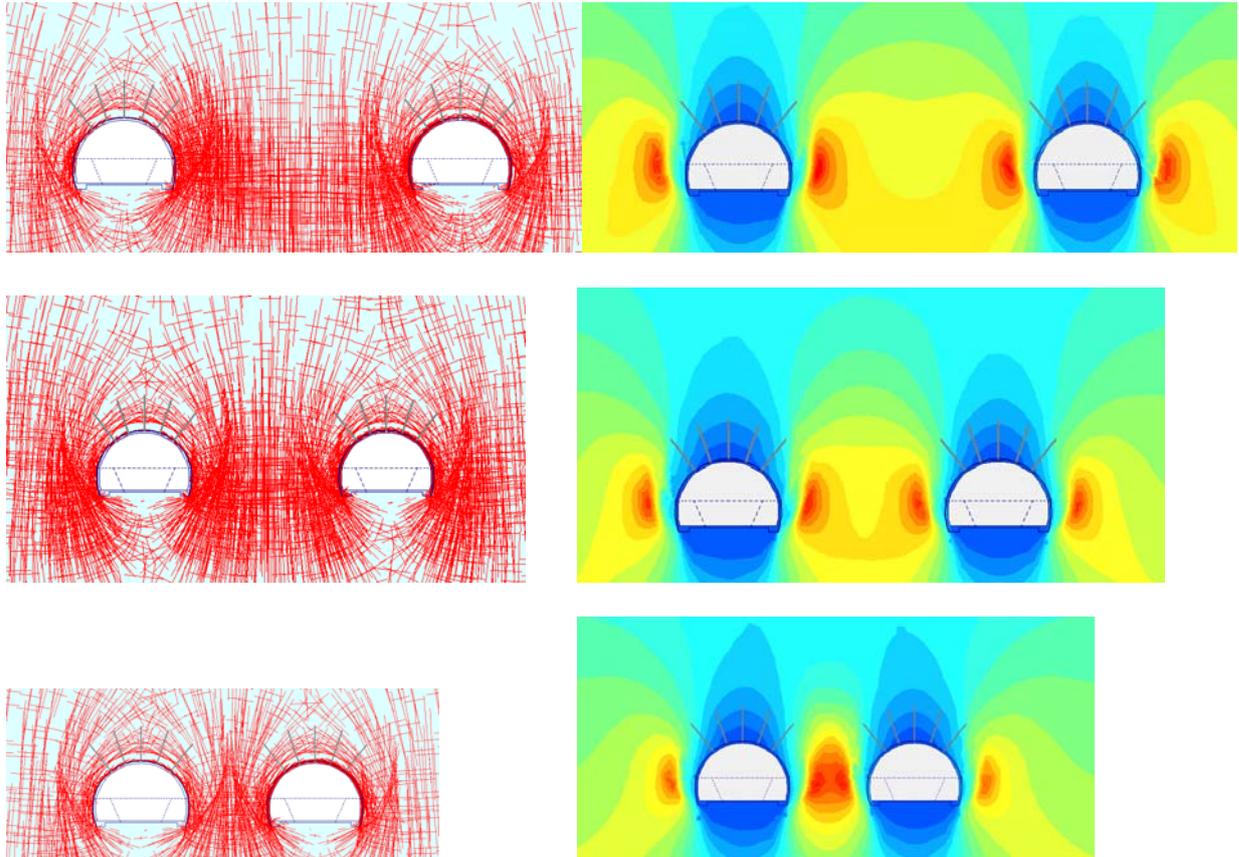


Fig.9. Campo de tensiones principales y verticales para los modelos 2D.

De estas figuras puede observarse, que el túnel existente se ve influenciado por el nuevo túnel cuando la distancia se hace tan pequeña que el área de incrementos locales de tensión donde se alcanza la plastificación en el nuevo túnel alcanza al túnel existente.

Desplazamientos. Modelos 3D:

Tomando como puntos de control los medidos realmente en obra:

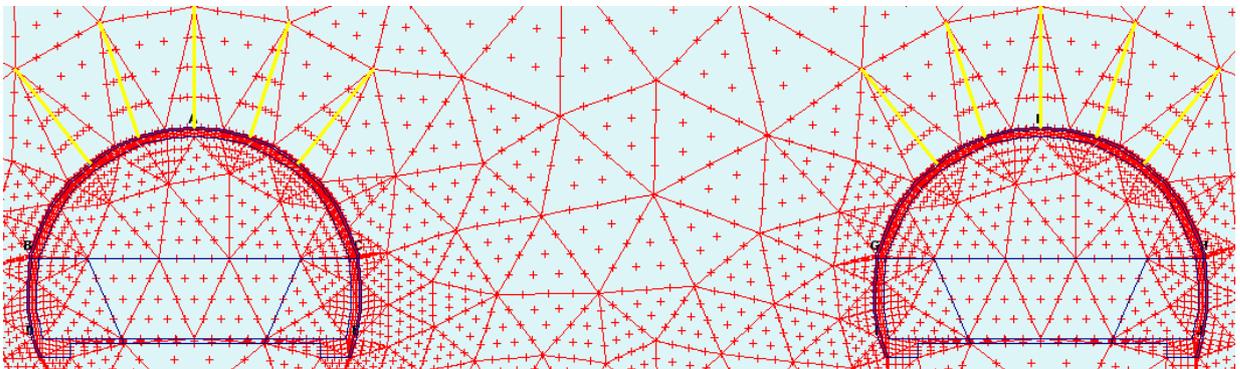


Fig. 10. Puntos de monitorización de desplazamientos modelo 2D a distancia 1.5 y 0.8 D.

Se puede observar un ligero incremento de las deformaciones a medida que la distancia entre los túneles es menor.

Las deformaciones son ligeramente superiores a las medidas en obra, lo cual puede estar justificado por la elección de unos parámetros del terreno de peor calidad que los realmente encontrados. Esta elección, aunque irreal, estaría del lado de la seguridad a la hora de estudiar la interacción entre los túneles.

1.9. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

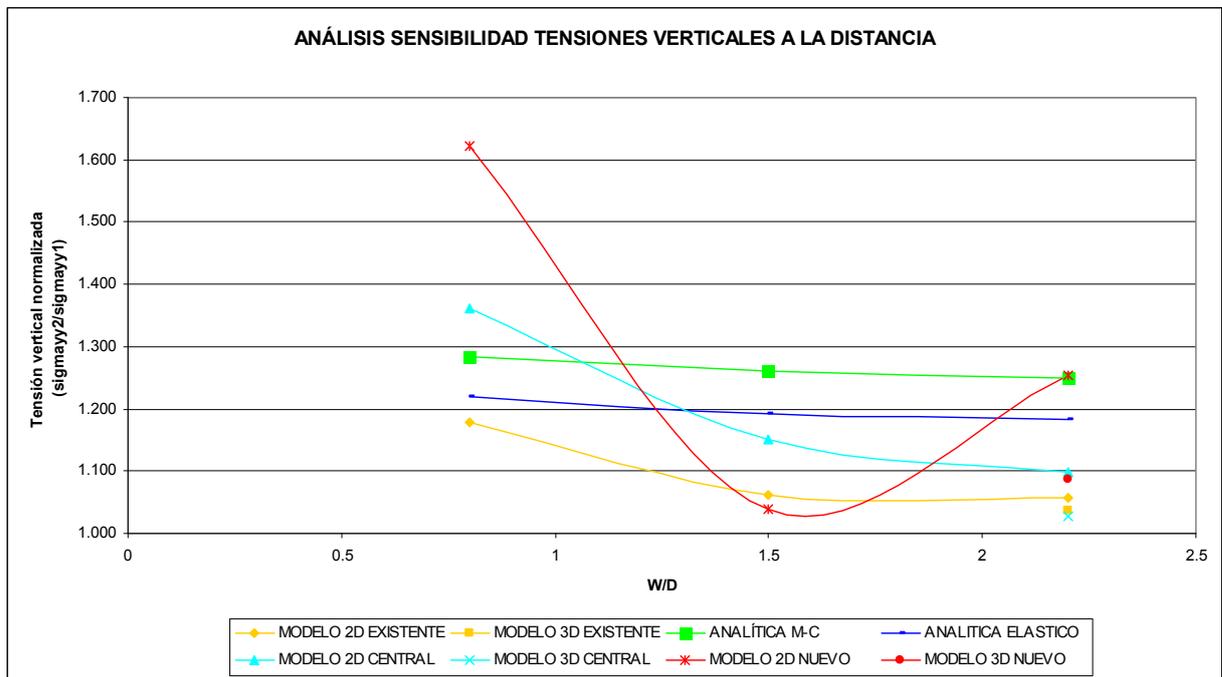
Todo estudio numérico que se precie es recomendable que sea comparado con una solución analítica que, para el problema objeto de este documento representa una aproximación. En el anexo 6 se muestran los resultados de la solución analítica con más detalle.

A continuación se presentan resumidamente los resultados más importantes de todo aquello expuesto en la fase de post-proceso. En concreto se exponen los resultados de la tensión vertical obtenida al finalizar la excavación del nuevo túnel (o mejor dicho, a una distancia suficientemente alejada del frente) en el pilar central junto al nuevo túnel, en el centro y junto al túnel existente, para los distintos modelos:

Nota: ($\sigma_0 = 2600$ KPa)

Modelo	σ_{yy} (Tensión vertical) (KPa) / % respecto túnel existente.		
	Hastial nuevo Túnel	Centro Pilar	Hastial túnel existente
3D (W = 2.2 Diámetros)	3150/+8.65	2980/+2.7%	4150/+3.75%
2D (W = 2.2 Diámetros)	3926/+25.4%	3437/+9.8%	4447/+5.8%
2D (W = 1.5 Diámetros)	4210/+4.0%	4210/+15.2%	5005/+6.2%
2D (W = 0.8 Diámetros)	5789/+62.3%	5789/+36.2%	4783/+17.8%
Sol. Analítica (W = 2.2 Diámetros)	3944.1/+49.2%	2852.0/+4.6%	3944.1/+1.13%
(Fila 1 – M. elástico / Fila 2 – M.Mohr – Coulomb)	4447.1/+67.1%	2946.3/+6.2%	4447.1/+1.38%
Sol. Analítica (W = 1.5 Diámetros)	3981.2/+48.4%	3017.0/+7.4%	3981.2/+2.08%
(Fila 1 – M. elástico / Fila 2 – M.Mohr – Coulomb)	4498.1/+65.9%	3173.1/+9.9%	4498.1/+2.55%
Sol. Analítica (W = 0.8 Diámetros)	4096.6 / +46.5%	3419.2 /+14%	4096.6 / +5.04%
(Fila 1 – M. elástico / Fila 2 – M.Mohr – Coulomb)	4656.6/+62.2%	3725.9/+17%	4656.6/+6.16%

De manera gráfica se pueden ver estos resultados como:



1.10. CONCLUSIONES

De los resultados de la simulación y de la comparación de estos resultados con las soluciones analíticas, puede concluirse que:

- 1) La interacción que ejerce la construcción del nuevo túnel sobre el túnel existente es muy pequeña para la distancia de 2.2 diámetros entre hastiales. (incremento entre un 4% y un 6% según el numérico).
- 2) Los resultados del modelo 3D difieren ligeramente de los resultados del modelo 2D dada la dificultad de establecer un coeficiente de relajación constante para el modelo 2D al ser una sección tipo que difiere de la sección circular.
- 3) La interacción entre túneles se hace notoria para aquellas distancias en las que la zona de plastificación de uno y otro túnel se superponen. Para el caso que nos ocupa, a distancia inferior al diámetro el incremento de tensiones es del 18% aproximadamente.
- 4) Las soluciones analíticas suponen un buen método para verificar la bondad de los cálculos numéricos, así como para el prediseño de posibles análisis de sensibilidad a llevar a cabo.
- 5) Sin embargo, las soluciones analíticas subestiman las tensiones existentes en el caso de túneles no axisimétricos como el del presente caso, en el que en el numérico aparece una corona de plastificación que aunque pequeña no es prevista por la solución analítica.

- 6) El revestimiento y sostenimiento resisten las tensiones que sobre ellos se ejercen para el caso real, como se ha podido ver en la realidad.

En cuanto a los modelos numéricos se puede añadir que:

- 1) Los modelos en 3D todavía cuentan con limitaciones en cuanto a tiempo de cálculo para casos que exigen una geometría amplia y muchas fases de cálculo, y por tanto rebanadas que multiplican el número de elementos, como es el presente.
- 2) El programa comercial PLAXIS posee una restricción en cuanto al número de nodos a monitorizar y nodos a elegir (especialmente en modelos 3D, con perspectiva) que dificultan las operaciones de post-proceso.
- 3) La variación de la malla dificulta la elección de los puntos de monitorización y el post-proceso de los resultados.
- 4) Son muchas las hipótesis que se realizan, que pueden introducir cierta incertidumbre al modelo, como la consideración de un modelo continuo, la elección de unos parámetros geotécnicos determinados, de un coeficiente de alivio determinado y degradación del terreno o “ground loss” para tramos que se suponen construidos.

Finalmente, en líneas generales, se puede concluir que:

- 1) La interacción que la construcción de un túnel ejerce sobre otro túnel cercano, normalmente en servicio, es un aspecto a tener muy en cuenta ya desde la fase de diseño.
- 2) En el caso de túneles interurbanos construidos en roca según el Nuevo Método Austriaco (NATM), como el del presente trabajo, la interacción se centra en el entorno de las cavidades, y no en los asientos en superficie como ocurre en el caso de túneles urbanos, especialmente en suelos blandos.
- 3) En el caso del túnel objeto de la presente tesina, la mínima distancia existente entre ellos, de 31 m. entre hastiales (45 m. entre ejes del túnel), equivalente a 2.2 diámetros de túnel, hacía esperar que, para la geometría, profundidad y material existente, la influencia del nuevo túnel sobre el existente fuese mínima. Este aspecto hace suponer por qué en fase de proyecto se omitieron las comprobaciones al respecto sobre interacción entre ambos túneles.
- 4) En cuanto al análisis tenso-deformacional del problema, llevado a cabo en el presente trabajo, se ha podido observar que, en efecto, en el punto más desfavorable, a la distancia a la que se encuentran los túneles, la excavación del nuevo túnel no produce un incremento de tensiones ostensible en el túnel existente, ni tampoco el túnel excavado se ve afectado por la existencia del anterior.
- 5) Para ello se ha llevado a cabo un análisis en tres dimensiones que permita simular las fases de excavación reales, para tener en cuenta el efecto de desconfinamiento producido.

- 6) Con el análisis en tres dimensiones se ha podido comprobar las limitaciones que todavía existen actualmente en cuanto a memoria y tiempo de cálculo para modelar este tipo de problemas de túneles gemelos que requieren la simulación de muchas fases y grandes dimensiones de malla.

Se han llevado a cabo diversas pruebas para **disminuir el tiempo de cálculo** como son:

1. Consideración del túnel existente (gemelo en cuanto a dimensiones y método de excavación) y del primer diámetro del túnel nuevo ya construidos, afectados por la **“pérdida del terreno”** medida mediante el control de convergencias en obra. Esto es posible debido a la homogeneidad del terreno.
2. División del terreno en dos zonas con distinta **finura de malla**, grosera en superficie y más fina en el entorno del túnel.

Conocida la tasa de desconfinamiento existente, se ha simulado en un **modelo bidimensional** la influencia que tiene la distancia entre los túneles (anchura del pilar central) en las tensiones del túnel en servicio al ser excavado el nuevo túnel, realizando un **análisis de sensibilidad** de estas **tensiones a la distancia entre túneles**.

Finalmente, con el análisis de los resultados obtenidos mediante el análisis de las **soluciones analíticas** existentes asumiendo ciertas simplificaciones se ha comprobado la bondad de los resultados obtenidos con los métodos numéricos, adoptando la misma tasa de desconfinamiento obtenida mediante el modelo tridimensional para la resolución de las ecuaciones.

Del análisis numérico llevado a cabo se concluye finalmente que, para el caso dado:

- 1) La interacción entre túneles parece ser más importante a partir de anchos de pilar entre túneles **(W) inferiores a 1.6 diámetros**, donde la variación de tensiones que se produce al construir el segundo túnel (sigmayy2) respecto a las tensiones existentes con el túnel existente en servicio (sigmayy1) sufren un mayor incremento.
- 2) La interacción que ejerce la construcción del nuevo túnel sobre el túnel existente es muy pequeña para la distancia de 2.2 diámetros entre hastiales. (**incrementos de tensión entre un 4% y un 6%**).
- 3) Los resultados del modelo 3D difieren ligeramente de los resultados del modelo 2D dada la dificultad de establecer un coeficiente de relajación adecuado y variable al ser una sección tipo que difiere de la sección circular.
- 4) La interacción entre túneles se hace notoria para aquellas distancias en las que la zona de plastificación de uno y otro túnel se superponen.

Asimismo, a la vista de todo lo expuesto, se considera que el **grado de detalle alcanzado en fase de proyecto y las medidas adoptadas durante la construcción** para la obra en cuestión, fueron las adecuadas, no incurriéndose en la omisión de un riesgo importante al no suponer la existencia de una interacción importante entre ambos túneles.

1.11. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

El túnel de Monrepós es un túnel gemelo a uno existente construido años atrás. Ejecutados ambos de la misma manera (perforación y voladura), implica que la roca alterada por la voladura alrededor del túnel existente se ha podido degradar en el transcurso de los años debido a la apertura de fisuras.

Una posible línea de investigación futura podría ser un análisis de sensibilidad con los modelos generados, de las tensiones existentes a la degradación de una corona de terreno de 2 – 3 m., alrededor del túnel existente.

El terreno simulado, tendría unos parámetros geotécnicos diferentes al resto del macizo y de peor calidad. Un primer tanteo de esos parámetros podría consistir en el cálculo de los parámetros de Mohr-Coulomb a través del criterio de Hoek y Brown tomando distintos valores para el factor de perturbación D.

De esta manera, tomando por ejemplo un valor de $D=0.8$, que corresponde a una voladura de mala calidad en roca dura con daños locales severos alrededor de 2-3 m. daría unos valores para esa corona de terreno de:

$$c' = 224 \text{ KPa (308 KPa para } D = 0.4)$$

$$\Phi' (\text{°}) = 29.53^\circ (36.27^\circ \text{ para } D = 0.4)$$

$$E(\text{Mpa}) = 958 (1750 \text{ para } D = 0.4)$$

1.12. AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, agradecer el apoyo constante y provechoso ofrecido por el tutor de este trabajo, D. Luis Gracia Villa. Por su implicación a la hora de definir el enfoque que darle al trabajo y, ante todo, por la accesibilidad mostrada en todo momento hacia mi persona, muchas gracias.

A la empresa donde trabajo, Servicios y Proyectos del Ebro, S.A. y a mi jefe, D. Guillermo Cobos Campos, por el apoyo y las facilidades dadas para poder realizar este trabajo compatibilizándolo con mi jornada laboral.

Finalmente, a mi mujer, por su ayuda en los viajes al C.P.S., su paciencia y por estar siempre a mi lado para hacer frente a todas las adversidades.

ANEXO 1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

1.1. SECCIONES TIPO Y TRAZADO

[1] La sección transversal tiene la misma sección geométrica que el túnel existente, que continúa cumpliendo con la Norma 3.1 – I.C. de Trazado, vigente en la actualidad, siendo de dos carriles de 3.50 m., arcén exterior de 2.50 m. e interior de 1.00 m. y dos aceras de 0.75 m.

El nuevo túnel discurre prácticamente en paralelo al proyectado, con una separación entre ejes que varía entre los 45 m y los 90 m.

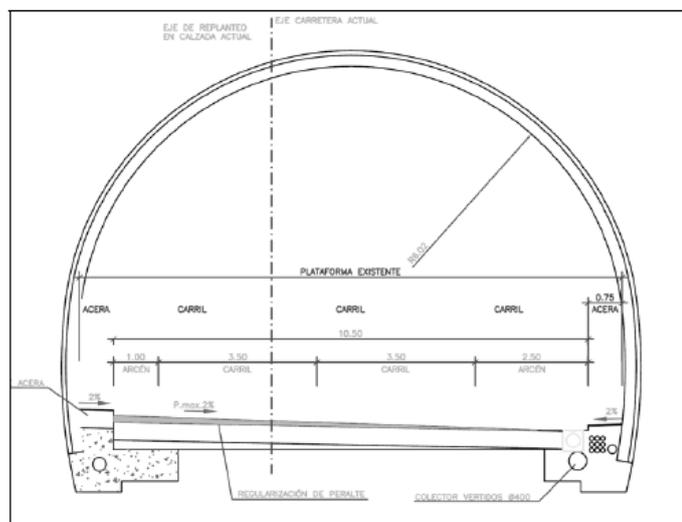


Fig. 1.1. Sección tipo del túnel.

El túnel existente, construido hace aproximadamente 20 años, tiene 1339 m. de longitud y una sección transversal de tres carriles de 3.50 m y aceras de 0.75 m., que deberá ser transformada a la sección de autovía, con su consiguiente corrección de peraltes.

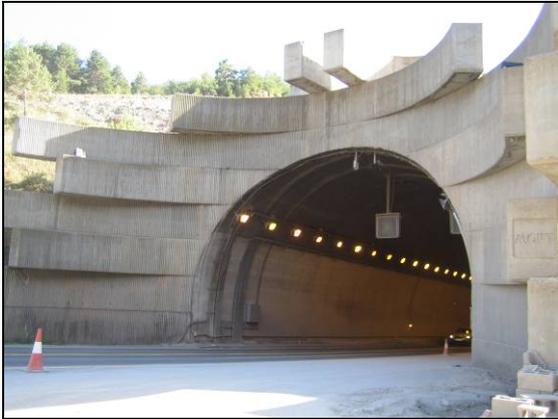


Fig. 1.2. Emboquille norte del túnel en servicio y túnel en construcción aledaño



Fig. 1.3. Emboquille sur del túnel en servicio y túnel en construcción aledaño

Entre los túneles se han dispuesto a lo largo de su trazado tres galerías transversales de conexión para cumplir los criterios de seguridad.

En caso de accidente, dos permiten el paso de peatones (p.k. 1+405,76 y p.k. 2 +207) y una galería de mayor tamaño permite el paso de vehículos, con un carril de 4.0 m. y dos aceras de 1.0 m. (p.k. 1+807).

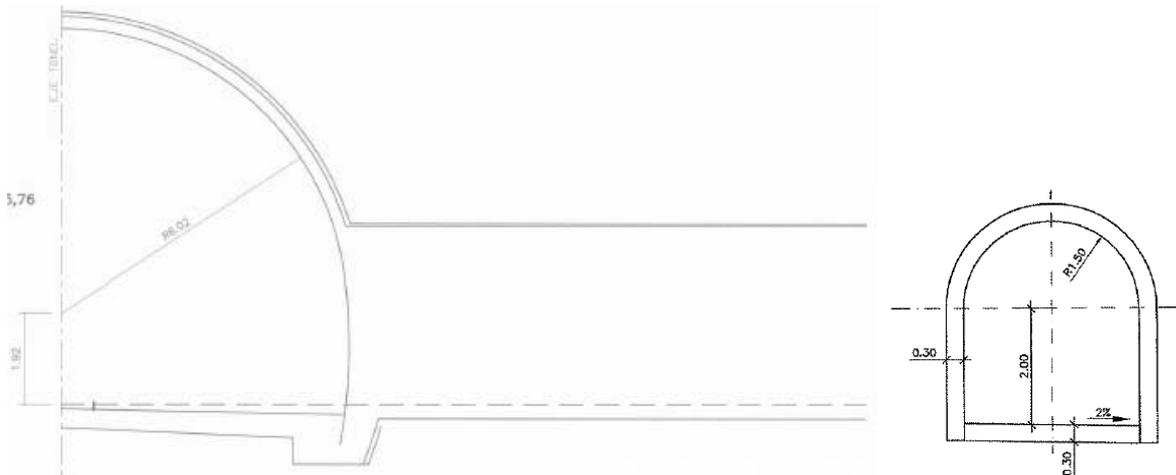


Fig. 1.4. Entronque del túnel con galería peatonal y sección tipo de galería peatonal



Fig. 1.5. Detalle de ejecución del entronque del túnel con la galería peatonal. Cortesía de F. C. C.



Fig. 1.6. Entronque del túnel con galería de vehículos y sección tipo de galería de vehículos.

1.2. CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

El túnel se emplaza en el dominio pirenaico y más concretamente en las “Sierras Exteriores” o “Sierras Subpirenaicas Oscenses”, que forman un frente continuo en dirección ESE-ONO y estructuralmente se trata del frente meridional del cabalgamiento subpirenaico.

Los materiales que aparecen son Terciarios del Eoceno recubiertos en algunos puntos por depósitos cuaternarios aluviales, coluviales y derrubios de ladera.

El túnel se desarrolla íntegramente en dos formaciones geológicas:

- Margas grises, limolitas y areniscas. Formación Margas de Arguis.
- Areniscas y margas. Formación Belsué-Atarés.

Margas grises, limolitas y areniscas. Formación Margas de Arguis:

Se disponen en bancos decimétricos con una estructura nodulosa muy marcada y estratificación a veces difusa y en otras centimétrica. Se meteorizan fácilmente en cuanto se ventean. Atendiendo al predominio de la naturaleza litológica de las capas se distinguen las siguientes subunidades:

- **Margas grises con pasadas más arenosas.** T₁₋₁. Desde el inicio hasta el p.k. 2+080.
- **Alternancia irregular de areniscas calcáreas y margas estratificadas centimétricamente.** T₁₋₂. Alrededor de los p.k. 1+760 y 1+910.
- **Areniscas calcáreas grisáceas.** T₁₋₃. pp.kk. 1+480 – 1+500, 1+530-1+560, 2+060-2+080

Existen una serie de grandes fallas oblicuas al trazado ya detectadas en la construcción del túnel existente que provoca la dislocación y repetición de los estratos. Se trata de fallas con un fuerte buzamiento, interpretadas como fallas normales, cuyo labio hundido corresponde al labio W.

Tabla 1.1. Parámetros geotécnicos. Margas de Arguis

Compresión simple (kp/cm²)		421-729 (532)
C. Simple determinando el módulo de Young con bandas extensiométricas	Compresión simple (kp/cm²)	200-328 (240)
	Coefficiente de Poisson	0.15-0.20 (0.17)
	Módulo de Young (kp/cm²)	75000-284000 (142000)
Rotura al corte de una probeta de roca	Cohesión pico (kp/cm²)	0.9-15.75 (7.07)
	Ángulo de pico (°)	2.9-44.0 (17.5)
	Ángulo residual (°)	2.9-39.3(16.6)

Franklin (N/mm ²)		3.20-3.39 (3.32)
Brasileño (kp/cm ²)		43-85 (65.2)
Triaxial en roca	σ_1 (kp/cm ²)	433-493 (463.3)
	σ_3 (kp/cm ²)	8-12 (10.0)

Tabla 1.2. Parámetros geotécnicos estimados en estudio geofísico (sónico de onda completa y sísmica up-hole). Margas de Arguís

Ensayo Lugeon (x10 ⁻⁶)		7.64 – 9.23 (8.23)
Velocidad propagación ondas compresión (p) (m/s)		3700-5200
Velocidad propagación ondas corte (s) (m/s)		2100-2950
Coeficiente de Poisson ν		0.26
Módulo de corte dinámico Gd (MPa)		15025-21000
Módulo de deformación dinámico Ed (MPa)		38100-52300 (41700)
Ensayos dilatométricos	Módulo de deformación Ep (kp/cm ²)	60.1-34.8 (46.4)
	Módulo de corte Q (kp/cm ²)	24.4-14.4 (18.9)

Areniscas y margas. Formación Belsué-Atarés:

Margas limolíticas de tonos rojizos con intercalaciones de areniscas. Las margas aparecen finamente laminadas y alteradas en superficie. Las areniscas son de grano fino a medio, aunque a veces presentan niveles de micro conglomerados, muestran mega estratificación cruzada y se disponen en bancos de orden métrico, constituidos en capas de 15 a 20 cm. de espesor. La distribución de los materiales es irregular, concentrándose los tramos más gruesos de areniscas en la zona central. Se distinguen las siguientes subunidades:

- Alternancia de margas grises y rojas. T₂₋₁. p.k. 2+080-2+240.
- Alternancia de margas y areniscas. T₂₋₂. p.k. 2+080-2+240.
- Alternancia de areniscas y margas. T₂₋₃. p.k. 2+240-2+300.
- Areniscas grises con pasadas de margas. T₂₋₄. p.k. 2+240-2+300.
- Areniscas. T₂₋₅. p.k. 2+240-2+300.

A partir del p.k. 2+300 hasta el final del túnel aparecen en sucesión alternante todas las litologías que componen esta unidad.

Se observa una disminución importante del número de fallas, siendo la más significativa la que se localiza en el falso túnel de la boca de salida norte, hacia el p.k. 2+540, que provoca una dislocación importante de los materiales adyacentes, así como un presumible cambio de orientación de los estratos.

Tabla 1.3. Parámetros geotécnicos. Formación Belsué-Atarés.

Compresión simple (kp/cm²)		108-824 (369)
C. Simple determinando el módulo de Young con bandas extensiométricas	Compresión simple (kp/cm²)	49-930 (487)
	Coefficiente de Poisson	0.20-0.28 (0.25)
	Módulo de Young (kp/cm²)	4155-123000 (40150)
Rotura al corte de una probeta de roca	Cohesión pico (kp/cm²)	1.2-3.6 (2.6)
	Ángulo de pico (°)	43.6-57.9 (52.9)
	Ángulo residual (°)	2.9-55.7 (35.3)
Franklin (N/mm²)		0.8-1.1 (0.95)
Brasileño (kp/cm²)		21.1-122.1 (65.7)
Triaxial en roca	σ_1 (kp/cm²)	433.7-443.6 (438.6)
	σ_3 (kp/cm²)	6-10 (8)

Tabla 1.4. Parámetros geotécnicos estimados en estudio geofísico (sónico de onda completa y sísmica up-hole). Formación Belsué-Atarés.

Ensayo Lugeon (x10⁻⁵)		2.05-21.6 (8.90)
Velocidad propagación ondas compresión (p) (m/s)		3500-5700
Velocidad propagación ondas corte (s) (m/s)		1900-3200
Coefficiente de Poisson μ		0.27
Módulo de corte dinámico Gd (MPa)		9200-29000 (16680)
Módulo de deformación dinámico Ed (MPa)		20500-74000 (42850)
Ensayos dilatométricos	Módulo de deformación Ep (kp/cm²)	60.1-34.8 (46.4)
	Módulo de corte Q (kp/cm²)	24.4-14.4 (18.9)

Para determinar los anteriores parámetros asociados a cada material se han realizado en fase de proyecto los siguientes **reconocimientos geotécnicos “in situ”**, acompañados de **ensayos de laboratorio** de las muestras tomadas:

- 7 calicatas.
- 6 sondeos mecánicos a rotación.
- 5 Ensayos de penetración dinámica.
- 532 m. de Sísmica de refracción (8 perfiles de 60 m. y 1 de 52 m.).
- 10 Ensayos de permeabilidad Lugeon en el interior de sondeos (S-1, S-2, S-3 y S-4).
- 15 Ensayos dilatométricos en el interior de los sondeos (S-1, S-2 y S-4).
- 1 Reconocimiento mediante sísmica up-hole. (S-4).
- 2 Testificaciones mediante registro sísmico de onda completa (S-1 y S-2).
- 8 Estaciones geomecánicas.

Además se ha analizado la información recopilada en:

Los reconocimientos geotécnicos del **estudio informativo**:

- 2 sondeos mecánicos a rotación.
- 2 calicatas.
- 120 m. de Sísmica de refracción (2 perfiles de 60 m.).
- 3 Estaciones geomecánicas

2 sondeos mecánicos para el proyecto del **nuevo túnel de Manzanera (26-HU-340)** proyectado a una cota superior al nuevo túnel, por la zona de la boca norte.

Información recopilada durante la **construcción del túnel existente paralelo** al nuevo.

- **Levantamientos geológicos del frente** de excavación en 47 secciones cada 30 m. de media, recogiendo datos de las familias de diaclasas (dirección, buzamiento, rugosidad de juntas, apertura, grado de alteración y relleno en las juntas y grado de filtración).
- 4 sondeos mecánicos a rotación en la boca Norte.
- Perfiles geológico-geotécnico elaborado durante la construcción del túnel existente procedentes del **“Informe final de la asistencia técnica a la dirección de obra...”** elaborado en mayo de 1992, en el que se determina la dirección y buzamiento de los estratos, diaclasas y fallas, R.M.R., litología y formación.

- **Perfil geotécnico** con tipos de sostenimiento y datos de su construcción con rendimientos de avance y destroza, tipos de sostenimiento, espesores de hormigón proyectado, armaduras, bulones, estaciones de convergencias y ensayos y observación de la presencia de agua.

1.3. MÉTODO CONSTRUCTIVO

Se plantea la ejecución del túnel mediante el Nuevo Método Austriaco (NMA) por fases de AVANCE Y DESTROZA, debido al comportamiento quasi-elástico del terreno esperado. La altura del avance es de 5.50 m. La destroza se podrá excavar en tres fases con superficie de separación con un talud de 2H:3V.

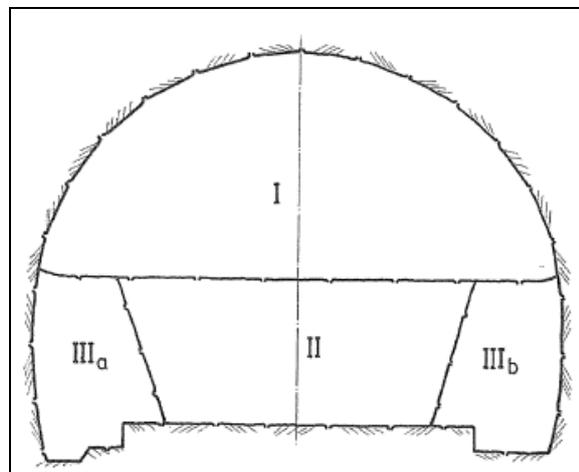


Fig.1.7. Fases de excavación.

Se ha considerado el procedimiento de excavación que se utilizó en el túnel existente, que consistió en **perforación y voladura** (goma2 ECO) y obtuvo avances medios de 95 m. mensuales sin presentarse ningún problema.

Los parámetros de la voladura fueron los siguientes:

Diámetro de perforación:	51 mm
Número de barrenos:	108 (14 zapateras, 4 en el cuele, 8 en contracuele, 50 de destroza y 32 recortes)
Longitud de perforación:	3,2 – 3,5 m
Carga máxima operante de explosivo:	9,3 kg aproximadamente
Tipo de explosivo:	Cartuchos de RIODIN 32 x 200 mm y cordón detonante RIOCORD de gramaje 100 g/m para los barrenos del recorte.

<p>Tipo de detonadores:</p>	<p>No eléctricos PRIMADET MS (cule y contracule). PRIMADET LP (resto). Todos con cordón detonante RIOCORD 6 g/m iniciado con un detonador eléctrico RIODET AI.</p>
-----------------------------	---

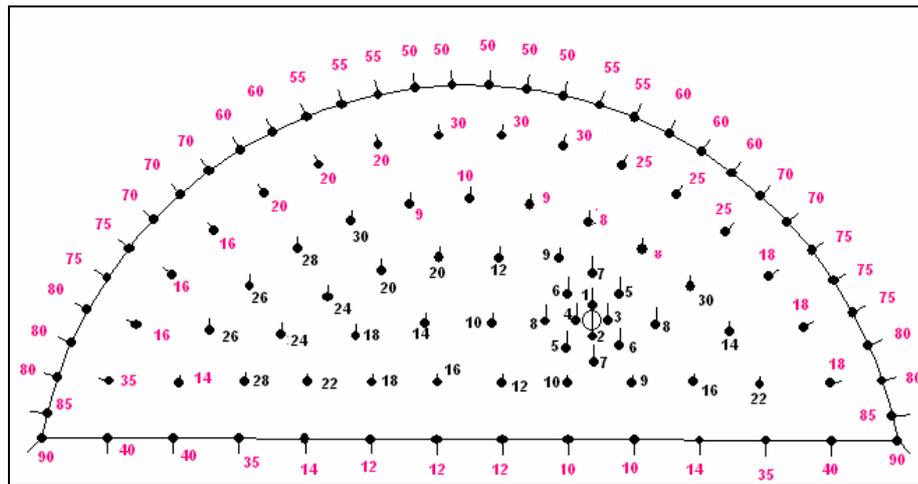


Fig. 1.8. Esquema de voladura de mayor carga operante.

Se excava por medios mecánicos en zonas puntuales, principalmente en zonas de boquillas. Las zonas con areniscas ($T_{2.5}$) se excavan mediante explosivos.



Fig. 1.9. Ejecución de la perforación de barrenos para voladura y saneo. Cortesía F.C.C.

Por facilidad constructiva se ejecutó en este caso la destroza después de completar el avance del túnel. Sin embargo, en caso de túneles excavados en terrenos de peor calidad, puede ser conveniente llevar ambos tajos próximos, con el objeto de proceder a un rápido cierre de la sección.



Fig. 1.10. Ejecución de emboquille sur y transporte y carga de material. Cortesía F.C.C.

En los tramos de roca más sana (sostenimiento tipo I), la longitud de pase recomendable es de 4.0 m. para el avance y destroza lateral y 15.0 m. para la destroza central. En las zonas más débiles se reducen a 1.0 m. y 6.0 m. respectivamente

A continuación se presenta una tabla con los sostenimientos tipo adoptados:

Tabla 1.5. Sostenimientos tipo.

	TIPO I	TIPO II	TIPO III	Emboquilles	Galería vehículos	Galería peatonal
Espesor H. Proyectado HM-30 + 40 kg/m³ fibras (cm)	5	10	25+5	25+5	5	5
Bulones Swellex Φperf = 45 a 51 mm. L = 5m. Carga 16 T.	5 (2 x 1.5)	5 (2 x 1.5)	9.66 (1.5 x 1.5)	Paraguas Micropilotes	L = 4m. (2 x 2)	L = 4m. (2 x 2)
Cercha HEB-180 (Ud/m)	-	-	1	1	-	-
RMR aplicable	>70	50-70	<50	Montera = 1.5 Φ túnel	-	-
Longitud de pase de avance (m)	4.0	3.0	1.0	1.0	4.0	4.0
L. pase destroza central (m)	15.0	10.0	6.0	6.0	-	-
L. pase destroza lateral (m)	4.0	3.0	1.0	1.0	-	-

El arranque en fase destroza se realizará una vez que la velocidad de convergencia de las estaciones colocadas al avance sea menor que 0.01 mm/día.

En cuanto a la conexión de las galerías de emergencia, se realizó en trabajos nocturnos. Se cortó el hormigón del contorno del entronque desde el túnel de servicio y se picó el hormigón del revestimiento y roca todo lo posible. Desde el túnel en construcción se avanzó

con voladuras cortas hasta dejar un macizo de 1.0 o 1.5 m. para picarlo posteriormente, con objeto de evitar proyecciones al túnel de servicio en las últimas voladuras.



Fig. 1.11. Ejecución de paraguas de micropilotes y colocación de cercha en emboquille sur. Cortesía F.C.C.

El revestimiento consistirá en 30 cm. de hormigón bombeado HM-30 tras la colocación de la impermeabilización.



Fig. 1.12. Plataforma para instalación de la impermeabilización y carro encofrador del revestimiento. Cortesía F.C.C.

1.4. INSTRUMENTACIÓN

Las medidas de control previstas son:

- Estaciones de convergencia en el nuevo túnel.
- Nivelación en clave en el nuevo túnel.
- Control de vibraciones en el túnel existente.
- Inspección visual en el túnel existente.

1.4.1. Control de convergencias

[2] Las medidas de control de convergencia se han realizado cada 25 m. aproximadamente, variando la frecuencia de lectura en función de los movimientos observados.

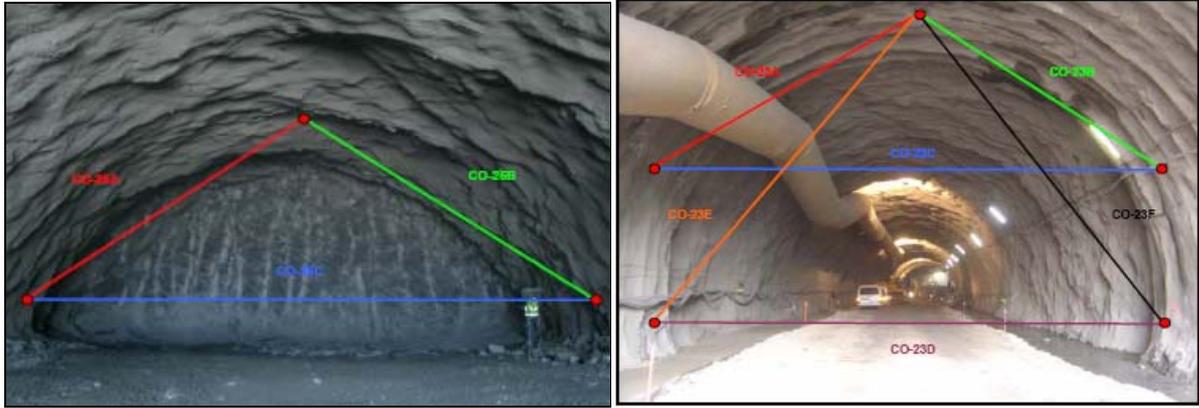


Fig. 1.13. Sección tipo en túnel de medidas de convergencia en avance y en sección completa.

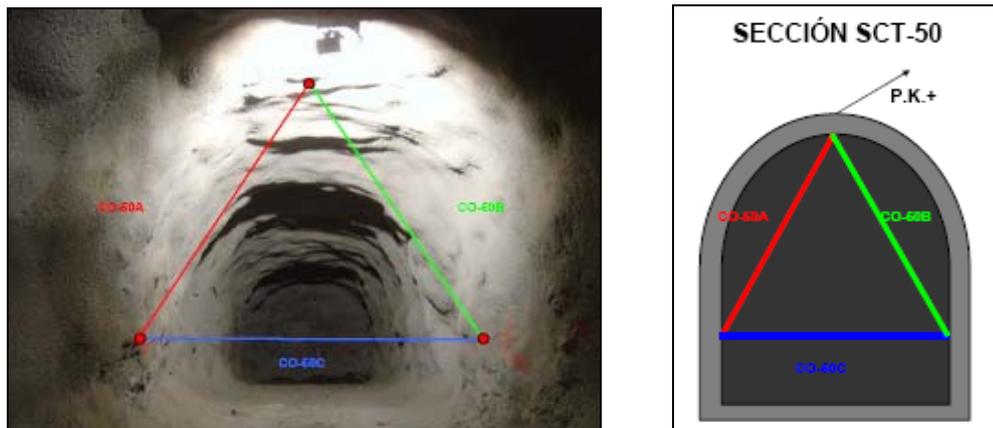


Fig. 1.14. Sección tipo en galería peatonal de medidas de convergencia.

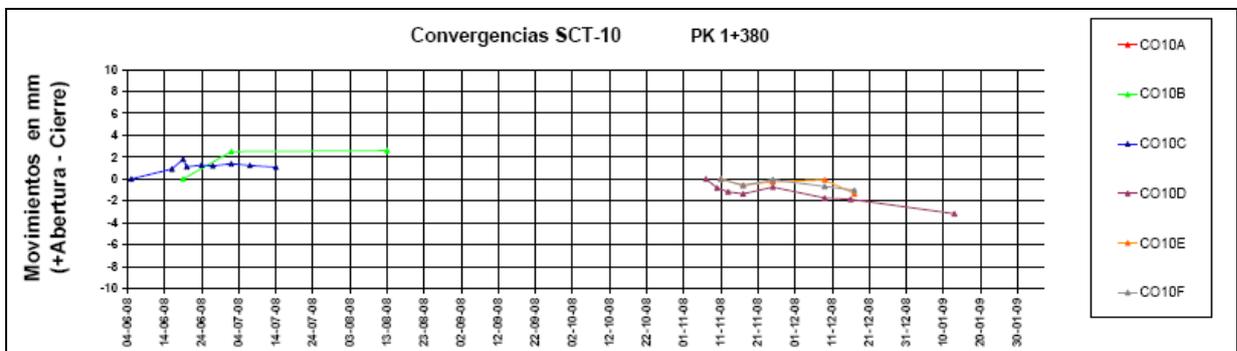


Fig. 1.15. Movimientos medidos en milímetros para una sección del túnel.

1.4.2. Control en el túnel existente. Vibraciones e Inspección visual.

Con las primeras voladuras se consideró oportuno realizar un control de vibraciones para cada una de las pegas realizadas con objeto de comprobar el nivel alcanzado durante las mismas, y comprobar así la posible afección que pudieran tener las voladuras sobre la estructura del actual túnel en servicio, cuantificando los niveles de vibración obtenidos en las voladuras registradas, y verificando que dichos niveles se encontraban dentro de los límites establecidos por la actual normativa vigente en cuanto a vibraciones producidas por voladuras (UNE 22.381.93).

Las mediciones fueron recogidas entre el día del inicio de las voladuras (boca sur), 1 de abril de 2008, y el 21 del mismo mes, contabilizándose un total de 21 registros.

Cabe añadir que después de cada voladura se realizó una inspección visual del túnel actual en toda su longitud, no habiéndose observado el más mínimo daño.

El equipo utilizado en el control de vibraciones estuvo compuesto por un sismógrafo. Se situó junto al hastial más próximo a las voladuras del actual túnel de Monrepós, a una distancia que oscila entre los 20 y 30 metros aproximadamente del frente de las voladuras. Dicha variación de las distancias es función de los avances en el frente.



Fig. 1.16 . Vista interior del túnel en servicio.

La **Norma UNE 22.381** no es estrictamente aplicable a este caso de estudio (el tipo de estructura no es asociable a ninguno de los tres grupos que la Norma UNE cita), de manera que no se pueden utilizar los resultados de los registros para afirmar que se encuentran por encima o por debajo de unos límites preestablecidos.

No obstante, es importante destacar, que a la vista de los resultados obtenidos, se puede concluir que el nivel de vibraciones producido está muy por debajo del establecido por la normativa española vigente para cualquier tipo de estructuras. [3]. Según la Norma UNE 22-

381-93; tanto para estructuras del GRUPO I (Edificios y naves industriales ligeras con estructuras de hormigón armado o metálicas), que pudieran ser las más semejantes al túnel de Monrepós, como para estructuras del GRUPO III (Estructuras de valor arqueológico o histórico que por su naturaleza presenten especial sensibilidad a las vibraciones), las más restrictivas en cuanto a niveles de vibración que recoge dicha Norma.

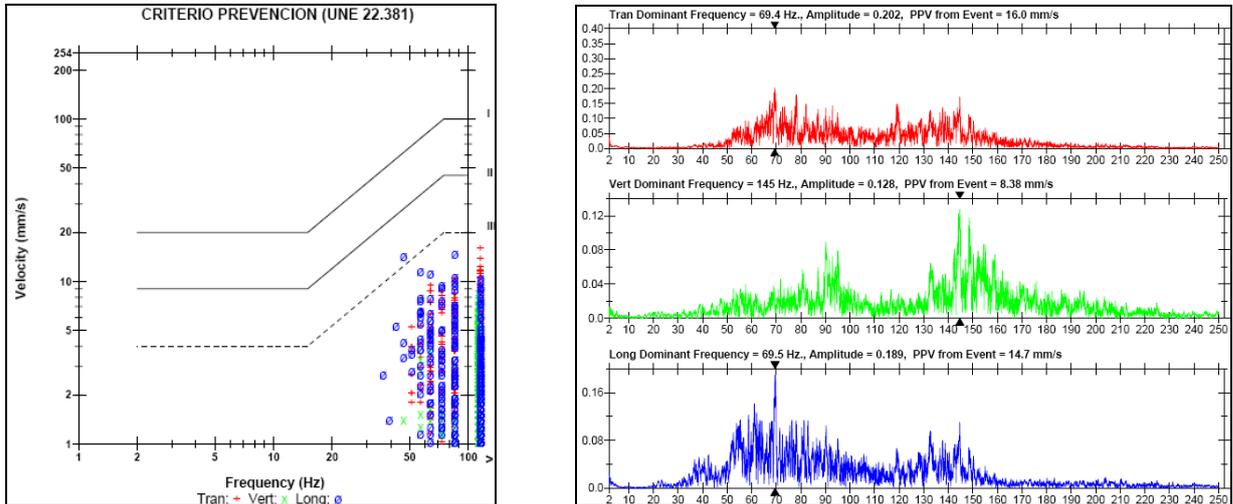


Fig. 1.18 . Registros del control de vibraciones para una voladura y comprobación del criterio de prevención (UNE 22.381).

Añadiendo a esto que el túnel en construcción y el actual van progresivamente separándose, se observó, que aun estando en límites más que aceptables en materia de seguridad, estos se irían incrementando.

Por todo esto se propuso la realización de las voladuras correspondientes a la construcción del túnel nuevo “Alto de Monrepós” sin realizar el corte del tráfico en la carretera actual por haberse demostrado innecesario.

ANEXO 2. ESTADO DEL ARTE.

2.1. CONSTRUCCIÓN DE TÚNELES SEGÚN EL NUEVO MÉTODO AUSTRÍCO (NATM)

2.1.1. Bases conceptuales

Cuando en noviembre de 1964 L.v. Rabcewicz [4] presenta las primeras publicaciones sobre el método de construcción de túneles que denomina como Nuevo Método Austriaco (New Austrian Tunneling Method), las bases conceptuales del método ya venían asentándose desde hacía unos años.

Desde que en 1811 Sir M.I. Brunel inventó el escudo circular para la construcción en túneles en terrenos blandos, pasando por los primeros intentos de utilización de morteros de fraguado rápido en 1848 (Wejwanov) y la introducción de cerchas de acero por Rizha (1872) o la invención de la gunitadora por Akeley en 1908, hasta llegar a la introducción de la doble capa sostenimiento – revestimiento por el propio Rabcewicz en 1948 y del bulonado en 1955 o la declaración de la importancia de la toma de medidas sistemática (Müller, 1960), fueron varios los que aconsejaron que la clave para resistir presiones elevadas en roca radicaba en la movilización de la capacidad resistente del terreno circundante como parte del mecanismo de sostenimiento.

Sobre los fundamentos básicos de este método existe gran confusión, del mismo modo que hay defensores (Müller 1978 [5]; Golser 1979) y detractores (Kovari [6]). En ocasiones se confunde el NATM con sostenimiento mediante hormigón proyectado (ICE, 1996),

Así, a la definición dada por Rabcewicz del método como *“un método consistente en un fino sostenimiento de hormigón proyectado cerrado lo antes posible mediante una contrabóveda hasta cerrar un anillo completo o arco auxiliar, midiendo su deformación en el tiempo hasta*

alcanzar el equilibrio” en 1980 el Comité Austriaco Nacional de Obras Subterráneas (ITA) tuvo que redefinir como “un concepto donde el terreno (roca o suelo) que rodea a una excavación subterránea se convierte en parte de la estructura cargada por activación de un anillo de terreno resistente”.

Saber lo define en 1988 como “*un método de excavación subterránea mediante todos los medios disponibles para desarrollar la máxima capacidad autoportante de la roca o suelo para proporcionar estabilidad a dicha excavación*”.

En 1978, Müller, uno de sus defensores, apunta que “*El Nuevo Método Austriaco es más bien un concepto o declaración de principios que no debería de ser tratado como un método de construcción...*”

Así pues, el NATM es tratado por sus defensores como una filosofía, más que un procedimiento constructivo o técnicas de sostenimiento. Golser, (1979), Brown, (1990), Hagenhofer (1990), Barton (1994).

En 1990, Müller define las características más importantes del NATM en 22 principios que se resumen en:

1. El terreno circundante es la parte fundamental en un túnel y ésta no debe de ser perturbada.
2. La capacidad portante del terreno debe de ser completada usando elementos adicionales.
3. El sostenimiento debe ser de gunita en capa laminar, trabajando como membrana y si es necesario reforzarla con mallazo, cerchas o bulones antes que regruesar dicha capa.
4. El tiempo de cerrado del anillo es de crucial importancia y debe realizarse lo antes posible.
5. Medidas de convergencia y ensayos de laboratorio deben ser realizados para optimizar la formación del anillo resistente.

Resumiendo, los principios del NATM se pueden obtener en las siguientes referencias (Tunnels & Tunnelling (1990), Will (1989), Brown (1990), Wallis (1995), ICE (1996), HSE (1996), Bowers (1997), Fowell & Bowers, (1998)) como sigue:

1. La resistencia del terreno circundante a un túnel debe de movilizarse y mantenerse hasta la máxima extensión posible.
2. Dicha movilización puede conseguirse mediante la deformación controlada del terreno. Una deformación excesiva que resulte en una pérdida resistente o asientos superficiales debe ser evitada.

3. Sostenimientos iniciales mediante delgadas capas de hormigón proyectado, bulonado, mallazo o cerchado deben de ser usados para conseguir este propósito. Sostenimientos permanentes se llevan a cabo en una etapa posterior.
4. El cerrado del anillo se debe ajustar en el tiempo en función de las propiedades del terreno.
5. El control de convergencias y los ensayos en laboratorio deben de ser llevados a cabo.
6. El NATM debe de ser entendido como un método de aproximación y como un método de Diseño Estructural Activo, reaccionando y resolviendo los problemas sobre la marcha.
7. La longitud del paso de avance debe ser lo menor posible.

2.1.2. Aplicaciones del Nuevo Método Austriaco en Europa

El túnel de Lodano-Mosagno de la red Magia-Electric en Suiza construido entre 1951-1955 es según Sauer [7], el primer túnel en el que se empleó el NATM, utilizando hormigón proyectado como sostenimiento provisional.

Tras las publicaciones de Rabcewicz en 1964 el NATM tuvo una gran difusión, siendo el túnel de Schwaikheim (Bowers 1967) en Alemania el primero en construirse de este modo.

En 1969 se construía en Frankfurt el primer túnel en suelos blandos siguiendo el NATM. Le siguieron una serie de túneles alpinos en roca en la Arlberg Expressway entre 1973 y 1978. Entre los años 70 y 80 el NATM fue usado extensivamente para la construcción de los metros de Viena, en terrenos blandos y con importantes efectos del agua, Bochum, Frankfurt, Munich, Nuremberg y Stuttgart en Alemania. [8]

Otros túneles en terrenos blandos fueron construidos mediante el NATM, como los de la autopista de Hanover-Würzberg , que en 120 km discurre a través de 65 túneles gemelos de los que, según informó Wallis en 1990, sufrieron un colapso cada 10 km. aproximadamente.

Destacables son las grandes secciones de 160 m² ejecutadas por este método en el metro de Bilbao, el túnel de Montemor en Lisboa, de 20 m. de ancho por 9.8 m. de altura, entre muchos otros ejemplos.

2.1.3. Fallos del Nuevo Método Austriaco

Durante la aplicación del Nuevo Método Austriaco han sucedido en ocasiones determinados fallos que han mermado la reputación de este método.

Según el informe del HSE (Health for Safety Executive) de 1996, encargado tras el accidente del 21 de octubre de 1994 en Heathrow, se habían producido 39 accidentes muy graves desde la introducción del método [9] [10].

Según el mismo informe, el incremento de los fallos se atribuía a los siguientes factores:

- El aumento del número de aplicaciones, cuestión puramente estadística.
- Baja cualificación de las personas que ejecutan el túnel.
- Exceso de confianza en el método.
- Mala gestión de los problemas.
- Problemas inherentes con el NATM.

, apuntando como causas principales a:

- Problemas geológicos impredecibles.
- Errores de planificación y especificación.
- Errores de cálculo.
- Errores constructivos.
- Errores en el control y en la gestión.

El informe de la HSE diferencia tres tipos de fallos a la hora de clasificar los accidentes:

Tipo A. Fallos en el frente del túnel, previo al sostenimiento primario.

Tipo B. Fallos en el sostenimiento primario.

Tipo C. Fallos en otra parte del túnel. (Emboquilles, galerías, pozos,...)

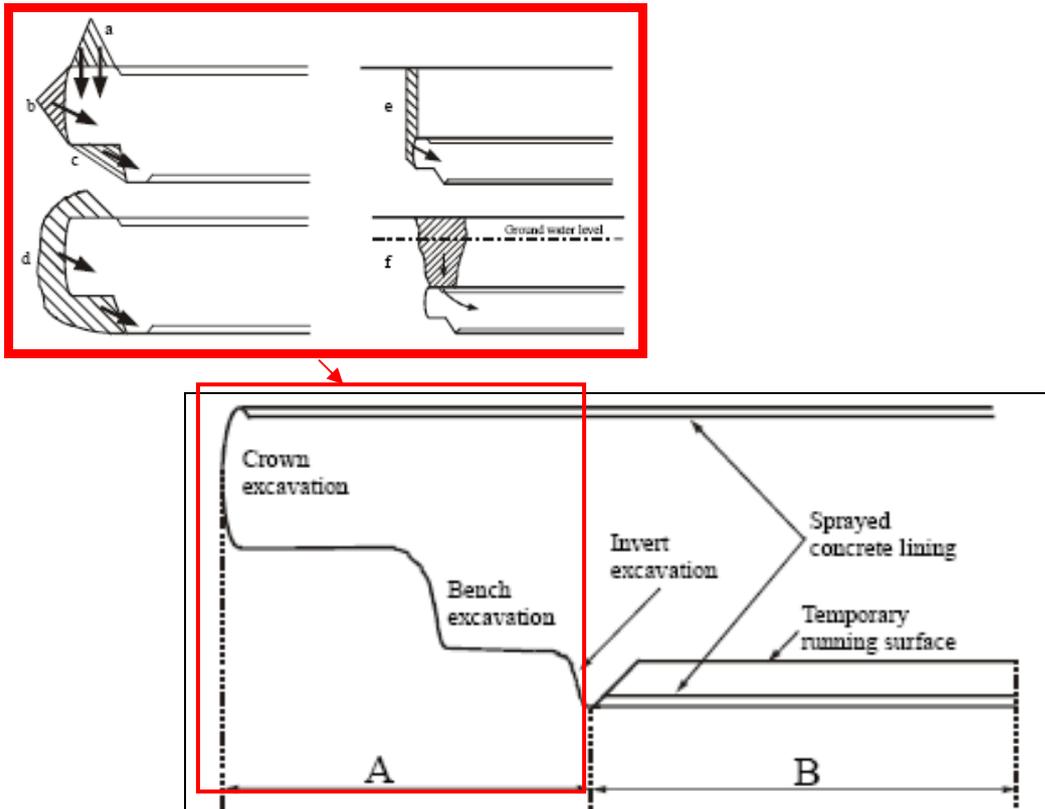


Fig. 2.1. Localización del colapso y detalle del tipo de colapso en el frente [11].

La relación de accidentes se detalla a continuación:

Tabla 2.1. Accidentes con el NATM a nivel mundial. [11].

Date and location of Collapses	Location	Project	Urban or Rural	Consequences
October 1973, A*	Paris, France	Rail	?	?
13 November 1984, A	Landrücken tunnel, Germany	Rail	Rural	?
1984, A, B*	Bochum Metro, Germany (1)	Rail	Urban	Urban disruption
17 January 1985, A	Richthof Tunnel, Germany	Rail	Rural	?
1985, A	Bochum Metro, Germany (2)	Metro	Urban	Urban disruption
August 1985, A	Kaiserau Tunnel, Germany	Rail	Rural	
17 Feb. 1986, A	Krieberg Tunnel, Germany	Rail	Rural	Large surface damage
Before 1987, A, C	Munich Metro, Germany (6 major collapses)	Metro	Urban	Urban disruption, excavator buried
8 Jan 1989, A	Karawanken tunnel, Austria/Slovenia	Road	Rural	
27 Sep. 1991	Kwachon Tunnel, Korea	Metro	Rural	
17 November 1991, A	Seoul Metro, Korea	Metro	Urban	Fractured gas main
27 November 1991, A	Seoul Metro, Korea	Metro	Urban	Substantial urban disturbance
1992	Fungata Tunnel, Japan	Road	Rural	
12 Feb. 1992, C	Seoul Metro, Korea	Metro	Urban	Utilities broken, traffic problem
30 June 1992, A	Lambach Tunnel, Austria	Rail	?	
7 January 1993, A	Seoul Metro, Korea	Metro	Urban	Road disruption
2 February 1993, A	Seoul Metro, Korea	Metro	Urban	Loss of construction plant
Feb/March 1993, A	Seoul Metro, Korea	Metro	Likely urban	
March 1993, A	Chungho Tunnel, Taipei, Taiwan	Road	Rural	
November 1993, A	Road tunnel in Sao Paulo, Brazil	Metro	Urban	Huge Urban disruption
30 July and 1 August 1994, A	Montemor Road tunnel, Portugal	Road	Urban	
August 1994, A	Galgenberg Tunnel Austria	?	? Rural	One death
20 Sept. 1994, A	Munich Metro, Germany	Metro	Urban	4 deaths and 27 injuries, urban disruption
21 October 1994, C	Heathrow Airport London	Metro	Urban	Urban disruption

El accidente ocurrido el 21 de octubre de 1994 en las obras de la estación de la línea del nuevo Heathrow Express, ha supuesto un punto de inflexión en la utilización del método, llamado a ser como uno de los peores desastres ingenieriles de la historia de Gran Bretaña. La estación comprendía dos túneles paralelos a cada lado de un túnel central que partía de un pozo central.

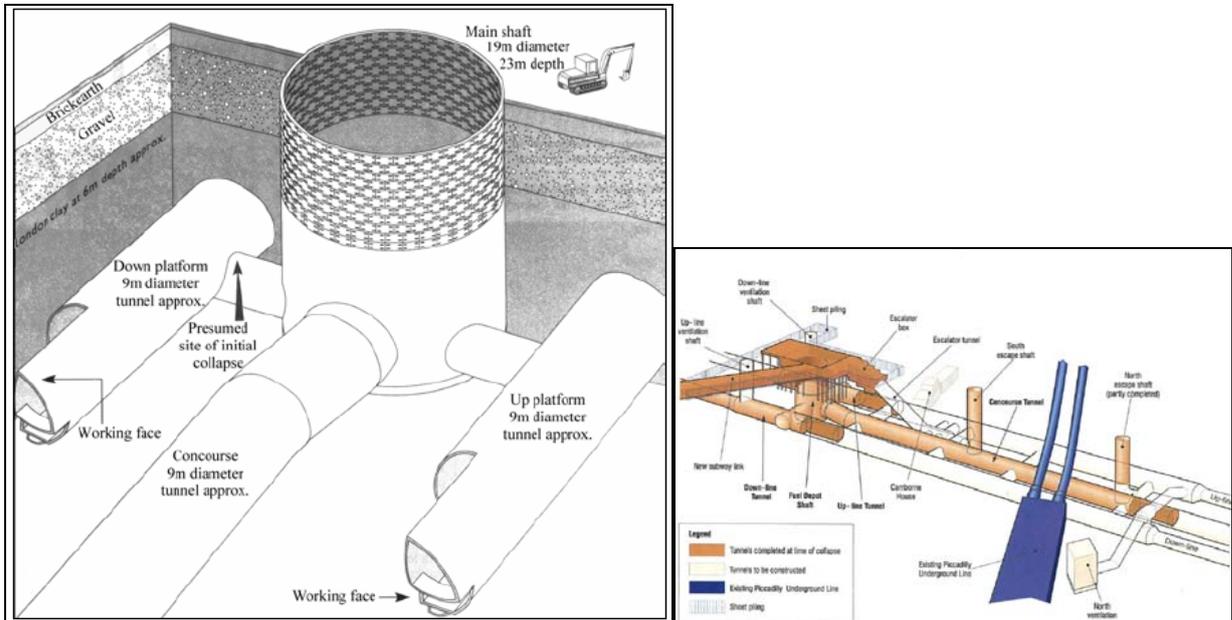


Fig. 2.2. Croquis 1 del accidente de Heathrow.

El accidente tuvo la característica de no producirse en el frente de avance del túnel sino en una de las conexiones entre los túneles, donde se llevaban a cabo labores de reparación de la contrabóveda. Tras las investigaciones realizadas se pudo constatar que las medidas tomadas en los túneles ya avisaban con suficiente antelación de lo que se avecinaba sin que nadie las interpretara en el momento (la alarma se dio dos horas antes de producirse el fallo). Más aún se indicaba que el hormigón proyectado en la contrabóveda tenía espesores de 50 mm., donde debiera haber tenido 300 mm.

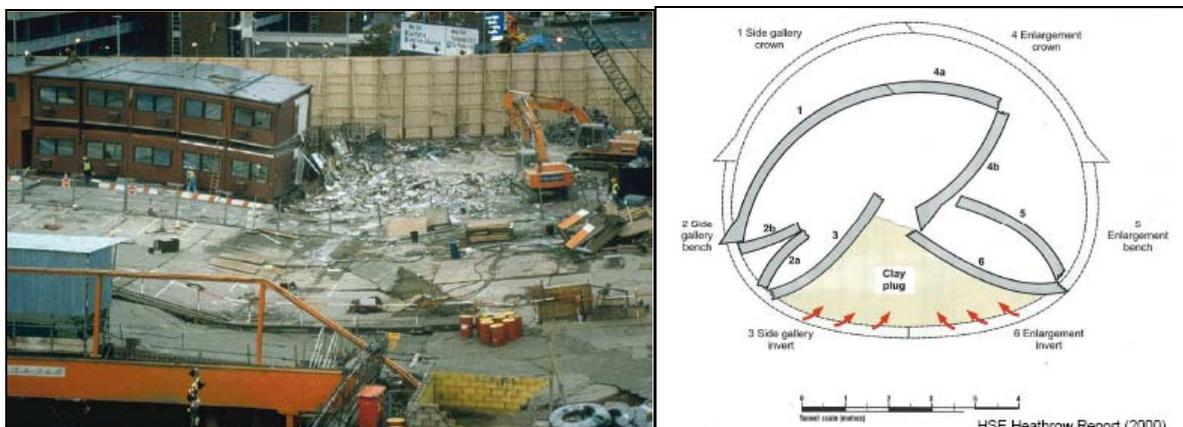


Fig. 2.3. Croquis 2 del accidente de Heathrow.

2.2. CONSTRUCCIÓN DE TÚNELES ADYACENTES A OTROS EXISTENTES.

En 1942 Terzagui y en 1965 Ward y Thomas fueron los primeros en tomar medidas y analizar la interacción existente entre túneles paralelos contruidos con un pilar de una anchura de 0.425 diámetros en las arcillas de Chicago y de 0.6 diámetros en la arcilla de Londres respectivamente. Se pudo comprobar la existencia de deformaciones radiales en el revestimiento del 0.1 y 0.12% del radio respectivamente.

Ghaboussi y Ranken (1977) investigaron la influencia de la anchura del pilar en la construcción de túneles paralelos usando un modelo bidimensional de elementos finitos con modelo elástico lineal, comprobando como la disminución de la anchura producía un aumento gradual de la tensión vertical y horizontal en el pilar, siendo el desviador de tensiones casi independiente de la anchura. Sus resultados mostraban como **para una anchura de pilar aproximadamente dos veces mayor que el diámetro del túnel los desplazamientos en cada túnel se independizaban.**

[12] Adachi et al.(1993) llevaron a cabo estudios bidimensionales para investigar el comportamiento de túneles someros en arenas, determinando que el ratio cobertera/anchura del pilar era un parámetro de gran utilidad para evaluar la interacción entre túneles, creciendo la interacción a menor ratio. Mediante los resultados de elementos finitos de Hoyaux y Ladanyi (1970), Fujita y Fang et al., se concluyó que el principio de superposición se puede aplicar para estimar asientos en túneles paralelos si el ratio (distancia entre diámetros / diámetros (o profundidad)) era superior a 2.7.

En el año 2002, Chapman et al. [13], llevaron a cabo una serie de análisis bidimensionales en elementos finitos para estudiar los asientos sobre múltiples túneles cercanos en la arcilla de Londres, determinando que el asiento sobre un segundo túnel muy cercano al primero no era predicho de manera correcta con los métodos empíricos convencionales basados en la distribución en campana de Gauss.

Addenbrooke y Potts (1996) [14] analizaron mediante modelos de elementos finitos construcciones de túneles gemelos. Modelizando el terreno como una arcilla de Londres (comportamiento elástico no lineal) en bidimensional, llegaron a la conclusión de que la forma de un asiento se asemejaba a una forma ondulada con máximo asiento en el eje del túnel existente. Sin embargo la asunción de superposición de asientos no era correcta. Con una anchura de pilar menor a un diámetro, la excentricidad del asiento máximo era aproximadamente igual al doble de esa anchura de pilar (200%) y esa excentricidad disminuía a menos de un 25% de la anchura del pilar cuando ésta superaba varios diámetros. Adicionalmente, determinaron que al construir el segundo túnel el primero se deformaba de manera que se achataba (aumentaban las dimensiones en sentido horizontal y disminuían en vertical).

El mismo Addenbrooke, et al. (1997) [15] presentaron la importancia de la modelización elástica no lineal en bidimensional y el efecto de introducir un módulo cortante bajo para la predicción de asientos en superficie. La introducción de éste módulo de cortante anisótropo

mejoraba significativamente la predicción en túneles sencillos. Sin embargo, para túneles gemelos, sobreestimaba el área de influencia del túnel pero infravaloraba el asiento en magnitud. Se lograba reproducir la asimetría de los asientos pero sobrevaloraba aquellos relativos al primer túnel.

Kim et al (1998) desarrollaron una serie de modelos experimentales en túneles cercanos con arcilla sobreconsolidada, con un ratio OCR igual a tres. Se construyeron tres túneles en el que dos nuevos eran paralelos a uno existente o perpendiculares. Se llegó a la conclusión de que la interacción dependía en gran medida de la redistribución previa de tensiones, siendo la interacción entre mecanismos extremadamente compleja.

Se puede concluir que:

- 1) Los estudios realizados hasta esta fecha en relación a la interacción entre túneles son escasos y poco concluyentes y todos ellos más centrados en predecir asientos y en túneles en suelos. [16], [17], [18].
- 2) En lo concerniente a interacción de túneles en roca construidos según el NATM, como es el caso que nos ocupa se ha investigado muy poco, incluso con la aparición de los modelos numéricos tridimensionales. [19], [20], [21], [22]

2.3. CONTROL DE LA INTERACCIÓN DEL NUEVO TÚNEL SOBRE EL TÚNEL EXISTENTE

El control y vigilancia del túnel existente es de vital importancia cuando se espera que la construcción de un nuevo túnel en las proximidades pueda ejercer cierta interacción sobre éste, especialmente si, como suele ser normal, este se encuentra en servicio.

Los métodos de auscultación en túneles en servicio suelen basarse fundamentalmente en el control de las vibraciones, especialmente si el nuevo túnel se ejecuta mediante perforación y voladura, y en una inspección visual detallada del revestimiento del túnel existente posterior a cada pega ejecutada.

Métodos de auscultación más intensivos y propios de la auscultación del túnel en ejecución como es el control de convergencias en el túnel existente, control de presiones en el revestimiento, ...etc., no se suelen emplear a menos que de la inspección visual se derive un problema localizado, ni siquiera en los entronques con nuevas galerías de conexión. En estos casos, estaría justificada la introducción de por ejemplo células de presión o extensómetros de varillas, aunque la instalación en un túnel ya construido puede ser más compleja.

En este aspecto, el accidente de la Heathrow Express en 1994 no supuso un cambio en el enfoque de este ámbito, si bien se recomienda a partir de entonces, en caso de ser estructuras muy cercanas, un control intensivo de las convergencias, bien sea con cinta extensiométrica, nivelación de precisión y electro nivelación (medición remota). Estos últimos fueron descritos con profusión por Price et al (1996).

Respecto al control de vibraciones, el criterio a seguir es el de cuantificar los niveles de vibración obtenidos en las voladuras registradas, y verificar que dichos niveles están dentro de los límites establecidos por la actual normativa vigente (UNE 22.381.93).

El criterio de prevención de daños contenido en la **NORMA UNE 22.381** “Control de vibraciones producidas por voladuras” establece un nivel de seguridad es función de:

- la frecuencia principal.
- la velocidad de vibración.
- la estructura considerada. (en el caso de túneles en servicio se suele enmarcar en el Grupo I)

Los tipos de estructuras objeto de la presente Norma son exclusivamente clasificables en los siguientes grupos:

- Grupo I: Edificios y naves industriales ligeras con estructuras de hormigón armado o metálicas.
- Grupo II: Edificios de viviendas, oficinas, centros comerciales y de recreo. Estructuras de valor arqueológico o histórico que por su naturaleza no presenten especial sensibilidad a las vibraciones.
- Grupo III: Estructuras de valor arqueológico o histórico que por su naturaleza presenten especial sensibilidad a las vibraciones.

Los límites del criterio de prevención de daños son los siguientes:

Tabla 2.2. Criterio de prevención de daños por vibraciones.

VALORES LÍMITES DEL CRITERIO	FRECUENCIA (Hz)		
	2 - 15	15 - 75	>75
	VELOCIDAD (mm/s)	DESPLAZ. (m)	VELOCIDAD (mm/s)
GRUPO I	20	0.212	100
GRUPO II	9	0.095	45
GRUPO III	4	0.042	20

En los tramos de frecuencia comprendida entre 15 y 75 Hz, se podrá calcular la velocidad equivalente, v , a través de la ecuación:

$$v = 2 \pi f d,$$

siendo;
f: frecuencia
d: desplazamiento indicado en la tabla

Esta tabla expresada en forma de gráfico, queda como sigue:

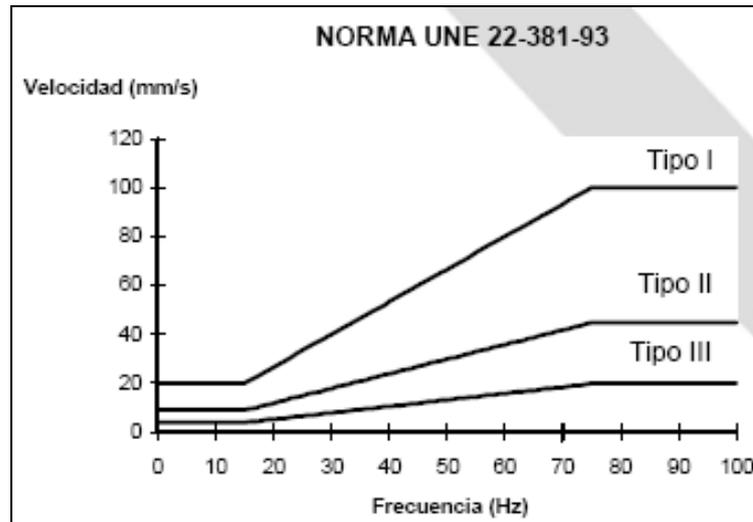


Fig. 2.4. Criterio de daños. Control de vibraciones.

Para realizar este control se utiliza un sismógrafo que se sitúa junto al hastial más próximo a las voladuras del actual túnel, a una distancia que oscila entre los 20 y 30 metros aproximadamente del frente de las voladuras. Dicha variación de las distancias es función de los avances en el frente

Si las lecturas tomadas se encuentran por debajo de las curvas presentadas en el anterior gráfico, se considera que las vibraciones son lo suficientemente bajas como para no perjudicar a la estructura existente, no siendo necesario el corte del servicio durante la ejecución de las voladuras.

2.4. CÁLCULO DE TÚNELES

2.4.1. Comportamiento de los macizos rocosos:

Cuando se quiere estudiar el comportamiento de un macizo rocoso, para ver su respuesta ante la ejecución de un determinado tipo de excavación que origina un cambio en el campo tensional, es importante plantear un modelo constitutivo adecuado de forma que el macizo trabaje como medio continuo o discontinuo.

A la hora de modelizarlos se puede considerar distintos tipos:

- Macizo rocoso masivo: medio continuo con las propiedades de la roca sana.
- Macizo rocoso fracturado: medio con las propiedades de la roca sana atravesada por juntas con propiedades conocidas, aunque su localización solo se conoce estadísticamente.
- Macizo rocoso muy fracturado: únicamente se puede considerar como medio continuo con propiedades medias obtenidas a partir de las propiedades de la roca sana y de las

propiedades de las discontinuidades (a través de índices de calidad). Se toma un medio continuo equivalente de forma que los desplazamientos y tensiones del medio fracturado coincidan con los desplazamientos y tensiones del medio sin fracturas con las propiedades mecánicas deterioradas.

Criterios de rotura:

De las dos variables que definen el comportamiento de la roca, tensión y deformación, la primera es la mayormente aceptada para formular los criterios de rotura.

En cualquier punto de las proximidades de la excavación el campo tensional del terreno que rodea a la cavidad se ve afectado. Este campo tensional se puede describir por medio de seis tensiones, tres normales ($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$) y tres tangenciales ($\tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz}$) o por medio de las tensiones principales ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$). En estas tensiones se suelen formular los criterios de rotura empleados para estimar la estabilidad de la excavación.

El criterio de rotura se define como la superficie límite expresada en coordenadas de tensiones principales $f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0$, de forma que cualquier punto, en que sus tensiones principales caigan en esta superficie o fuera de ella, rompe. Debido a las limitaciones físicas existentes en la fase experimental, los criterios de rotura se suelen expresar en dos dimensiones al indicar la relación de tensiones existente entre las tensiones principal mayor y la menor, ya que la influencia de la tensión intermedia sobre la rotura es pequeña. Sin embargo, algunos autores como Pan-Hudson (1988) proponen una variación tridimensional del criterio de rotura de Hoek-Brown considerando la influencia de la tensión intermedia.

Diferenciando para roca intacta o para macizo rocoso, por orden cronológico los criterios son:

- | | |
|--------------------------------------|--|
| 1) Balmer (1952), Sheoreyetal (1989) | $\sigma_1 = \sigma_c \left(1 + \frac{\sigma_3}{\sigma_t} \right)^b$ |
| 2) Fairhurst (1964) | $(\sigma_1 - \sigma_3)^2 = a + b(\sigma_1 + \sigma_3)$ |
| 3) Hobbs (1964) | $\sigma_1 = \sigma_c + \sigma_3 + a\sigma_3^b$ |
| 4) Murrel (1965) | $\sigma_1 = \sigma_c + a\sigma_3^b$ |
| 5) Bodonyi (1970) | $\sigma_1 = \sigma_c + a\sigma_3^b$ |
| 6) Franklin (1971) | $\sigma_1 = \sigma_3 + a(\sigma_1 + \sigma_3)^b$ |
| 7) Bieniawski (1974), Yudhbir (1983) | $\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = a + b \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right)^b$ |

- | | |
|-------------------------|---|
| 8) Hoek & Brown (1980) | $\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2}$ |
| 9) Rammamurthy (1985) | $\sigma_1 = \sigma_3 + a\sigma_3 \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_3}\right)^b$ |
| 10) Yoshida (1990) | $\sigma_1 = \sigma_3 + a\sigma_c \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s\right)^b$ |
| 11) Hoek & Brown (1997) | $\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s\right)^a$ |

En estas ecuaciones (a), (b), (m) y (s) son constantes que se determinan con la resistencia a compresión uniaxial (σ_c) y la resistencia a tracción (σ_t) mediante curvas obtenidas a partir de ensayos de laboratorio.

Los criterios 3), 4), 7) y 9) vienen expresados para la región de compresión del criterio de rotura y no existen en el cuadrante de tracción, aunque lo ideal es que un criterio de rotura se aplique en ambas zonas. Un criterio de rotura compresivo puede utilizarse cuando se desarrollan en la estructura rocosa tensiones de compresión. El criterio de Bodonyi es equivalente al criterio de Mohr-Coulomb lineal. Los criterios de Bieniawski-Yudhbir, Ramammurthy y Hoek-Brown se utilizan tanto para roca intacta como para macizo rocoso.

Cuando se determina el criterio de rotura que sigue el macizo donde se quiere realizar la excavación hay que distinguir entre varios casos, que siga un comportamiento elástico, elasto-plástico, visco-elástico o visco-plástico.

Comportamiento elástico:

Todos los materiales tienen ciertas propiedades elásticas, es decir, si una fuerza externa produce una deformación de la estructura que no excede un cierto límite, la deformación desaparece cuando lo hace la fuerza que la origina.

La relación entre las componentes de la tensión y de la deformación se establece experimentalmente mediante la ley de Hooke. En un material isótropo las tensiones normales no producen deformación de los ángulos de un elemento. La magnitud de la unidad de elongación de dicho elemento viene dada por:

$$\epsilon_x = \frac{\sigma_x}{E}$$

, siendo E el módulo de elasticidad o de Young. El alargamiento en la dirección x viene acompañado por contracciones laterales:

$$\epsilon_y = -\nu \frac{\sigma_x}{E} \quad \epsilon_z = -\nu \frac{\sigma_x}{E}$$

, donde ν es una constante denominada coeficiente de Poisson, de carácter adimensional, con valores entre 0 y 0.5 de forma que cuando su valor se acerca a 0,5 el material tiende a ser incompresible. Estos dos parámetros (E) y (ν) se obtienen a partir de ensayos de compresión uniaxial sobre probeta cilíndrica. También se pueden considerar los parámetros de Lamé (λ y μ), el módulo de rigidez o de “bulk” (b) y el módulo cortante (G), todos ellos relacionados entre sí:

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad \mu = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

$$b = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad G = \mu.$$

Criterio de rotura de Mohr-Coulomb

El criterio de rotura de Coulomb (1773) describe las condiciones de rotura al corte de una roca mediante la relación existente entre las tensiones de cortante (τ) y normal (σ) asociadas a la superficie de rotura y puede expresarse como:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

, donde c es la cohesión y (ϕ) el ángulo de rozamiento interno.

El criterio de Mohr (1900) es más general que el criterio lineal de Coulomb ya que representa la curva que engloba a los círculos de Mohr que representan el estado tensional del material para diferentes estados de rotura. La relación entre (τ) y (σ) viene representada por una curva de tipo parabólico que divide el plano en dos zonas, de forma que el estado tensional del material representado por un círculo situado completamente en el interior de la envolvente indica que el material no rompería. Cuando el círculo es tangente a la envolvente, el material romperá por un plano que forma un ángulo mitad al que forma la recta que une el centro del círculo con el punto tangente. Cuando el círculo es secante, en la zona exterior a la misma se han superado las tensiones límites del material y éste romperá; es imposible la existencia de un círculo de este tipo.

Expresándolo en forma de tensiones principales el criterio de Mohr-Coulomb tomaría la forma:

$$\sigma_1 = K_p \sigma_3 + \sigma_c$$

$$, \text{ con } \sigma_c = 2c\sqrt{K_p} \text{ y } K_p = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi}$$

, donde (K_p) es el coeficiente pasivo de empuje de tierras y (σ_c) es la resistencia a compresión del material.

Debido a las heterogeneidades de la roca, el conjunto de círculos de Mohr, que se obtendrían en un ensayo de compresión triaxial, no se puede expresar matemáticamente como una familia de

curvas en función de un parámetro. Por eso se aproxima a una recta, denominada recta de Coulomb, suponiendo que la recta ajustada a los máximos de los círculos y la envolvente de Mohr-Coulomb se cortan en un punto situado sobre el eje de abscisas.

Criterio de rotura de Griffith

Griffith (1924) desarrolla un criterio basado en el supuesto de que la rotura ocurre alrededor de las micro-fracturas elípticas predominantes en la roca cuando la máxima tensión de tracción excede la resistencia de la roca. Si σ_1 y σ_3 son las tensiones principales y σ_t la resistencia a tracción del material, el criterio puede escribirse como:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 = 8\sigma_t(\sigma_1 + \sigma_3) \quad \sigma_1 + 3\sigma_3 > 0$$

$$\sigma_3 = -\sigma_t \quad \sigma_1 + 3\sigma_3 < 0$$

McClintock y Waish (1962) sugieren que el criterio de las juntas de Griffith puede aproximarse a la tensión de compresión σ_c aplicado en el infinito. Esto incluye un efecto de resistencia al deslizamiento en el criterio modificado.

Criterio de rotura de Drucker-Prager

En este criterio de plasticidad, el vector de tensiones generalizado tiene dos componentes: la tensión tangencial (τ) y la tensión normal (σ), definidas como:

$$\tau = \sqrt{\frac{1}{2}s_{ij}s_{ij}}\sqrt{J_2}$$

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} = \frac{I_1}{3}$$

, donde s_{ij} es el tensor desviador de tensiones, I_1 es el primer invariante del tensor de tensiones y J_2 es el segundo invariante del tensor desviador de tensiones. La envolvente de tensiones $f(\sigma, \tau) = 0$ se define para el criterio de rotura de Drucker-Prager ($f^s = 0$) con:

$$f^s = \tau - q_\phi \sigma - k_\phi$$

, donde q_ϕ y k_ϕ son constantes materiales que se obtienen a partir de la cohesión y de la fricción.

El criterio de rotura expresado representa en el espacio de tensiones principales tridimensional un cono con eje a lo largo de σ_1 , σ_2 y σ_3 (coincidente con el estado tensional hidrostático) y vértice en el punto $\{\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3\} = (a, a, a)$, con $a = k_\phi/q_\phi$. El criterio de rotura de Mohr-Coulomb, que está caracterizado por los parámetros cohesión c y fricción Φ , se representa por una pirámide hexagonal irregular con el mismo eje que el cono de Drucker-Prager y puede ser inscrita o circunscrita al cono.

En el caso de que el cono esté circunscrito a la pirámide del criterio de rotura de Mohr-Coulomb, los parámetros del criterio de rotura de Drucker-Prager se obtienen como:

$$q_\phi = \frac{6 \operatorname{sen}(\phi)}{\sqrt{3}(3 - \operatorname{sen}(\phi))} k_\phi \quad k_\phi = \frac{6c \cos(\phi)}{\sqrt{3}(3 - \operatorname{sen}(\phi))}$$

Si el cono está inscrito, los parámetros toman la forma:

$$q_\phi = \frac{6 \operatorname{sen}(\phi)}{\sqrt{3}(3 + \operatorname{sen}(\phi))} k_\phi \quad k_\phi = \frac{6c \cos(\phi)}{\sqrt{3}(3 + \operatorname{sen}(\phi))}$$

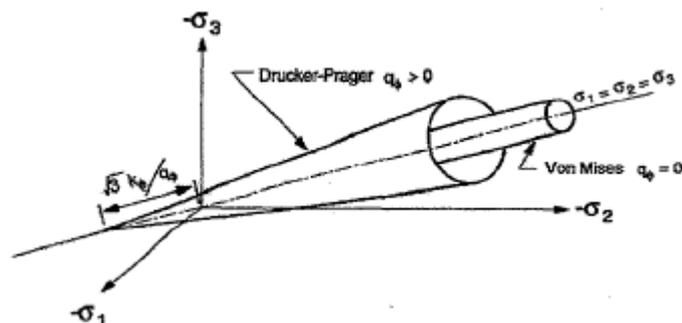


Fig. 23. Representación gráfica en el espacio de tensiones principales de los criterios de rotura de Drucker-Prager y Von Mises.

En el caso particular de que $q_\phi = 0$, el criterio de Drucker-Prager degenera en el criterio de Von Mises (1913):

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 = 8c^2$$

, que corresponde a un cilindro en el espacio de tensiones principales. De la misma forma existe un caso especial del criterio de Mohr-Coulomb que es el criterio de Tresca (1864) cuando $\Phi = 0$:

$$\sigma_1 = \sigma_3 - \sigma_c$$

, y que en el espacio de tensiones principales corresponde a un prisma hexagonal regular.

Al igual que ocurre con el cono de Drucker-Prager y la pirámide de Mohr-Coulomb, el cilindro de Von Mises circunscribe al prisma para:

$$q_\phi = 0 \quad k_\phi = \frac{2c}{\sqrt{3}}$$

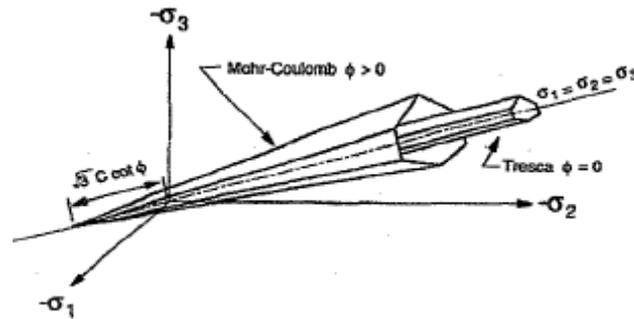


Figura 24. Representación gráfica en el espacio de tensiones principales de los criterios de rotura de Mohr-Coulomb y Tresca.

Criterio de rotura de Hoek-Brown

Hoek y Brown (1980, 1980) propusieron un método para estimar la resistencia de las juntas de los macizos rocosos basados en la evaluación de las uniones entre los bloques de roca y las condiciones de la superficie entre los bloques. Este criterio viene expresado por:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2}$$

, donde σ_1 es la tensión principal mayor en la rotura, σ_3 es la tensión principal menor aplicada a la muestra, σ_c es la resistencia a compresión simple de la roca y m y s son constantes que dependen de la roca y del macizo rocoso.

Empirical failure criterion $\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sqrt{m\sigma_{u(r)}\sigma'_3 + s\sigma_{u(r)}^2}$ σ'_1 = major principal effective stress σ'_3 = minor principal effective stress $\sigma_{u(r)}$ = uniaxial compressive strength of intact rock, and <i>m</i> and <i>s</i> are empirical constants.			CARBONATE ROCKS WITH WELL DEVELOPED CRYSTAL CLEAVAGE <i>dolomite, limestone and marble</i>	LITHIFIED ARGILLACEOUS ROCKS <i>mudstone, siltstone, shale and slate (normal to cleavage)</i>	ARENACEOUS ROCKS WITH STRONG CRYSTALS AND POORLY DEVELOPED CRYSTAL CLEAVAGE <i>sandstone and quartzite</i>	FINE GRAINED POLYMINERALIC IGNEOUS CRYSTALLINE ROCKS <i>andesite, dolerite, diabase and rhyolite</i>	COARSE GRAINED POLYMINERALIC IGNEOUS & METAMORPHIC CRYSTALLINE ROCKS – <i>amphibolite, gabbro gneiss, granite, norite, quartz-diorite</i>
INTACT ROCK SAMPLES <i>Laboratory size specimens free from discontinuities</i>	m s	7.00 1.00	10.00 1.00	15.00 1.00	17.00 1.00	25.00 1.00	
VERY GOOD QUALITY ROCK MASS <i>Tightly interlocking undisturbed rock with unweathered joints at 1 to 3 m.</i>	m s	2.40 0.082	3.43 0.082	5.14 0.082	5.82 0.082	8.56 0.082	
GOOD QUALITY ROCK MASS <i>Fresh to slightly weathered rock, slightly disturbed with joints at 1 to 3 m.</i>	m s	0.575 0.00293	0.821 0.00293	1.231 0.00293	1.395 0.00293	2.052 0.00293	
FAIR QUALITY ROCK MASS <i>Several sets of moderately weathered joints spaced at 0.3 to 1 m.</i>	m s	0.128 0.00009	0.183 0.00009	0.275 0.00009	0.311 0.00009	0.458 0.00009	
POOR QUALITY ROCK MASS <i>Numerous weathered joints at 30–500 mm, some gouge. Clean compacted waste rock</i>	m s	0.029 0.000003	0.041 0.000003	0.061 0.000003	0.069 0.000003	0.102 0.000003	
VERY POOR QUALITY ROCK MASS <i>Numerous heavily weathered joints spaced <50 mm with gouge. Waste rock with fines.</i>	m s	0.007 0.0000001	0.010 0.0000001	0.015 0.0000001	0.017 0.0000001	0.025 0.0000001	

* CSIR Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization (Bieniawski, 1974).

† NGI Norway Geotechnical Institute (Barton, 1974).

Fig.2.5. Tabla que relaciona el índice de calidad de la roca con la litología. Para cada caso se señalan los valores de *m* y *s* respectivamente (Bieniawski, 1974)

Posteriormente este criterio ha sufrido diversas modificaciones (Hoek 1983, Hoek y Brown 1988). Basándose en las experiencias realizadas en distintos proyectos los autores presentan

unas relaciones entre los parámetros m y s y el índice RMR_{76} (“Rock Mass Rating”) de Bieniawski, tanto para macizo rocoso sano, como para macizo rocoso alterado. En 1995 Hoek y otros introducen el criterio de rotura de Hoek-Brown generalizado:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a$$

, donde σ_1 y σ_3 son las tensiones efectivas máxima y mínima en la rotura, m_b es el parámetro m del macizo rocoso alterado, s y a son constantes que dependen de las características del macizo rocoso y σ_c es la resistencia a compresión uniaxial de las muestras de roca intacta.

Se aplica para macizos rocosos fracturados donde se pone de manifiesto la relación entre los parámetros m y s con el GSI (Geological Strength Index) en lugar de con el RMR.

El GSI proporciona un sistema para estimar la disminución de la resistencia del macizo rocoso en diferentes condiciones geológicas. Puede estimarse a partir de la estructura y condiciones superficiales del macizo rocoso. Este índice es adimensional y toma valores que oscilan entre 0 y 100. Los valores próximos a 10 corresponden a macizos de muy mala calidad y cuando toma el valor 100 se tienen macizos de calidad excelente (resistencia del macizo igual a la de la roca intacta). En función del GSI, se calculan diferentes parámetros del criterio.

Este índice, m_b se obtiene de:

$$m_b = m_i e^{\left(\frac{GSI-100}{28}\right)}$$

Para $GSI < 25$ (macizos rocosos de calidad muy mala) se aplica:

$$s = 0 \quad a = 0,65 - \frac{GSI}{200}$$

Para $GSI > 25$ (macizos rocosos de calidad mala a buena) los valores de s y a dados se obtienen de:

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9}\right)} \quad a = 0,5$$

El criterio de rotura de Hoek-Brown, que asume comportamiento de las rocas y del macizo rocoso isótropo, solo debe aplicarse a macizos rocosos en los que exista un número suficiente de discontinuidades no muy espaciadas, con similares características superficiales. Cuando la estructura analizada es grande en comparación con el tamaño del bloque, la roca puede tratarse como un material de Hoek-Brown.

Cuando el tamaño del bloque es del mismo orden que la estructura analizada o cuando un conjunto de discontinuidades es significativamente más débil que los otros, el criterio de Hoek-Brown no debe utilizarse. En estos casos, hay que analizar la estabilidad de la estructura considerando mecanismos de rotura que impliquen deslizamientos o rotación de bloques y cuñas definidas por la intersección de formas estructurales. En el caso de macizos claramente

estratificados, cuyo comportamiento está fijado por una única familia de discontinuidades, sería más acertado utilizar otros criterios que simulen dos comportamientos diferentes según la rotura se produzca a través de las discontinuidades o del propio material.

El criterio de Hoek-Brown suele aplicarse en la práctica para definir el estado tensional bajo el cual el macizo rocoso se deformará inelásticamente y colapsará si no tiene un sostenimiento adecuado. Aunque este criterio se ha utilizado en un gran número de proyectos existen algunas incertidumbres e imprecisiones para su incorporación en programas de modelización de equilibrio límite en taludes. Por ello Hoek y otros (2002) proponen una modificación del criterio de Hoek-Brown en función del parámetro D que recoge el grado de alteración del macizo rocoso debido a las voladuras y a la relajación de tensiones. El criterio de Hoek-Brown generalizado es:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a$$

, donde
$$m_b = e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)}$$

, s y a son constantes para el macizo rocoso y viene dados por las expresiones:

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}(e^{-GSI/15} - e^{20/3})$$

El valor del parámetro D se estima en túneles y excavaciones subterráneas según el macizo rocoso:

- Voladura con excelente control o excavación mecánica con TBM con una perturbación mínima del macizo rocoso que rodea al túnel: D = 0.
- Excavación mecánica o manual en macizos rocosos de mala calidad con una perturbación mínima del macizo rocoso que rodea al túnel: D = 0.
- Problemas de "squeezing" o flujo de roca que den lugar a la elevación de la solera. Si se coloca un sostenimiento temporal de la misma se utiliza el D del caso anterior. D = 0,5.
- Voladuras poco cuidadosas en macizos rocosos duros, que den lugar a daños en el macizo que se extienden entre 2 y 3 m hacia su interior: D = 0,8.

Obtención de los parámetros de Mohr-Coulomb a partir del criterio de Hoek-Brown:

La mayoría de los programas de modelización de geotecnia utilizan el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, en el que la resistencia de la roca se define mediante la cohesión c y la fricción (Φ), de ahí que sea importante definir la envolvente de Mohr-Coulomb a partir de los parámetros de Hoek-Brown. Como no existe una correlación directa entre ambos criterios, la

obtención de los valores de la cohesión y la fricción para un macizo rocoso evaluado como un material de Hoek-Brown resulta un problema complicado.

Según Hoek-Brown (1997) la aproximación más rigurosa es la desarrollada por J.W. Bray, donde a partir de los resultados de ensayos triaxiales (σ_1, σ_3) usando las ecuaciones se obtienen las tensiones normal σ_n y cortante τ y mediante regresión lineal los valores de c y Φ para el macizo rocoso.

$$\sigma_n = \sigma_3 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\frac{\delta\sigma_1}{\delta\sigma_3} + 1}$$

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \sqrt{\frac{\delta\sigma_1}{\delta\sigma_3}}$$

Para $GSI > 25$, cuando $a = 0,5$:

$$\frac{\delta\sigma_1}{\delta\sigma_3} = 1 + \frac{m_b \sigma_c}{2(\sigma_1 - \sigma_3)}$$

Para $GSI < 25$, cuando $s = 0$:

$$\frac{\delta\sigma_1}{\delta\sigma_3} = 1 + am_b^a \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right)^{a-1}$$

Los valores de c y Φ obtenidos de esta manera son muy sensibles al rango de valores de la tensión de confinamiento σ_3 usado para realizar los ensayos triaxiales. Los resultados más consistentes son los obtenidos utilizando ocho valores equiespaciados de la tensión de confinamiento dentro del rango $0 < \sigma_3 < 0.25 \cdot \sigma_c$.

Sofianos y Halakatevakis (2002) sugieren un método para evaluar los parámetros resistentes equivalentes c y Φ de Mohr-Coulomb a partir de los parámetros resistentes de Hoek-Brown para túneles con un $GSI > 25$.

$$\text{sen } \phi = \frac{\tan \psi - 1}{\tan \psi + 1} = \frac{2M - \sqrt{s}}{2p_{0N} - \sqrt{s}}$$

$$c_N = \frac{c}{\sigma_{ci}} = \frac{C_0}{\sigma_{ci} 2\sqrt{\tan \psi}} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{s}{\tan \psi}}$$

, donde: el subíndice N indica que el valor está normalizado respecto a σ_{ci} y

$$M = \frac{1}{2} \sqrt{\left(\frac{m}{4}\right)^2 + m_b p_{0N} + s} - \frac{m_b}{8}$$

Sofianos (2003) presenta un método de evaluación de los parámetros resistentes de Mohr-Coulomb en macizos rocosos que satisfacen el criterio de Hoek-Brown generalizado ($a \neq 0$).

Estimación de propiedades del macizo rocoso:

Al modelizar el comportamiento de un macizo rocoso es muy importante definir adecuadamente las propiedades resistentes que definen su comportamiento.

Los parámetros que definen el criterio de Hoek-Brown se pueden estimar mediante ensayos de laboratorio sobre muestras de roca intacta, realizando un posterior ajuste para reducir la resistencia del macizo $\sigma_{cm} = \sigma_c s^a$ debido a la presencia de juntas y zonas de debilidad, siendo σ_{cm} la resistencia del macizo rocoso y σ_c la resistencia de la roca intacta. La condición de rotura según el criterio de Hoek-Brown para muestras de roca intacta en el caso particular de que $a = 0,5$, sigue la ley parabólica (Hoek y Brown 1980):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + 1}$$

, que también se puede escribir como:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 = m_i \sigma_c \sigma_3 + s \sigma_c$$

Para caracterizar la muestra de roca es necesario determinar los parámetros σ_c y m_i . Esto se hace mediante un análisis estadístico de los resultados (σ_1 y σ_3) obtenidos de ensayos triaxiales sobre "n" muestras de roca intacta. Las ecuaciones utilizadas son:

$$\sigma_c^2 = \frac{\sum(\sigma_1 - \sigma_3)^2}{n} - \frac{\sum(\sigma_3)}{n} \left(\frac{n \sum \sigma_3 (\sigma_1 - \sigma_3)^2 - \sum \sigma_3 (\sigma_1 - \sigma_3)^2}{n \sum \sigma_3^2 - (\sum \sigma_3)^2} \right)$$

$$m_i = \frac{1}{\sigma_c} \left(\frac{n \sum \sigma_3 (\sigma_1 - \sigma_3)^2 - \sum \sigma_3 (\sigma_1 - \sigma_3)^2}{n \sum \sigma_3^2 - (\sum \sigma_3)^2} \right)$$

Se puede evaluar un coeficiente de regresión r para estimar la bondad del ajuste de la aproximación parabólica.

$$r_{ca}^2 = \frac{(n \sum \sigma_3 (\sigma_1 - \sigma_3)^2 - \sum \sigma_3 (\sigma_1 - \sigma_3)^2)^2}{[n \sum \sigma_3^2 - (\sum \sigma_3)^2][n \sum (\sigma_1 - \sigma_3)^4 - (\sum (\sigma_1 - \sigma_3)^2)^2]}$$

Como la resistencia del macizo rocoso normalmente es menor que la resistencia de la roca intacta, el módulo de deformación del macizo también suele ser menor que el de la roca intacta. Bieniawski (1978) desarrolló una relación empírica para el módulo de deformación del macizo E_m (medido en GPa) basada en el RMR.

$$E_m(GPa) = 2RMR - 100$$

Serafin y Pereira (1983) propusieron una relación empírica para obtener el módulo de deformación del macizo rocoso a partir de la resistencia a compresión simple de la muestra de roca intacta y el valor del RMR_{76} de Bieniawski.

$$E_m(GPa) = 10^{\left(\frac{RMR-10}{40}\right)}$$

Afrouz (1992) publicó unas expresiones aplicables a macizos rocosos estratificados y relativamente poco resistente en las que el módulo de deformación del macizo rocoso se relaciona con el de la roca y con el RMR. Para a macizos rocosos con discontinuidades predominantemente horizontales y para macizos con juntas inclinadas de 45° a 60°:

$$E_{rm} = Ee^{(0,0217RMR-2,17)}$$

$$E_{rm} = Ee^{(0,0564RMR-5,64)}$$

Hoek-Brown (1997) proponen una relación entre el módulo de deformación y el GSI:

$$E_{rm}(GPa) = C(\sigma_c)10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)}$$

, donde:

$$C(\sigma_c) = \begin{cases} 1 & \text{si } \sigma_c \geq 100MPa \\ \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} & \text{si } \sigma_c \leq 100MPa \end{cases}$$

En el análisis de deformación elasto-plástico se utiliza más el módulo de cizalla o cortante G_m . Este se puede estimar a partir del módulo de deformación como se indicaba anteriormente.

Hoek y otros (2002) proponen una modificación de la ecuación anterior mediante la utilización del parámetro D:

$$E_{rm}(GPa) = \left[1 - \frac{D}{2}\right] C(\sigma_c)10^{(GSI-10)/40}$$

La complejidad de las trayectorias de tensiones en especial en zonas con geometría compleja, hace deseable el empleo de modelos elastoplásticos con reproducción del comportamiento no lineal en la fase elástico (del tipo hiperbólico).

En cuanto a los modelos para rocas el más frecuente es el que incluye el criterio de Hoek y Brown (1980).

2.4.2. Método de las curvas de convergencia-confinamiento

Introducción:

La determinación de las tensiones que ejerce el macizo sobre el sostenimiento, a menudo llamadas presiones del terreno, es un problema difícil. Su complejidad reside tanto en la definición de las leyes de comportamiento del terreno y del estado de las tensiones iniciales en el macizo, como también en la influencia de la forma del hueco, del método de excavación, del tipo de sostenimiento y del tiempo que pasa entre la fase de excavación y la aplicación de este sostenimiento.

Debido a estos fenómenos hay que realizar un estudio detallado del macizo rocoso para colocar un sostenimiento adecuado que permita una duración prolongada de la excavación.

Un sostenimiento debe cumplir tres reglas:

- Estabilizar la excavación a corto plazo a medida que se va avanzando.
- Soportar las presiones del terreno que pueden desarrollarse a largo plazo y que están vinculadas al comportamiento diferido del macizo.
- Limitar las deformaciones resultantes de la excavación para que sean compatibles con el fin último de la obra y la de otras obras tanto subterráneas como superficiales situadas en las proximidades.

Principios generales del método de convergencia-confinamiento

El problema del sostenimiento de un túnel tiene dos particularidades, la primera radica en que es esencialmente un problema tridimensional, por lo que cerca del frente del túnel los campos de tensiones y deformaciones tienen una forma compleja y la segunda es que es un problema relativo a la interacción entre dos estructuras diferentes con una geometría y comportamiento radicalmente distinto: el sostenimiento y el macizo rocoso.

Para el estudio de este sistema se usan distintos métodos que lo tratan como si fuera un problema de deformación plana. Uno de ellos es el método de convergencia-confinamiento propuesto en 1976 por Panet partiendo de los estudios llevados a cabo en materia de interacción suelo-sostenimiento por Lombardi (1973, 1974). Cuando el frente de avance tiene una geometría axisimétrica, el parámetro que mejor gobierna la interacción entre el sostenimiento y la roca es la convergencia del túnel en el momento de instalar el sostenimiento.

Basándose en el método de convergencia-confinamiento, Bemaud y Rousset (1996) propusieron el denominado 'nuevo método implícito', para el diseño de túneles en suelos cuyo comportamiento fuera elástico o elastoplástico. Su ventaja sobre el primero fue que consiguieron una aproximación más precisa al comportamiento acoplado entre suelo y sostenimiento. Los autores lo recomiendan para fines de predimensionamiento y para estudios de sensibilidad.

El método de convergencia-confinamiento está basado en dos supuestos: el campo de tensiones normal principal a lo largo del eje del túnel es una magnitud constante σ_0 , independiente de la orientación radial (estado de tensiones uniforme o hidrostático) y el túnel es de sección circular de radio R. La característica principal del método (Panet, 1995) es que sustituye un problema tridimensional por uno de deformaciones planas, en el que se aplica en la superficie interna del túnel una presión σ_i tal que:

$$\sigma_i = (1 - \lambda)\sigma^0$$

, siendo σ^0 el esfuerzo inicial que se ejerce sobre la superficie interior del túnel.

El coeficiente λ se denomina “coeficiente de alivio” y es igual a 0 en el estado inicial y a 1 cuando el túnel está en equilibrio sin sostenimiento. El alivio o deconfinamiento viene acompañado de un desplazamiento de los puntos interiores.

La **ley de convergencia del macizo o curva característica de una excavación** puede definirse como la representación gráfica de la relación entre la presión radial aplicada σ en el perímetro de la excavación y el desplazamiento radial u del mismo al estabilizarse el sistema y viene representada por:

$$f_m(\sigma, u) = 0$$

El sostenimiento es una estructura cuyo comportamiento mecánico viene representado por una relación del mismo tipo que la del macizo; además al tener que colocarlo a una cierta distancia del frente del túnel, se produce un desplazamiento $u(d)$ por el cual la curva característica del sostenimiento, que depende del tipo de sostenimiento y del método constructivo, toma la forma:

$$f_s[(\sigma, u - u(d))] = 0$$

El equilibrio final que resulta de la interacción entre el macizo y el sostenimiento, viene dado por el sistema formado por ambas ecuaciones. En el caso más simple, (cuando existe simetría de revolución alrededor del eje del túnel), el equilibrio final viene dado por la intersección entre la curva característica del terreno, o curva de convergencia, y la curva característica del sostenimiento, o curva de confinamiento que aparece representado en la figura siguiente:

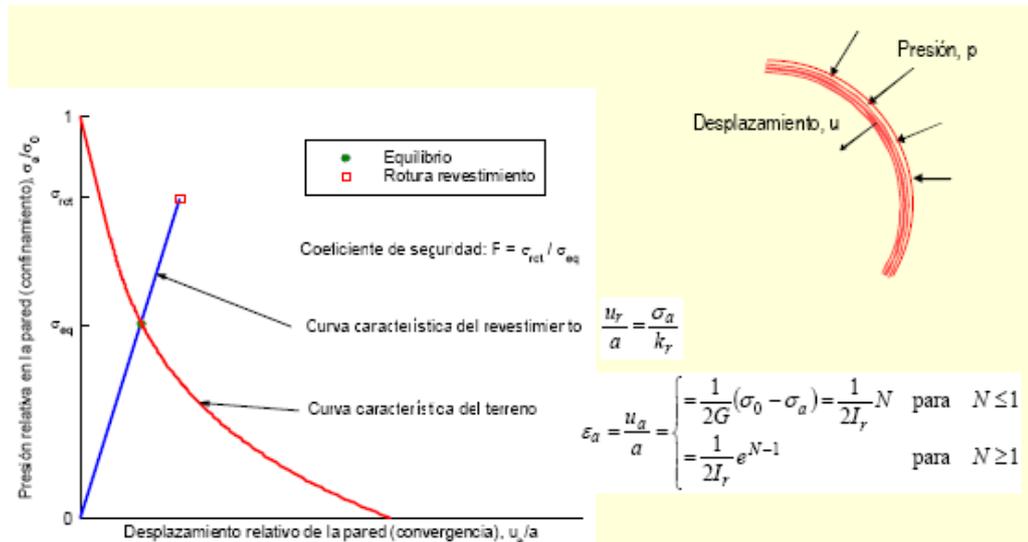


Fig. 2.6. Determinación de la presión de sostenimiento en el caso axisimétrico. [23]

La primera noción sobre las curvas características fue introducida por F. Pacher (1964) y aparece como una forma de analizar de manera cualitativa la interacción entre el macizo y el sostenimiento, mostrando la importancia del momento de colocación del sostenimiento y el interés en controlar las deformaciones y el tamaño de la zona de plastificación que se forma alrededor del túnel, para limitar la presión del sostenimiento. El método de convergencia-confinamiento propone un método sencillo para calcular las condiciones de colocación del sostenimiento en obra detrás del frente del túnel.

En el caso de un túnel no sostenido, no aparece aureola de plastificación si la tensión radial en las paredes de la excavación es menor que la resistencia a compresión del macizo. Para que se desarrolle una zona de plastificación alrededor de la excavación, la presión interna debe alcanzar un valor crítico.

Panet (1995) distingue tres situaciones diferentes) en función del valor del parámetro $N = 2\sigma^0/\sigma_c$, siendo σ^0 el campo tensional hidrostático y σ_c la resistencia a compresión del macizo rocoso:

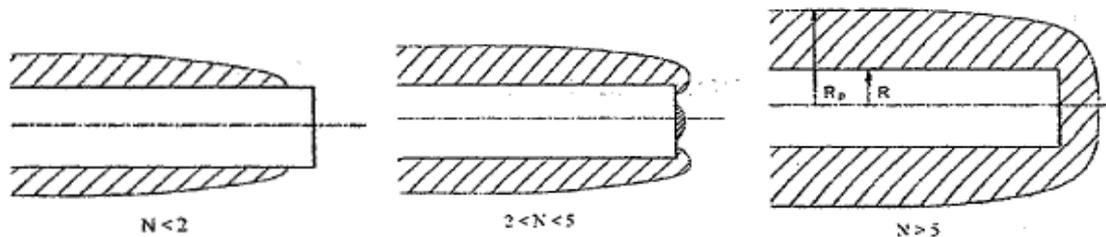


Figura 27. Zonas de plastificación según el valor del parámetro N.

- $N < 2$. La zona plástica aparece por detrás del frente pero todavía no lo ha alcanzado.

- $N > 5$. El frente está completamente incluido en la zona plástica, por lo que la estabilidad del frente es crítica y hace falta acudir a técnicas de confinamiento del frente o de presostenimiento.
- $2 < N < 5$. Se pueden distinguir numerosas zonas de plasticidad, una delante del frente debido a un exceso de compresión radial, otra por detrás debida a un exceso de compresión en la dirección orto radial y ortogonal al eje del túnel y por último una zona de conexión de las anteriores a nivel de frente en la cual hay una rotación de las tensiones principales.

En el caso concreto de túneles, el método de convergencia-confinamiento es un método que permite estimar la carga impuesta en un sostenimiento colocado en una sección situada detrás del frente del túnel y ver el fenómeno denominado de confinamiento del frente, por el cual éste soporta parte de las tensiones que debería soportar el sostenimiento.

Como el frente del túnel avanza, el confinamiento disminuye y el sostenimiento debe soportar una gran parte de la carga que soportaba antes el frente. Cuando el frente se ha movido lo suficientemente lejos de esta sección, el sostenimiento soportará toda la carga.

En el momento en el que no se produce avance del frente, la estabilidad es mantenida únicamente por la capacidad del frente de soportar la carga que se ha redistribuido alrededor de la excavación. Cuando éste avanza, el sostenimiento y la excavación se deforman la misma cantidad, con la presión p_s del sostenimiento aumentando y el efecto de confinamiento p_i de la periferia del túnel disminuyendo.

Límites de aplicación del método de convergencia-confinamiento:

La estimación del sostenimiento requerido para estabilizar una excavación sobre todo en las proximidades del frente, es un problema debido a la redistribución de tensiones alrededor de la excavación.

Al utilizar el método de convergencia-confinamiento hay que realizar una serie de hipótesis para obtener de forma analítica la curva característica del terreno, de forma que el uso de estas hipótesis introduce limitaciones al método ya que:

- Se supone un macizo rocoso homogéneo e isótropo cuando los macizos donde se trabaja suelen presentar juntas y discontinuidades. Esto añade la dificultad de obtener parámetros que caractericen adecuadamente el comportamiento del macizo.
- Se supone que el campo tensional normal que actúa sobre el eje del túnel es hidrostático (independiente de la orientación).
- Se supone sección circular de radio R .
- Se trabaja como si el problema fuera bidimensional cuando es claramente tridimensional.

Respecto a la primera limitación, Hoek-Brown (1997) presentan un procedimiento para estimar las propiedades características de un macizo rocoso que sigue el criterio de rotura de Hoek-Brown, pero hay que considerar que este procedimiento no da valores únicos.

En este criterio de rotura el parámetro de entrada más importante es el GSI (ó RMR), ya que pone de manifiesto la relación existente entre las propiedades determinadas en el laboratorio y las propiedades que el macizo presenta in-situ. Lo más apropiado es trabajar con un intervalo de valores de dicho parámetro y no intentar darle un valor exacto.

Si los parámetros de entrada σ_{ci} , m_i y GSI siguen distribuciones normales con unas desviaciones estándar asignadas en base a la experiencia y, considerando que para trabajos de campo preliminares o para proyectos de bajo presupuesto es prudente asumir mayores valores para las desviaciones, se obtienen cuatro parámetros de salida - la fricción Φ , la cohesión c , la resistencia a compresión simple del macizo rocoso σ_{cm} y el módulo de deformación del macizo rocoso E_m .

Estos parámetros también siguen distribuciones normales. Para GSI con valores superiores a 40 el módulo de deformación sigue una distribución log-normal.

Para el método de convergencia-confinamiento Hoek (1999) realizó un análisis de Monte-Carlo para estudiar la influencia de los parámetros de entrada, partiendo de las distribuciones que siguen los parámetros de salida (Φ , c , σ_{cm} Y E_m). El análisis de Monte-Carlo es una técnica matemática para la estimación de riesgos probabilísticos. Esta técnica implica la combinación de cientos o miles de muestras aleatorias de valores de distribuciones probabilísticas de forma que se obtienen distribuciones que reflejan el rango y frecuencia de exposición.

Según este estudio, el tamaño de la región plástica y la deformación que sufre el túnel siguen distribuciones log-normales. Como cabía esperar, los valores medios del tamaño de la zona plástica y la magnitud de los desplazamientos de las paredes se reducen significativamente con la colocación del sostenimiento. También se comprobó que la desviación estándar se reduce drásticamente con el aumento de la presión del sostenimiento. Esto es debido a la fuerte dependencia del tamaño de la zona plástica sobre la diferencia entre presión crítica p_{cr} y presión de sostenimiento p_i .

Detournay-Fairhurst (1987) consideraron el caso de un campo tensional uniforme sobre una cavidad circular realizada en un material de Mohr-Coulomb y estudiaron la influencia de distintos valores del ratio de tensión horizontal-vertical estándar o coeficiente de empuje k . Para ello determinaron estadísticamente un valor límite k_{lim} por debajo del cual el radio de plastificación y la convergencia media de la bóveda y paredes de la excavación son las mismas que en una cavidad sujeta a un campo hidrostático. Cuando el coeficiente es mayor que el valor límite se desarrolla una zona de rotura con forma de mariposa y los desplazamientos alrededor de la periferia del túnel son no uniformes. Para túneles con un $k < k_{lim}$, el método de convergencia - confinamiento da una estimación razonable de la forma de la zona de rotura y de los desplazamientos esperados. Para túneles en los que $k > k_{lim}$ la forma de la zona de rotura y la convergencia del túnel varían demasiado y no se puede aplicar el método.

Siendo mejor emplear técnicas numéricas, Carranza-Fairhurst (2000) completaron este estudio para materiales de Hoek-Brown y además estudiaron la influencia de la forma de la sección del túnel. Consideraron que una sección circular con un campo tensional uniforme garantiza que los desplazamientos alrededor de la excavación sean constantes. Con cualquier otra forma el método de convergencia-confinamiento se puede usar como primera estimación para determinar la extensión de la zona de rotura y la convergencia. Con ciertos límites, la forma del túnel puede aproximarse a circular con un radio igual al valor medio de las dimensiones máximas y mínimas de la sección. En estos casos, la extensión media de la zona de rotura y la convergencia media del hueco de geometría no circular son comparables a los valores que se podrían predecir para una sección circular.

La última limitación del método de convergencia-confinamiento se refiere al tratamiento del problema como bidimensional.

2.4.3. Métodos numéricos.

Introducción

Comparando con otros campos de la ingeniería civil, la modelización numérica en Mecánica de Rocas ha evolucionado muy lentamente. Los primeros intentos, para el caso particular de grandes cimentaciones, fueron modelos numéricos en los años cincuenta donde se vio que las discontinuidades jugaban un papel muy importante en la deformabilidad y resistencia de las rocas. Al mismo tiempo se propusieron leyes constitutivas de mecanismos discontinuos y empezaron a usarse los modelos, considerando siempre el carácter discontinuo de los macizos rocosos.

Para la correcta modelización de un macizo rocoso hay que tener en cuenta múltiples consideraciones que hacen de la misma un proceso complejo:

- Las propiedades de las rocas son inciertas y vienen dadas por distribuciones aleatorias,
- Las medidas son imperfectas y de número limitado
- La mayoría de las cargas son inciertas y variables con el tiempo,
- Hay un gran número de parámetros involucrados
- Normalmente se requieren estudios tridimensionales. Este conjunto de condiciones, inherentes a la Mecánica de Rocas, supone solucionar problemas con un alto grado de complejidad e incertidumbre, por lo que la solución dada por los modelos no es perfecta y únicamente supone una aproximación de la realidad (Londe 1993).

Los métodos numéricos más usados para modelizar los problemas en macizos rocosos se dividen en [24]:

- Métodos continuos:

- Método de Diferencias Finitas (FDM)
- Método de Elementos Finitos (FEM)
- Método de Elementos de Contorno (BEM)
- Métodos discontinuos:
 - Método de Elementos Discretos (DEM)
 - Método de la Red de Fracturas Discretas (DFN)
- Métodos híbridos continuo / discontinuo:
 - Híbrido FEM/BEM
 - Híbrido DEM/DEM
 - Híbrido FEM/DEM
 - Otros

, que se pueden resumir como:

Método de Elementos Finitos (FEM):

El FEM permanecerá en un futuro como una herramienta numérica básica debido a su madurez y ventajas a la hora de considerar la no homogeneidad y no linealidad del material y a la disponibilidad de una gran variedad de programas comerciales ya contrastados.

Más aún, este método será más importante todavía para el desarrollo de problemas en rocas fracturadas, debido a su flexibilidad para generar un mallado y la capacidad de simular la evolución de fractura de rocas sin tener que remallar. Junto con el tratamiento natural de la no linealidad del material que tiene, puede ser competitivo frente al BEM.

Método de Elementos de Contorno (BEM):

Es a día de hoy el mejor método para simular el proceso de fracturación de la roca. El método BEM con Galerkin proporciona una plataforma prometedora para superar los problemas y el acoplamiento con el FEM debido a su matriz de rigidez simétrica. La ventaja de requerir menor memoria computacional lo hace potente para resolver problemas a gran escala en comparación con el FEM y FDM.

Método de Diferencias Finitas (FDM)/ Volúmenes Finitos (FVM):

El método de diferencias finitas y especialmente el de volúmenes finitos, son una poderosa herramienta todavía, no solo por su simplicidad conceptual, sino por su flexibilidad a la hora de considerar la no linealidad. Su acoplamiento con la mecánica de contactos para sistemas de bloques deformables produce la aproximación según el Método de Elementos Discretos (DEM).

Método de Elementos Discretos (DEM):

Tanto de manera explícita como implícita es una herramienta poderosa por su flexibilidad para manejar un número grande de fracturas. El problema es la gran capacidad computacional y tiempo de cálculo necesario para un modelo con un gran número de bloques.

Acoplado con el BEM y usando técnicas de procesamiento paralelas podrían ampliar su capacidad y reducir este error.

La mayor dificultad del método radica en la incertidumbre sobre la geometría del sistema de fracturas y la difícil cuantificación de esta incertidumbre. Asimismo requiere simulación 3D. Los modelos 2D solo pueden usarse para estudio genéricos o cuando la orientación de fracturas permita esta simplificación sin errores considerables.

Método de la Red de Fracturas Discretas (DFN):

Al igual que el DEM, este modelo se desarrolló para representar de manera más real la geometría del sistema de fracturas (en 3D) y así mismo sufre similares limitaciones al respecto. Sin embargo es una herramienta valiosa para estudios genéricos de cuantificación de la influencia de dicho sistema de fracturas. El tiempo de cálculo es mucho menor que el de un cálculo con FEM, puesto que el número de grados de libertad es menor, ya que para problemas 3D es esencialmente en 2D si se usa la malla del FEM para la discretización de las fracturas y 1D si se usa una malla con modelo de Lattice.

De todos ellos, los más empleados son los métodos de elementos finitos (FEM) y los métodos de diferencias finitas (FDM). En este apartado se hace una breve descripción para ver las diferencias que existen entre ambos métodos que esencialmente dependen del modo en el que se realiza la discretización espacial de las ecuaciones en derivadas parciales que definen el problema.

2.4.4. Método de diferencias finitas

La aproximación mediante diferencias finitas es el método más antiguo aplicado para obtener soluciones numéricas de ecuaciones diferenciales. La primera aplicación se considera que fue desarrollada por Euler en 1768. El método de diferencias finitas está basado en las propiedades de las series de Taylor y en la aplicación de la definición de derivada.

La idea del método de diferencias finitas es bastante simple ya que corresponde a una estimación de una derivada mediante un ratio de dos diferencias que esté acorde con la propia definición de derivada.

En este método el dominio de la variación continua de un cierto argumento es reemplazado por un conjunto discreto de puntos (o nodos) al que se denomina malla y las funciones consideradas en esos puntos se denominan funciones de malla. Las derivadas que entran en las ecuaciones diferenciales y en las condiciones de contorno (si éstas vienen dadas por ecuaciones diferenciales) se reemplazan por ratios de diferencias, con lo que se consigue un sistema de ecuaciones algebraicas para los valores de las funciones en los nodos. El objetivo es resolver el

sistema de ecuaciones algebraicas para determinar los valores de los desplazamientos en dichos nodos.

Para que el método de diferencias finitas sea aplicable, es necesario que el sistema de ecuaciones algebraicas obtenido (que será lineal si las ecuaciones diferenciales y las condiciones de contorno lo son) tenga solución y que ésta se aproxime a la solución exacta de las funciones deseadas en los nodos al incrementar el número de nodos. Como resultado del procedimiento, los operadores diferenciales se transforman en diferencias finitas de los operadores.

2.4.5. Método de elementos finitos

Los pasos básicos en una aproximación con elementos finitos difiere, esencialmente, de la correspondiente al método de diferencias finitas en la generalidad de su formulación.

Este es el método elegido para llevar a cabo el estudio del presente trabajo. Por ello, se considera necesario hacer una descripción más detallada del mismo en un epígrafe específico, que se presenta a continuación.

ANEXO 3. EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

3.1. PRINCIPIOS FUNDAMENTALES.

Un planteamiento energético del método consiste en determinar los movimientos en el dominio del sólido elástico que minimicen la funcional constituida por la energía potencial total del sistema. El sólido puede estar sometido a fuerzas másicas o presiones en una parte del contorno o a ciertas condiciones de movimiento, constituyendo las condiciones de contorno que deben verificar las funciones solución. Las tensiones, deformaciones, reacciones y demás elementos del cálculo elástico se obtienen a partir de los movimientos aplicando las fórmulas correspondientes.

El dominio a estudiar se puede discretizar mediante la subdivisión del continuo en elementos de forma y tamaño arbitrario. Cualquier estructura poligonal con lados rectangulares o curvos puede reducirse a figuras triangulares y cuadrilaterales que serán la base para la subdivisión del espacio. Las únicas restricciones existentes son que los elementos no pueden superponerse y que tienen que cubrir completamente todo el dominio de estudio. En cada elemento se definen un número de puntos tanto a lo largo del contorno como dentro de él. Estos nodos son los puntos donde se determinan los valores numéricos de las funciones incógnita y eventualmente sus derivadas.

La cuestión fundamental para el método de elementos finitos es establecer la clase de funciones en las que se debe buscar el mínimo del funcional, requiriéndose además que las funciones que minimizan el funcional deben satisfacer las condiciones de contorno. Para minimizar el funcional mediante el método de elementos finitos se divide el dominio de trabajo en pequeños subdominios (elementos finitos) en donde se aproxima la función buscada mediante polinomios, considerando que es continua en los nodos. La obtención automática de estas funciones es una de las características fundamentales del método, para lo cual se define en cada

nodo una función local que tiene valor no nulo únicamente en los elementos que comparten ese nodo. Para eso se le asigna valor unidad en dicho nodo y valor nulo en el resto de nodos. El hecho de que las funciones tengan valor no nulo únicamente en un número pequeño de elementos supone una importante simplificación en los cálculos y en la construcción de la matriz de rigidez y del vector de cargas, en un proceso que se conoce como ensamblaje.

3.2. EVOLUCIÓN HISTÓRICA.

El método de elementos finitos se originó entre los años 1940 y 1960, principalmente a partir del análisis de estructuras. El concepto de "elemento" se obtiene de las técnicas usadas en cálculo de tensiones, donde una estructura era dividida en varias subestructuras de distintas formas y ensamblada de nuevo después de analizar cada elemento. El desarrollo de esta técnica y su elaboración formal permite la introducción por parte de Turner y otros (1956) de lo que ahora se denomina método de elementos finitos mediante el estudio de las propiedades de elementos triangulares en problemas de deformación plana. La expresión "elementos finitos" fue introducida por Clough (1960).

En los siguientes años los elementos finitos se empezaron a aplicar con gran éxito a problemas variados en mecánica estructural tanto lineal como no lineal (Zienkiewicz y Cheung (1964)), como un método de aproximación general para solucionar de forma numérica problemas físicos descritos por ecuaciones en medios continuos.

A principios de los 80 se crean los primeros programas generales comerciales de M.E.F.

No es hasta finales de los 80, cuando se desarrollan los primeros programas específicos en el campo de la geotecnia, en 2D.

A principios de los 80, se introduce la consideración del agua intersticial.

A finales de los 90, con la mejora de los tiempos de computación, se introducen los primeros programas comerciales específicos en el campo de la geotecnia en 3D.

Ejemplos de códigos generales son:

COSMOS, ABAQUS, NASTRAN, ANSYS, SAP,...etc.

Ejemplos de códigos específicos de mecánica de suelos y rocas son:

Z-SOIL, RHEO-STAU, GEO-SLOPE (SIGMA/W), PLAXIS, FLAC, CRISP, CESAR,...etc.

3.3. CARACTERÍSTICAS DE LA MODELACIÓN (MEF)

3.3.1. Elección del modelo.

Los principales factores que influyen en la elección del modelo de cálculo a la hora de simular la construcción de un túnel son:

Modelo tridimensional:

1. Permite reproducir el proceso constructivo, teniendo en cuenta la relajación del terreno por el avance del frente del túnel.
2. Permite calcular el frente del túnel.
3. Permite representar estratificaciones del terreno no perpendiculares a la sección del túnel, así como discontinuidades.
4. Requiere mayor tiempo de pre-proceso y computacional.

Modelo bidimensional:

1. Requiere menor tiempo computacional.
2. Necesita reproducir de forma más simplificada el proceso constructivo.
3. Necesita realizar alguna hipótesis de relajación del terreno en torno a la cavidad.
4. Requiere estratificación del terreno perpendicular a la sección del túnel.

3.3.2. Diseño de la malla.

Dominio de cálculo.

La malla ha de extenderse en las 3 dimensiones lo suficiente como para eliminar la influencia de los bordes. A continuación se muestran las distancias recomendadas, que varían según el tipo de terreno y que dependen, como es lógico, de la geometría y tamaño de la cavidad:

Extensión lateral - De 5 a 7 Diámetros desde el eje.

Extensión de fondo – De 1.5 a 2 Diámetros desde el eje.

Extensión de avance desde el frente del túnel - De 1.5 a 2 Diámetros desde el eje.

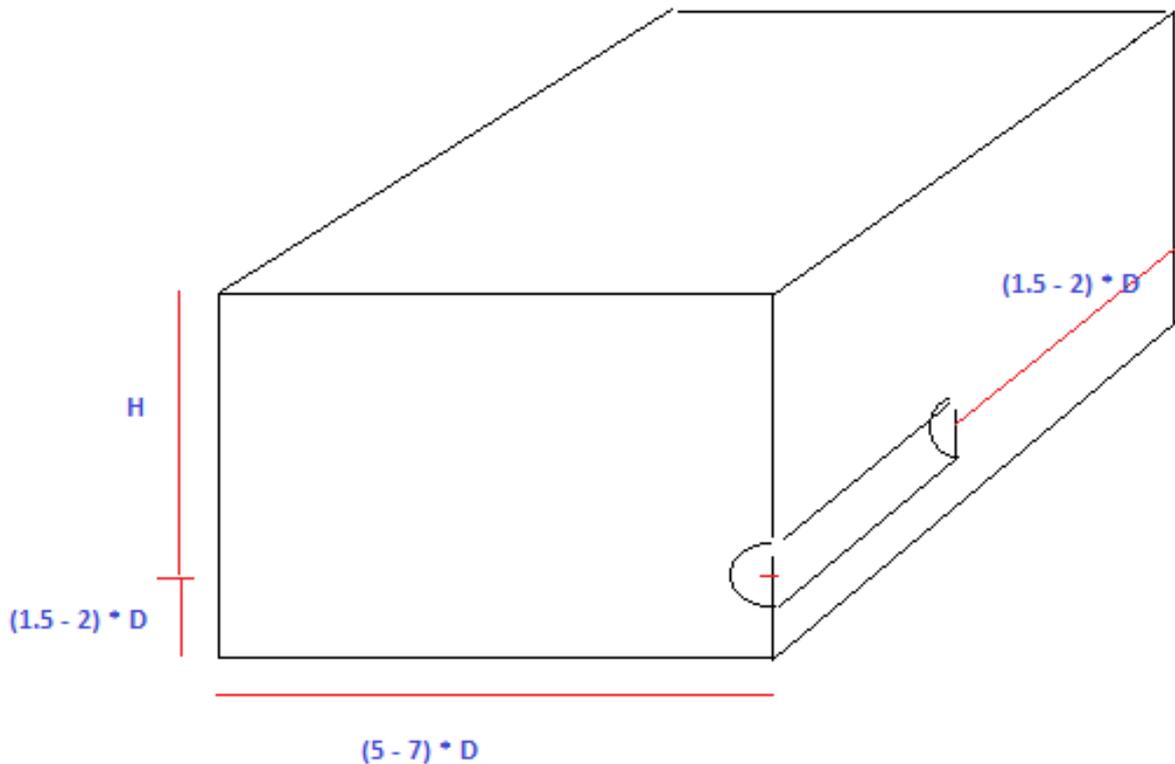


Fig. 3.1. Extensión del dominio de cálculo.

Consideración del contorno inferior:

Existen múltiples factores que hacen que se pierda la simetría del problema, dificultando la reducción de la malla de elementos a una semi-sección. Esto es el caso de aparición de estratificación inclinada, **túneles existentes cercanos** o excavación por fases no simétricas (galerías laterales, túneles gemelos,... etc.).

Por otro lado, la capacidad de los ordenadores ha reducido la importancia de la decisión de establecer los contornos laterales de la zona.

Sin embargo, el criterio de alejar el contorno inferior la distancia deseada no es válido con carácter general. Esto es debido a que la excavación del túnel supone una descarga por el peso del material extraído que produce un levantamiento por decompresión del terreno inferior que puede superar los asientos por la contracción del túnel. Si esa distancia es muy grande, esos levantamientos también lo son, hasta el punto de que serían infinitos en el caso de tratarse de un semi-espacio elástico lineal homogéneo.

Por ello, al colocar un contorno rígido a una cierta profundidad, el levantamiento disminuye, llegando a transformarse en asiento cuando en valor absoluto, el asiento por deformación del túnel supera al mismo.

En la realidad, puesto que el módulo de deformación del terreno aumenta mucho al disminuir las tensiones (comportamiento no lineal del terreno), cuanto más lejos se está del túnel, esto no

ocurre. La variación se superpone al aumento del módulo por efecto del aumento de la presión de confinamiento con la profundidad.

Por tanto, la reproducción de este efecto puede hacerse utilizando un modelo no lineal en el rango de las pequeñas deformaciones o situando el contorno inferior a una profundidad apropiada dado el módulo de elasticidad adoptado para el terreno, que normalmente se encuentra entre 2 o 3 diámetros bajo el eje del túnel.

Análisis en tensiones efectivas:

Desde los años 80 se introdujo en los métodos de elementos finitos la consideración del agua intersticial. No obstante, el efecto del agua es importante únicamente en túneles bajo el nivel freático en macizos relativamente permeables, considerándose en otros casos el macizo como un medio continuo equivalente.

El efecto del agua depende de las características del revestimiento. De este modo, si el revestimiento es estanco, el agua produce una sobreelevación de las tensiones por el empuje hidrostático, mientras que si el revestimiento es permeable el análisis puede requerir el análisis del flujo y las deformaciones que se derivan del mismo, lo que lo hace un problema acoplado.

Tipos de elementos:

Para la reproducción del revestimiento con rigidez a flexión son adecuados los elementos viga. Los elementos barra permiten también reproducir puntales, anclajes y bulones.

Para reproducir las discontinuidades del macizo rocoso se han desarrollado últimamente elementos juntas. Si se trata de planos de estratificación relativamente próximos, paralelos entre sí, se pueden reproducir como un medio anisótropo equivalente o de “junta ubicuas”.

Para limitar la resistencia tangencial del contacto terreno – revestimiento se usan elementos interfaz, aunque lo más habitual es poner adherencia perfecta entre ambos, sin adoptar ninguna medida especial.

Intercalando membranas impermeabilizantes podría ser relevante este último aspecto, pero puesto que éstas se ubican siempre entre el sostenimiento y revestimiento, su modelización se requiere únicamente para el cálculo de esfuerzos en el revestimiento, que por lo general no es un problema crítico.

Otro aspecto a simular puede ser la degradación de los elementos del sostenimiento a la hora de analizar el revestimiento, suponiendo que la rigidez y la resistencia se degradan, cambiando directamente los parámetros del material.

Condiciones de contorno:

Se impiden los desplazamientos perpendiculares a las caras verticales (laterales, u_x , u_y). De esta manera se permite el asiento del terreno.

En la cara inferior se impiden todos los movimientos (desplazamientos, u_x , u_y , u_z ; y giros, θ_x , θ_y , θ_z).

3.3.3. Tensiones iniciales

Otro aspecto importante en la modelización numérica es la implementación de los estados tensionales geostáticos, en los que se escoge un coeficiente de empuje al reposo que no es el que resulta de la condición de reposo lateral estricto.

Con esfuerzos tectónicos elevados o superficies del terreno irregulares (taludes, fondos de valles,..etc.), se toman tensiones iniciales nulas y la acción de la gravedad como una fase más del proceso, con el cálculo de estas tensiones como una fase inicial más.

3.3.4. Ley de comportamiento de los suelos. Relaciones constitutivas.

El comportamiento del suelo se observa mediante ensayos de laboratorio o ensayos “in-situ” y depende de diversas circunstancias, siendo las más importantes:

- La composición.
 - Tamaño de grano.
 - Contenido de arcilla.
- La historia de la carga.
 - El grado de consolidación.
 - El camino de las tensiones.
- Las condiciones de drenaje.

Se trata además de un material multifase, con diferente comportamiento, compuesto por partículas minerales (esqueleto sólido) y poros (reellenos de agua o aire). La compresión del esqueleto sólido se estudia con el edómetro. Las características más relevantes son su comportamiento no lineal y la irreversibilidad de las deformaciones. La respuesta al corte del esqueleto sólido se estudia mediante ensayos de corte simple, directo o triaxiales, definiendo si el material es contractante o dilatante.

Los modelos constitutivos han experimentado un gran desarrollo en las últimas décadas (De La Fuente, 2009), en paralelo con el desarrollo de los métodos numéricos.

La primera generación de modelos constitutivos fue:

- Modelos elásticos.

- Elasticidad lineal. Válidos en rocas y suelos duros.
- Elasticidad no lineal. Modelo hiperbólico.
- Modelos perfectamente plásticos.
 - Mohr-Coulomb
 - Drucker-Prager.
 - Von Mises.
 - Tresca. Para arcillas saturadas.
 - Hoek - Brown

La segunda generación de modelos constitutivos fue:

- Modelos con endurecimiento isotrópico.
- Modelos de estado crítico (clam-clay)

La tercera generación de modelos constitutivos fue:

- Modelos de doble endurecimiento.
- Modelos de endurecimiento cinemático.
- Modelos multisuperficie.
- Modelos burbuja

Un modelo elasto-plástico requiere 4 elementos:

1. Coincidencia de las direcciones principales de tensiones acumuladas y de los incrementos de deformación plástica (se asume).
2. Un criterio de rotura.
3. Una función de potencial plástico, con una regla de flujo asociada el incremento de la deformación plástica es normal a la superficie de fluencia.
4. Una regla de endurecimiento

Como se comentará en el epígrafe 6.2.5, el modelo de comportamiento implementado en PLAXIS es el de Mohr – Coulomb. A continuación se describe dicho modelo y su formulación:

Como ya se ha comentado en el epígrafe 3.5.1., se trata de un criterio para establecer la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo, mediante la cohesión, el ángulo de rozamiento y la tensión normal al plano.

Las tensiones en un punto vienen determinadas por el elipsoide de tensiones. El criterio de rotura de Mohr-Coulomb permite conocer cuándo se ha producido la rotura en un plano determinado.

Se definen 5 parámetros a introducir:

- E – Módulo de elasticidad.
- μ - Coeficiente de Poisson.
- Φ - Ángulo de rozamiento.
- C - Cohesión
- Ψ - Ángulo de dilatación.

Se define la siguiente regla de flujo:

$$F(\{\sigma\}, \{K\}) = \sigma_1' - \sigma_3' - 2 \cdot c' \cdot \cos \phi' - (\sigma_1' + \sigma_3') \cdot \operatorname{sen} \phi' = 0$$

Se definen 6 funciones potenciales:

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_2' - \sigma_3') + \frac{1}{2} \cdot (\sigma_2' + \sigma_3') \cdot \operatorname{sen} \psi = 0$$

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_3' - \sigma_2') + \frac{1}{2} \cdot (\sigma_3' + \sigma_2') \cdot \operatorname{sen} \psi = 0$$

$$P_3 = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_3' - \sigma_1') + \frac{1}{2} \cdot (\sigma_3' + \sigma_1') \cdot \operatorname{sen} \psi = 0$$

$$P_4 = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1' - \sigma_3') + \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1' + \sigma_3') \cdot \operatorname{sen} \psi = 0$$

$$P_5 = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1' - \sigma_2') + \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1' + \sigma_2') \cdot \operatorname{sen} \psi = 0$$

$$P_6 = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_2' - \sigma_1') + \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1' + \sigma_2') \cdot \operatorname{sen} \psi = 0$$

Se definen 6 funciones de superficie de fluencia, que delimitan una pirámide truncada hexagonal:

$$f_1 = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_2 + \sigma'_3) \cdot \text{sen} \phi' - c' \cdot \cos \phi' = 0$$

$$f_2 = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_3 + \sigma'_2) \cdot \text{sen} \phi' - c' \cdot \cos \phi' = 0$$

$$f_3 = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_3 + \sigma'_1) \cdot \text{sen} \phi' - c' \cdot \cos \phi' = 0$$

$$f_4 = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_1 + \sigma'_3) \cdot \text{sen} \phi' - c' \cdot \cos \phi' = 0$$

$$f_5 = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_1 + \sigma'_2) \cdot \text{sen} \phi' - c' \cdot \cos \phi' = 0$$

$$f_6 = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_1 + \sigma'_2) \cdot \text{sen} \phi' - c' \cdot \cos \phi' = 0$$

3.3.5. Simulación del proceso constructivo:

Uno de los aspectos más relevantes de los métodos numéricos se trata de la posibilidad de reproducir el proceso constructivo (fases de excavación y sostenimiento) mediante la eliminación y adición de elementos de malla.

Efectos tridimensionales. Alivio de tensiones en el frente:

El análisis en deformación plana supone la ejecución de la excavación y sostenimiento en toda la longitud, suponiendo la relajación total de las tensiones del contorno y la deformación libre del terreno. El sostenimiento no está sujeto a ninguna presión hasta que no se ejecute otra operación en el túnel.

Si se considera la instalación instantánea del sostenimiento antes de que se produzca la relajación, el terreno se deforma totalmente contra el mismo.

Ninguna de las dos anteriores hipótesis representa el estado real, suponiendo cotas extremas de la misma en cuanto a minimización de esfuerzos y maximización de deformaciones y viceversa, respectivamente.

Durante el proceso, lo que realmente se produce es una relajación parcial del estado tensional debido a los avances de pequeña longitud por la aparición de una coacción en sentido longitudinal por la aparición de un arco de descarga.

Como se ha comentado anteriormente, en principio, dadas las limitaciones de tiempo de cálculo que existían para el análisis en tres dimensiones, se desarrollaron soluciones aproximadas cuya finalidad era simular en deformación plana la relajación parcial del terreno mediante determinados artificios

El fundamento de estas soluciones aproximadas es simular el proceso permitiendo en una primera fase de excavación una deformación parcial (“coeficiente de alivio o stress release coefficient”) para a continuación simular la colocación del sostenimiento.

La clave de este método se basa en el coeficiente de alivio a adoptar, que depende de las rigideces relativas del terreno y revestimiento, así como de la longitud del paso de avance. Teniendo en cuenta la variabilidad en el tiempo de estas rigideces (fraguado del hormigón y deformabilidad diferida del terreno), también se ve influido por la velocidad de avance del túnel. El rango usual de este coeficiente se sitúa entre 0.30 y 0.70.

Kielbassa y Duddeck en 1991 [25] y Leca y Clough [26] en 1992 llevaron a cabo una serie de estudios paramétricos encaminados a determinar dicho coeficiente de alivio, de la comparación de los resultados obtenidos mediante análisis tridimensionales y en simetría axial, con observaciones reales.

En el caso de una geometría compleja con dos túneles paralelos unidos por unas galerías de conexión, el macizo central está sometido a la influencia de las excavaciones, de manera que su análisis requiere un modelo tridimensional que simule la excavación sucesiva de éstas. No obstante, una imagen previa razonable se puede obtener aplicando soluciones analíticas, elásticas o plásticas, para túnel circular, sumando las tensiones resultantes de manera adecuada, abstrayéndose que el principio de superposición sólo es válido en régimen elástico.

3.4. FORMULACIÓN EN RIGIDEZ DEL MEF.

Se consideran las deformaciones pequeñas, lo que permite una formulación referida a la geometría original. El terreno se trata como un continuo que se discretiza o divide en un número determinado de elementos.

3.4.1. Ecuaciones básicas de la deformación del continuo

El **equilibrio estático** del continuo se puede expresar mediante la ecuación:

$$\underline{\underline{L}}^T \underline{\underline{\sigma}} + \underline{\underline{p}} = \underline{\underline{0}}$$

, que relaciona la derivada espacial de las seis componentes de tensión con las tres componentes del vector fuerza, donde:

$$\underline{\underline{L}}^T = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix}$$

Adicionalmente, la **ecuación cinemática** se formula como:

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{L}} \underline{\underline{u}}$$

, que expresa las seis componentes de deformación como derivadas espaciales de las tres componentes de desplazamiento. El nexo de unión entre las ecuaciones anteriores se hace por medio de un **relación constitutiva** que representa el comportamiento del material, cuya relación general es:

$$\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{M}} \underline{\underline{\varepsilon}}$$

, la combinación de estas ecuaciones origina una **ecuación diferencial de segundo orden** para los desplazamientos (u). Sin embargo, en lugar de combinarlas directamente, la **ecuación de equilibrio se reformula según el principio de variación de Galerkin**:

$$\int \delta \underline{\underline{u}}^T (\underline{\underline{L}}^T \underline{\underline{\sigma}} + \underline{\underline{p}}) dV = 0$$

, siendo δu un desplazamiento cinemáticamente admisible. Aplicando el teorema de Green de integración parcial en el primer término:

$$\int \delta \underline{\underline{\varepsilon}}^T \underline{\underline{\sigma}} dV = \int \delta \underline{\underline{u}}^T \underline{\underline{p}} dV + \int \delta \underline{\underline{u}}^T \underline{\underline{t}} dS$$

, denominada **ecuación de trabajo virtual**.

El **desarrollo del campo tensional** se puede considerar como un proceso incremental:

$$\underline{\underline{\sigma}}^i = \underline{\underline{\sigma}}^{i-1} + \Delta \underline{\underline{\sigma}}$$

, siendo el incremento de tensión una tensión integrada en un periodo de tiempo.

De este modo, las tensiones no conocidas σ^i se pueden eliminar sustituyendo en la ecuación anterior:

$$\int \delta \underline{\underline{\varepsilon}}^T \Delta \underline{\underline{\sigma}} dV = \int \delta \underline{\underline{u}}^T \underline{\underline{p}}^i dV + \int \delta \underline{\underline{u}}^T \underline{\underline{t}}^i dS - \int \delta \underline{\underline{\varepsilon}}^T \underline{\underline{\sigma}}^{i-1} dV$$

Hay que tener en cuenta que estas ecuaciones son funciones de posición en el espacio tridimensional.

3.4.2. Discretización en elementos finitos

Como se ha comentado, el método de los elementos finitos divide el continuo en un número de elementos. Cada elemento consiste en un número de nodos y cada nodo tiene un número de

grados de libertad que corresponde a valores discretos desconocidos en el problema a resolver. En el caso de la teoría de la deformación, los grados de libertad corresponden a componentes de desplazamiento. En un elemento, se obtiene el **campo de desplazamientos (u) de los valores discretos nodales** usando unas funciones de interpolación ensambladas en la matriz \underline{N} , también llamadas funciones de forma.

$$\underline{u} = \underline{N} \underline{v}$$

, que sustituyendo en la **ecuación cinemática**:

$$\underline{\varepsilon} = \underline{L} \underline{N} \underline{v} = \underline{B} \underline{v}$$

, donde la matriz \underline{B} se denomina **matriz de deformación**, y contiene las derivadas espaciales de las mencionadas funciones de forma. Así, se reformula la ecuación anterior en su manera discreta como:

$$\int (\underline{B} \delta \underline{v})^T \Delta \underline{\sigma} dV = \int (\underline{N} \delta \underline{v})^T \underline{p}^i dV + \int (\underline{N} \delta \underline{v})^T \underline{t}^i dS - \int (\underline{B} \delta \underline{v})^T \underline{\sigma}^{i-1} dV$$

, sacando fuera de la integral a los desplazamientos:

$$\delta \underline{v}^T \int \underline{B}^T \Delta \underline{\sigma} dV = \delta \underline{v}^T \int \underline{N}^T \underline{p}^i dV + \delta \underline{v}^T \int \underline{N}^T \underline{t}^i dS - \delta \underline{v}^T \int \underline{B}^T \underline{\sigma}^{i-1} dV$$

Siempre que la variación de desplazamientos sea cinemáticamente admisible:

$$\int \underline{B}^T \Delta \underline{\sigma} dV = \int \underline{N}^T \underline{p}^i dV + \int \underline{N}^T \underline{t}^i dS - \int \underline{B}^T \underline{\sigma}^{i-1} dV$$

Esta ecuación es la condición de equilibrio en su forma discretizada. El primer término de la derecha junto con el segundo término representan el vector fuerza externo, y el último representa el vector de reacción interna del paso anterior. La relación entre incrementos de tensión y deformación suele ser no lineal. Por ello, los incrementos de tensión no se pueden calcular generalmente de manera directa, requiriendo procesos de iteración global, que luego se describirán.

3.4.3. Integración implícita de modelos de plasticidad diferencial

Los incrementos de tensión $\Delta \underline{\sigma}$ se obtienen como se ha visto en el punto anterior. Para **modelos de plasticidad diferencial**, se pueden escribir como:

$$\Delta \underline{\sigma} = \underline{D}^e (\Delta \underline{\varepsilon} - \Delta \underline{\varepsilon}^p)$$

En esta relación, la matriz \underline{D}^e representa la **matriz elástica del material** para la tensión actual. Los incrementos de deformación $\Delta \underline{\varepsilon}$ se obtienen de los incrementos de desplazamientos $\Delta \underline{v}$, usando la matriz de interpolación anteriormente citada B. Para comportamiento elástico, el $\Delta \underline{\varepsilon}^p = 0$. Para **comportamiento plástico**, el **incremento de deformación plástica** se puede escribir (Vermeer 1979) como:

$$\Delta \underline{\varepsilon}^p = \Delta \lambda \left[(1 - \omega) \left(\frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}} \right)^{i-1} + \omega \left(\frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}} \right)^i \right]$$

En esta ecuación, $\Delta \lambda$ es un incremento según un **multiplicador plástico** y ω es un parámetro que indica el tipo de integración en el tiempo. Para $\omega=0$ la integración es explícita, mientras que para $\omega=1$ se le llama implícita.

Según Vermeer (1979), el uso de la integración implícita ($\omega=1$) tiene algunas ventajas al no requerir la actualización de la tensión a la superficie plástica en el caso de la transición del comportamiento elástico a elastoplástico. Además se puede probar que la integración implícita bajo algunas condiciones da una matriz diferencial positiva y simétrica $\frac{\partial \underline{\varepsilon}}{\partial \underline{\sigma}}$ que facilita el proceso iterativo. Por ello desarrollando para el caso implícito ($\omega=1$)

$$\Delta \underline{\varepsilon}^p = \Delta \lambda \left(\frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}} \right)^i$$

, y sustituyendo queda:

$$\underline{\sigma}^i = \underline{\sigma}^{tr} - \Delta \lambda \underline{D}^e \left(\frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}} \right)^i, \text{ con } \underline{\sigma}^{tr} = \underline{\sigma}^{i-1} + \underline{D}^e \Delta \underline{\varepsilon}$$

, donde $\underline{\sigma}^{tr}$ es un vector de tensión auxiliar denominado como tensión elástica o de prueba, que representa la nueva tensión cuando se considera un comportamiento material puramente lineal. El incremento del multiplicador plástico $\Delta \lambda$ se puede determinar de la condición de que las nuevas tensiones tiene que cumplir la ecuación:

$$f(\underline{\sigma}^i) = 0$$

Que para **materiales perfectamente plásticos** y **modelos de endurecimiento lineal** se puede escribir como:

$$\Delta \lambda = \frac{f(\underline{\sigma}^{tr})}{d + h}$$

, donde

$$d = \left(\frac{\partial f}{\partial \underline{\sigma}} \right)^{\underline{\sigma}^{tr}} \underline{\underline{D}}^e \left(\frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}} \right)^i$$

La variable (h) es un **parámetro de endurecimiento** que es nulo para modelos perfectamente plásticos y una constante para modelos de endurecimiento lineal. En este caso, el nuevo campo tensional se puede formular como:

$$\underline{\sigma}^i = \underline{\sigma}^{tr} - \frac{\langle f(\underline{\sigma}^{tr}) \rangle}{d+h} \underline{\underline{D}}^e \left(\frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}} \right)^i$$

, donde $\langle \rangle$ tienen el siguiente criterio:

$$\langle x \rangle = 0 \text{ para } x \leq 0 \text{ y } \langle x \rangle = x \text{ para } x > 0$$

3.4.4. Proceso global iterativo

La sustitución de la relación entre los incrementos de tensión y de deformación $\Delta \underline{\sigma} = \underline{\underline{M}} \Delta \underline{\epsilon}$ en la ecuación de equilibrio, conduce a:

$$\underline{\underline{K}}^i \Delta \underline{v}^i = \underline{f}_{-ex}^i - \underline{f}_{-in}^{i-1}$$

, donde K es una **matriz de rigidez**, Δv es el vector incremento de desplazamiento, f_{ext} es la fuerza externa y f_{int} el vector de reacción interna, representando el superíndice (i, i-1) el tiempo de cálculo. Sin embargo, debido a que la relación entre los incrementos de tensión y deformación es en general no lineal, la matriz de rigidez no se puede formular exactamente como se ha expuesto. Por ello, se requiere un procedimiento iterativo global para satisfacer simultáneamente las condiciones de equilibrio y constitutivas y que se puede escribir como:

$$\underline{\underline{K}}^j \delta \underline{v}^j = \underline{f}_{-ex}^i - \underline{f}_{-in}^{j-1}$$

, donde el superíndice j refleja el número de iteración y δv^j es un vector que contiene desplazamientos subincrementales que contribuyen al desplazamiento total del paso i.

$$\Delta \underline{v}^i = \sum_{j=1}^n \delta \underline{v}^j$$

, donde n es el número de iteraciones en el paso i. La matriz de rigidez K representa el comportamiento material de una manera aproximada. Cuanto más precisa es la matriz, menos iteraciones se necesitan para obtener el equilibrio con una determinada tolerancia. En su manera más simple K representa una respuesta elástico-lineal. En este caso, la matriz de rigidez se puede formular como:

$$\underline{\underline{K}} = \int \underline{\underline{B}}^T \underline{\underline{D}}^e \underline{\underline{B}} dV$$

, donde D^e es la matriz del material elástico según las leyes de Hooke y B es la matriz de interpolación de deformaciones. El uso de una **matriz de rigidez elástica** proporciona un procedimiento iterativo robusto siempre que la rigidez material no aumente, incluso cuando se usan modelos de plasticidad no asociada. Se pueden utilizar determinadas técnicas especiales para mejorar el proceso iterativo (Riks 1979, Vermeer y Van Langen 1989). Además, la automatización del tamaño de paso introducida por Van Langen y Vermeer (1990) facilitan el proceso. Para modelos materiales con comportamiento lineal en el dominio elástico, como el modelo de Mohr-Coulomb, el uso de una matriz de rigidez elástica es positivo, ya que dicha matriz solo necesita generarse y descomponerse antes del primer paso de cálculo.

3.5. FORMULACIÓN DE ELEMENTOS

En este capítulo se describen las funciones de forma que utiliza el programa comercial de elementos finitos PLAXIS [27]. Cada elemento posee un número de nodos. Cada nodo tiene un número de grados de libertad que corresponden a valores discretos a resolver.

3.5.1. Funciones de forma e integración numérica de elementos tipo línea.

En un elemento el campo de desplazamientos $u = (u_x, u_y)^T$ se obtiene de un vector de valores discretos nodales $v = (v_1, v_2, \dots, v_n)^T$ mediante las funciones de forma. Si consideramos un elemento lineal, cuando la posición local ξ de un punto se conoce, se puede escribir una componente de desplazamiento:

$$u(\xi) = \sum_{i=1}^n N_i(\xi) v_i$$

, donde	v_i	Valores nodales
	$N_i(\xi)$	Valor de la función de forma del nodo i en la posición
	$u(\xi)$	Valor en la posición
	n	Número de nodos por elemento.

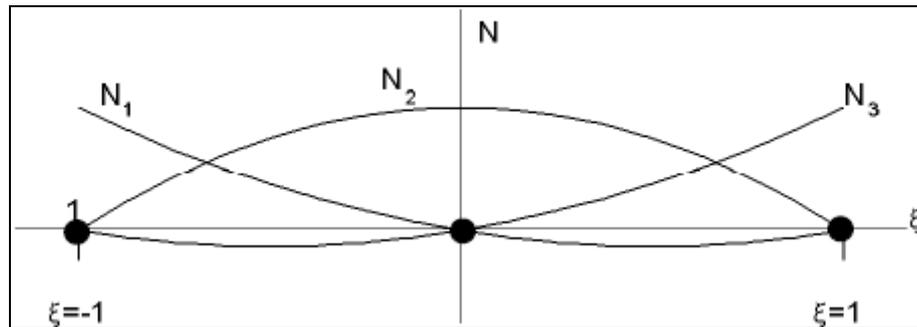


Fig. 3.1. Funciones de forma para un elemento lineal de 3 nodos.

Este elemento lineal de 3 nodos es compatible con un elemento tipo triángulo de 6 nodos, cuadrilátero de 8 nodos (elementos área) o con el prisma triangular de 15 nodos (elementos volumen) que introduce el programa del PLAXIS 3D TUNNEL, ya que todos estos elementos tienen 3 nodos en cada arista.

Las funciones de forma N_i tienen la propiedad de valer la unidad en el nodo i y valer cero en el resto de nodos. De este modo para elementos de 3 nodos hay 3 funciones de forma:

$$\begin{aligned} N_1 &= -\frac{1}{2}(1-\xi)\xi \\ N_2 &= (1+\xi)(1-\xi) \\ N_3 &= \frac{1}{2}(1+\xi)\xi \end{aligned}$$

, proporcionando interpolaciones de segundo orden.

Para obtener el valor de la integral sobre una línea, se estima numéricamente como:

$$\int_{\xi=-1}^1 F(\xi) d\xi \approx \sum_{i=1}^k F(\xi_i) w_i$$

, donde $F(\xi_i)$ es el valor de la función en la posición ξ_i y w_i es el peso para el punto i . El método usado comúnmente para llevar a cabo la integración numérica es la integración de Gauss, donde las posiciones y pesos ξ_i y w_i se eligen de una manera determinada. Una función polinomial de grado $2k-1$ se puede integrar exactamente usando k puntos.

3.5.2. Funciones de forma e integración numérica de elementos tipo área.

En PLAXIS 3D Túnel las áreas y superficies se forman mediante elementos triangulares de 6 nodos o cuadrangulares de 8 nodos.

Los elementos triangulares de 6 nodos se crean en la generación de la malla 2D y se usan en los planos verticales del modelo 3D para formar las caras de los prismas triangulares de 15 nodos.

Tienen dos coordenadas locales (ξ, η) y usan una coordenada auxiliar $\zeta = 1 - \xi - \eta$, dando interpolaciones de segundo orden. Las funciones de forma se pueden escribir como:

$$\begin{aligned} N_1 &= \zeta (2\zeta - 1) \\ N_2 &= \xi (2\xi - 1) \\ N_3 &= \eta (2\eta - 1) \\ N_4 &= 4 \zeta \xi \\ N_5 &= 4 \xi \eta \\ N_6 &= 4 \eta \zeta \end{aligned}$$

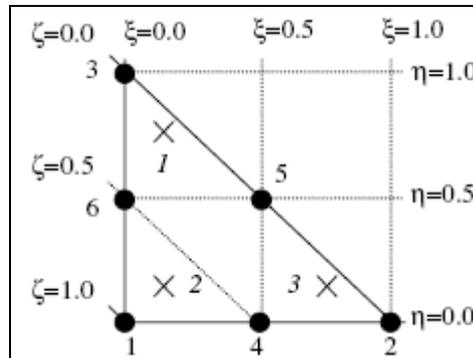


Fig. 3.2. Numeración local y posición de los nodos para un elemento triangular de 6 nodos.

Al igual que para los elementos lineales, se puede formular la integración numérica sobre áreas como:

$$\iint F(\xi, \eta) d\xi d\eta \approx \sum_{i=1}^k F(\xi_i, \eta_i) w_i$$

Los cuadriláteros de 8 nodos se crean en el proceso de extensión de mallado en la generación del 3D y se usan como caras de los primas triangulares de 15 nodos en dirección z. Estos elementos son la base para las cargas distribuidas y para elementos estructurales (placas y geomallas) y elementos de interfaz. Las placas son algo diferentes al tener 6 grados de libertad por nodo en lugar de 3, al incluir 3 rotaciones. Los elementos interfaz tienen nodos duplicados, de manera que se permite un movimiento relativo entre ellos.

Los cuadriláteros de 8 nodos proporcionan interpolaciones de desplazamientos de segundo orden. Poseen dos coordenadas locales al igual que los triangulares. Las funciones de forma se pueden escribir como:

$$\begin{aligned}
 N_1 &= (1-\xi)(1-\eta)(-1-\xi-\eta) / 4 \\
 N_2 &= (1+\xi)(1-\eta)(-1+\xi-\eta) / 4 \\
 N_3 &= (1+\xi)(1+\eta)(-1+\xi+\eta) / 4 \\
 N_4 &= (1-\xi)(1+\eta)(-1-\xi+\eta) / 4 \\
 N_5 &= (1-\xi)(1+\xi)(1-\eta) / 2 \\
 N_6 &= (1-\xi)(1+\xi)(1+\eta) / 2 \\
 N_7 &= (1-\eta)(1+\eta)(1+\xi) / 2 \\
 N_8 &= (1-\eta)(1+\eta)(1-\xi) / 2
 \end{aligned}$$

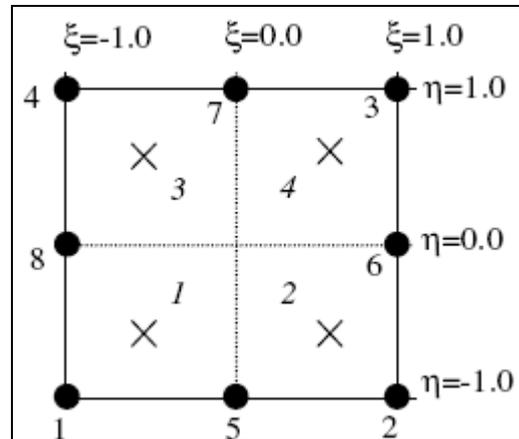


Fig.3.3 .Numeración local y posición de los nodos para un elemento cuadrangular de 8 nodos.

3.5.3. Funciones de forma e integración numérica de elementos tipo volumen.

El terreno en 3D se modeliza en PLAXIS 3D Tunel con prismas triangulares de 15 nodos, generados por extensión de la malla 2D. Este tipo de elementos proporcionan como el resto una interpolación de los desplazamientos de segundo orden. Tienen tres coordenadas locales (ξ , η , ζ). Las funciones de forma se escriben como sigue:

$$\begin{aligned}
 N_1 &= -(1-\xi-\eta)(1-\zeta)(+2\xi+2\eta+\zeta)/2 \\
 N_2 &= -\xi(1-\zeta)(2-2\xi-\zeta)/2 \\
 N_3 &= -\eta(1-\zeta)(2-2\eta+\zeta)/2 \\
 N_4 &= -(1-\xi-\eta)(1+\zeta)(+2\xi+2\eta-\zeta)/2 \\
 N_5 &= -\xi(1+\zeta)(2-2\xi+\zeta)/2 \\
 N_6 &= -\eta(1+\zeta)(2-2\eta-\zeta)/2 \\
 N_7 &= (1-\xi-\eta)\xi(1-\zeta)*2 \\
 N_8 &= \xi\eta(1-\zeta)*2 \\
 N_9 &= \eta(1-\xi-\eta)(1-\zeta)*2 \\
 N_{10} &= (1-\xi-\eta)(1-\zeta)(1+\zeta) \\
 N_{11} &= \xi(1-\zeta)(1+\zeta) \\
 N_{12} &= \eta(1-\zeta)(1+\zeta) \\
 N_{13} &= (1-\xi-\eta)\xi(1+\zeta)*2 \\
 N_{14} &= \xi\eta(1+\zeta)*2 \\
 N_{15} &= \eta(1-\xi-\eta)(1+\zeta)*2
 \end{aligned}$$

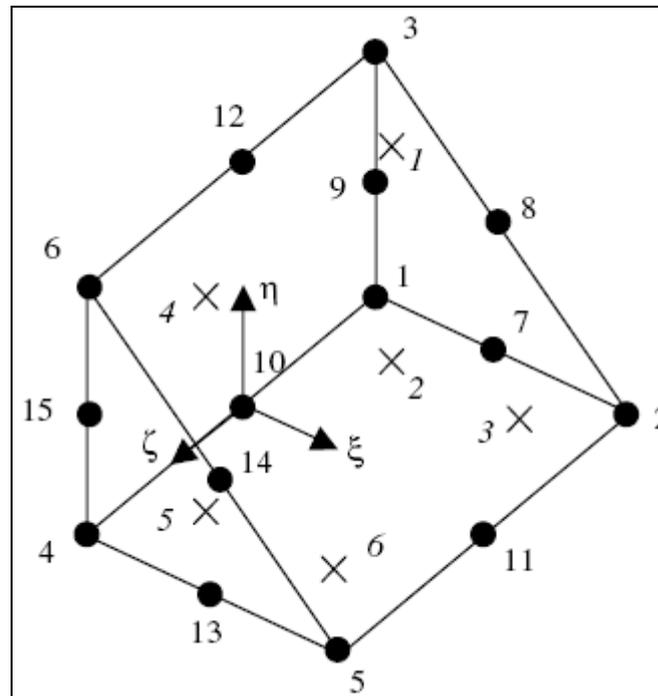


Fig.3.4. Numeración local y posición de los nodos para un elemento prismático triangular de 15 nodos.

Del mismo modo que para los elementos línea y área, se puede formular la integración numérica en el volumen como :

$$\iiint F(\xi, \eta, \zeta) d\xi d\eta d\zeta \approx \sum_{i=1}^k F(\xi_i, \eta_i, \zeta_i) w_i$$

PLAXIS 3D Tunnel usa la integración gaussiana en estos elementos.

Para calcular las componentes cartesianas de las deformaciones a partir de los desplazamientos, se deben de calcular las derivadas respecto al sistema de ejes globales (x, y, z).

$$\underline{\varepsilon} = \underline{B}_i v_i$$

, donde:

$$\underline{B}_i = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} & \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} & \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial x} \end{bmatrix}$$

En los elementos, las derivadas se calculan respecto al sistema de coordenadas local (ξ, η, ζ). La relación entre las derivadas globales y locales necesitan considerar el Jacobiano J.

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} & \frac{\partial z}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} & \frac{\partial z}{\partial \eta} \\ \frac{\partial x}{\partial \zeta} & \frac{\partial y}{\partial \zeta} & \frac{\partial z}{\partial \zeta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} \end{bmatrix} = J \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} \end{bmatrix}$$

Las derivadas locales se pueden obtener fácilmente de las funciones de forma, ya que éstas se formulan en coordenadas locales. Las componentes del Jacobiano se obtienen de las diferencias en las coordenadas nodales.

Las componentes cartesianas de las deformaciones se pueden calcular como el sumatorio de todas las contribuciones nodales:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} = \sum_i B_i \begin{bmatrix} v_{x,i} \\ v_{y,i} \\ v_{z,i} \end{bmatrix}$$

, donde v_i son las componentes de los desplazamientos en el nodo i

La matriz de rigidez K^e se calcula según la siguiente integral:

$$\underline{\underline{K}}^e = \int \underline{\underline{B}}^T \underline{\underline{D}}^e \underline{\underline{B}} dV$$

La integral se estima nuevamente mediante integración numérica como ya se ha comentado. Esta matriz se compone de submatrices K_{ij}^e , donde i y j son los nodos locales. El proceso de cálculo de cada una de estas submatrices se puede formular como:

$$\underline{\underline{K}}_{ij}^e = \sum_k \underline{\underline{B}}_i^T \underline{\underline{D}}^e \underline{\underline{B}}_j w_k$$

ANEXO 4. SOLUCIÓN ANALÍTICA TENSO - DEFORMACIONAL

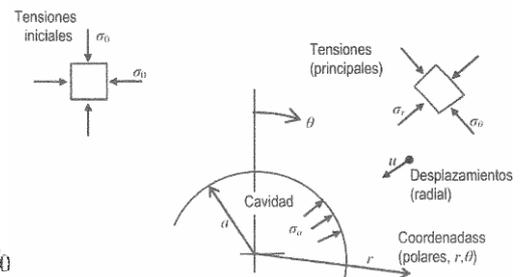
4.1. MATERIAL ELÁSTICO-LINEAL

El material está definido por un módulo de elasticidad “E” y un coeficiente de Poisson “ μ ”, o por un módulo transversal “G” ($G = E / 2(1 + \mu)$).

En deformación plana ($\epsilon_z = 0$) con simetría axial, las derivadas respecto a la coordenada z y al ángulo polar θ son nulas. De este modo, las derivadas parciales respecto al radio “a” se transforman en derivadas totales, dando lugar a un sistema de ecuaciones diferenciales ordinarias resoluble por integración directa.

La solución en tensiones es [28]:

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \sigma_{r0} + \Delta\sigma_r = \sigma_0 - (\sigma_0 - \sigma_a) \frac{a^2}{r^2} \\ \sigma_\theta &= \sigma_{\theta0} + \Delta\sigma_\theta = \sigma_0 + (\sigma_0 - \sigma_a) \frac{a^2}{r^2} \\ \sigma_z &= \sigma_{z0} + \Delta\sigma_z = \sigma_0 + \nu(\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_\theta) = \sigma_0 \end{aligned}$$



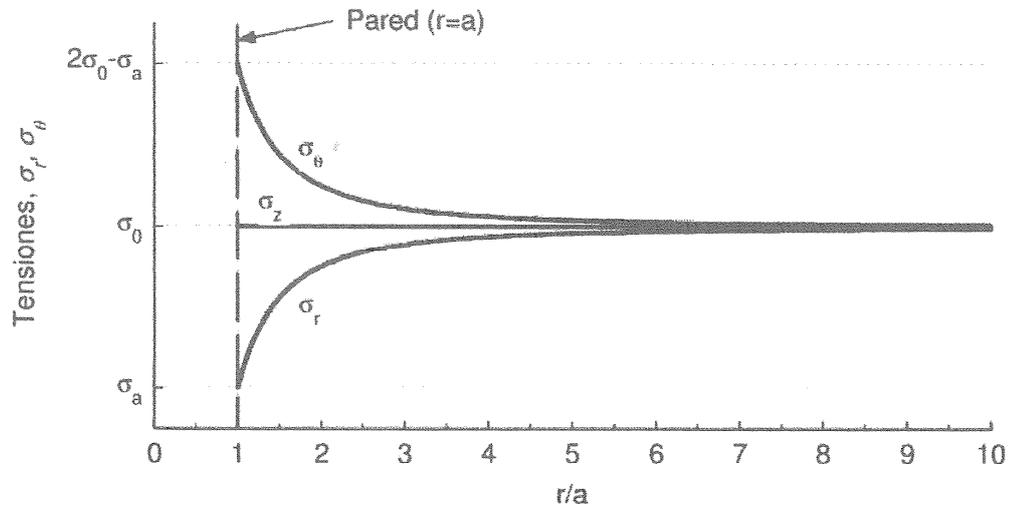


Fig. 4.1. Material elástico. Tensiones en el terreno.

Como puede verse, todas las tensiones son de compresión y no dependen de parámetros elásticos, siendo la tensión principal mayor la circunferencial σ_θ y la menor la radial σ_r . La tensión media no varía respecto a la inicial ($\sigma_\theta + \sigma_r = 2\sigma_0$)

En desplazamiento y deformaciones:

$$\frac{u}{a} = \frac{1}{2G} (\sigma_0 - \sigma_a) \frac{a}{r}$$

$$\varepsilon_r = \frac{\partial u}{\partial r} = -\frac{1}{2G} (\sigma_0 - \sigma_a) \frac{a^2}{r^2}$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{u}{r} = \frac{1}{2G} (\sigma_0 - \sigma_a) \frac{a^2}{r^2}$$

$$\varepsilon_z = 0$$

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_r + \varepsilon_\theta + \varepsilon_z = 0$$

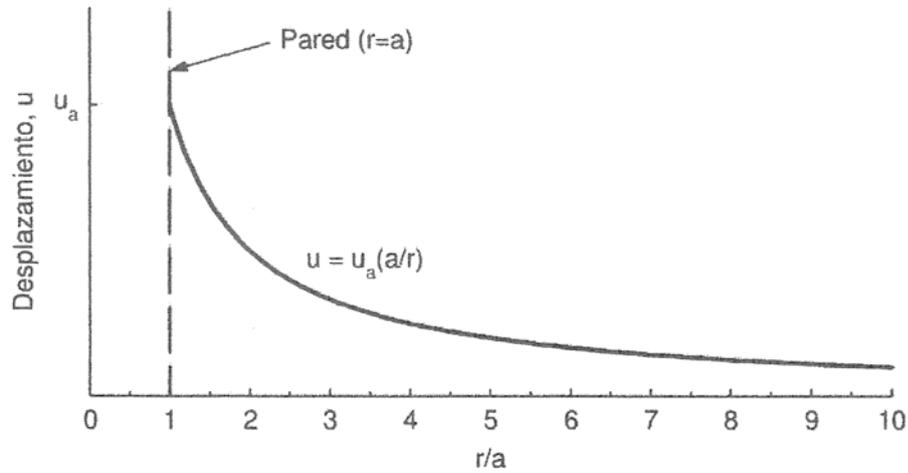


Fig. 4.2. Material elástico. Deformaciones en el terreno.

Las deformaciones consisten en una extensión radial y un acortamiento circunferencial con deformación volumétrica nula. Los desplazamientos son inversamente proporcionales al módulo transversal G e independientes del coeficiente de Poisson μ . Los desplazamientos son radiales e inversamente proporcionales al radio.

Resultando unas tensiones y deformaciones en la pared del túnel ($r=a$) de:

$$\begin{aligned}\sigma_{ra} &= \sigma_a \\ \sigma_{\theta a} &= \sigma_0 + (\sigma_0 - \sigma_a) = 2\sigma_0 - \sigma_a \\ \sigma_{za} &= \sigma_0 \\ \frac{u_a}{a} &= \frac{1}{2G} (\sigma_0 - \sigma_a)\end{aligned}$$

A esta última deformación relativa se le denomina convergencia y al doble de ésta se le denomina **pérdida de terreno o “ground-loss”**, que representa la disminución de la sección de la cavidad por la deformación. Como puede verse, los desplazamientos son proporcionales al radio de la cavidad “a”.

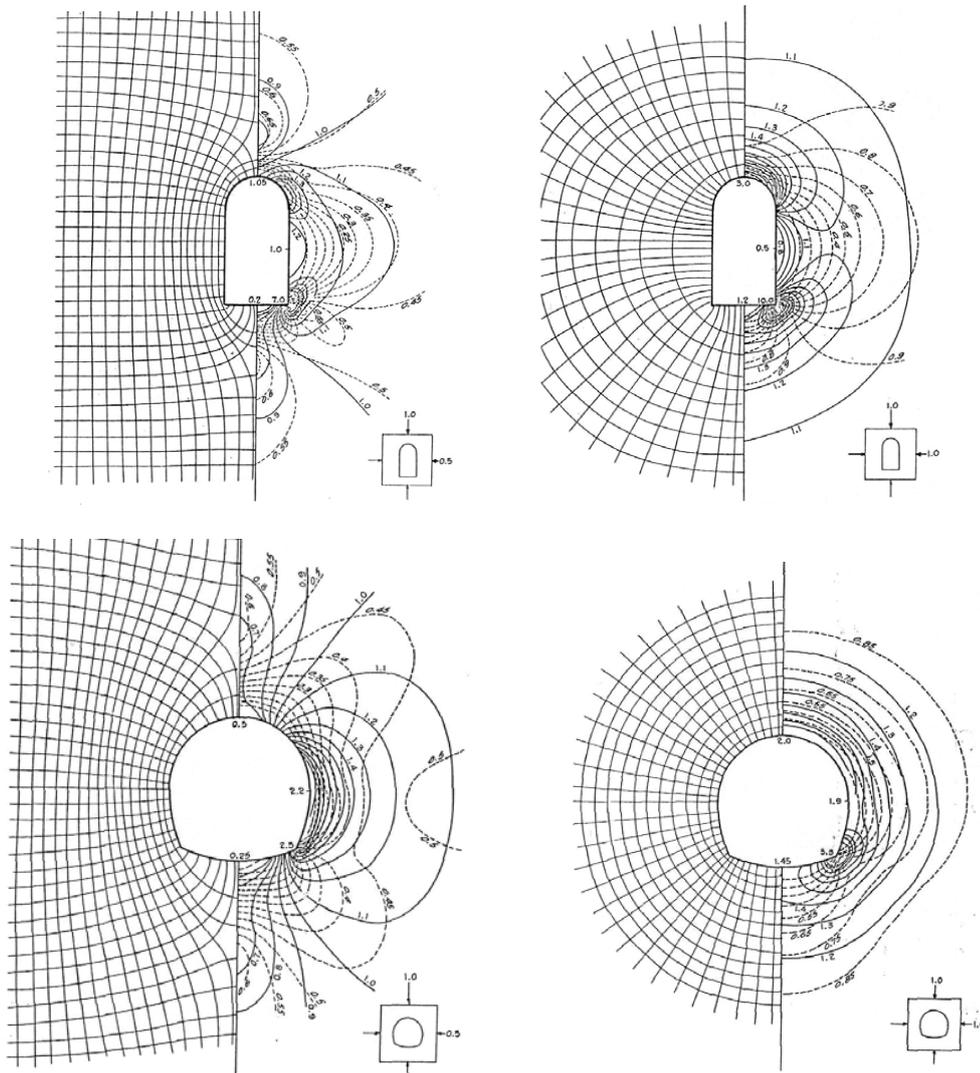


Fig.4.3. Estado de tensiones principales y líneas de corriente entorno a una cavidad circular excavada en medio elástico para $K = 0.5$. Las líneas de trazo continuo representan las tensiones principales mayores y las de trazo discontinuo las menores (Hoek & Brown)

4.2. MATERIAL DE HOEK - BROWN

En macizos rocosos, es usual el empleo del criterio no lineal antes expuesto de Hoek – Brown. Este criterio permite despejar la tensión circunferencial en función de la radial, de manera que el sistema de ecuaciones para las tensiones tiene la forma general:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} - \frac{\sigma_\theta - \sigma_r}{r} = 0$$

$$\sigma_\theta = f(\sigma_r) = \sigma_r + m\sigma_c\sigma_r + s\sigma_c^2$$

, de modo que eliminando σ_θ resulta una ecuación diferencial de variables separables que **permite obtener la solución para σ_r en la zona plástica**, con la única constante de integración de la condición de contorno de presión en la pared σ_a .

$$\frac{d\sigma_r}{f(\sigma_r) - \sigma_r} = \frac{dr}{r}$$

$$\sigma_r = \frac{1}{m\sigma_c} \left[\left(m\sigma_c\sigma_a + s\sigma_c^2 + \frac{m\sigma_c}{2} \ln \frac{r}{a} \right)^2 - s\sigma_c^2 \right]$$

$$\sigma_\theta = \sigma_r + m\sigma_c\sigma_r + s\sigma_c^2$$

Para la tensión longitudinal σ_z , al ser el coeficiente de Poisson distinto de 0.5, supone que no tiene por qué ser siempre intermedia, siendo preciso comprobarlo. Esto sucede solamente para valores de confinamiento relativamente altos, dándose un valor límite mínimo para la presión de la pared σ_a , para el que se cumple dicha condición. Pasado un límite de presión en la pared, la solución se complica extraordinariamente, pues la tensión intermedia para a ser σ_θ con lo que en el sistema de ecuaciones aparecen las tres tensiones y ya no se puede resolver sin hacer intervenir las deformaciones.

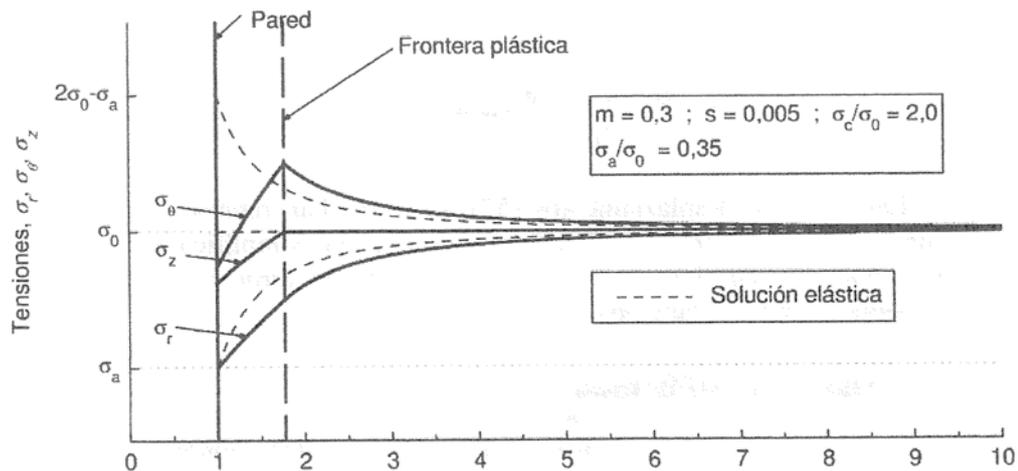


Fig. 4.4. Material de Hoek – Brown. Tensiones en el terreno para un caso concreto. Solución correcta.

Utilizando los parámetros de Lambe (p, q) y los auxiliares (β, ζ) se puede llegar a una solución del caso general no lineal (Serrano, 1997).

$$\beta = \frac{m\sigma_c}{8} \quad ; \quad \zeta = \frac{8s}{m^2}$$

$$p = \frac{\sigma_\theta + \sigma_r}{2} \quad ; \quad q = \frac{\sigma_\theta - \sigma_r}{2}$$

Con los cuales, para un material de Hoek-Brown, las **tensiones en la zona plástica** resultan:

$$q = q_a + 2\beta \ln \frac{r}{a}$$

$$p = \frac{q^2}{2\beta} + q - \beta\zeta$$

Los valores de **q en la pared y en la frontera plástica** son:

$$q_a = 2\beta(\sigma_a + \beta\zeta)$$

$$q_R = -\beta + \beta^2 + 2\beta(\sigma_0 + \beta\zeta)$$

, y el **radio para el cual el material está plastificado**:

$$\frac{R}{a} = e^{\frac{q_R - q_a}{2\beta}}$$

Las soluciones en desplazamientos deben hacerse numéricamente y solo con simplificaciones sobre el comportamiento del material, como suponer un valor de la deformación volumétrica media en la zona plástica, se puede llegar a soluciones analíticas. Esto se debe a que la no linealidad del criterio implica que los coeficientes de la ecuación diferencial ya no son constantes, y por tanto no se pueden integrar en forma cerrada.

4.3. MATERIAL DE MOHR-COULOMB

A pesar de la gran ventaja que tiene el criterio de rotura de Hoek y Brown sobre el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, para predecir el comportamiento tenso-deformacional de un macizo rocoso, **su implementación numérica no es posible**. Esto es debido a que si bien existe para el criterio de Hoek y Brown una ley de rotura, no se ha podido implementar numéricamente una ley de flujo que relacione la deformación volumétrica plástica después de la rotura. Es por ello que para la modelización numérica sea necesario introducir los valores tenso-deformacionales de Mohr-Coulomb, planteado para excavaciones en terrenos en los que se puede suponer un proceso drenado.

Este material está definido en su deformabilidad elástica por los mismos parámetros generales (G y ν), con un criterio de resistencia que se expresa como:

$$f = (\sigma_1 + c \cotg \phi) - (\sigma_3 + c \cotg \phi) \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} = 0$$

, con c la cohesión y ϕ el ángulo de rozamiento interno y considerando un ángulo de dilatación ψ para el comportamiento no asociado de las deformaciones plásticas.

Generalizando mediante la Teoría de la Plasticidad, se puede escribir:

$$\sigma_0 = \sigma_a N_q + c N_c$$

, con N_c y N_q ligados por el teorema de los estados correspondientes, se puede expresar:

$$N_c = \frac{\sigma_0 - \sigma_a}{c + \sigma_a \text{tg } \phi} \quad ; \quad N_q = \frac{\sigma_0 + c \cotg \phi}{\sigma_a + c \cotg \phi}$$

, utilizando $N = N_c$ como factor de carga, con término de cohesión y de resistencia friccional movilizadas por la presión de la pared en el denominador. Del mismo modo, se define el **índice de rigidez** como:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma_a \text{tg } \phi}$$

La solución elástica indica que el máximo desviador se produce en la pared de la cavidad y vale $2(\sigma_0 - \sigma_a)$. La solución elástica es válida hasta un límite σ_a tal que el criterio de plastificación se alcance justo en la pared. El inicio de la plastificación se produce cuando las tensiones elásticas en la pared alcancen estrictamente el criterio de plastificación ($f=0$), que utilizando el factor de carga se expresa como $N = \cos \Phi / (1 - \text{sen } \Phi)$, resultando una presión en la pared:

$$\sigma_a = \sigma_0 (1 - \text{sen } \phi) - c \cos \phi$$

La zona plástica debe ser una corona concéntrica con la cavidad comenzando en la pared hasta una frontera de radio R . Considerando la corona plástica ($r \leq R$) y la zona elástica ($r > R$) por separado, se definen las tensiones en la zona plástica por la ecuación de equilibrio interno en dirección radial y la condición de plasticidad $f = 0$:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} - \frac{\sigma_\theta - \sigma_r}{r} = 0$$

$$\sigma_\theta - \sigma_r - 2c_u = 0$$

Del mismo modo que para el criterio de Hoek – Brown, no depende de la tensión principal intermedia y aceptando la hipótesis de que ésta es la tensión longitudinal al túnel, las tensiones resultan, integradas en la zona plástica la ecuación diferencial en σ_r de variables separadas:

$$\sigma_r = -c \cotg \phi + (\sigma_a + c \cotg \phi) \left(\frac{r}{a}\right)^{2 \operatorname{sen} \phi} \left(\frac{r}{a}\right)^{1 - \operatorname{sen} \phi}$$

$$\sigma_\theta = -c \cotg \phi + \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} (\sigma_a + c \cotg \phi) \left(\frac{r}{a}\right)^{2 \operatorname{sen} \phi} \left(\frac{r}{a}\right)^{1 - \operatorname{sen} \phi}$$

$$\sigma_z = (1 - 2\nu)\sigma_0 + \nu(\sigma_r + \sigma_\theta)$$

, que supone que σ_z no tiene por qué ser la tensión intermedia, siendo preciso comprobarlo.

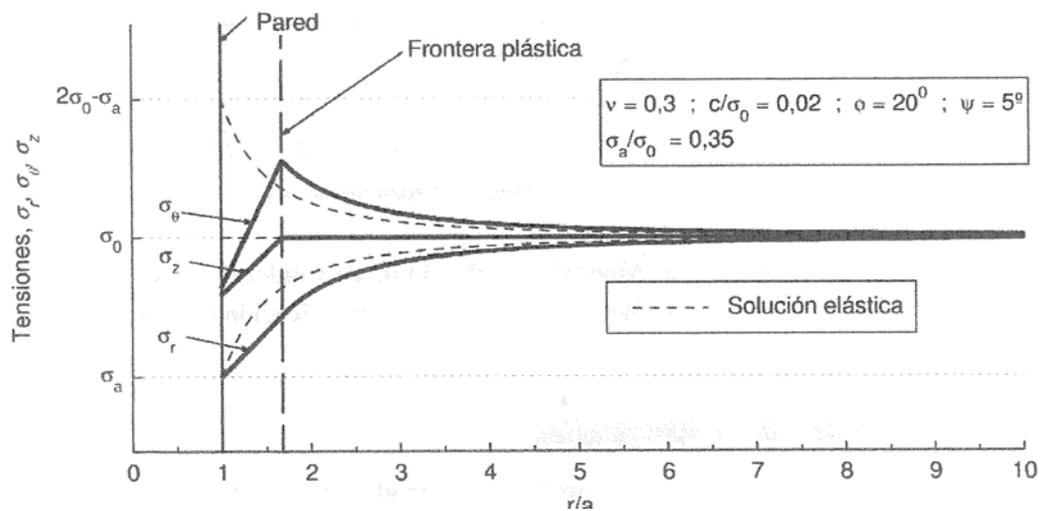


Fig.4.5 .Material de Mohr-Coulomb. Tensiones en el terreno para un caso concreto. Solución correcta.

, que como se ha explicado anteriormente se cumple solo para valores de confinamiento altos, siendo el valor mínimo de presión en la pared para el que esto ocurre:

$$N_{crit} = \frac{\sigma_0 - \sigma_a}{c + \sigma_a \operatorname{tg} \phi} = \frac{2(1 - \nu) \cos \phi}{(1 - 2\nu)(1 - \operatorname{sen} \phi)}$$

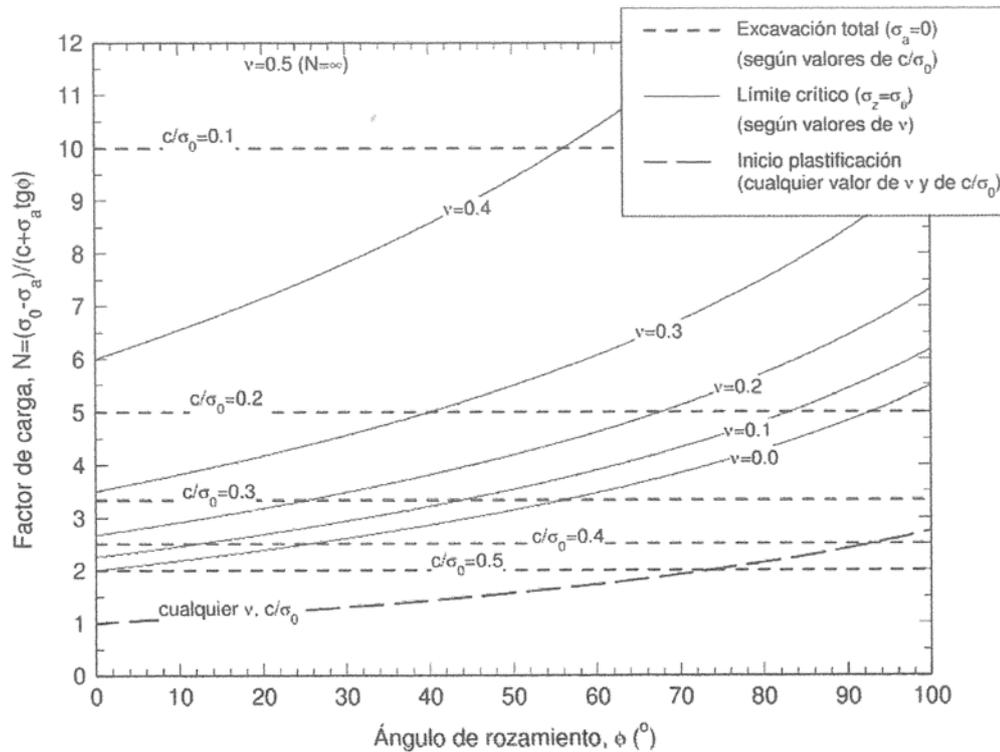


Fig.4.6. Material de Mohr – Coulomb. Límite de validez de σ_z como tensión principal intermedia. Comparación con inicio de plastificación y con excavación total.

En la zona elástica, las tensiones corresponden a las de una cavidad ficticia de radio R con una presión en su pared igual a la tensión radial obtenida para la frontera plástica, siendo:

$$\begin{aligned}\sigma_r &= \sigma_0 - (\sigma_0 \sin \phi + c \cos \phi) \frac{R^2}{r^2} \\ \sigma_\theta &= \sigma_0 + (\sigma_0 \sin \phi + c \cos \phi) \frac{R^2}{r^2} \\ \sigma_z &= \sigma_0\end{aligned}$$

La situación de la frontera elástico-plástica se establece imponiendo la condición de la distribución elástica de tensiones a las tensiones en la zona plástica, llegando a:

$$\frac{R}{a} = \left[\frac{(1 - \sin \phi) \sigma_0 + c \cot \phi}{\sigma_a + c \cot \phi} \right]^{1 - \sin \phi} = \left[\frac{(1 - \sin \phi) \sigma_0 + c \cot \phi}{\sigma_a + c \cot \phi} \right]^{1 - \sin \phi} = \left[\frac{(1 - \sin \phi) \sigma_0 + c \cot \phi}{\sigma_a + c \cot \phi} \right]^{1 - \sin \phi}$$

En cuanto a los desplazamientos, en la zona elástica se obtienen considerando una cavidad ficticia de radio R sometida a una presión en la pared σ . El desplazamiento en la frontera plástica resulta:

$$\frac{u_R}{R} = \frac{\sigma_0 + c \cot \phi}{2G} \sin \phi$$

En la zona plástica, con cambio de volumen, se requiere considerar un ángulo de dilatación, ψ , material de tipo “no asociado” que establece que debe haber una expansión volumétrica plástica igual a la máxima distorsión plástica multiplicada por el seno de dicho ángulo.

Se llega a una ecuación diferencial lineal resoluble analíticamente:

$$\frac{u}{a} = \frac{\sigma_0 + c \cotg \phi}{2G} \left[A \frac{r}{a} + B \left(\frac{r}{a} \right)^k + C \left(\frac{r}{a} \right)^{-\alpha} \right]$$

, siendo:

$$A = -(1 - 2\nu)$$

$$B = (1 - \text{sen } \phi)^{\frac{1 - 2\nu + \text{sen } \phi \text{ sen } \psi}{1 - \text{sen } \phi \text{ sen } \psi}} \left(\frac{R}{a} \right)^{1 - k}$$

$$C = \left[1 - 2\nu + \text{sen } \phi - (1 - \text{sen } \phi)^{\frac{1 - 2\nu + \text{sen } \phi \text{ sen } \psi}{1 - \text{sen } \phi \text{ sen } \psi}} \right] \left(\frac{R}{a} \right)^{\alpha + 1}$$

$$\alpha = \frac{1 + \text{sen } \psi}{1 - \text{sen } \psi} \quad ; \quad k = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi}$$

De manera que en la pared de la cavidad ($r = a$):

$$\varepsilon_a = \frac{u_a}{a} = \frac{\sigma_0 + c \cotg \phi}{2G} (A + B + C)$$

4.4. TENSIONES INICIALES ANISÓTROPAS

En este caso se pierde la simetría axial del problema, existiendo solución analítica únicamente en el rango elástico.

Los desplazamientos producidos por la excavación, descontando las deformaciones iniciales, gravitatorias, producidas por el peso propio del terreno antes de la excavación del túnel son:

$$\frac{u}{a} = \frac{1}{2G} \frac{a}{r} \left\{ \sigma_0 \left[\frac{1 + k_0}{2} + \frac{1 - k_0}{2} \left(4 - 4\nu - \frac{a^2}{r^2} \right) \cos 2\theta \right] - \sigma_a \right\}$$

$$\frac{v}{a} = - \frac{1}{2G} \frac{a}{r} \sigma_0 \left[\frac{1 - k_0}{2} \left(2 - 4\nu + \frac{a^2}{r^2} \right) \text{sen } 2\theta \right]$$

Nos son puramente radiales, varían a lo largo de la pared y dependen del coeficiente de Poisson. La deformación volumétrica no es nula.

La deformación volumétrica se compone de una convergencia uniforme media u_{am} y una distorsión. La pérdida de terreno es:

$$\frac{\Delta V_a}{V_a} = 2\varepsilon_{am} = 2 \frac{u_{am}}{a} = \frac{1}{G} \left(\frac{1+k_0}{2} \sigma_0 - \sigma_a \right)$$

Las tensiones en el terreno también varían a lo largo de la pared de la cavidad y la tensión media ya no se mantiene igual a la inicial, como en el caso isótropo. Además, dependen como es obvio del coeficiente k_0 de empuje lateral, que representa el grado de anisotropía en las tensiones iniciales:

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \sigma_0 \left[\frac{1+k_0}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) + \frac{1-k_0}{2} \left(1 - 4 \frac{a^2}{r^2} + 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right] + \sigma_a \frac{a^2}{r^2} \\ \sigma_\theta &= \sigma_0 \left[\frac{1+k_0}{2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) - \frac{1-k_0}{2} \left(1 + 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right] - \sigma_a \frac{a^2}{r^2} \\ \tau_{r\theta} &= -\sigma_0 \frac{1-k_0}{2} \left(1 + 2 \frac{a^2}{r^2} - 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \sin 2\theta \\ \sigma_z &= \sigma_0 \left[k_0(1-2\nu) + \nu \left(\frac{1+k_0}{2} - \frac{1-k_0}{2} 4 \frac{a^2}{r^2} \cos 2\theta \right) \right] \end{aligned}$$

4.5. TÚNEL A PROFUNDIDAD FINITA

En el rango elástico, se indica que la influencia de la superficie en las tensiones no es importante si la profanidad del túnel es superior a 2 ó 3 diámetros (Mindlin, 1940).

Para las deformaciones, considerando la superficie libre a una altura h sobre el eje del túnel, manteniendo las tensiones iniciales isotrópicas e ignorando su gradiente con la profundidad (Verruijt, 1997, 2000):

$$\begin{aligned} \frac{u_a}{a} &= \frac{\sigma_0 - \sigma_a}{2G} \left[1 + 2(1-\nu) \frac{\cos \theta}{h a - \cos \theta} \right] \\ \frac{v_a}{a} &= \frac{\sigma_0 - \sigma_a}{2G} 2(1-\nu) \frac{\sin \theta}{h a - \cos \theta} \end{aligned}$$

Y la pérdida de terreno es:

$$\frac{\Delta V_a}{V_a} = 2\varepsilon_{am} = 2 \frac{u_{am}}{a} = \frac{\sigma_0 - \sigma_a}{G} \left[\frac{2h a \left(h a - (h a)^2 - 1 \right) - 1}{1 - h a \left(h a - (h a)^2 - 1 \right)} \right]$$

ANEXO 5. ANÁLISIS NUMÉRICO DEL CASO

5.1. DESCRIPCIÓN DEL CASO

5.1.1. Selección de la zona de estudio:

Para elegir la zona de estudio en la que se prevé exista una mayor influencia sobre el túnel existente, se tienen en cuenta diversos factores, siendo los principales la **distancia entre ejes** (los túneles discurren prácticamente paralelos en toda su longitud con escasa variación de este parámetro), la **montera** y las **características geotécnicas** del terreno atravesado.

A la vista de los condicionantes existentes, se considera que la zona donde se espera que pueda existir una mayor influencia sobre el túnel existente es la correspondiente al p.k. 1+400, que además corresponde con la ubicación de una de las galerías peatonales que comunican ambos túneles (p.k. 1+405,76).

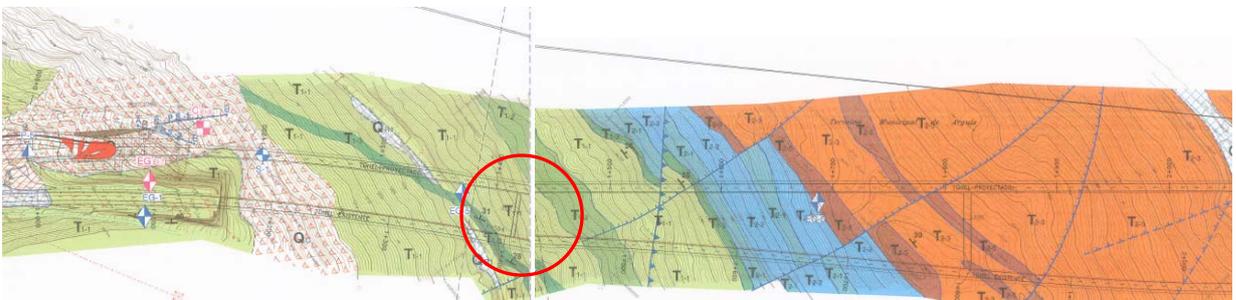


Fig. 5.1. Planta con la zona a analizar.

En cuanto a la distancia en planta, los túneles se encuentran en este p.k. a aproximadamente 45 m. entre ejes, similar a la del emboquille sur y menor que la distancia existente en la zona central, de aproximadamente el doble.

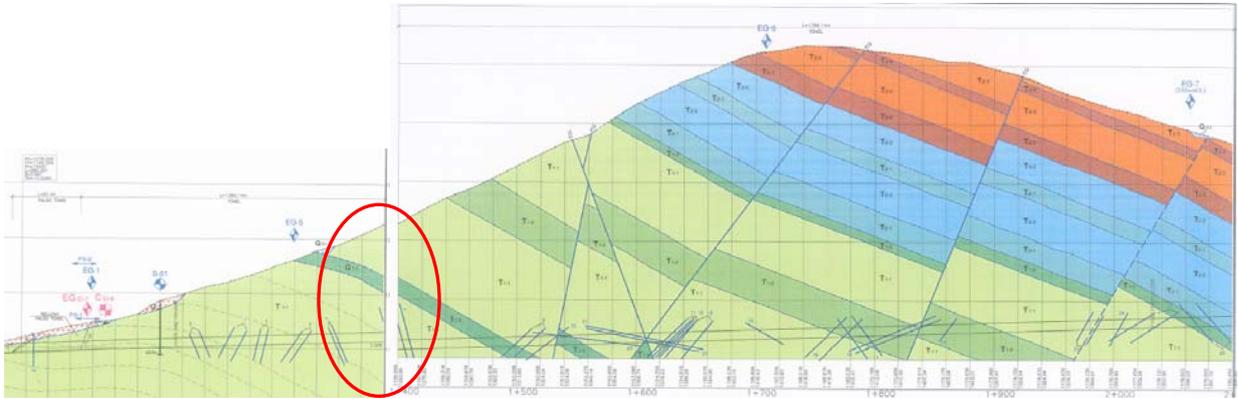


Fig. 5.2. Perfil longitudinal con la zona a analizar.

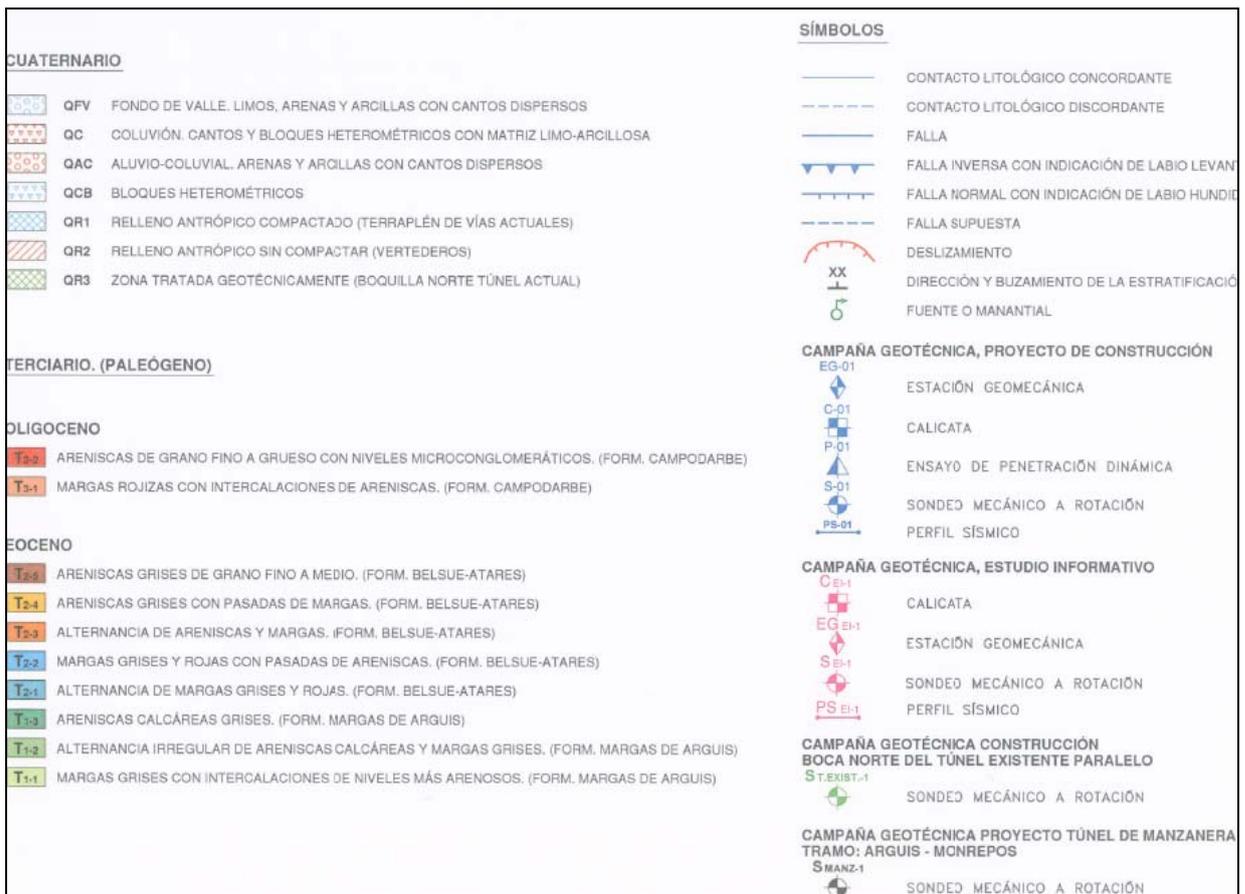


Fig. 5.3. Leyenda formaciones litológicas, ensayos y sondeos.

En cuanto al perfil longitudinal, corresponde a una zona con una cobertera de unos 100 m, inferiores a los 250 m. de la zona central del túnel, cerca del p.k.1+750.

Las propiedades del terreno en esa zona corresponden a las de la formación T₁₋₁ (Margas grises con intercalaciones de niveles más arenosos. Formación Margas de Arguís) con un índice RMR comprendido entre 55 y 70, correspondiéndole por tanto el tipo de sostenimiento II contemplado en proyecto.

El sostenimiento Tipo II se ha previsto para todos los tramos del túnel excavados en terrenos en los que en general el índice RMR está comprendido entre 50 y 70 puntos y en otras con RMR superior con alguna particularidad geotécnica.

El arranque se realiza mediante explosivos con una longitud de pase de 3 m. El sostenimiento en la fase de avance se realiza mediante la siguiente secuencia:

- 3) Colocación de bulones tipo Swellex Mn16 o similar, de 5.0 m de longitud en una malla de 2,0 (T) x 1,5 m (L).
- 4) Proyección de una capa de hormigón HM-30 reforzado con 40 kg/m³ fibras de acero, de 10 cm de espesor mínimo, en bóveda y paramentos, cubriendo la superficie excavada.

El arranque en fase de destroza se realiza, análogamente, mediante explosivos, una vez que la velocidad de convergencia de las estaciones colocadas en el avance sea menor de 0,01 mm./día.

La longitud de pase para la destroza es de 3 m para los laterales y de 10 m para la parte central.

Finalmente, el revestimiento consistirá en 30 cm. de homigón bombeado HM-30, que se ejecuta tras la colocación de la impermeabilización.

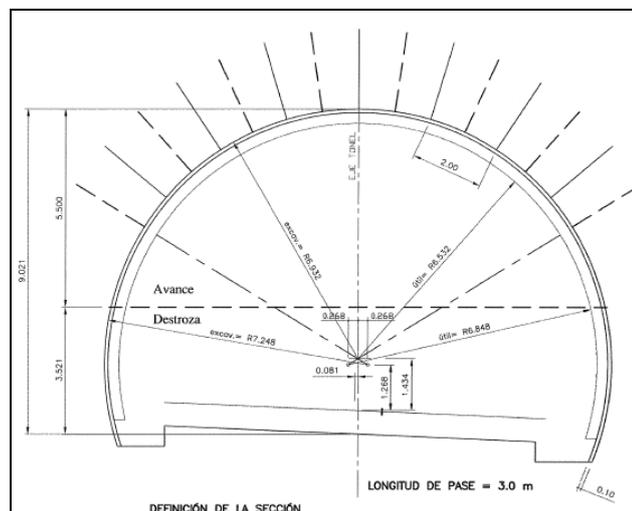


Fig. 5.4. Sostenimiento tipo II.

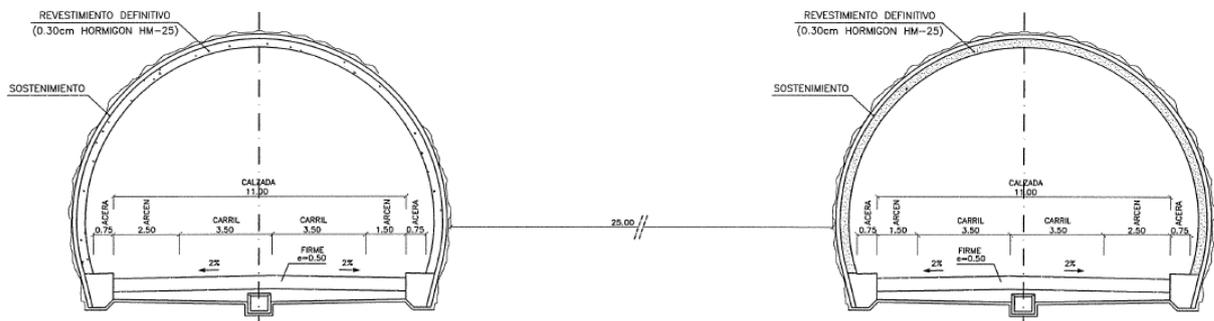


Fig. 5.5. Sección tipo

5.2. PREPROCESO

5.2.1. Elección del modelo

- 1) Se decide utilizar un **modelo tridimensional** que permita reproducir el proceso constructivo. En este caso no es significativo para representar la estratificación no perpendicular a la sección del túnel, puesto que el material es homogéneo en esa dirección, ni las discontinuidades, al no presentarse en la sección de estudio ninguna de importancia significativa:
 - a. En primer lugar se intenta abordar el diseño mediante un modelo lo más completo posible que permita simular incluso la excavación de la galería peatonal.
 - b. A la vista de los problemas computacionales existentes se opta por utilizar un modelo simplificado.
- 2) Mediante el coeficiente de alivio de presiones obtenido en el modelo 3D, se realiza mediante un **modelo 2D** un análisis de sensibilidad de la distancia entre túneles a la distribución de tensiones.

5.2.2. Diseño de la malla

Dimensiones:

A continuación se presenta la geometría introducida en el programa de cálculo PLAXIS 3D Túnel y PLAXIS 2D, a analizar, con la que se pretende representar el problema descrito.

Se dejan en torno a 1.5 diámetros (21 m.) de distancia entre el borde inferior y el eje del túnel para evitar los problemas conocidos de levantamiento del fondo por la no consideración de la diferencia entre el módulo de deformación de carga y descarga. Por encima del túnel se mantiene la montera real de aproximadamente 100 m. sobre la clave del túnel. De este modo, la

profundidad a modelizar es de 129 m. No obstante y a la vista del tiempo de simulación requerido, se decide dividir el terreno en los primeros 70 m. y los 60 restantes cercanos al túnel, con el fin de refinar la malla en el entorno del túnel y mantener una malla más gruesa en la superficie del terreno.

En los laterales se deja algo más de 5 diámetros (72 m.) entre el eje del túnel y los mismos, que se considera suficiente para eliminar la influencia, especialmente si el problema se centra en las tensiones y desplazamientos en el túnel y no en los asentamientos en superficie. Por ello, la anchura del modelo es de $72 + 45 + 72 = 189$ m.

Modelo 3D:

En cuanto al eje del túnel, se crean rebanadas a un diámetro desde el la cara frontal (12 m.) y cuatro rebanadas para cada avance (3m.) hasta completar el pase de la destroza (12 m.). La cara final se sitúa a 3 diámetros de la misma (36 m.), de manera que la longitud total en esta dirección es de 60 m.

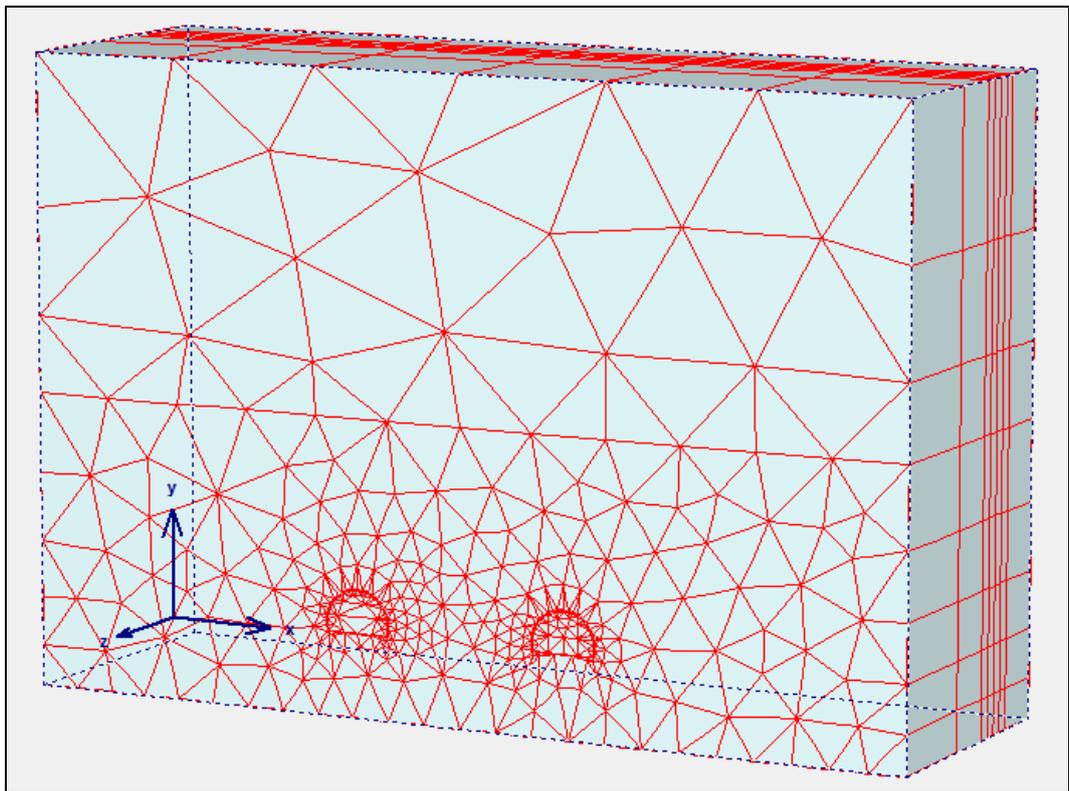


Fig. 5.6. Malla modelo 3D.

5.2.3. Generación de los elementos del túnel.

Sostenimiento y revestimiento:

Se define mediante elementos tipo cluster. Se ha decidido utilizar esta alternativa frente al módulo de diseño específico de túneles que proporciona el programa debido a varias razones:

- 1) El elemento placa del diseñador de túneles no permite adaptar la placa a la geometría del avance y destroza.

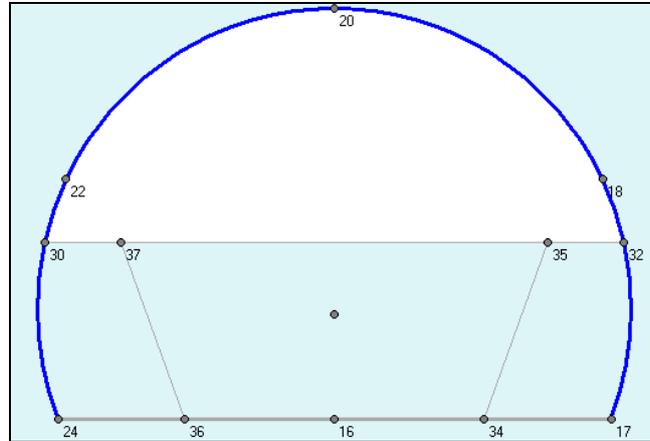


Fig. 5.7. Diseño del sostenimiento con elementos placa.

- 2) Permite adaptarse de manera más precisa a la geometría.
- 3) Ofrece información más precisa de los esfuerzos como elemento volumétrico frente al elemento placa.

Bulones Swellex:

Se simulan como elementos tipo geogrid.

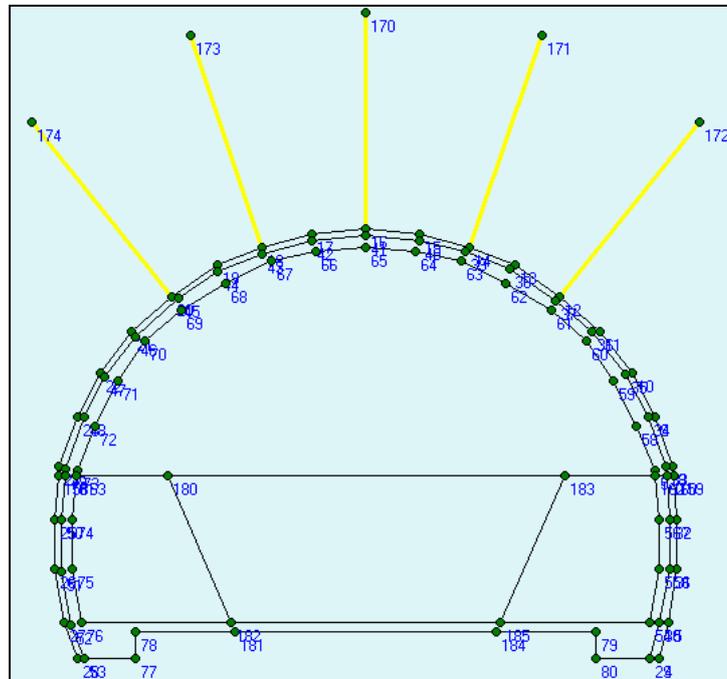


Fig. 5.8. Diseño del túnel mediante elementos cluster y bulones como geogrid.

5.2.4. Tensiones iniciales

Plaxis calcula la tensión horizontal como la tensión vertical ($\sigma_y = \gamma \cdot y$) multiplicada por un coeficiente de empuje $k_0 = 1 - \text{seno } \Phi$. Esta hipótesis reproduce adecuadamente el grado de consolidación del material, que no resulta elevado, siendo una estimación adecuada de las tensiones horizontales del material

5.2.5. Fases de excavación. Modelo 3D completo

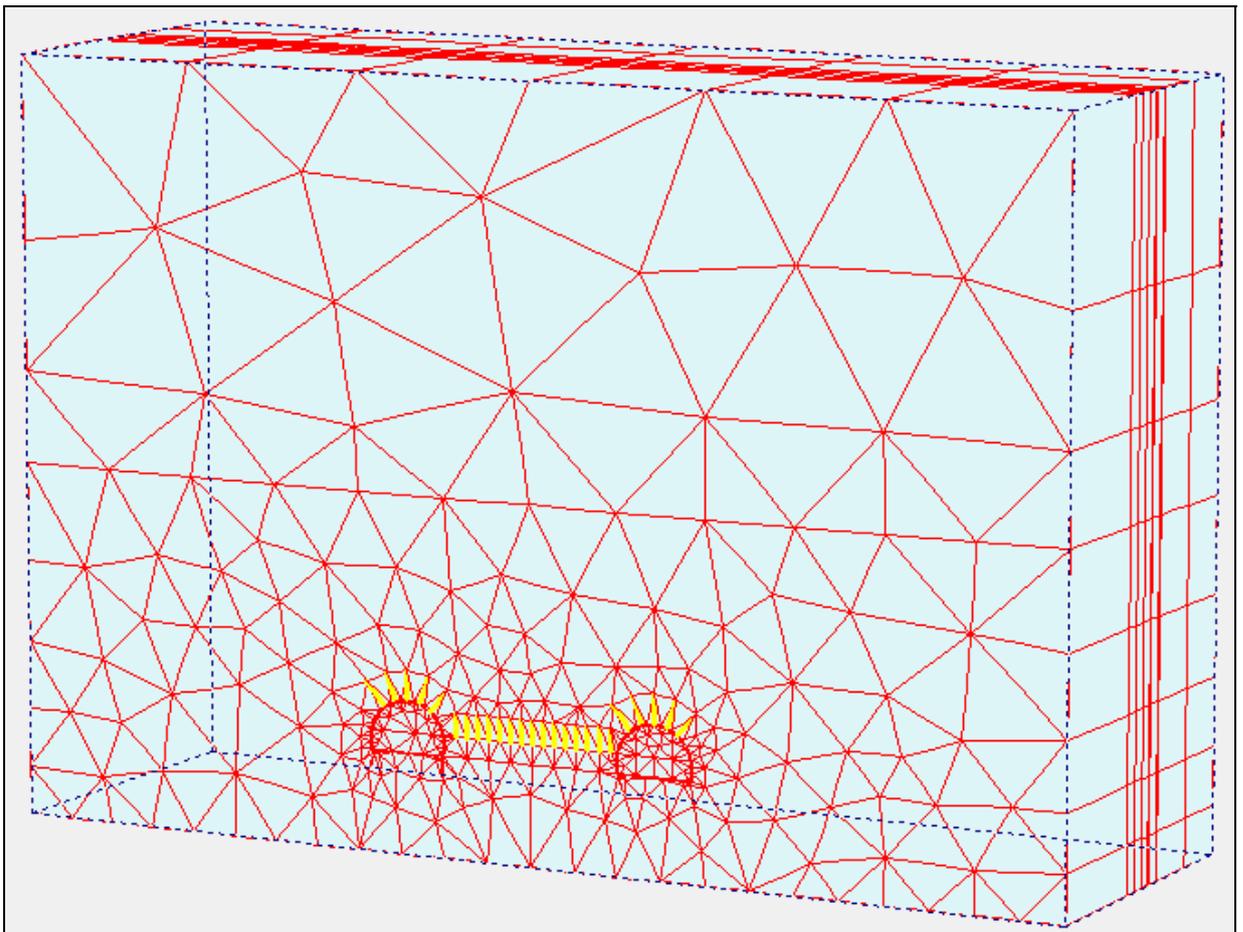
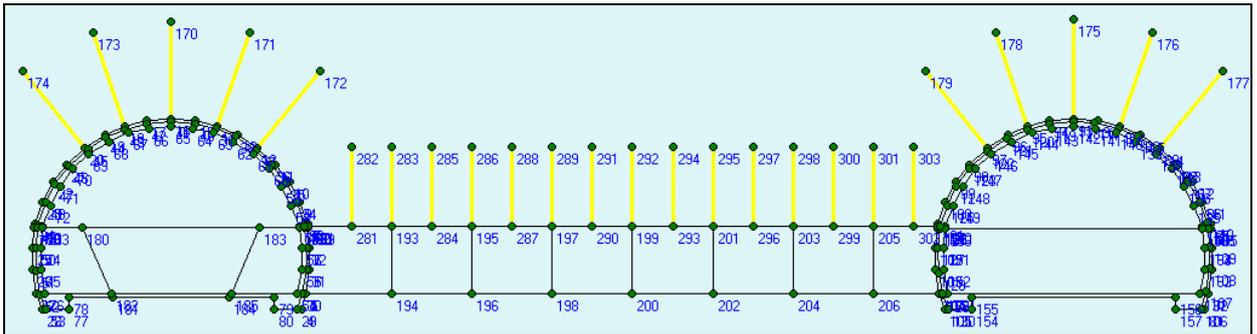


Fig. 5.9. Malla modelo previo 3D con excavación de la galería peatonal.

Las fases que idealmente se pretenden simular son:

Fase 1. Túnel existente:

Tras el cálculo de las tensiones iniciales se simula en una primera fase la situación existente previa a la excavación del nuevo túnel, es decir, con el túnel existente construido, supuestos los bulones y el sostenimiento completamente degradados, actuando únicamente el revestimiento. Al terreno circundante se le supone una pérdida de terreno o “ground loss” igual al medido en obra en el nuevo túnel.

Esta hipótesis reduce sustancialmente el número de fases a simular y es posible por el hecho de ser un túnel gemelo (mismas dimensiones, fases de excavación y sostenimiento) en terreno homogéneo y por suponerse que los túneles se encuentran lo suficientemente alejados. Si se comprobara que existe una interacción elevada entre ambos lo más correcto sería simular la fase de excavación del túnel existente también, ya que lo medido en obra estaría influenciado por el primero y por tanto no sería aplicable al mismo.

Fase 2. Excavación y sostenimiento del primer diámetro:

Se simula una distancia equivalente a un diámetro (12 m.) excavado y sostenido en avance y destroza aplicándole la misma pérdida de terreno medida in situ, y el segundo diámetro (24 m) excavado y sostenido en avance únicamente. Al mismo tiempo se simula la degradación del sostenimiento del túnel existente.

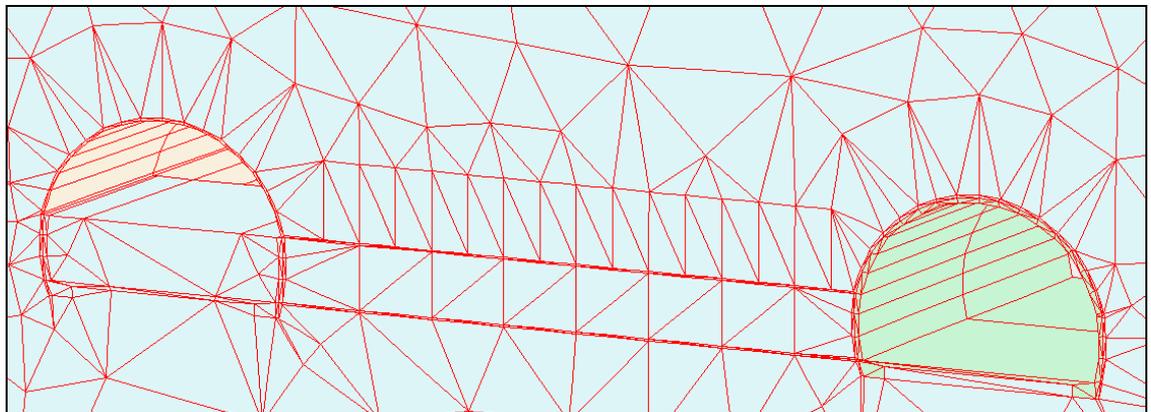


Fig.5.10. Detalle de la fase 2..

Fase 3, 5, 7 y 9. Excavación del avance:

Fase 4, 6, 8 y 10. Sostenimiento del avance:

Se simula repetidamente la excavación y sostenimiento (hormigón proyectado y bulones de doble área) cada 3m de avance, hasta completar nuevamente 12 m.

Fase 11 y 14. Excavación de la destroza central (12 m.)

Se simula la excavación de la destroza central con una longitud de pase de 12 m.

Fase 12 y 15. Excavación de los hastiales de la destroza (12 m.)

Se simula la excavación de los hastiales de la destroza con una longitud de pase de 12 m.

Fase 13 y 16. Sostenimiento de de los hastiales y solera de la destroza (12 m.)

Se simula el cierre del sostenimiento de la sección.

Fase 17. Revestimiento del túnel:

Se simula el revestimiento de los tres diámetros excavados y sostenidos del túnel con hormigón en masa reforzado con fibra de 30 cm. de espesor.

Fase 18, 20, 22, 24, 26, 28 y 30. Excavación de la galería peatonal:

Fase 19, 21, 23, 25, 27, 29 y 31. Sostenimiento de la galería peatonal:

Se simula la apertura de una galería rectangular de dimensiones 3m x 3.5m con sostenimiento de hormigón proyectado de 5 cm y bulones de densidad 2m x 2m con longitudes de pase de 4m y 7m la última hasta completar los 31 m. entre hastiales.

Para ello se debería de introducir en la geometría, además de los bulones de la galería, 2 nuevas rebanadas de 0.05m para simular el hormigón proyectado a una distancia del plano frontal de 2 diámetros, es decir, antes y después del primer avance de 3m. ($z = 23.65$ m. y $z = 27.35$ m.).

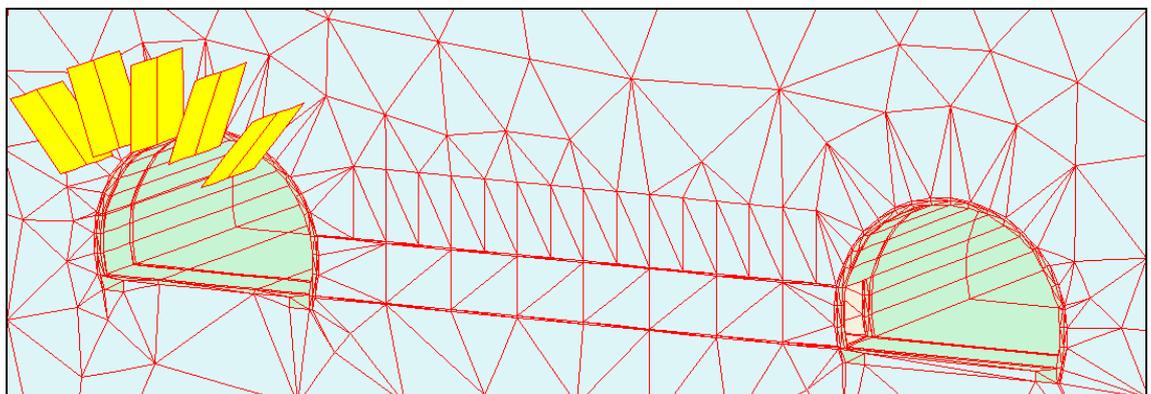
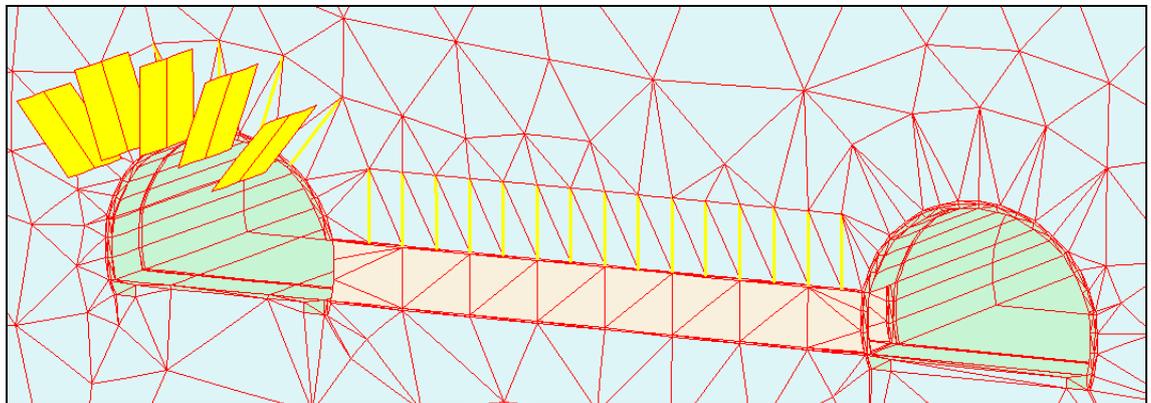


Fig. 5.11. Detalles de fase 31.

Fase 32. Revestimiento de la galería peatonal:

Se simula el revestimiento con hormigón en masa reforzado con fibra de 30 cm. de espesor. Del mismo modo se requerirían dos nuevas rebanadas $z=23.95$ m. y $z = 27.05$ m.

Fase 33. Degradación del sostenimiento:

Se simula la degradación de los bulones y hormigón proyectado del nuevo túnel y galería.

5.2.6. Fases de excavación. Modelo 3D simplificado

A la vista del tiempo y memoria computacional requeridos se decide prescindir de la simulación de la galería peatonal, quedando las fases como:

Fase 1. Túnel existente:

Tras el cálculo de las tensiones iniciales se simula en una primera fase la situación existente previa a la excavación del nuevo túnel, es decir, con el túnel existente construido, supuestos los bulones y el sostenimiento completamente degradados, actuando únicamente el revestimiento. Al terreno circundante se le supone una pérdida de terreno o “ground loss” igual al medido en obra en el nuevo túnel.

Esta hipótesis reduce sustancialmente el número de fases a simular y es posible por el hecho de ser un túnel gemelo (mismas dimensiones, fases de excavación y sostenimiento) en terreno homogéneo.

Fase 2. Excavación y sostenimiento del primer diámetro:

Se simula una distancia equivalente a un diámetro (12 m.) excavado y sostenido en avance y destroza aplicándole la misma pérdida de terreno medida in situ, y el segundo diámetro excavado y sostenido en avance únicamente.

Fase 3, 5, 7 y 9. Excavación del avance:

Fase 4, 6, 8 y 10. Sostenimiento del avance:

Se simula repetidamente la excavación y sostenimiento (hormigón proyectado y bulones de doble área) cada 3m. del avance, hasta completar nuevamente 12 m.

Fase 11 y 14. Excavación de la destroza central (12 m.)

Se simula la excavación de la destroza central con una longitud de pase de 12 m.

Fase 12 y 15. Excavación de los hastiales de la destroza (12 m.)

Se simula la excavación de los hastiales de la destroza con una longitud de pase de 12 m.

Fase 13 y 16. Sostenimiento de de los hastiales y solera de la destroza (12 m.)

Se simula el cierre del sostenimiento de la sección.

Fase 17. Revestimiento del túnel:

Se simula el revestimiento de los tres diámetros excavados y sostenidos del túnel con hormigón en masa reforzado con fibra de 30 cm. de espesor.

Fase 18. Degradación del sostenimiento:

Se simula la degradación de los bulones y hormigón proyectado del nuevo túnel y galería.

5.2.7. Fases de excavación. Modelo 2D

Para el análisis de sensibilidad de la distancia entre túneles a la distribución de tensiones se realizan tres modelos, con los túneles situados entre hastiales a 31 m (caso real), 21 y 11 m., que equivalen a 2.2, 1.5 y 0.8 diámetros respectivamente.

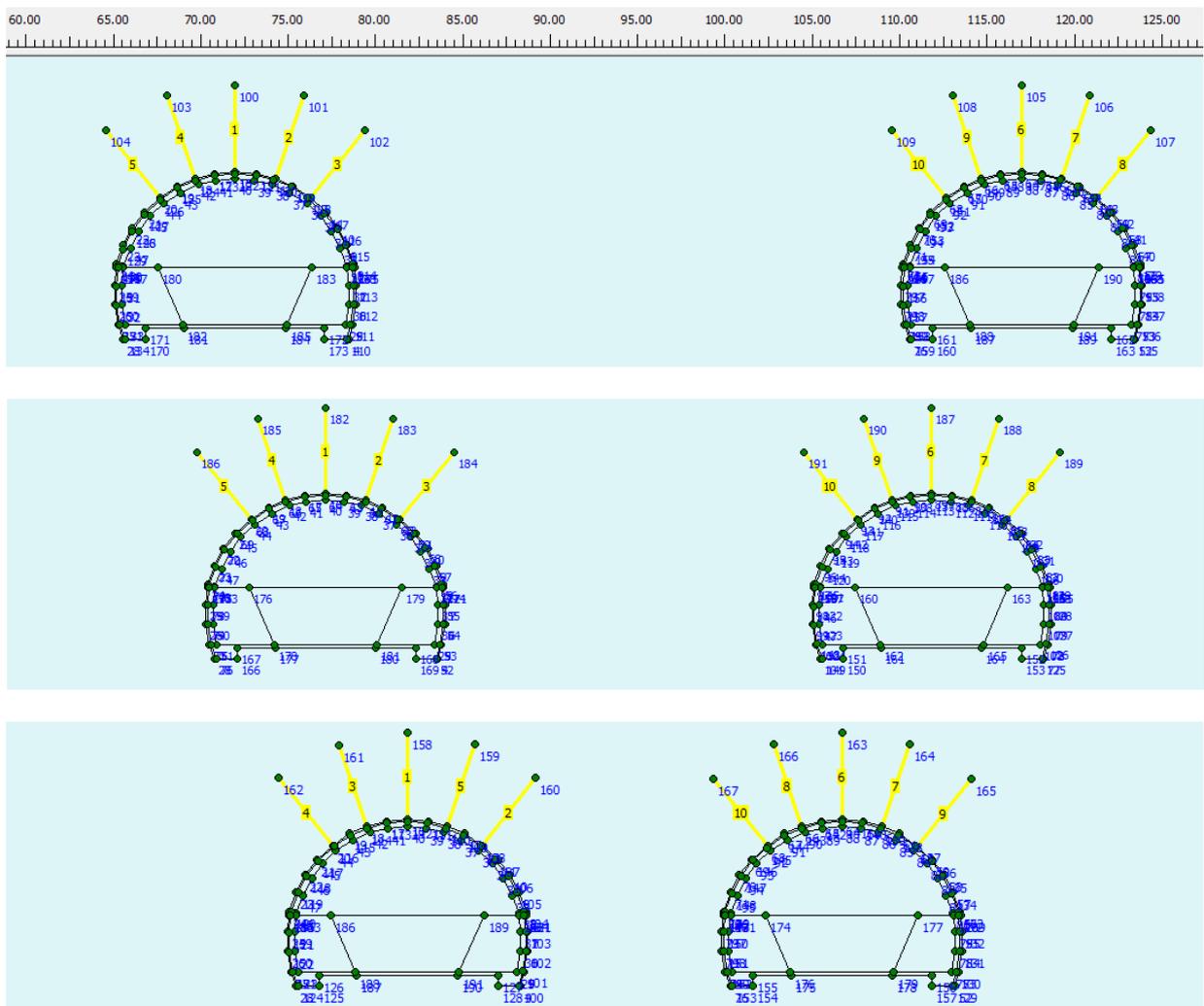


Fig. 5.13. Modelos 2D diseñados con distancia entre hastiales interiores de 2.2D (31 m.), 1.5 D(21m) y 0.8D (11m).

Las fases de cálculo resultan en este caso mucho más sencillas, llegándose incluso a simular por la rapidez de los cálculos el túnel existente, considerando para ambos el coeficiente de alivio hallado en el modelo 3D.

Túnel existente:

Fase 1. Excavación del avance.

Fase 2. Sostenimiento del avance.

Fase 3. Excavación de la destroza central.

Fase 4. Excavación de la destroza lateral.

Fase 5 Sostenimiento de la destroza.

Fase 6. Revestimiento del túnel.

Fase 7. Degradación del sostenimiento del túnel.

Fase 8 a 14. Ídem para el nuevo túnel.

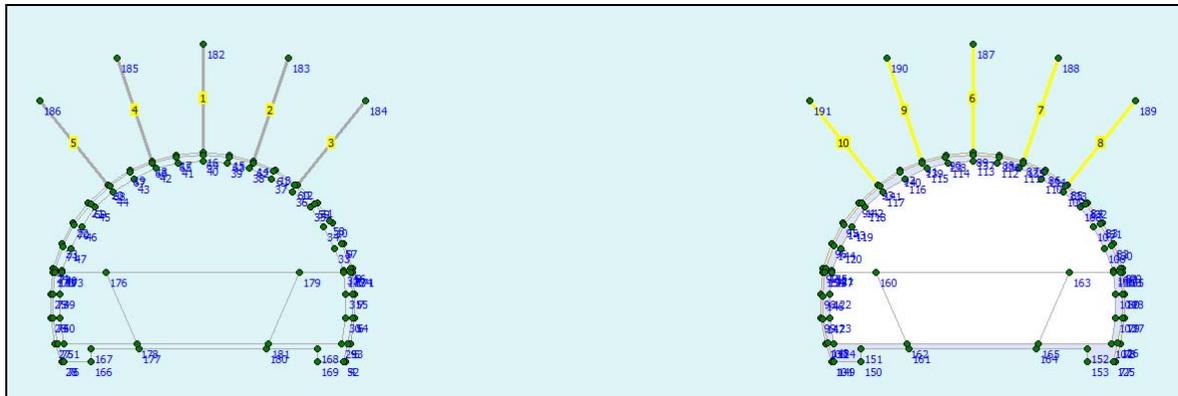


Fig. 5.14. Detalle fase 6l.

5.2.8. Materiales incorporados

A continuación se exponen y justifican los parámetros introducidos tanto en el modelo 3D como en el modelo 2D para los distintos materiales simulados:

Terreno:

Para la generación y cálculo del modelo numérico, así como para realizar un análisis adecuado de la situación tenso-deformacional de un túnel, resulta fundamental disponer de un **modelo**

geológico del terreno lo más exacto posible, así como conocer las características geotécnicas de los materiales a atravesar por la excavación.

El modelo geológico se ha realizado a partir del reconocimiento y de las investigaciones de campo, cuyos resultados se han representado en el perfil geológico constructivo que se ha interpretado por el eje del túnel.

Desde el modelo geológico se ha procedido a la obtención del **modelo geotécnico** para lo cual se han calculado los parámetros geotécnicos, resistentes y deformacionales de los materiales, a partir de la investigación de campo, de correlaciones empíricas y de la experiencia existente.

Dentro de los parámetros y variables más importantes a definir para el posterior cálculo, se encuentran:

- **Densidad** del material.
- **Recubrimiento** sobre el túnel: Estado de tensiones iniciales o naturales.
- Resistencia a compresión simple.
- **Parámetros deformacionales**: módulo de deformación y coeficiente de Poisson (que permitan definir el módulo de rigidez transversal y el módulo de deformación volumétrica).
- **Parámetros resistentes**: cohesión y fricción usando el **criterio de rotura de Mohr-Coulomb**, o los parámetros m y s si se utiliza el **criterio de Hoek-Brown**.

El estudio tenso-deformacional se ha realizado suponiendo un material continuo, homogéneo e isótropo, sin considerar la existencia de discontinuidades preferentes por lo cual no se ha considerado necesario deducir las propiedades resistentes de dichas discontinuidades existentes en el terreno, suponiendo que su influencia sería mínima en los resultados del cálculo. Esta suposición se ajusta a la realidad en el caso de rocas masivas sanas o con escasas juntas que por su orientación o naturaleza no afectan al comportamiento general del macizo en el entorno del túnel; o en el caso opuesto en que el macizo este intensamente fracturado y/o alterado, de forma que su comportamiento se asimila al de un suelo. En consecuencia no se ha considerado un modelo con juntas ubicuas en los cálculos realizados.

Parámetros resistentes:

Entre los diferentes criterios de rotura más utilizados se encuentran el de Mohr-Coulomb y el de Hoek- Brown. El primero de ellos define una relación lineal entre la resistencia al corte y la tensión normal aplicada en la superficie de rotura, relación definida mediante los parámetros cohesión y fricción. Este criterio ampliamente utilizado tiene la ventaja de su sencillez para determinar los parámetros indicados anteriormente, pero presenta el inconveniente de que dichos parámetros los supone constantes sea cual sea la tensión normal aplicada, lo cual no es representativo del comportamiento real del terreno, salvo en casos determinados.

Los parámetros resistentes que definen el **criterio de rotura de Mohr-Coulomb** son la **cohesión y la fricción**, siendo la expresión de este criterio la siguiente:

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi$$

El **criterio de rotura empírico de Hoek-Brown** define una relación no lineal, suponiendo que la relación sigue una parábola en los **ejes de tensiones principales (σ_1 y σ_3)**, siendo de mayor aplicación en el caso de macizos rocosos. Dicha relación viene definida, en su forma más generalizada, por la ecuación:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \cdot \left[m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right]^a$$

, siendo:

σ_c – Resistencia compresión simple.

m_b – parámetro adimensional relacionado con la naturaleza friccional del terreno.

s – parámetro adimensional relacionado con la naturaleza del terreno.

a – Parámetro adimensional.

La envolvente de Hoek-Brown se puede aproximar, para un intervalo dado de la presión de confinamiento, mediante una recta de Mohr-Coulomb utilizando el criterio tangente o secante de Hoek- Brown, o con mayor exactitud mediante una recta de regresión lineal obtenida con ocho puntos.

En las fórmulas anteriores, los **parámetros m_b y s** corresponden a los distintos macizos rocosos en los que se excava el túnel. La obtención de estos parámetros de macizo (también llamados parámetros de roca alterada) se realiza a partir de los resultados obtenidos en laboratorio (parámetros de macizo sano, m_i) y del índice **GSI (Geological Strenght Index)** que cuantifica factores extrínsecos al material (presencia de juntas, agua, etc.) que de forma genérica se denomina efecto escala.

El **GSI** se puede calcular a partir del índice RMR, coincidiendo el valor del GSI con el del RMR obtenido por la clasificación de Bieniawski de 1976 si el $RMR_{76} > 18$ y, si se utiliza la clasificación de Bieniawski de 1989 el GSI es igual al valor del RMR_{89} menos 5 puntos, si el $RMR'_{89} > 23$. Los valores RMR' se calculan según las indicaciones de Hoek, es decir, sumando los cuatro primero parámetros y considerando el macizo seco y sin corrección por la orientación de las discontinuidades.

A pesar de la gran ventaja que tiene el criterio de rotura de Hoek y Brown sobre el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, para predecir el comportamiento tenso-deformacional de un macizo rocoso, **su implementación numérica no es posible**. Esto es debido a que si bien existe para el criterio de Hoek y Brown una ley de rotura, no se ha podido implementar numéricamente una ley de flujo que relacione la deformación volumétrica plástica después de la rotura. Es por ello

que para la modelización numérica sea necesario introducir los valores tenso-deformacionales de Mohr-Coulomb.

Para no perder las ventajas, en cuanto a descripción de comportamiento del macizo rocoso, del criterio de Hoek y Brown, se ha seguido la metodología propuesta por ellos mismos. En primer lugar se ha aplicado el criterio de rotura de Hoek y Brown para deducir la expresión de la curva de rotura del macizo rocoso en función del índice GSI.

A continuación se ha obtenido una recta secante utilizando el ajuste propuesto por Hoek. Por último se han calculado los valores de cohesión c y fricción Φ , tales que se obtiene una recta paralela a la recta de ajuste de Brown en el entorno de la presión de confinamiento a cota del túnel.

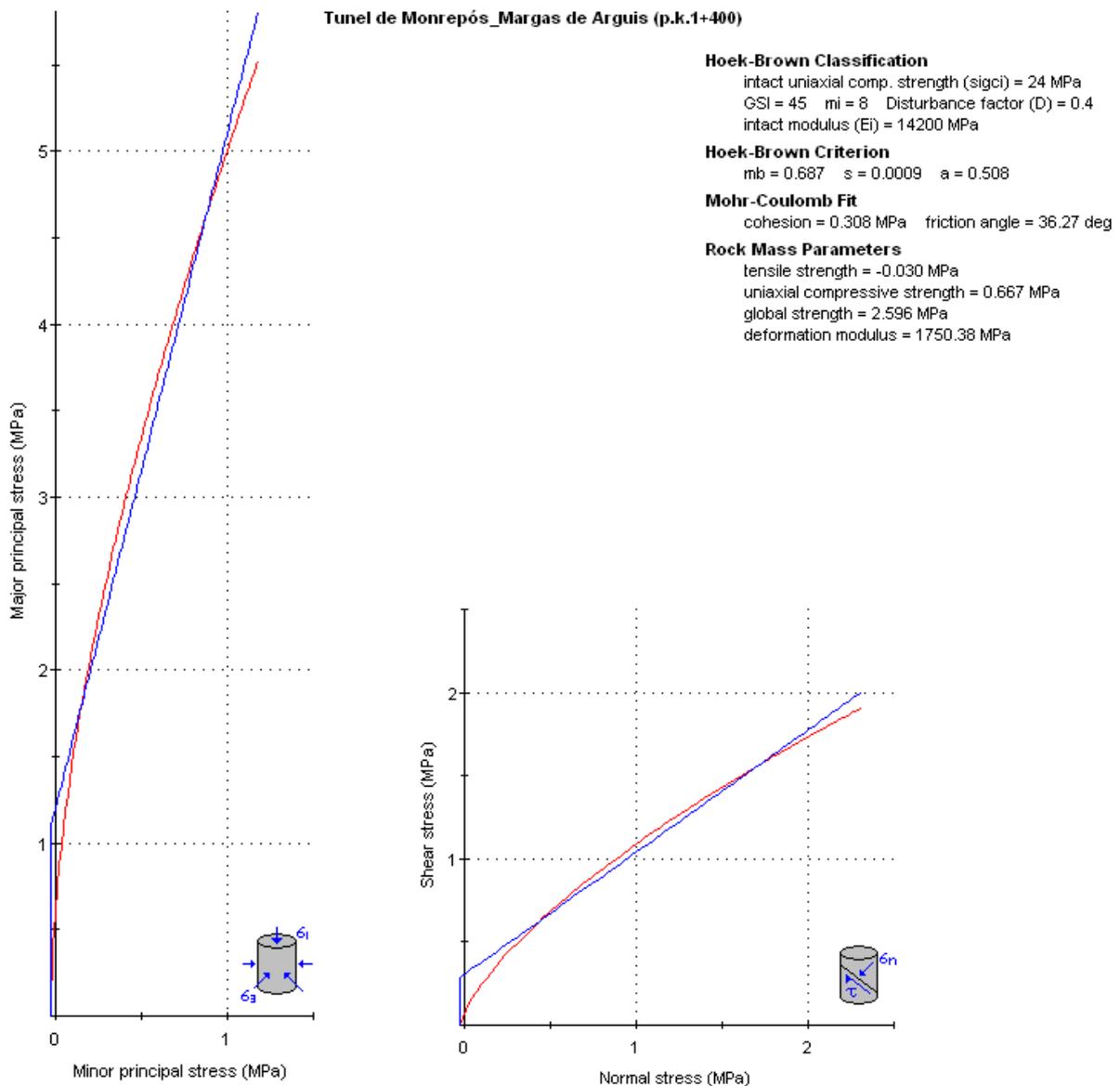


Fig. 5.15. Resultados de la linealización del criterio de Hoek-Brown. Roclab.

Respecto a los valores de **dilatancia**, Ψ , el modelo de Mohr-Coulomb tiene una regla de flujo no asociado ($\Psi \neq \Phi$) para rotura a cortante y asociado ($\Psi = 0$) para rotura a tracción. No obstante, no se realizan ensayos para la obtención de este valor. De modo orientativo, se toma un valor general de $\Psi = 5$ ($\Psi = 3$ para suelo arcilloso, $\Psi = 10$ para suelo granular):

Parámetros Deformationales

Como método de deducción de los parámetros deformationales (módulo de elasticidad) del macizo rocoso, se han empleado la correlación siguiente:

$$E = \sqrt{\frac{RCS}{100}} \times 10^{\frac{GSI-10}{40}} = 11.617 \text{ GPa}$$

, válida para todo GSI, pero generalmente aplicada solamente para valores inferiores a 82 (Serafím y Pereira, 1983, y modificada por Hoek, 1996). Los valores de E obtenidos con estas fórmulas vienen expresados en giga pascales (GPa).

Por otra parte, el coeficiente de Poisson, aunque recientemente se han propuesto correlaciones con el GSI, no parece estar tan afectado por el efecto escala como el resto de parámetros.

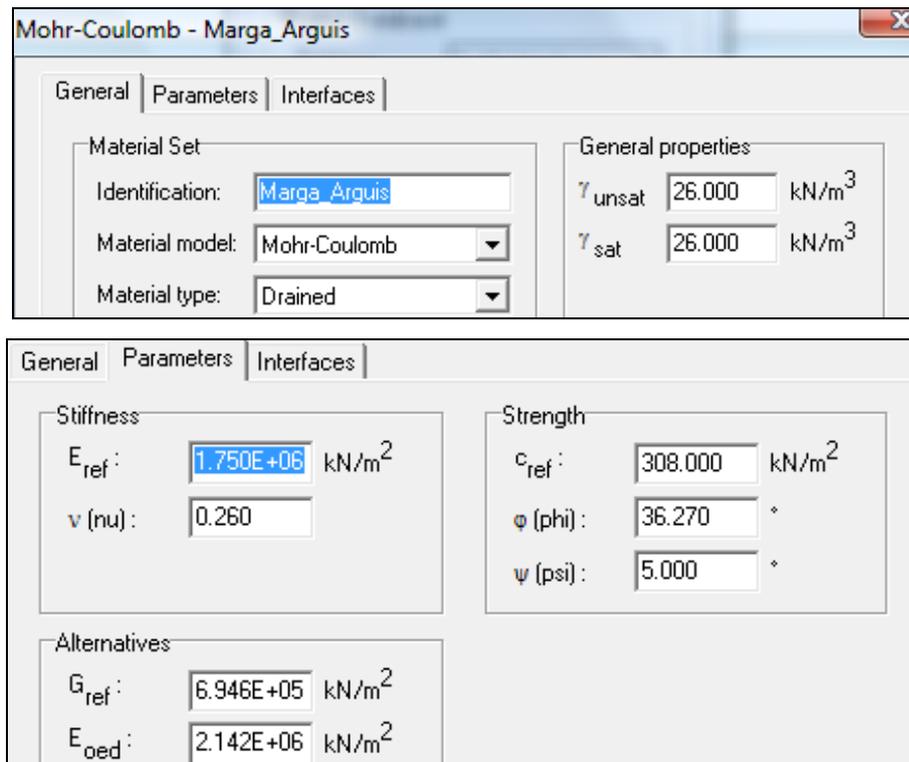


Fig. 5.16. Interfaz de introducción de características del terreno.

Hormigón Proyectoado para Sostenimiento:

Hormigón proyectado HM-30 con 40 kg/m³ de fibras de acero en un espesor de 0.10 m. para el túnel y de 0.05 m. para las galerías.

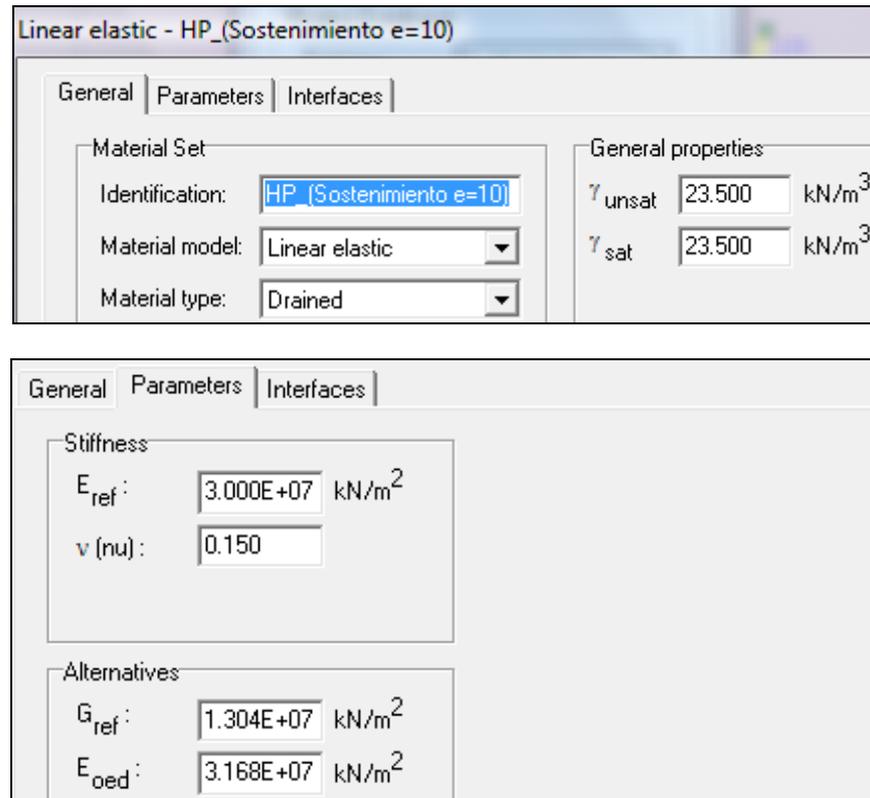


Fig. 5.17. Interfaz de introducción de características del hormigón proyectado para sostenimiento.

Bulones Swellex para Sostenimiento.

Puesto que la densidad del bulonado es de 1.5 x 2.0m. y el elemento geogrid es una lámina de longitud continua, se divide la rigidez de los bulones entre 1.5m para dar una rigidez equivalente por metro lineal.

Se instalan bulones Swellex de diámetro de perforación ($\Phi_{\text{perf}} = 45$ a 51 mm), 5m de longitud y con capacidad de carga de 16 T.

SPECIFICATIONS	
TECHNICAL DATA	
Type of steel	EN10 025-S355JR
Minimum breaking load, expanded profile	140 kN ^{*)}
Typical breaking load, expanded profile	160 kN
Minimum elongation, expanded profile, A_5	20% ^{*)}
Typical elongation, expanded profile, A_5	30% ^{*)}
Minimum breaking load, weld bushing	40 kN
Inflation pressure	24 MPa
GENERAL DATA	
Profile diameter.....	36 mm
Material thickness.....	2 mm
Original tube diameter	54 mm
Upper bushing, diameter.....	38 mm
Bushing head, diameter.....	41/48 mm
Recommended hole diameter.....	43-52 mm
Optimal hole diameter.....	45-51 mm

*) According to SS-EN 10 002-1 where applicable



Fig. 5.18. Especificaciones bulones Swellex Mn16.

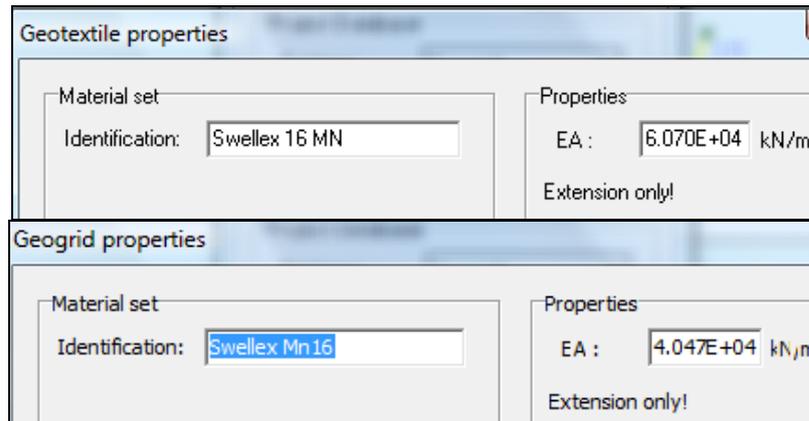


Fig. 5.19. Interfaz de introducción de características de los bulones.

Hormigón en Masa para Revestimiento

Hormigón en Masa HM-30 en un espesor de 0.30 m. para el túnel y las galerías.

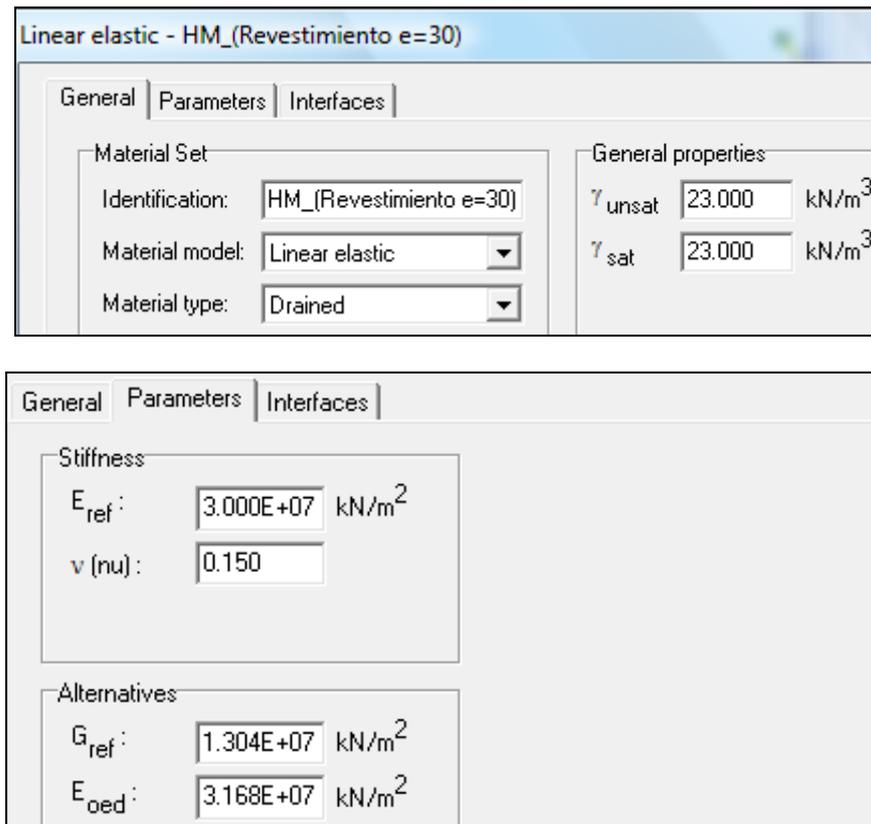


Fig. 5.20. Interfaz de introducción de características del hormigón en masa para el revestimiento.

Tablas resumen de los materiales incorporados

Material	RMR	GSI	D	Ei (MPa)	σ_{ci} (MPa)
Marga de Arguis	50	45	0.4	14200	24.0

Material	Peso especif. (KN/m3)	E (MPa)	ν	c' (MPa)	Φ' (°)	Ψ (°)
Marga de Arguis	26.0	1750	0.26	0.308	36.27	5

Material	Peso especif. (KN/m3)	E (MPa)	ν
Horm. Proyectado	23.5	30000	0.15
Horm. Masa	23.0	30000	0.15

Material	Φ_{ext}/Φ_{int} (mm)	E (MPa)	A (mm ²)	EA (KPa)	EAeq. (KPa)
Bulones Swellex Mn16 (1.5 x 2.0)	48 / 44	210000	289.02	60695	40470

5.3. POSTPROCESO (RESULTADOS Y COMENTARIOS)

5.3.1. Distribución de tensiones y coeficiente de alivio. Modelo 3D.

Tensiones en el revestimiento del túnel existente:

En primer lugar se muestran las tensiones principales σ_1 alcanzadas en un plano alejado de la cara frontal una distancia de 15 m., antes de iniciar la excavación y tras haber construido el túnel hasta una distancia de 36 m.

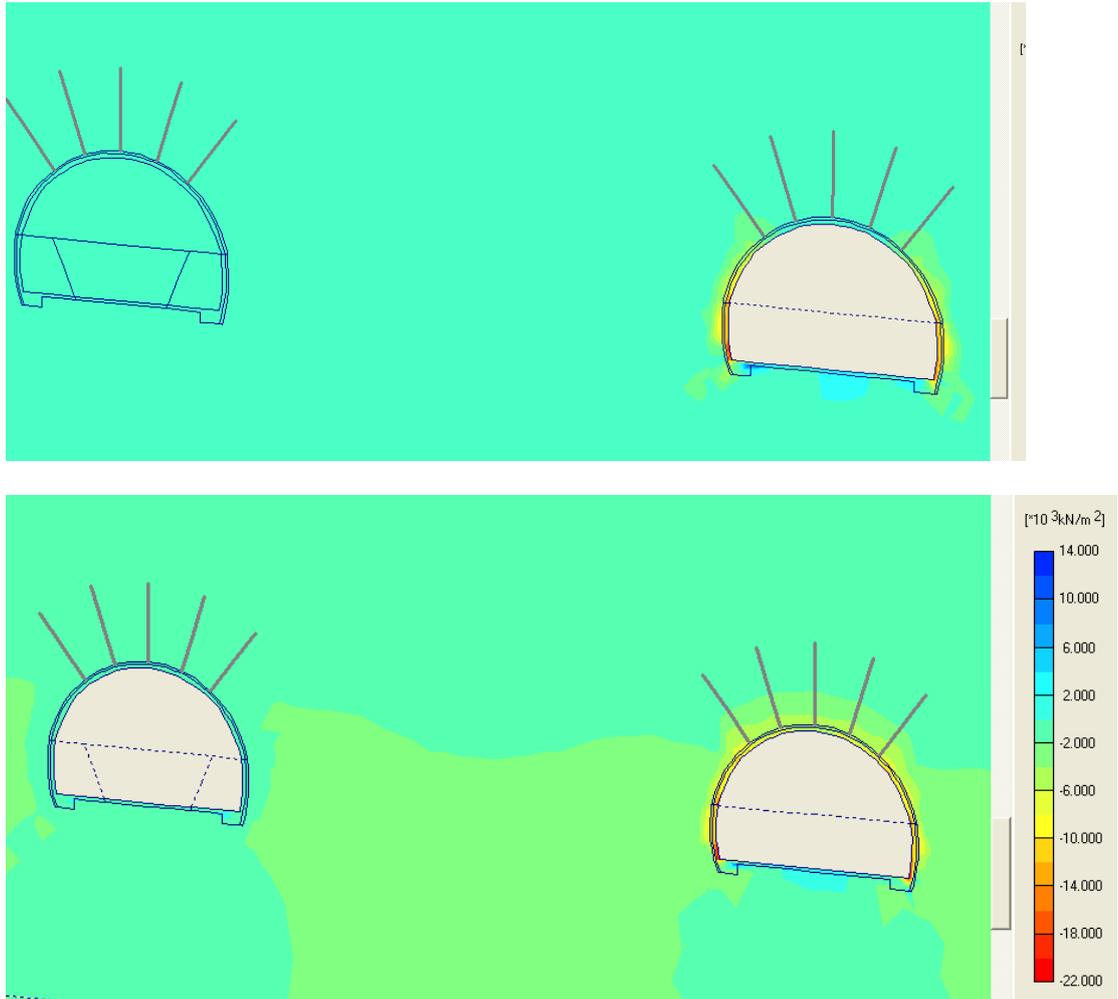


Fig. 5.21. Campo de tensiones principales modelo 3D.

Como puede verse, las tensiones en el revestimiento del túnel existente se encuentran en torno a 22 MPa de compresión, lo que garantiza la resistencia del revestimiento del mismo.

Además se puede ver como permanecen sin apenas variación desde el inicio, mientras dura la ejecución del nuevo túnel.

De manera numérica, para un punto en el hastial interior:

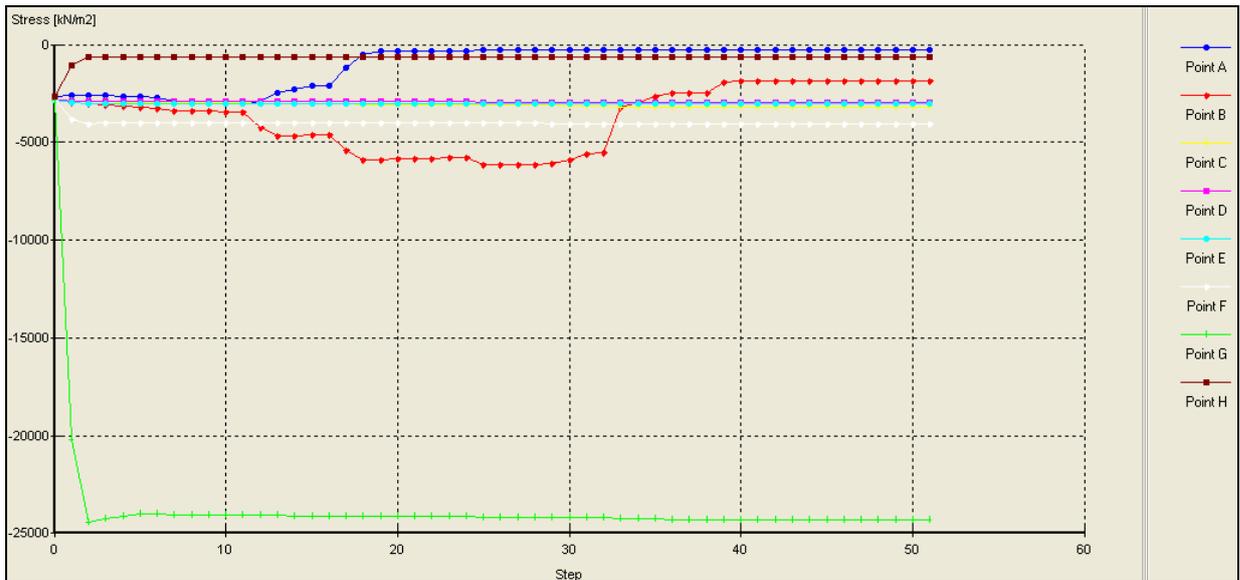


Fig. 5.22. Tensiones verticales modelo3D.

Sin embargo, las tracciones en el mismo son excesivas.

Por otro lado, las tensiones a las que se ve sometido el túnel en su condición inicial son del mismo modo excesivas, pudiéndose deber a la manera de introducir el túnel existente en la primera fase como una estructura construida sometida a una pérdida de terreno.

Tensiones en el pilar central de terreno:

Las tensiones alcanzadas en el pilar central se muestran a continuación. En primer lugar la distribución de tensiones principales.

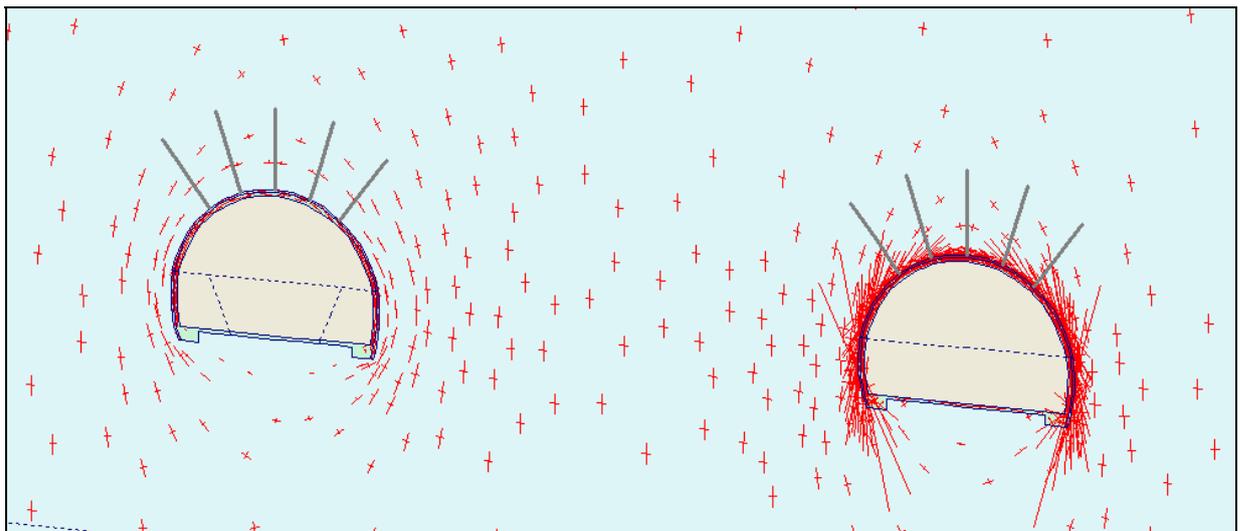


Fig. 5.23. Tensiones principales modelo 3D.

A continuación se muestra la distribución de tensión vertical (σ_{yy}) en el terreno para las mismas fases que en el apartado anterior:

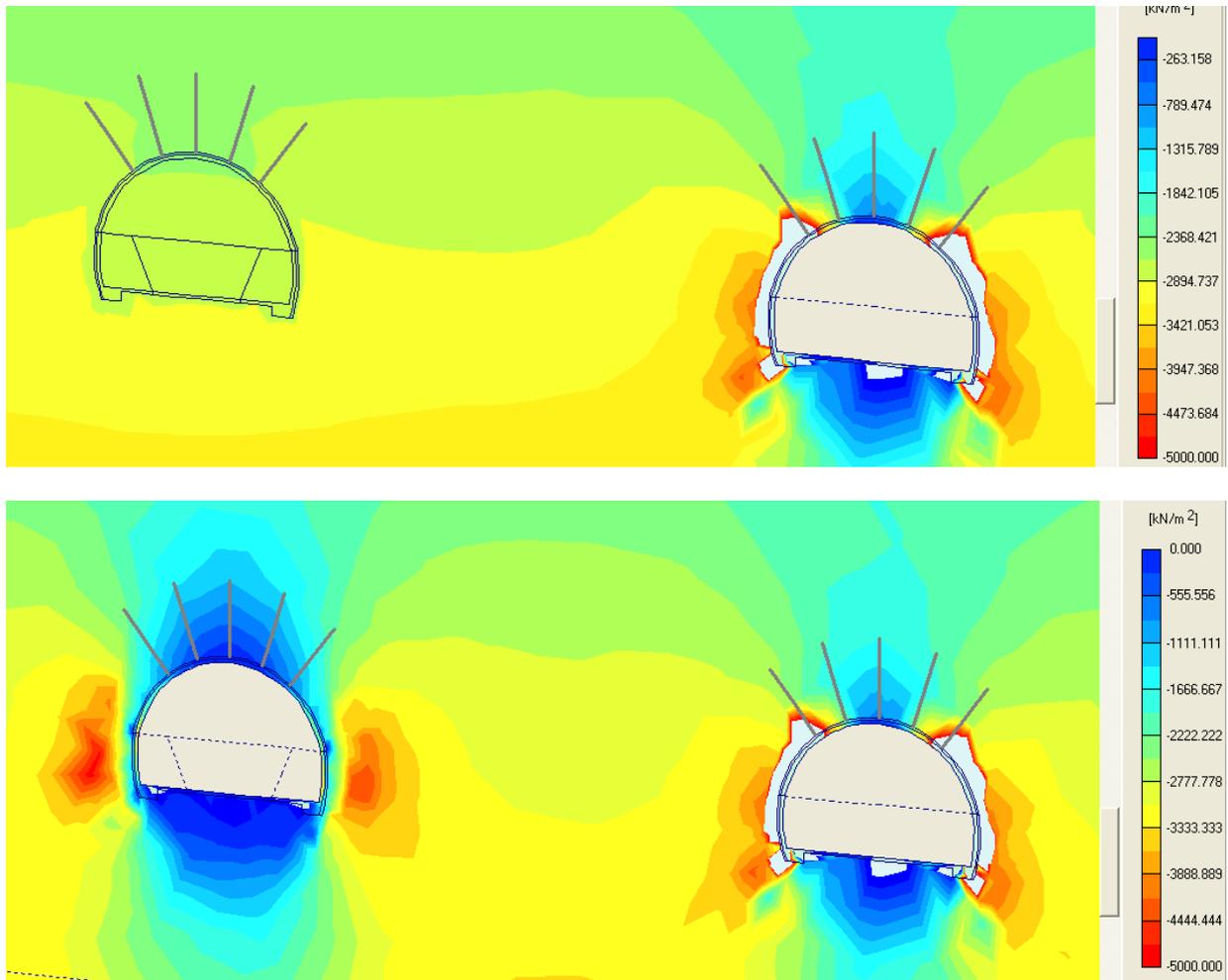


Fig. 5.24. Campo de tensiones verticales.

Se puede ver, comparando ambos gráficos, como las tensiones varían ligeramente en la parte central del pilar entre túneles, pero sin embargo, las tensiones en el entorno del túnel son muy similares.

De manera numérica, eligiendo los puntos que se muestran a continuación:

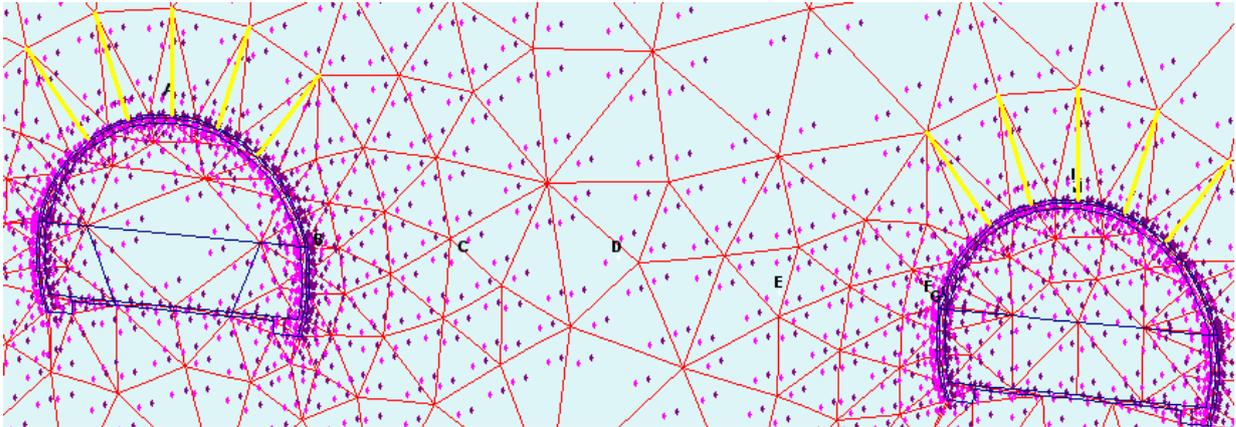


Fig. 5.24. Puntos de monitorización de tensiones modelo 3D.

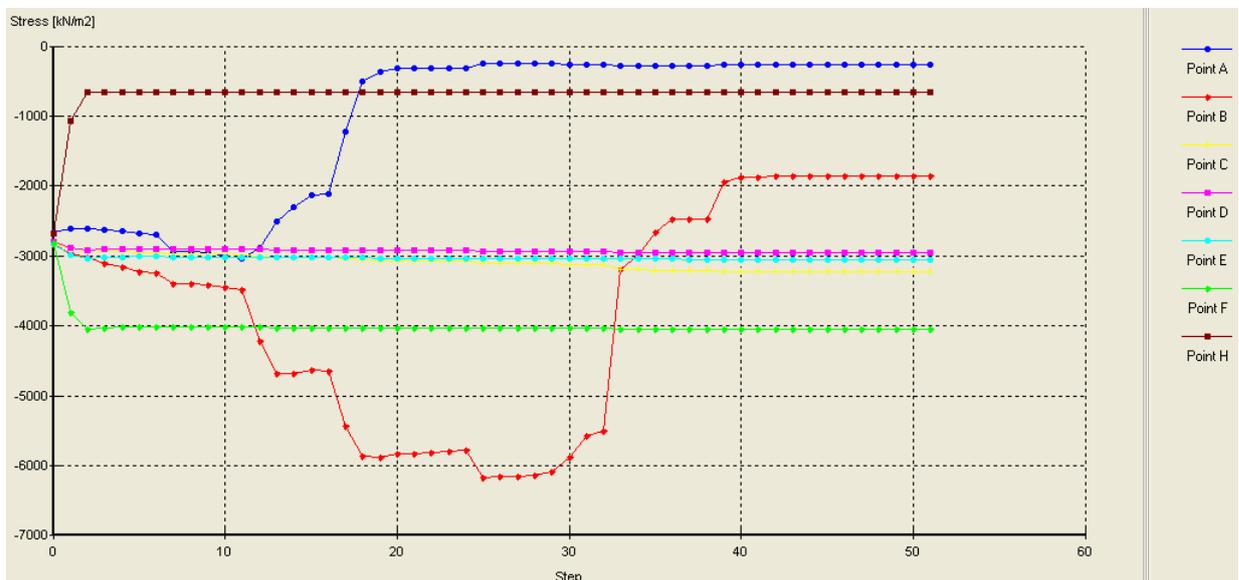


Fig. 5.25. Tensiones verticales modelo 3D.

Se puede ver que la tensión vertical varía entre 3000 y 3200 KPa, aumentando muy poco desde que se construye el primer túnel (Step 1 a 2) hasta que se ejecuta el segundo túnel (Step 3 a 51).

También se puede ver, como es lógico, que los puntos más cercanos al nuevo túnel (punto C y D) ven su tensión incrementada ligeramente, mientras que los más alejados al nuevo túnel (o próximos al túnel existente) mantienen una tensión más constante si cabe.

Coefficiente de alivio:

Eligiendo una nube de puntos alrededor de la excavación del nuevo túnel, en la rebanada elegida para los apartados anteriores, se puede analizar la variación de tensiones producida en los mismos durante la ejecución de la excavación.

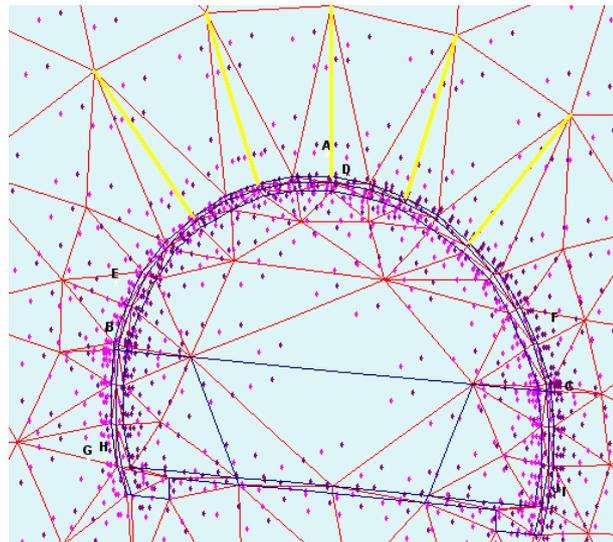


Fig . 5.26. Puntos de monitorización de tensiones modelo 3D para determinar el coeficiente de alivio.

La evolución de tensiones obtenida para estos puntos se muestra a continuación:

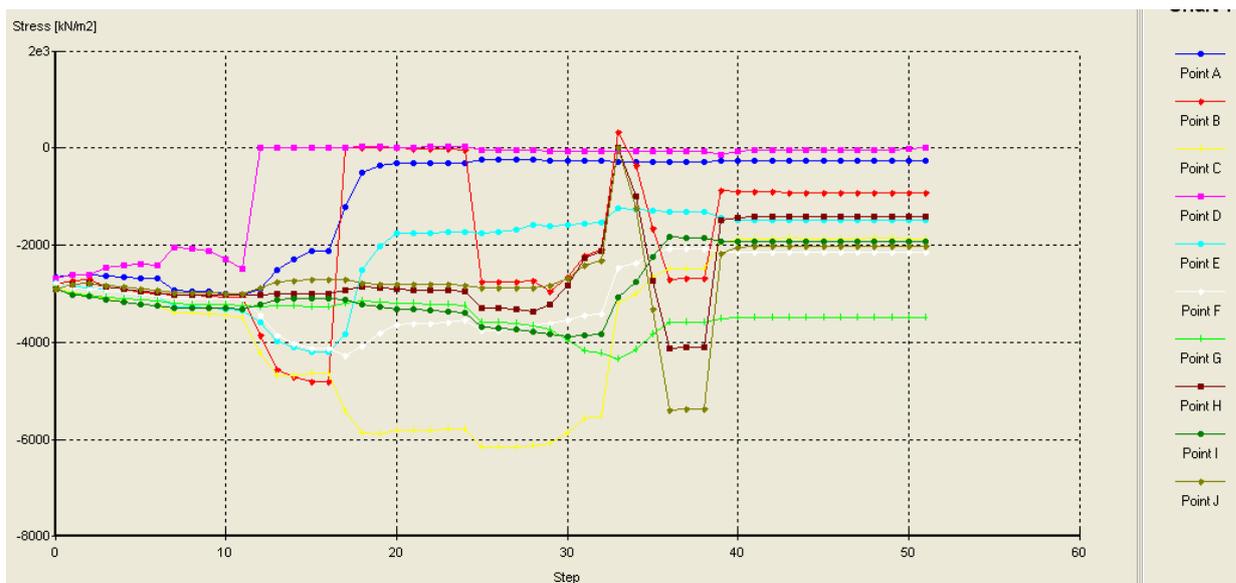


Fig. 5.27. Tensiones principales en el modelo 3D.

Los resultados que se obtienen son, como se puede ver, variados. Se elige como tensión final la correspondiente al punto del hastial exterior (punto B), que tiene una tensión final de $\sigma_{yy} = 1320$ KPa, que corresponde aproximadamente **0.5** veces el valor inicial σ_0 . Este valor es el que se utiliza en los cálculos bidimensionales y para la solución analítica como **coeficiente de alivio**.

5.3.2. Distribución de tensiones. Modelo 2D.

A continuación se presenta la distribución de tensiones existente para los tres modelos realizados (2.2 D, 1.5 D y 0.8 D):

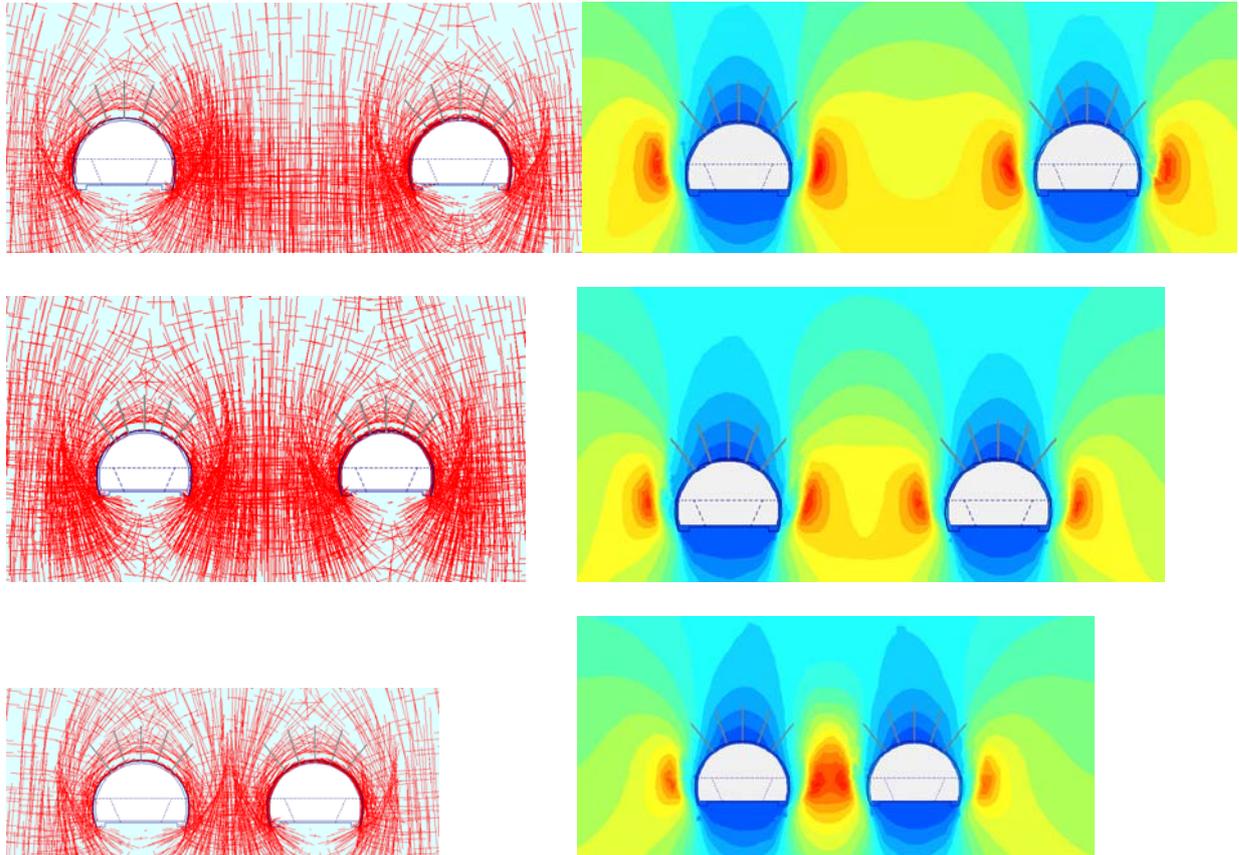


Fig.5.28. Campo de tensiones principales y verticales para los modelos 2D.

De estas figuras puede observarse, que el túnel existente se ve influenciado por el nuevo túnel cuando la distancia se hace tan pequeña que el área de incrementos locales de tensión donde se alcanza la plastificación en el nuevo túnel alcanza al túnel existente.

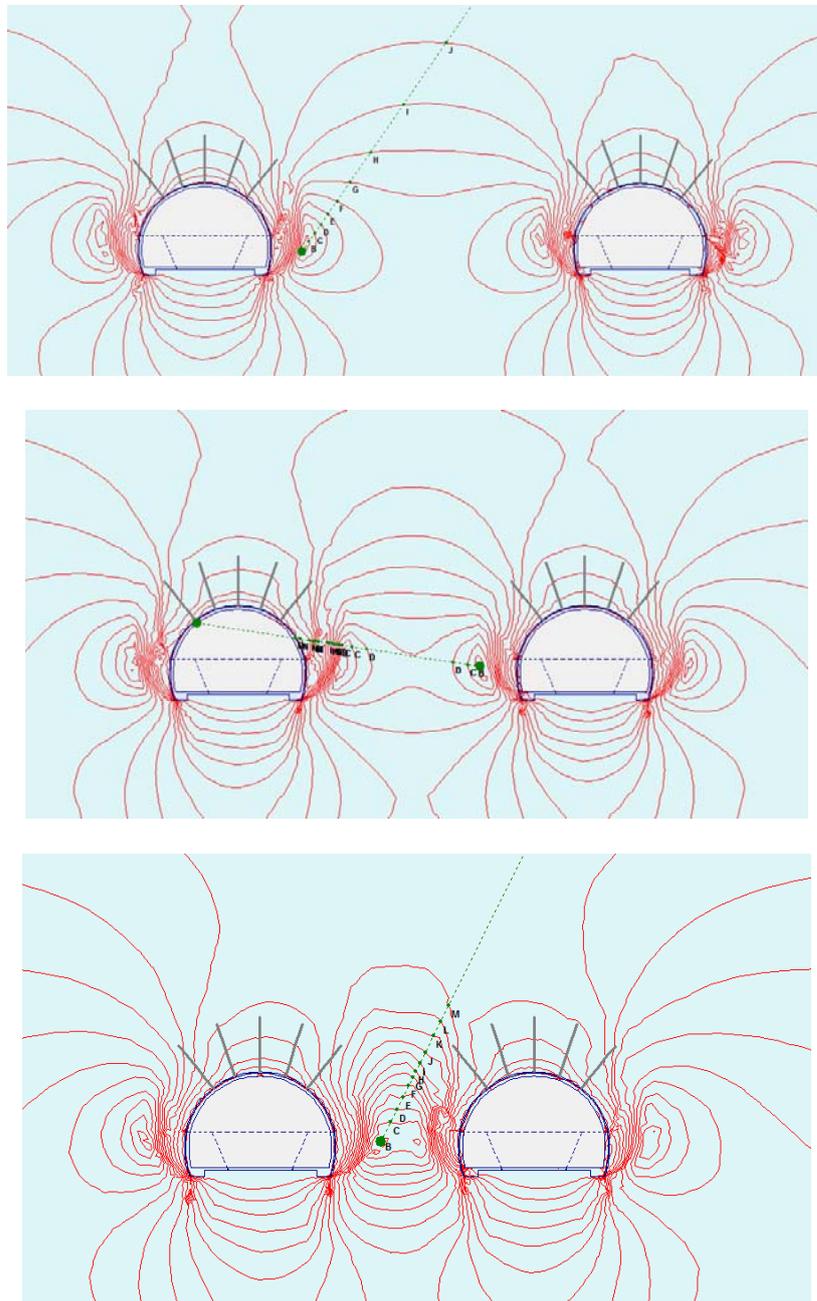


Fig. 5.29. Campos de contornos de tensiones principales para los modelos 2D.

Los puntos en los que se alcanza la plastificación son:

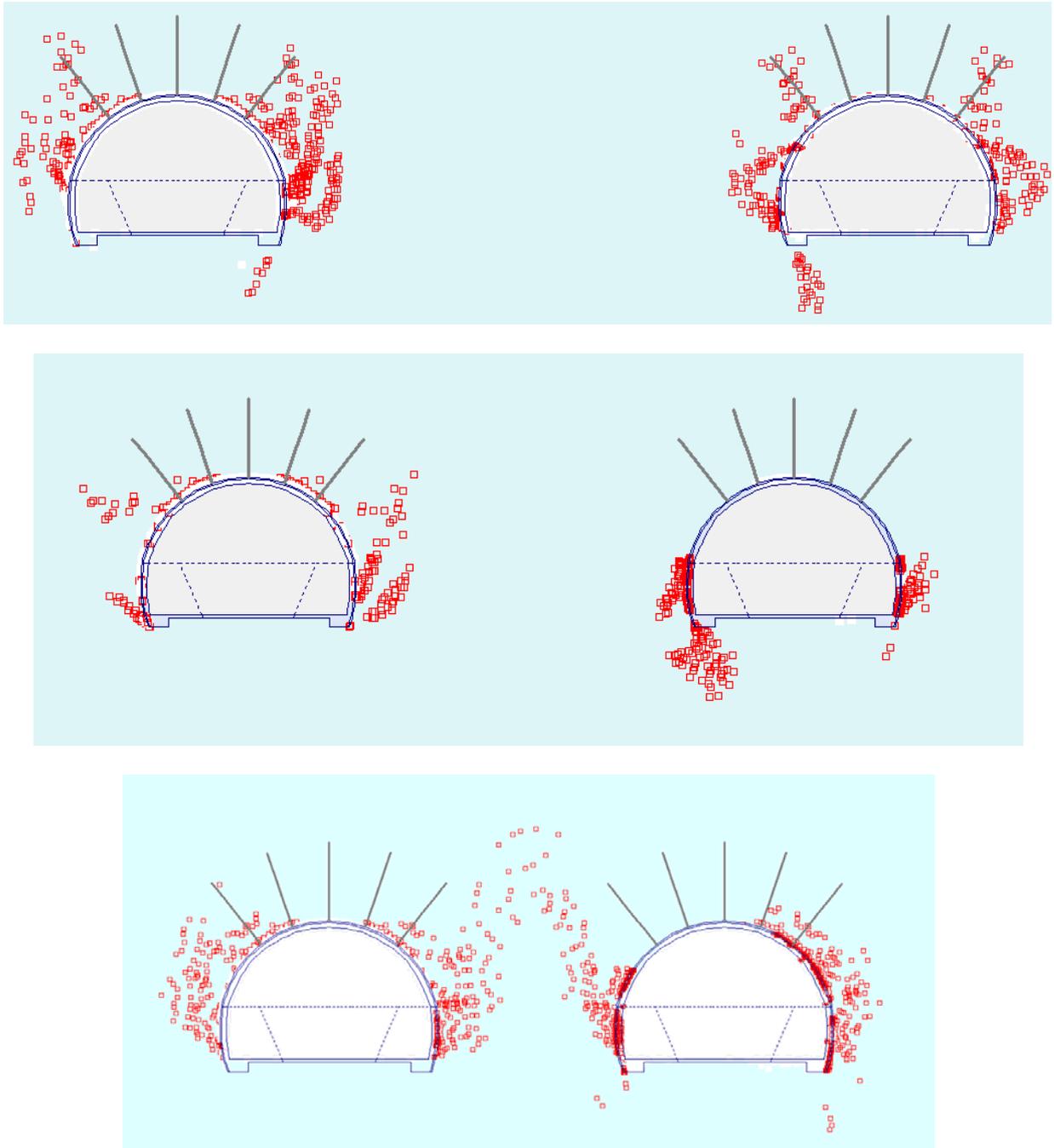


Fig. 5.30. Puntos de plastificación modelos 2D.

Solo para distancias pequeñas ($0.8 D$) puede verse como los puntos de plastificación de uno y otro túnel se encontrarían en contacto.

En términos numéricos, para los siguientes puntos de control tomados se obtiene una tensión vertical σ_{yy} de:

Distancia entre túneles de 2.2 Diámetros:

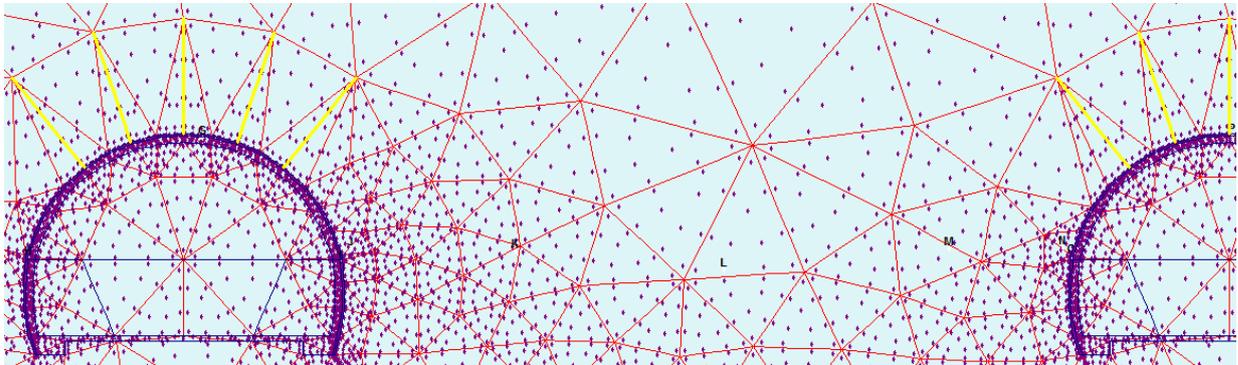


Fig. 5.31. Puntos de monitorización de tensiones modelo 2D a distancia 2.2 D.

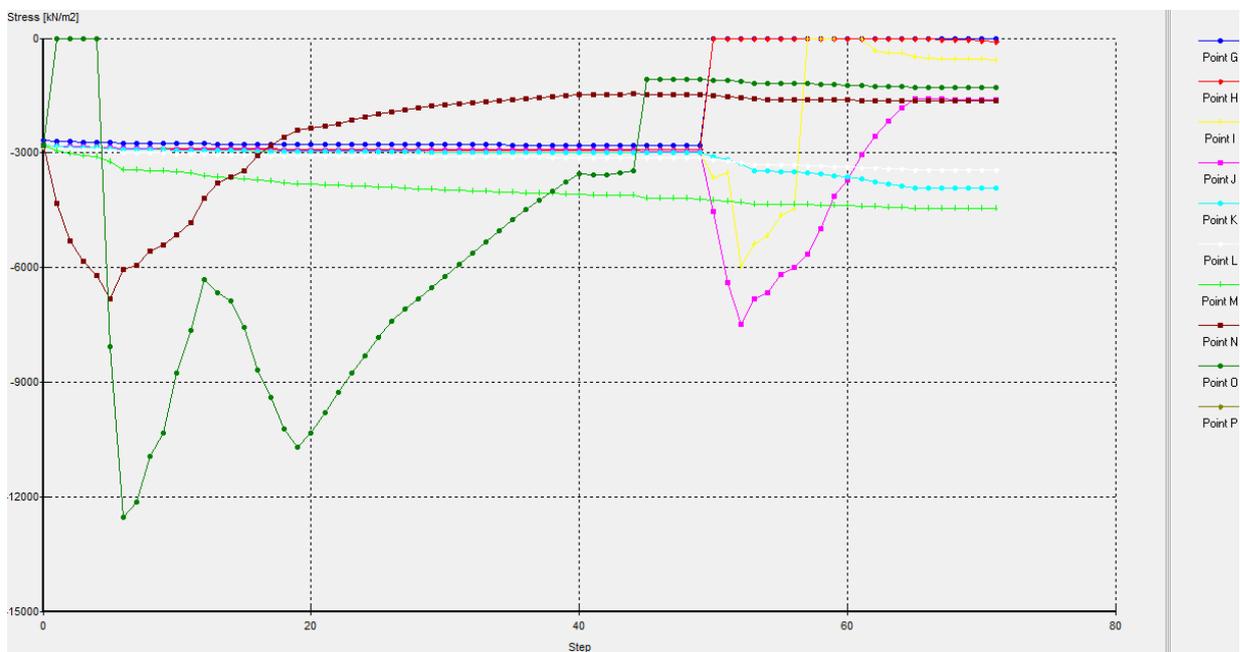


Fig. 5.32. Tensiones verticales modelo 2D a distancia 2.2 D.

Para el pilar central (puntos K, L y M) se obtiene una tensión de entre 3150 KPa y 3450 KPa.

No obstante, en este gráfico sí que se observa un incremento gradual en las tensiones para el punto M, más próximo al túnel existente.

En el punto O se puede ver como el revestimiento no sufre compresiones superiores a 12 MPa, disminuyendo posteriormente su tensión al haber supuesto la degradación del mismo.

Distancia entre túneles de 1.5 Diámetros:

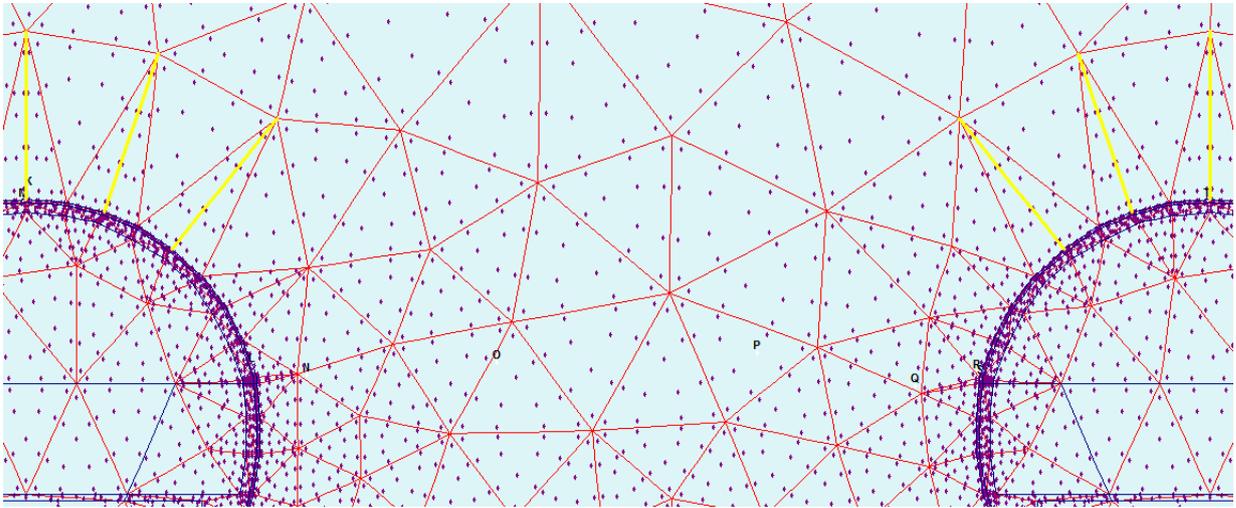


Fig. 5.33. Puntos de monitorización de tensiones modelo 2D a distancia 1.5 D.

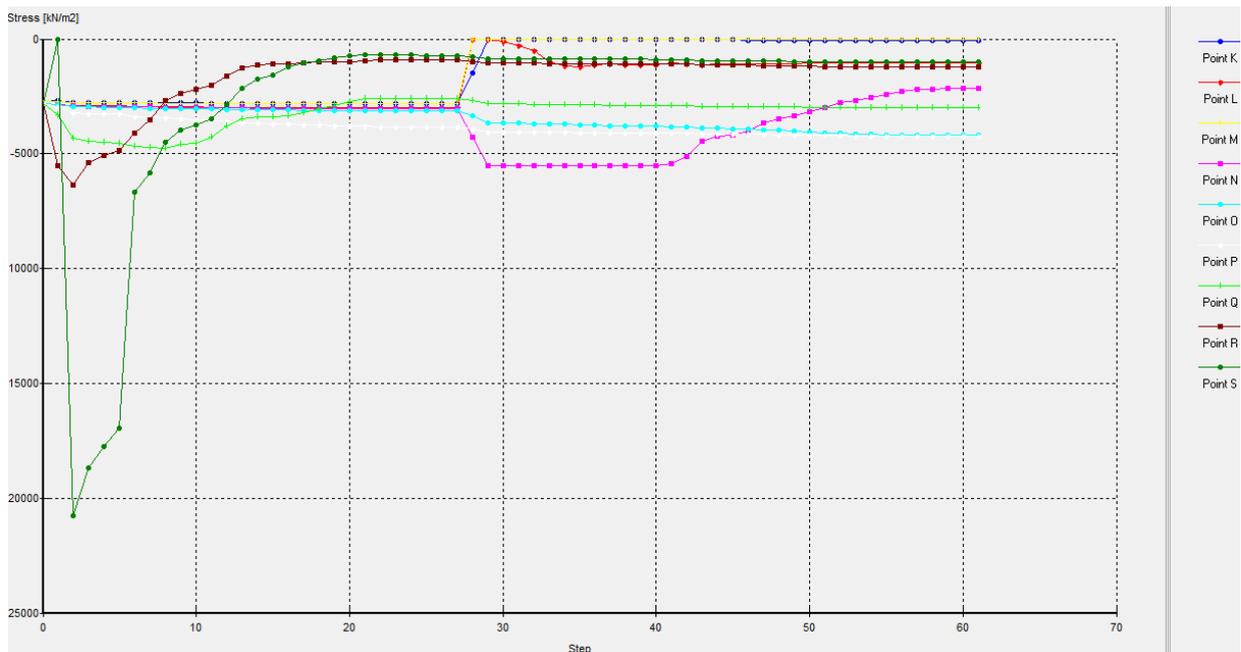


Fig. 5.34. Tensiones verticales modelo 2D a distancia 1.5 D.

Para el pilar central (puntos N, O, P y Q, desde más cerca del túnel nuevo a más cerca del túnel existente), se observa un ligero incremento de la variabilidad de la tensión (punto N), alcanzándose para los puntos centrales valores próximos a los 4000 KPa.

En este caso se observa el mismo incremento gradual de tensiones para los puntos cercanos al túnel existente a medida que se va ejecutando el nuevo túnel.

Distancia entre túneles de 0.8 Diámetros:

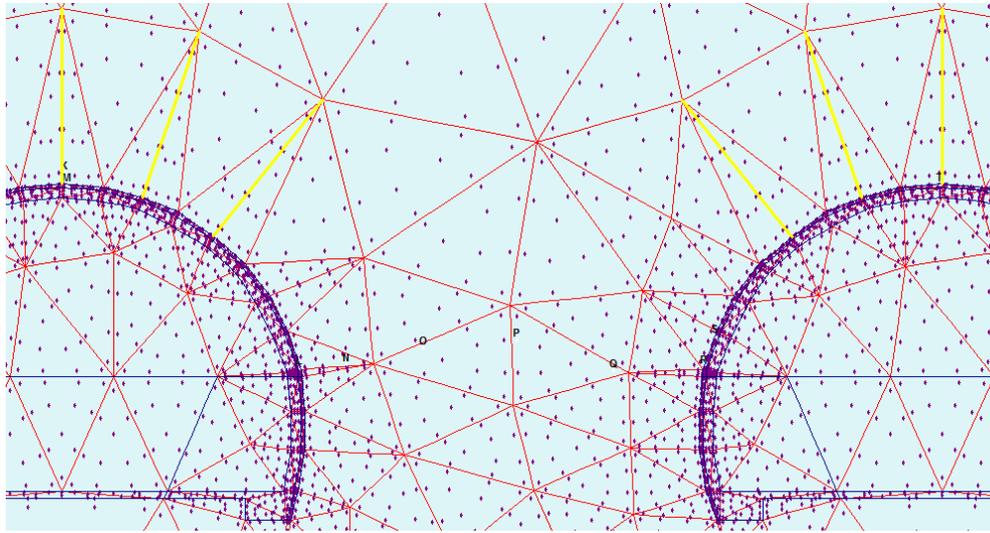


Fig. 5.35. Puntos de monitorización de tensiones modelo 2D a distancia 0.8 D.

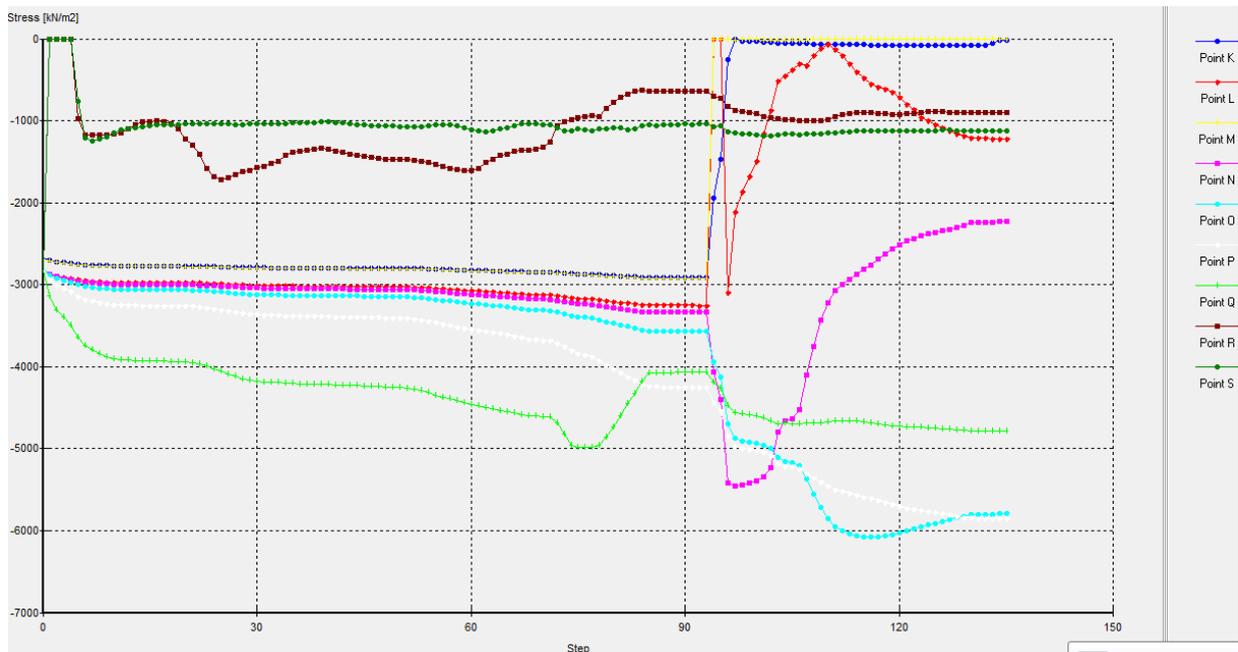


Fig. 5.36. Tensiones verticales modelo 2D a distancia 0.8 D.

Para el pilar central (puntos N, O, P y Q, desde más cerca del túnel nuevo a más cerca del túnel existente), se observa como la tensión es mucho más variable, alcanzándose para los puntos centrales valores próximos a los 6000 KPa.

En este caso se observa una clara influencia en la ejecución del nuevo túnel.

5.3.3. Desplazamientos. Modelo 2D

Tomando como puntos de control los medidos realmente en obra:

Distancia entre túneles de 2.2 Diámetros:

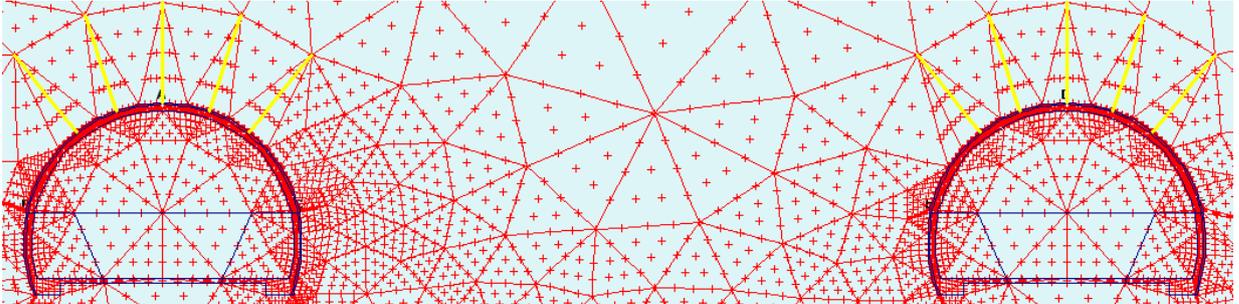


Fig. 5.37. Puntos de monitorización de desplazamientos modelo 2D a distancia 2.2 D.

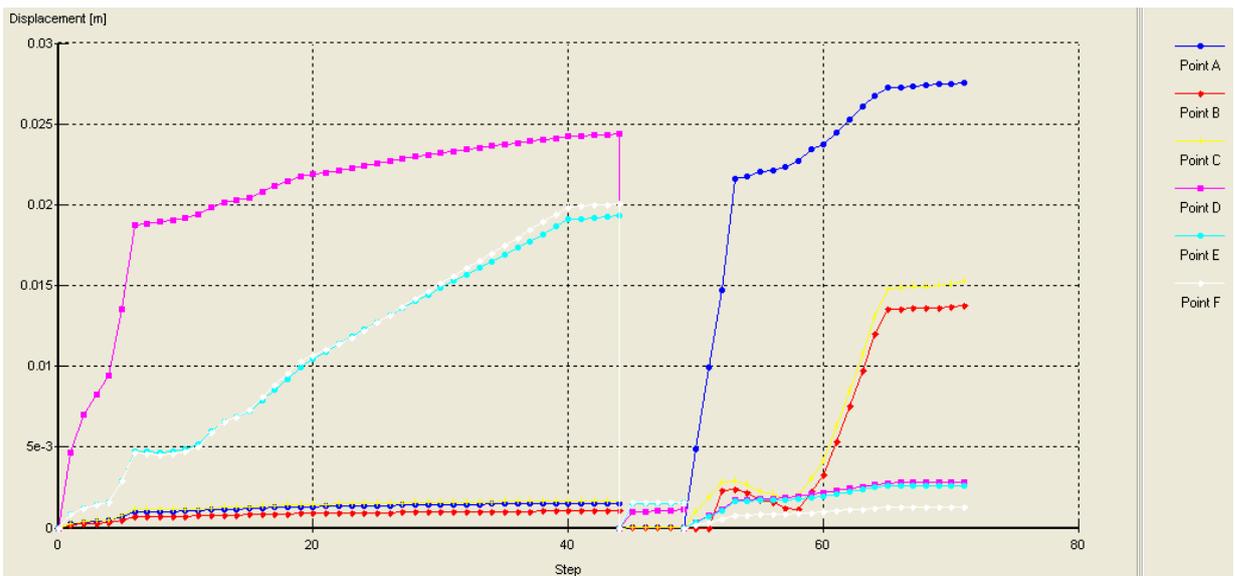


Fig. 5.38. Desplazamientos absolutos modelo 2D a distancia 2.2 D.

Distancia entre túneles de 1.5 Diámetros:

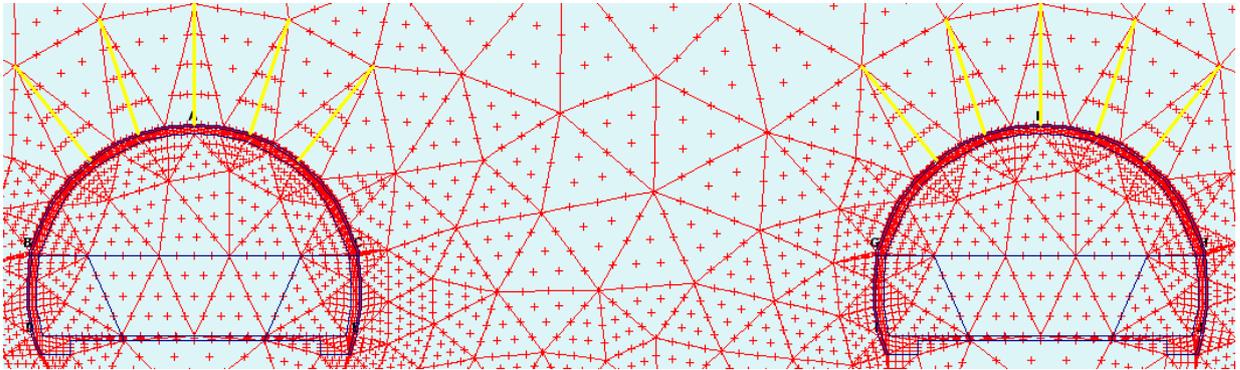


Fig. 5.39. Puntos de monitorización de desplazamientos modelo 2D a distancia 1.5 y 0.8 D.

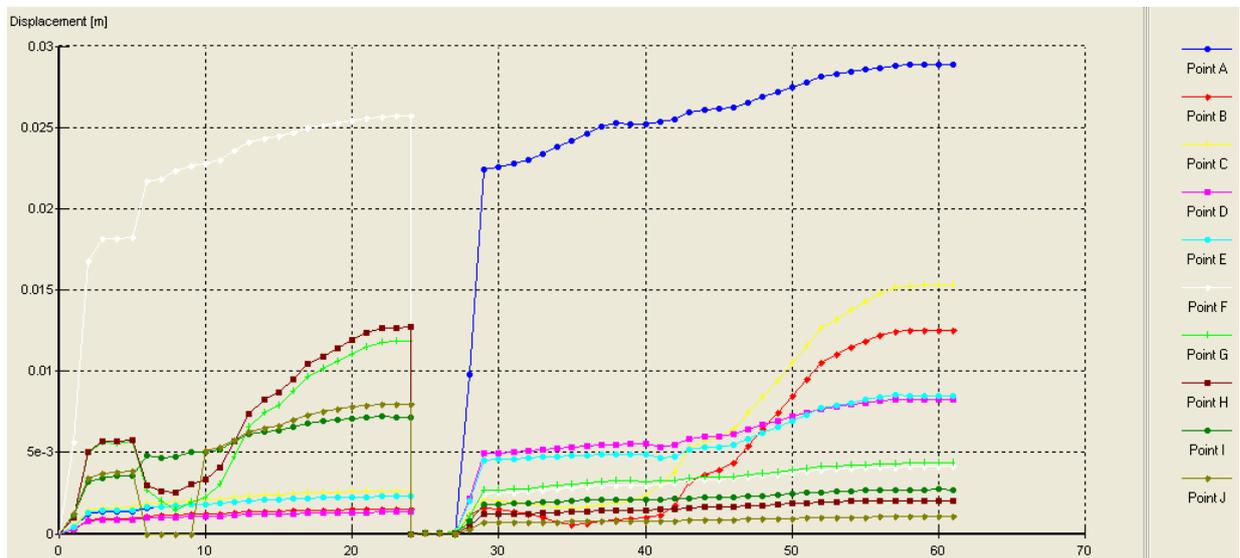


Fig. 5.40. Desplazamientos absolutos modelo 2D a distancia 1.5 D.

Distancia entre túneles de 0.8 Diámetros:

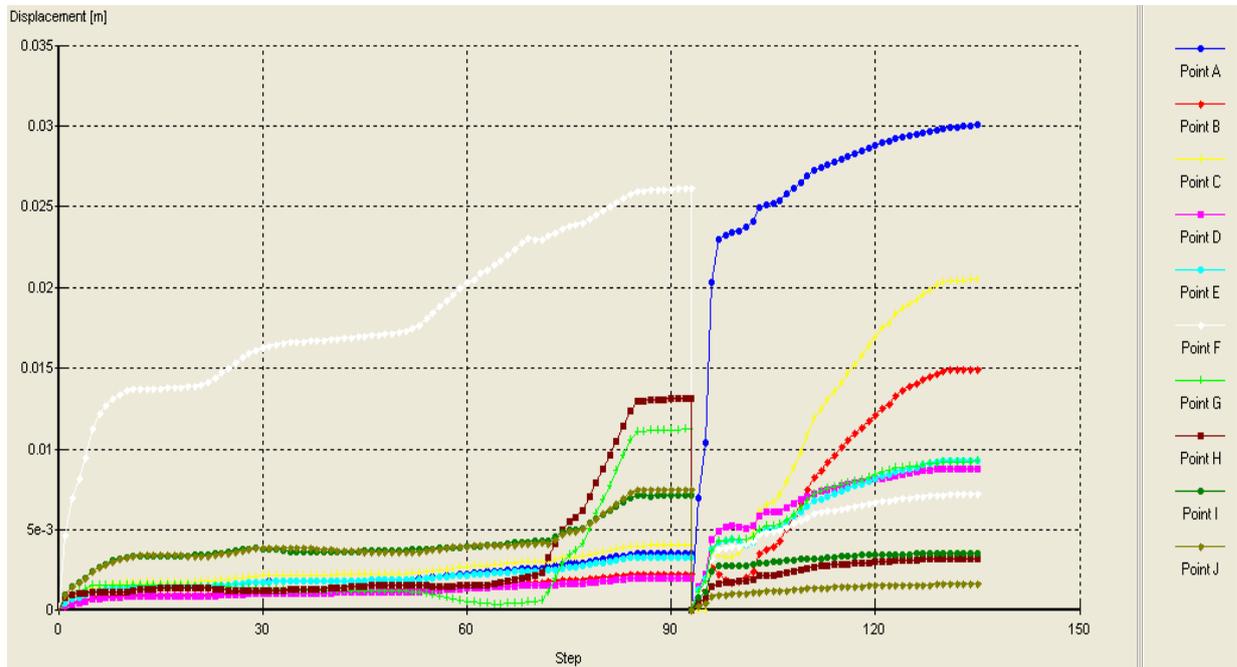


Fig. 5.41. Desplazamientos modelo 2D a distancia 0.8 D.

Se puede observar un ligero incremento de las deformaciones a medida que la distancia entre los túneles es menor.

Las deformaciones son **ligeramente superiores a las medidas en obra**, lo cual puede estar justificado por la elección de unos parámetros del terreno de peor calidad que los realmente encontrados. Esta elección, aunque irreal, estaría del lado de la seguridad a la hora de estudiar la interacción entre los túneles.

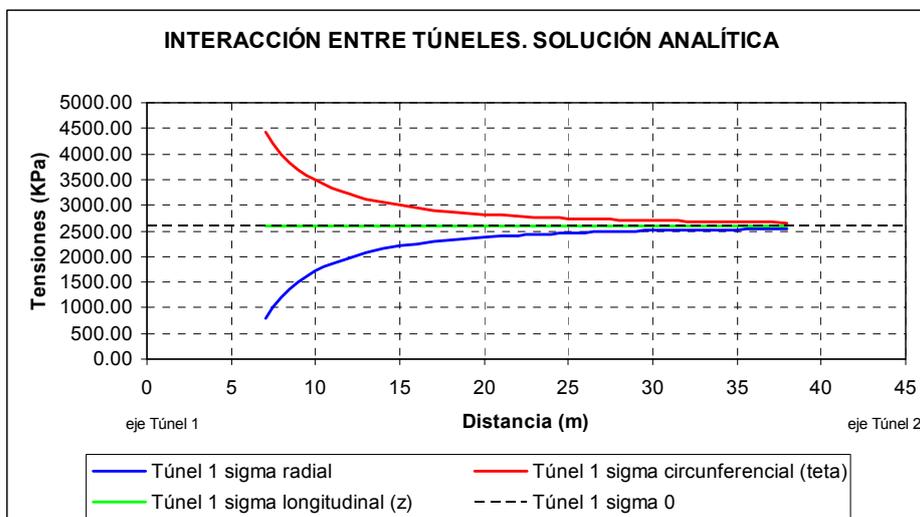
ANEXO 6. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS.

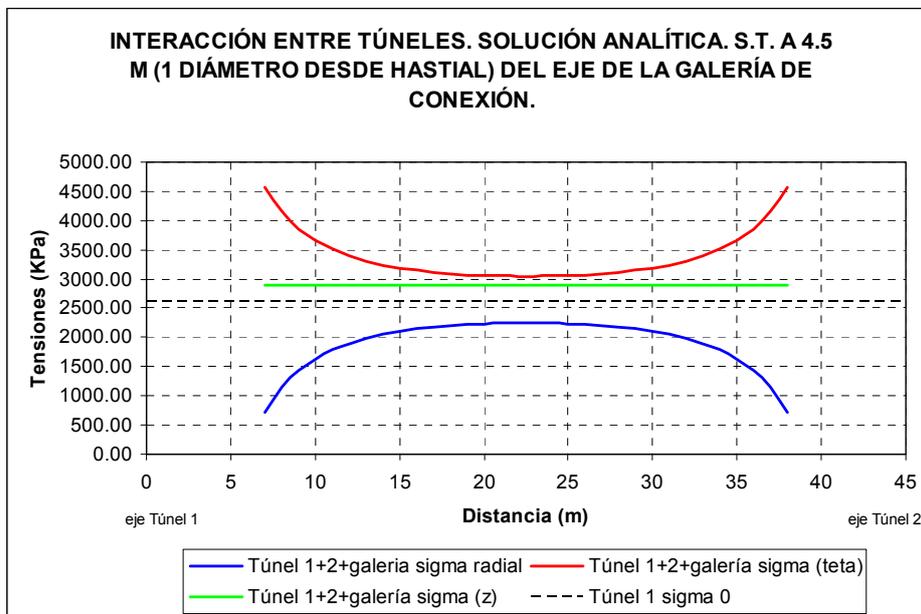
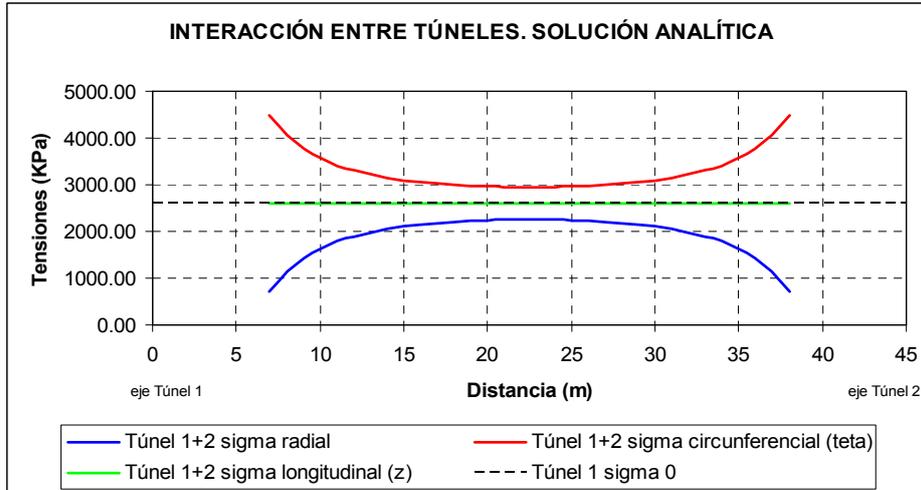
6.1. COMPARACIÓN CON LA SOLUCIÓN ANALÍTICA

6.1.1. Caso elástico

A continuación se presentan tres gráficos con las tensiones entre los dos ejes del túnel para un material perfectamente elástico, en caso de haberse construido un túnel, el otro y una galería transversal de conexión, para separación de 2.2 diámetros (31 m – caso real) y 1.5 (21 m) y 0.8 diámetros (11 m.).

Distancia de 2.2 diámetros:





En términos numéricos, estas tensiones son:

TENSIONES Y DEFORMACIONES ALREDEDOR DE UNA CAVIDAD CILÍNDRICA.

Ho: Espacio homogéneo, isótropo.

Compresión inicial isótropa σ_0

Material elástico lineal:

Excavación de cavidad cilíndrica de longitud infinita y radio a.

(Deformación plana ($\epsilon_z = 0$) y simetría axial)

Relajación hasta presión $\sigma_a \leq \sigma_0$

Parámetros	D.ejes =	45 m	2.2 diámetros	$\theta =$	0°	
	Wpilar =	31 m		$\theta =$	0 rad	
	$\gamma =$	26 KN/m ³	NO INFLUYE EN LOS RESULTADOS (MINDLIN 1940)	a =	7 m	
	E =	1750400 KPa	G =	700160 KPa	$\mu =$	0.25
Tensiones:	$\sigma_0 =$	2600 KPa	$\beta =$	0.5	$\sigma_a =$	1300 KPa

Tunel 1
 $\sigma_z = \sigma_0$, Ho.Co

r	σ_r (Kpa)	σ_θ (Kpa)	σ_z (Kpa)
7	1300.00	3900.00	2600.00
8	1604.69	3595.31	2600.00
9	1813.58	3386.42	2600.00
10	1963.00	3237.00	2600.00
11	2073.55	3126.45	2600.00
12	2157.64	3042.36	2600.00
13	2223.08	2976.92	2600.00
14	2275.00	2925.00	2600.00
15	2316.89	2883.11	2600.00
16	2351.17	2848.83	2600.00
17	2379.58	2820.42	2600.00
18	2403.40	2796.60	2600.00
19	2423.55	2776.45	2600.00
20	2440.75	2759.25	2600.00
21	2455.56	2744.44	2600.00
22	2468.39	2731.61	2600.00
23	2479.58	2720.42	2600.00
24	2489.41	2710.59	2600.00
25	2498.08	2701.92	2600.00
26	2505.77	2694.23	2600.00
27	2512.62	2687.38	2600.00
28	2518.75	2681.25	2600.00
29	2524.26	2675.74	2600.00
30	2529.22	2670.78	2600.00
31	2533.71	2666.29	2600.00
32	2537.79	2662.21	2600.00
33	2541.51	2658.49	2600.00
34	2544.90	2655.10	2600.00
35	2548.00	2652.00	2600.00
36	2550.85	2649.15	2600.00
37	2553.47	2646.53	2600.00
38	2555.89	2644.11	2600.00

Tunel 2

r	σ_r (Kpa)	σ_θ (Kpa)	σ_z (Kpa)
38	2555.89	2644.11	2600.00
37	2553.47	2646.53	2600.00
36	2550.85	2649.15	2600.00
35	2548.00	2652.00	2600.00
34	2544.90	2655.10	2600.00
33	2541.51	2658.49	2600.00
32	2537.79	2662.21	2600.00
31	2533.71	2666.29	2600.00
30	2529.22	2670.78	2600.00
29	2524.26	2675.74	2600.00
28	2518.75	2681.25	2600.00
27	2512.62	2687.38	2600.00
26	2505.77	2694.23	2600.00
25	2498.08	2701.92	2600.00
24	2489.41	2710.59	2600.00
23	2479.58	2720.42	2600.00
22	2468.39	2731.61	2600.00
21	2455.56	2744.44	2600.00
20	2440.75	2759.25	2600.00
19	2423.55	2776.45	2600.00
18	2403.40	2796.60	2600.00
17	2379.58	2820.42	2600.00
16	2351.17	2848.83	2600.00
15	2316.89	2883.11	2600.00
14	2275.00	2925.00	2600.00
13	2223.08	2976.92	2600.00
12	2157.64	3042.36	2600.00
11	2073.55	3126.45	2600.00
10	1963.00	3237.00	2600.00
9	1813.58	3386.42	2600.00
8	1604.69	3595.31	2600.00
7	1300.00	3900.00	2600.00

$\Delta\sigma$ (Kpa)	$\Delta\sigma\theta$ (Kpa)	$\Delta\sigma z$ (Kpa)	Tunel 1 + 2	σ (Kpa)	$\sigma\theta$ (Kpa)	σz (Kpa)	$\Delta\sigma\theta$ (Kpa)
-44.11	44.11	0.00		1255.89	3944.11	2600.00	1.13%
-46.53	46.53	0.00		1558.16	3641.84	2600.00	1.29%
-49.15	49.15	0.00		1764.43	3435.57	2600.00	1.45%
-52.00	52.00	0.00		1911.00	3289.00	2600.00	1.61%
-55.10	55.10	0.00		2018.45	3181.55	2600.00	1.76%
-58.49	58.49	0.00		2099.14	3100.86	2600.00	1.92%
-62.21	62.21	0.00		2160.87	3039.13	2600.00	2.09%
-66.29	66.29	0.00		2208.71	2991.29	2600.00	2.27%
-70.78	70.78	0.00		2246.11	2953.89	2600.00	2.45%
-75.74	75.74	0.00		2275.43	2924.57	2600.00	2.66%
-81.25	81.25	0.00		2298.33	2901.67	2600.00	2.88%
-87.38	87.38	0.00		2316.02	2883.98	2600.00	3.12%
-94.23	94.23	0.00		2329.31	2870.69	2600.00	3.39%
-101.92	101.92	0.00		2338.83	2861.17	2600.00	3.69%
-110.59	110.59	0.00		2344.97	2855.03	2600.00	4.03%
-120.42	120.42	0.00		2347.97	2852.03	2600.00	4.41%
-131.61	131.61	0.00		2347.97	2852.03	2600.00	4.84%
-144.44	144.44	0.00		2344.97	2855.03	2600.00	5.33%
-159.25	159.25	0.00		2338.83	2861.17	2600.00	5.89%
-176.45	176.45	0.00		2329.31	2870.69	2600.00	6.55%
-196.60	196.60	0.00		2316.02	2883.98	2600.00	7.32%
-220.42	220.42	0.00		2298.33	2901.67	2600.00	8.22%
-248.83	248.83	0.00		2275.43	2924.57	2600.00	9.30%
-283.11	283.11	0.00		2246.11	2953.89	2600.00	10.60%
-325.00	325.00	0.00		2208.71	2991.29	2600.00	12.19%
-376.92	376.92	0.00		2160.87	3039.13	2600.00	14.16%
-442.36	442.36	0.00		2099.14	3100.86	2600.00	16.64%
-526.45	526.45	0.00		2018.45	3181.55	2600.00	19.83%
-637.00	637.00	0.00		1911.00	3289.00	2600.00	24.02%
-786.42	786.42	0.00		1764.43	3435.57	2600.00	29.69%
-995.31	995.31	0.00		1558.16	3641.84	2600.00	37.61%
-1300.00	1300.00	0.00		1255.89	3944.11	2600.00	49.17%

Galería transversal

$\gamma =$ kN/m³ $z =$ m $a =$

$E =$ kPa $G =$ kPa $\mu =$

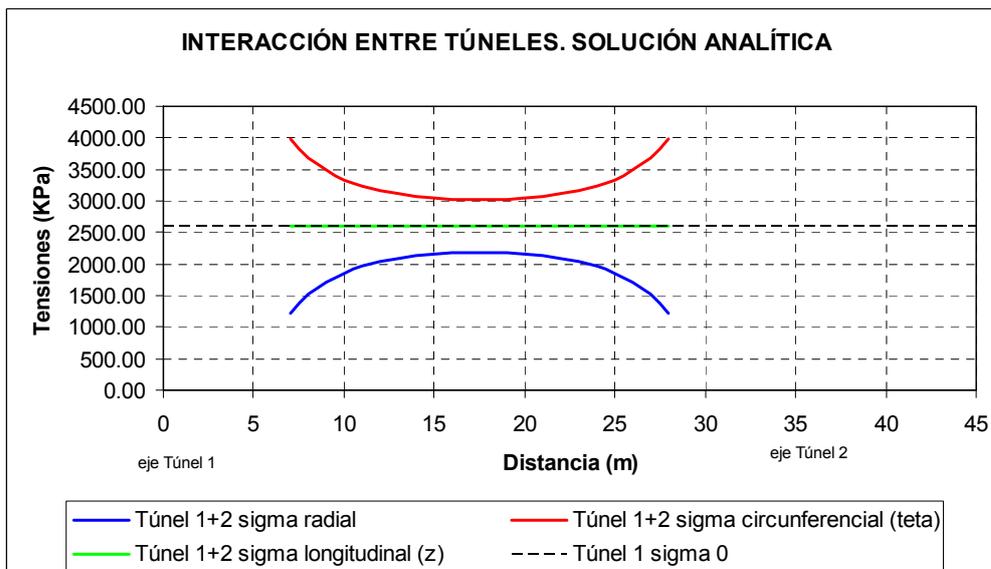
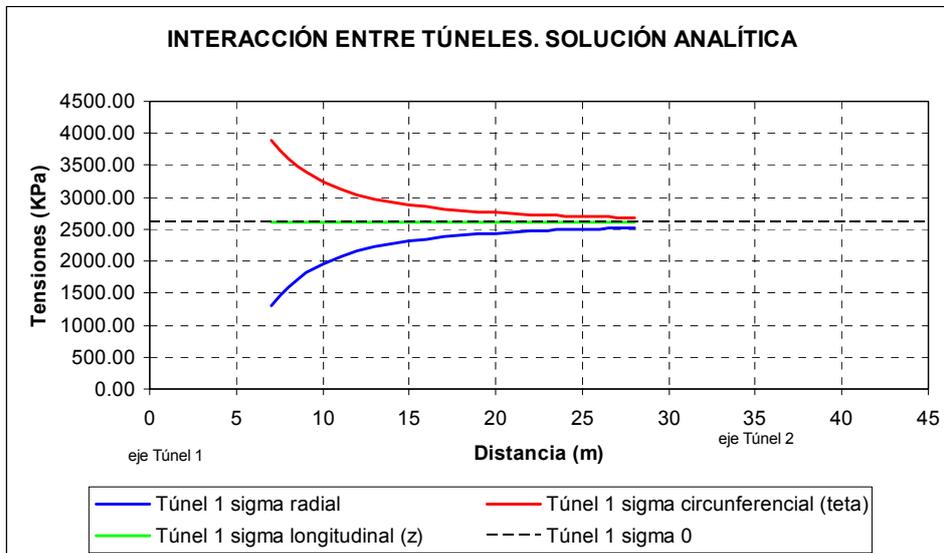
$\sigma_0 =$ kPa $\beta =$ $\sigma_a =$

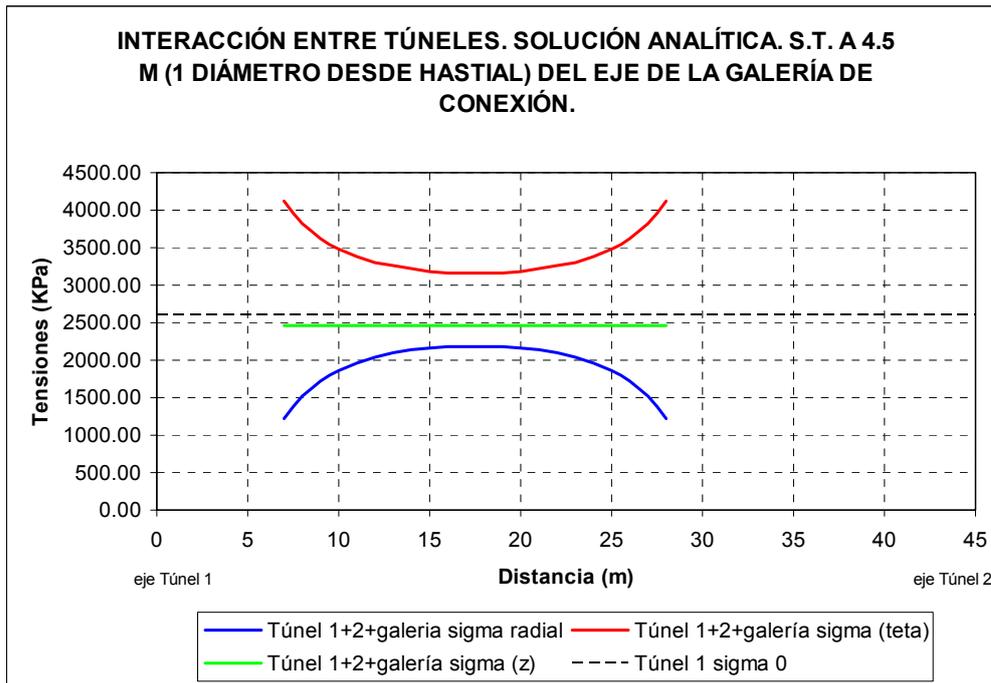
z	σz (Kpa)	$\sigma\theta$ (Kpa)	σ (Kpa)
1.5	2600.00	3900.00	1300.00
2.5	2600.00	3068.00	2132.00
3.5	2600.00	2838.78	2361.22
4.5	2600.00	2744.44	2455.56
5.5	2600.00	2696.69	2503.31
6.5	2600.00	2669.23	2530.77
7.5	2600.00	2652.00	2548.00
8.5	2600.00	2640.48	2559.52
9.5	2600.00	2632.41	2567.59
10.5	2600.00	2626.53	2573.47

$\Delta\sigma z$ (Kpa)	$\Delta\sigma\theta$ (Kpa)	$\Delta\sigma$ (Kpa)
0.00	1300.00	-1300.00
0.00	468.00	-468.00
0.00	238.78	-238.78
0.00	144.44	-144.44
0.00	96.69	-96.69
0.00	69.23	-69.23
0.00	52.00	-52.00
0.00	40.48	-40.48
0.00	32.41	-32.41
0.00	26.53	-26.53

Tunel 1+2+ galería z=2.5m	σ_r (Kpa)	σ_θ (Kpa)	σ_z (Kpa)	$\Delta\sigma_\theta$ (Kpa)
	1255.89	4088.56	2455.56	3.66%
	1558.16	3786.29	2455.56	3.97%
	1764.43	3580.02	2455.56	4.20%
	1911.00	3433.44	2455.56	4.39%
	2018.45	3325.99	2455.56	4.54%
	2099.14	3245.30	2455.56	4.66%
	2160.87	3183.57	2455.56	4.75%
	2208.71	3135.73	2455.56	4.83%
	2246.11	3098.33	2455.56	4.89%
	2275.43	3069.02	2455.56	4.94%
	2298.33	3046.11	2455.56	4.98%
	2316.02	3028.43	2455.56	5.01%
	2329.31	3015.13	2455.56	5.03%
	2338.83	3005.61	2455.56	5.05%
	2344.97	2999.48	2455.56	5.06%
	2347.97	2996.47	2455.56	5.06%
	2347.97	2996.47	2455.56	5.06%
	2344.97	2999.48	2455.56	5.06%
	2338.83	3005.61	2455.56	5.05%
	2329.31	3015.13	2455.56	5.03%
	2316.02	3028.43	2455.56	5.01%
	2298.33	3046.11	2455.56	4.98%
	2275.43	3069.02	2455.56	4.94%
	2246.11	3098.33	2455.56	4.89%
	2208.71	3135.73	2455.56	4.83%
	2160.87	3183.57	2455.56	4.75%
	2099.14	3245.30	2455.56	4.66%
	2018.45	3325.99	2455.56	4.54%
	1911.00	3433.44	2455.56	4.39%
	1764.43	3580.02	2455.56	4.20%
	1558.16	3786.29	2455.56	3.97%
	1255.89	4088.56	2455.56	3.66%

Distancia de 1.5 diámetros:





TENSIONES Y DEFORMACIONES ALREDEDOR DE UNA CAVIDAD CILÍNDRICA.

Ho: Espacio homogéneo, isótropo.
Compresión inicial isótropa σ_0
Material elástico lineal:
Excavación de cavidad cilíndrica de longitud infinita y radio a.
(Deformación plana ($\epsilon_z = 0$) y simetría axial)
Relajación hasta presión $\sigma_a \leq \sigma_0$

Parámetros

D.ejes =	35 m	$\theta =$	0°
Wpilar =	21 m	$\theta =$	0 rad
$\gamma =$	26 KN/m ³	NO INFLUYE EN LOS RESULTADOS (MINDLIN 1940)	
E =	1750400 KPa	a =	7 m
G =	700160 KPa	$\mu =$	0.25
$\sigma_0 =$	2600 KPa	$\beta =$	0.5
		$\sigma_a =$	1300 KPa

Tunel 1
 $\sigma_z = \sigma_2$, Ho.Co

r	σ_r (Kpa)	σ_θ (Kpa)	σ_z (Kpa)
7	1300.00	3900.00	2600.00
8	1604.69	3595.31	2600.00
9	1813.58	3386.42	2600.00
10	1963.00	3237.00	2600.00
11	2073.55	3126.45	2600.00
12	2157.64	3042.36	2600.00
13	2223.08	2976.92	2600.00
14	2275.00	2925.00	2600.00
15	2316.89	2883.11	2600.00
16	2351.17	2848.83	2600.00
17	2379.58	2820.42	2600.00
18	2403.40	2796.60	2600.00
19	2423.55	2776.45	2600.00
20	2440.75	2759.25	2600.00
21	2455.56	2744.44	2600.00
22	2468.39	2731.61	2600.00
23	2479.58	2720.42	2600.00
24	2489.41	2710.59	2600.00
25	2498.08	2701.92	2600.00
26	2505.77	2694.23	2600.00
27	2512.62	2687.38	2600.00
28	2518.75	2681.25	2600.00

Tunel 2

r	σ_r (Kpa)	σ_θ (Kpa)	σ_z (Kpa)
28	2518.75	2681.25	2600.00
27	2512.62	2687.38	2600.00
26	2505.77	2694.23	2600.00
25	2498.08	2701.92	2600.00
24	2489.41	2710.59	2600.00
23	2479.58	2720.42	2600.00
22	2468.39	2731.61	2600.00
21	2455.56	2744.44	2600.00
20	2440.75	2759.25	2600.00
19	2423.55	2776.45	2600.00
18	2403.40	2796.60	2600.00
17	2379.58	2820.42	2600.00
16	2351.17	2848.83	2600.00
15	2316.89	2883.11	2600.00
14	2275.00	2925.00	2600.00
13	2223.08	2976.92	2600.00
12	2157.64	3042.36	2600.00
11	2073.55	3126.45	2600.00
10	1963.00	3237.00	2600.00
9	1813.58	3386.42	2600.00
8	1604.69	3595.31	2600.00
7	1300.00	3900.00	2600.00

$\Delta\sigma_r$ (Kpa)	$\Delta\sigma_\theta$ (Kpa)	$\Delta\sigma_z$ (Kpa)
-81.25	81.25	0.00
-87.38	87.38	0.00
-94.23	94.23	0.00
-101.92	101.92	0.00
-110.59	110.59	0.00
-120.42	120.42	0.00
-131.61	131.61	0.00
-144.44	144.44	0.00
-159.25	159.25	0.00
-176.45	176.45	0.00
-196.60	196.60	0.00
-220.42	220.42	0.00
-248.83	248.83	0.00
-283.11	283.11	0.00
-325.00	325.00	0.00
-376.92	376.92	0.00
-442.36	442.36	0.00
-526.45	526.45	0.00
-637.00	637.00	0.00
-786.42	786.42	0.00
-995.31	995.31	0.00
-1300.00	1300.00	0.00

Tunel 1 + 2

σ_r (Kpa)	σ_θ (Kpa)	σ_z (Kpa)	$\Delta\sigma_\theta$ (Kpa)
1218.75	3981.25	2600.00	2.08%
1517.31	3682.69	2600.00	2.43%
1719.35	3480.65	2600.00	2.78%
1861.08	3338.92	2600.00	3.15%
1962.96	3237.04	2600.00	3.54%
2037.22	3162.78	2600.00	3.96%
2091.47	3108.53	2600.00	4.42%
2130.56	3069.44	2600.00	4.94%
2157.64	3042.36	2600.00	5.52%
2174.72	3025.28	2600.00	6.19%
2182.98	3017.02	2600.00	6.97%
2182.98	3017.02	2600.00	7.88%
2174.72	3025.28	2600.00	8.96%
2157.64	3042.36	2600.00	10.26%
2130.56	3069.44	2600.00	11.84%
2091.47	3108.53	2600.00	13.80%
2037.22	3162.78	2600.00	16.26%
1962.96	3237.04	2600.00	19.42%
1861.08	3338.92	2600.00	23.58%
1719.35	3480.65	2600.00	29.19%
1517.31	3682.69	2600.00	37.04%
1218.75	3981.25	2600.00	48.48%

Galería transversal

$\gamma =$ KN/m³ $z =$ m $a =$

$E =$ KPa $G =$ KPa $\mu =$

$\sigma_0 =$ KPa $\beta =$ $\sigma_a =$

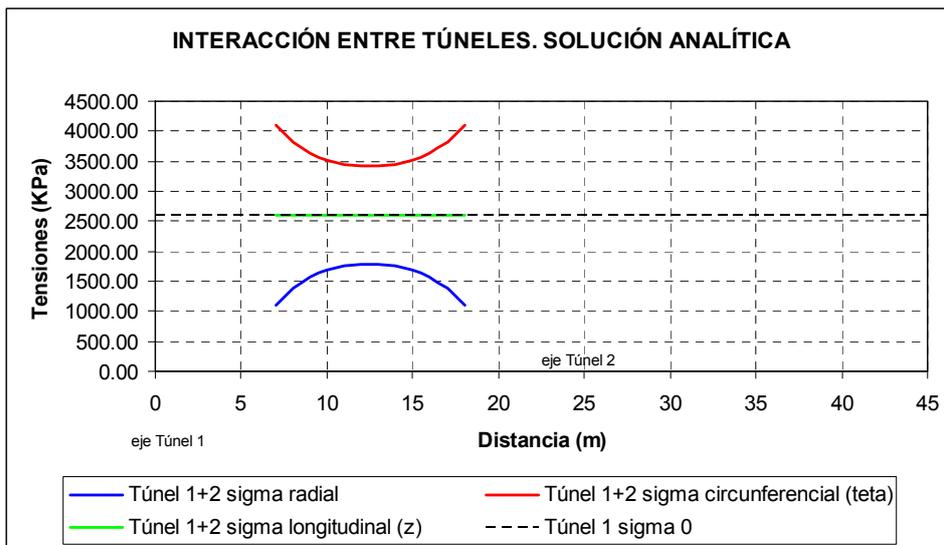
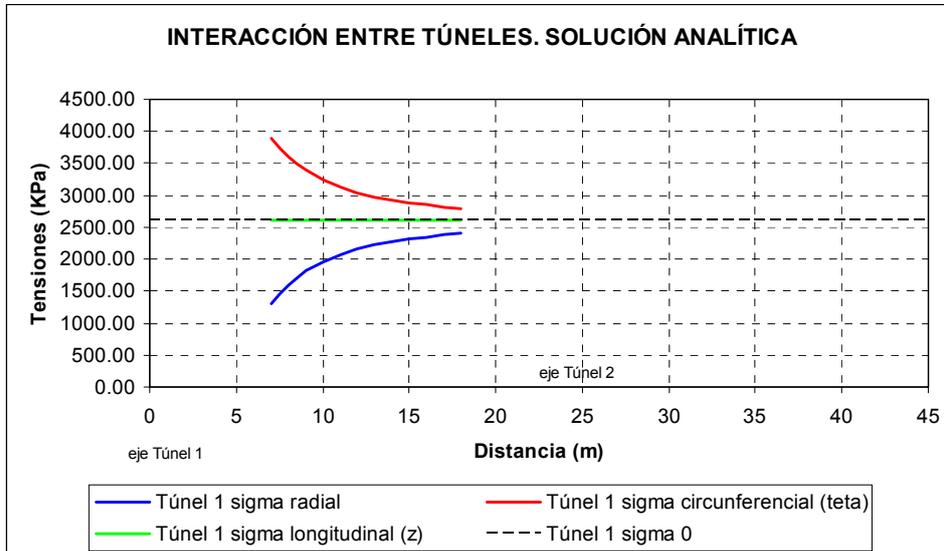
z	σ_z (Kpa)	σ_θ (Kpa)	σ_r (Kpa)
1.5	2600.00	3900.00	1300.00
2.5	2600.00	3068.00	2132.00
3.5	2600.00	2838.78	2361.22
4.5	2600.00	2744.44	2455.56
5.5	2600.00	2696.69	2503.31
6.5	2600.00	2669.23	2530.77
7.5	2600.00	2652.00	2548.00
8.5	2600.00	2640.48	2559.52
9.5	2600.00	2632.41	2567.59
10.5	2600.00	2626.53	2573.47

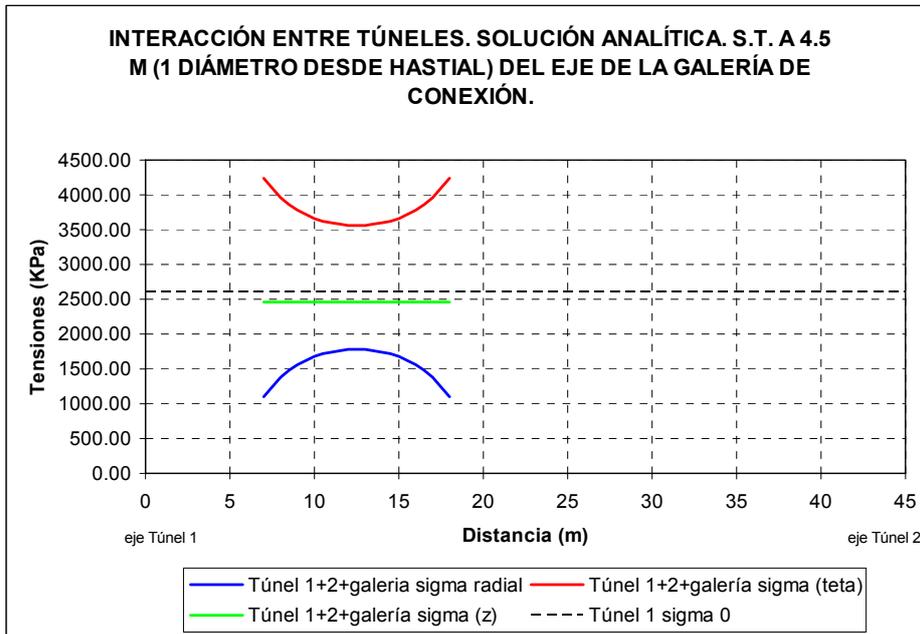
$\Delta\sigma_z$ (Kpa)	$\Delta\sigma_\theta$ (Kpa)	$\Delta\sigma_r$ (Kpa)
0.00	1300.00	-1300.00
0.00	468.00	-468.00
0.00	238.78	-238.78
0.00	144.44	-144.44
0.00	96.69	-96.69
0.00	69.23	-69.23
0.00	52.00	-52.00
0.00	40.48	-40.48
0.00	32.41	-32.41
0.00	26.53	-26.53

Tunel 1+2+
galería
z=2.5m

σ_r (Kpa)	σ_θ (Kpa)	σ_z (Kpa)	$\Delta\sigma_\theta$ (Kpa)
1218.75	4125.69	2455.56	3.63%
1517.31	3827.14	2455.56	3.92%
1719.35	3625.09	2455.56	4.15%
1861.08	3483.36	2455.56	4.33%
1962.96	3381.48	2455.56	4.46%
2037.22	3307.22	2455.56	4.57%
2091.47	3252.98	2455.56	4.65%
2130.56	3213.89	2455.56	4.71%
2157.64	3186.81	2455.56	4.75%
2174.72	3169.73	2455.56	4.77%
2182.98	3161.46	2455.56	4.79%
2182.98	3161.46	2455.56	4.79%
2174.72	3169.73	2455.56	4.77%
2157.64	3186.81	2455.56	4.75%
2130.56	3213.89	2455.56	4.71%
2091.47	3252.98	2455.56	4.65%
2037.22	3307.22	2455.56	4.57%
1962.96	3381.48	2455.56	4.46%
1861.08	3483.36	2455.56	4.33%
1719.35	3625.09	2455.56	4.15%
1517.31	3827.14	2455.56	3.92%
1218.75	4125.69	2455.56	3.63%

Distancia de 0.8 diámetros:





TENSIONES Y DEFORMACIONES ALREDEDOR DE UNA CAVIDAD CILÍNDRICA.

Ho:

Espacio homogéneo, isótropo.

Compresión inicial isótropa σ_0

Material elástico lineal:

Excavación de cavidad cilíndrica de longitud infinita y radio a.

(Deformación plana ($\epsilon_z = 0$) y simetría axial)

Relajación hasta presión $\sigma_a \leq \sigma_0$

Parámetros

D.ejes = m $\theta =$ °

Wpilar = m $\theta =$ rad

$\gamma =$ KN/m³ NO INFLUYE EN LOS RESULTADOS (MINDLIN 1940)

$E =$ KPa $G =$ KPa $\mu =$

$\sigma_0 =$ KPa $\beta =$ $\sigma_a =$ KPa

z = m a = m

Tunel 1

$\sigma_z = \sigma_2, Ho.Co$

r	σ_r (Kpa)	σ_θ (Kpa)	σ_z (Kpa)
7	1300.00	3900.00	2600.00
8	1604.69	3595.31	2600.00
9	1813.58	3386.42	2600.00
10	1963.00	3237.00	2600.00
11	2073.55	3126.45	2600.00
12	2157.64	3042.36	2600.00
13	2223.08	2976.92	2600.00
14	2275.00	2925.00	2600.00
15	2316.89	2883.11	2600.00
16	2351.17	2848.83	2600.00
17	2379.58	2820.42	2600.00
18	2403.40	2796.60	2600.00

Tunel 2

r	σ_r (Kpa)	σ_θ (Kpa)	σ_z (Kpa)
18	2403.40	2796.60	2600.00
17	2379.58	2820.42	2600.00
16	2351.17	2848.83	2600.00
15	2316.89	2883.11	2600.00
14	2275.00	2925.00	2600.00
13	2223.08	2976.92	2600.00
12	2157.64	3042.36	2600.00
11	2073.55	3126.45	2600.00
10	1963.00	3237.00	2600.00
9	1813.58	3386.42	2600.00
8	1604.69	3595.31	2600.00
7	1300.00	3900.00	2600.00

$\Delta\sigma_r$ (Kpa)	$\Delta\sigma_\theta$ (Kpa)	$\Delta\sigma_z$ (Kpa)	Tunel 1 + 2	σ_r (Kpa)	σ_θ (Kpa)	σ_z (Kpa)	$\Delta\sigma_\theta$ (Kpa)
-196.60	196.60	0.00		1103.40	4096.60	2600.00	5.04%
-220.42	220.42	0.00		1384.27	3815.73	2600.00	6.13%
-248.83	248.83	0.00		1564.75	3635.25	2600.00	7.35%
-283.11	283.11	0.00		1679.89	3520.11	2600.00	8.75%
-325.00	325.00	0.00		1748.55	3451.45	2600.00	10.40%
-376.92	376.92	0.00		1780.72	3419.28	2600.00	12.39%
-442.36	442.36	0.00		1780.72	3419.28	2600.00	14.86%
-526.45	526.45	0.00		1748.55	3451.45	2600.00	18.00%
-637.00	637.00	0.00		1679.89	3520.11	2600.00	22.09%
-786.42	786.42	0.00		1564.75	3635.25	2600.00	27.61%
-995.31	995.31	0.00		1384.27	3815.73	2600.00	35.29%
-1300.00	1300.00	0.00		1103.40	4096.60	2600.00	46.48%

Galería transversal

$\gamma =$	26 KN/m ³	$z =$	100 m	$a =$	1.5
$E =$	1750400 KPa	$G =$	700160 KPa	$\mu =$	0.25
$\sigma_0 =$	2600 KPa	$\beta =$	0.5	$\sigma_a =$	1300

z	σ_z (Kpa)	σ_θ (Kpa)	σ_r (Kpa)
1.5	2600.00	3900.00	1300.00
2.5	2600.00	3068.00	2132.00
3.5	2600.00	2838.78	2361.22
4.5	2600.00	2744.44	2455.56
5.5	2600.00	2696.69	2503.31
6.5	2600.00	2669.23	2530.77
7.5	2600.00	2652.00	2548.00
8.5	2600.00	2640.48	2559.52
9.5	2600.00	2632.41	2567.59
10.5	2600.00	2626.53	2573.47

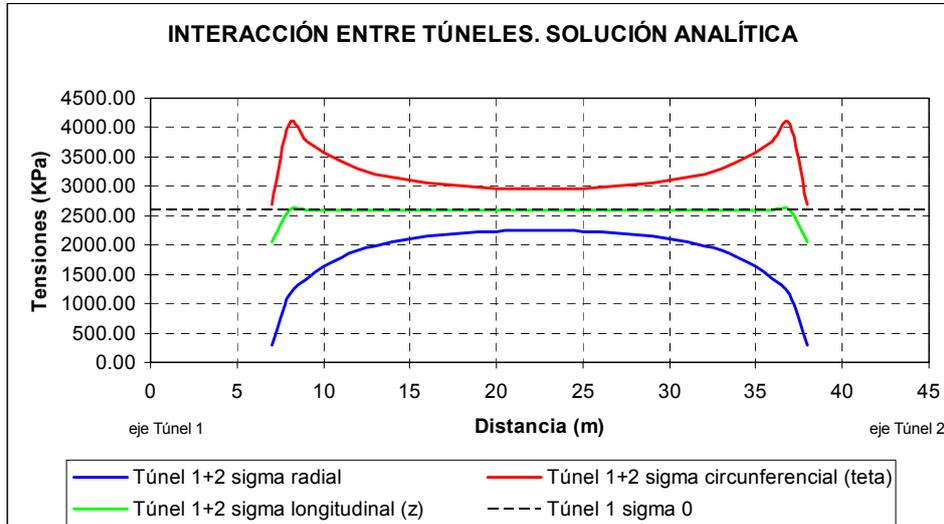
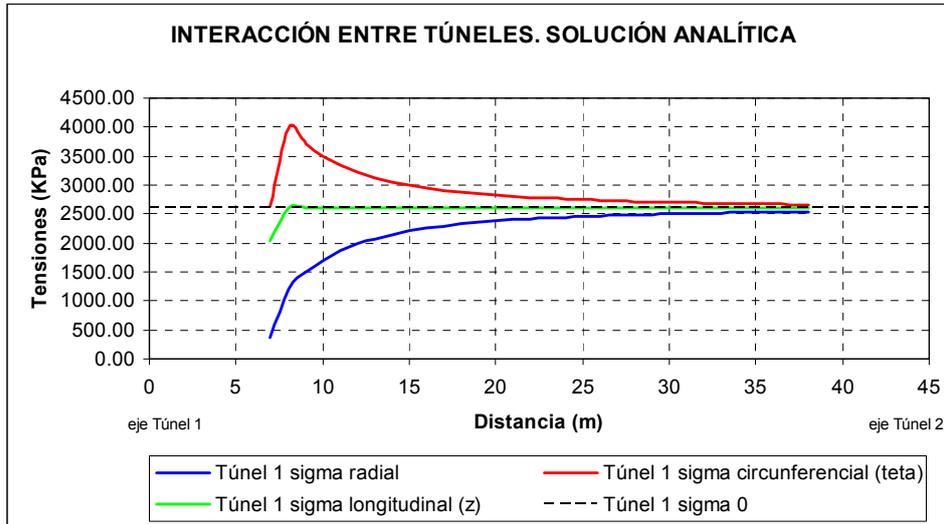
$\Delta\sigma_z$ (Kpa)	$\Delta\sigma_\theta$ (Kpa)	$\Delta\sigma_r$ (Kpa)
0.00	1300.00	-1300.00
0.00	468.00	-468.00
0.00	238.78	-238.78
0.00	144.44	-144.44
0.00	96.69	-96.69
0.00	69.23	-69.23
0.00	52.00	-52.00
0.00	40.48	-40.48
0.00	32.41	-32.41
0.00	26.53	-26.53

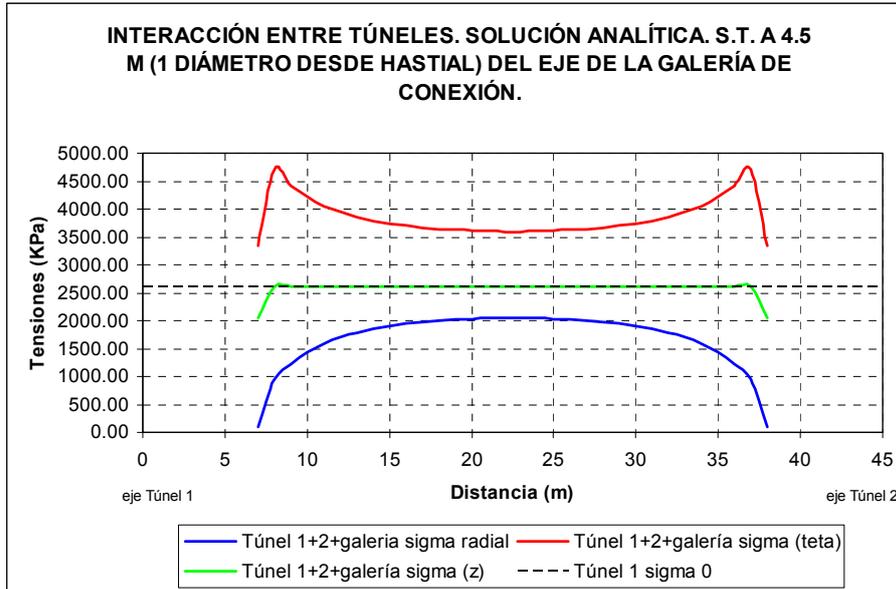
Tunel 1+2+ galería z=2.5m	σ_r (Kpa)	σ_θ (Kpa)	σ_z (Kpa)	$\Delta\sigma_\theta$ (Kpa)
	1103.40	4241.05	2455.56	3.53%
	1384.27	3960.17	2455.56	3.79%
	1564.75	3779.69	2455.56	3.97%
	1679.89	3664.56	2455.56	4.10%
	1748.55	3595.89	2455.56	4.19%
	1780.72	3563.73	2455.56	4.22%
	1780.72	3563.73	2455.56	4.22%
	1748.55	3595.89	2455.56	4.19%
	1679.89	3664.56	2455.56	4.10%
	1564.75	3779.69	2455.56	3.97%
	1384.27	3960.17	2455.56	3.79%
	1103.40	4241.05	2455.56	3.53%

6.1.2. Caso material de Mohr - Coulomb

Del mismo modo, para el caso de un material elasto-plástico del tipo de Mohr – Coulomb:

Distancia de 2.2 diámetros:





En términos numéricos, estas tensiones son:

TENSIONES Y DEFORMACIONES ALREDEDOR DE UNA CAVIDAD CILÍNDRICA.

Ho: Espacio homogéneo, isótropo.
Compresión inicial isótropa σ_0
Material elasto plástico de Mohr - Coulomb
Excavación de cavidad cilíndrica de longitud infinita y radio a.
(Deformación plana ($ez = 0$) y simetría axial)
Relajación hasta presión $\sigma_a \leq \sigma_0$

D.ejes = 45 m
 Wpilar = 31 m
 7 D --> NO INFLUYE EN LOS RESULTADOS (MINDLIN 1940)
 Parámetros $\gamma = 26$ KN/m³ $z = 100$ m $a = 7$ m
 M-Coulomb $c = 308$ KPa $\phi = 36.27^\circ$ 0.63303092 rad
 Tensiones: $E = 1750400$ KPa $G = 694603.175$ KPa $\mu = 0.26$
 $\sigma_0 = 2600$ KPa $\beta = 0.5$ $\sigma_a = 1300$ KPa

Tunel 1	r	σ_r (Kpa)	σ_θ (Kpa)	σ_z (Kpa)	Tunel 2	r	σ_r (Kpa)	σ_θ (Kpa)	σ_z (Kpa)
$\sigma_z = \sigma_2, Ho.Cc$	7	813.54	4386.46	2600.00		38	2539.38	2660.62	2600.00
	8	1232.24	3967.76	2600.00		37	2536.06	2663.94	2600.00
	9	1519.30	3680.70	2600.00		36	2532.46	2667.54	2600.00
	10	1724.64	3475.36	2600.00		35	2528.54	2671.46	2600.00
	11	1876.56	3323.44	2600.00		34	2524.28	2675.72	2600.00
	12	1992.11	3207.89	2600.00		33	2519.62	2680.38	2600.00
	13	2082.03	3117.97	2600.00		32	2514.52	2685.48	2600.00
	14	2153.39	3046.61	2600.00		31	2508.91	2691.09	2600.00
	15	2210.95	2989.05	2600.00		30	2502.74	2697.26	2600.00
	16	2258.06	2941.94	2600.00		29	2495.91	2704.09	2600.00
	17	2297.11	2902.89	2600.00		28	2488.35	2711.65	2600.00
	18	2329.83	2870.17	2600.00		27	2479.92	2720.08	2600.00
	19	2357.52	2842.48	2600.00		26	2470.51	2729.49	2600.00
	20	2381.16	2818.84	2600.00		25	2459.94	2740.06	2600.00
	21	2401.50	2798.50	2600.00		24	2448.03	2751.97	2600.00
	22	2419.14	2780.86	2600.00		23	2434.52	2765.48	2600.00
	23	2434.52	2765.48	2600.00		22	2419.14	2780.86	2600.00
	24	2448.03	2751.97	2600.00		21	2401.50	2798.50	2600.00
	25	2459.94	2740.06	2600.00		20	2381.16	2818.84	2600.00
	26	2470.51	2729.49	2600.00		19	2357.52	2842.48	2600.00
	27	2479.92	2720.08	2600.00		18	2329.83	2870.17	2600.00
	28	2488.35	2711.65	2600.00		17	2297.11	2902.89	2600.00
	29	2495.91	2704.09	2600.00		16	2258.06	2941.94	2600.00
	30	2502.74	2697.26	2600.00		15	2210.95	2989.05	2600.00
	31	2508.91	2691.09	2600.00		14	2153.39	3046.61	2600.00
	32	2514.52	2685.48	2600.00		13	2082.03	3117.97	2600.00
	33	2519.62	2680.38	2600.00		12	1992.11	3207.89	2600.00
	34	2524.28	2675.72	2600.00		11	1876.56	3323.44	2600.00
	35	2528.54	2671.46	2600.00		10	1724.64	3475.36	2600.00
	36	2532.46	2667.54	2600.00		9	1519.30	3680.70	2600.00
	37	2536.06	2663.94	2600.00		8	1232.24	3967.76	2600.00
	38	2539.38	2660.62	2600.00		7	813.54	4386.46	2600.00

Parámetros plastificación: Factor de carga; N / Índice de rigidez, Ir

Nc =	1.03019471
Nq =	1.7559231
Ir =	550.443477
N =	0.5065611
Ncrit =	1.03019471

$$N = \frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi}$$

Incio de la plastificación
Criterio $\sigma_z = \sigma_2$

Extensión de la zona plástica

$$R = a^* \dots = 6.24 \text{ m}$$

Plastifica? $R > a?$ **NO PLASTIFICA**

$$7.00 \text{ m}$$

$\Delta\sigma$ (Kpa)	$\Delta\sigma\theta$ (Kpa)	$\Delta\sigma_z$ (Kpa)	Tunel 1 + 2	σ (Kpa)	$\sigma\theta$ (Kpa)	σ_z (Kpa)	$\Delta\sigma\theta$ (Kpa)
-60.62	60.62	0.00		752.92	4447.08	2600.00	1.38%
-63.94	63.94	0.00		1168.30	4031.70	2600.00	1.61%
-67.54	67.54	0.00		1451.76	3748.24	2600.00	1.84%
-71.46	71.46	0.00		1653.18	3546.82	2600.00	2.06%
-75.72	75.72	0.00		1800.83	3399.17	2600.00	2.28%
-80.38	80.38	0.00		1911.73	3288.27	2600.00	2.51%
-85.48	85.48	0.00		1996.55	3203.45	2600.00	2.74%
-91.09	91.09	0.00		2062.30	3137.70	2600.00	2.99%
-97.26	97.26	0.00		2113.69	3086.31	2600.00	3.25%
-104.09	104.09	0.00		2153.97	3046.03	2600.00	3.54%
-111.65	111.65	0.00		2185.45	3014.55	2600.00	3.85%
-120.08	120.08	0.00		2209.75	2990.25	2600.00	4.18%
-129.49	129.49	0.00		2228.02	2971.98	2600.00	4.56%
-140.06	140.06	0.00		2241.10	2958.90	2600.00	4.97%
-151.97	151.97	0.00		2249.53	2950.47	2600.00	5.43%
-165.48	165.48	0.00		2253.66	2946.34	2600.00	5.95%
-180.86	180.86	0.00		2253.66	2946.34	2600.00	6.54%
-198.50	198.50	0.00		2249.53	2950.47	2600.00	7.21%
-218.84	218.84	0.00		2241.10	2958.90	2600.00	7.99%
-242.48	242.48	0.00		2228.02	2971.98	2600.00	8.88%
-270.17	270.17	0.00		2209.75	2990.25	2600.00	9.93%
-302.89	302.89	0.00		2185.45	3014.55	2600.00	11.17%
-341.94	341.94	0.00		2153.97	3046.03	2600.00	12.65%
-389.05	389.05	0.00		2113.69	3086.31	2600.00	14.42%
-446.61	446.61	0.00		2062.30	3137.70	2600.00	16.60%
-517.97	517.97	0.00		1996.55	3203.45	2600.00	19.29%
-607.89	607.89	0.00		1911.73	3288.27	2600.00	22.68%
-723.44	723.44	0.00		1800.83	3399.17	2600.00	27.04%
-875.36	875.36	0.00		1653.18	3546.82	2600.00	32.77%
-1080.70	1080.70	0.00		1451.76	3748.24	2600.00	40.51%
-1367.76	1367.76	0.00		1168.30	4031.70	2600.00	51.34%
-1786.46	1786.46	0.00		752.92	4447.08	2600.00	67.14%

Galería transversal

y =	26 KN/m ³	z =	100 m	a =	3
c =	308 KPa	ϕ =	36.27°		0.63303092 rad
E =	1750400 KPa	G =	700160 KPa	μ =	0.25
σ_0 =	2600 KPa	β =	0.5	σ_a =	1300

z	σ_z (Kpa)	$\sigma\theta$ (Kpa)	σ (Kpa)
1.5	-245.05	261.07	1252.17
2.5	347.62	2570.74	2006.77
3.5	1287.50	3912.50	2600.00
4.5	1806.02	3393.98	2600.00
5.5	2068.49	3131.51	2600.00
6.5	2219.45	2980.55	2600.00
7.5	2314.17	2885.83	2600.00
8.5	2377.47	2822.53	2600.00
9.5	2421.85	2778.15	2600.00
10.5	2454.17	2745.83	2600.00

$\Delta\sigma_z$ (Kpa)	$\Delta\sigma\theta$ (Kpa)	$\Delta\sigma$ (Kpa)
-2845.05	-2338.93	-1347.83
-2252.38	-29.26	-593.23
-1312.50	1312.50	0.00
-793.98	793.98	0.00
-531.51	531.51	0.00
-380.55	380.55	0.00
-285.83	285.83	0.00
-222.53	222.53	0.00
-178.15	178.15	0.00
-145.83	145.83	0.00

Parámetros plastificación: Factor de carga; N / Índice de rigidez, Ir

Nc = 1.03019471

Nq = 1.7559231

Ir = 554.847024 Índice de rigidez

N = 0.5065611 Inicio de la plastificación

Ncrit = 1.03019471

Extensión de la zona plástica

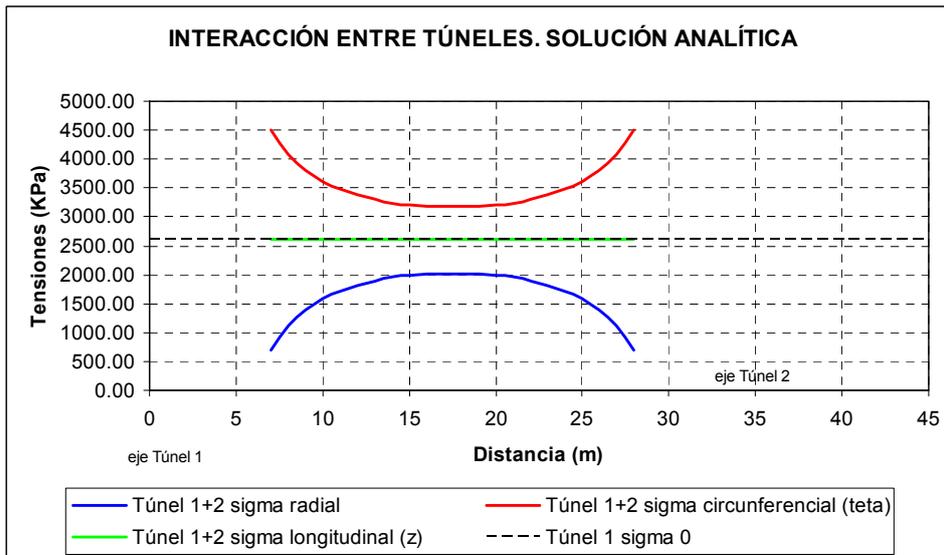
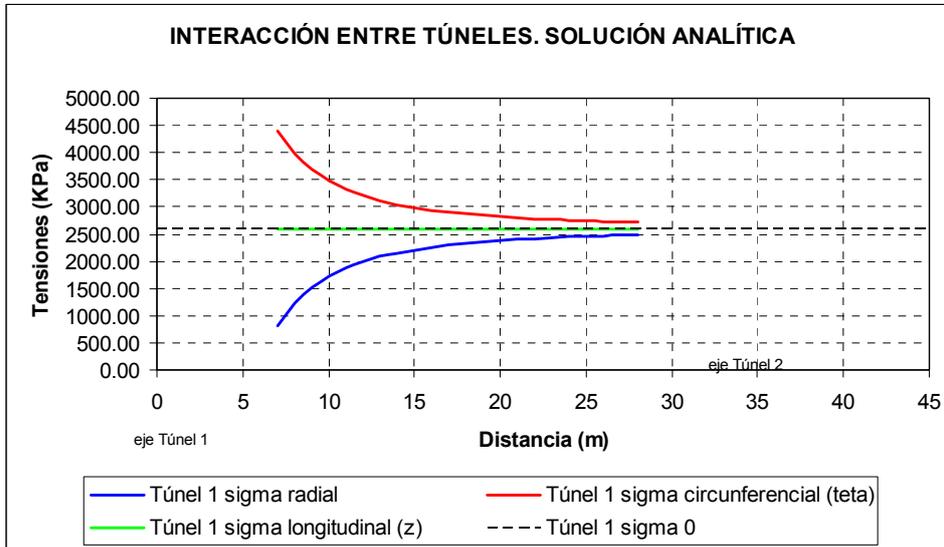
R = a*... = 2.67 m

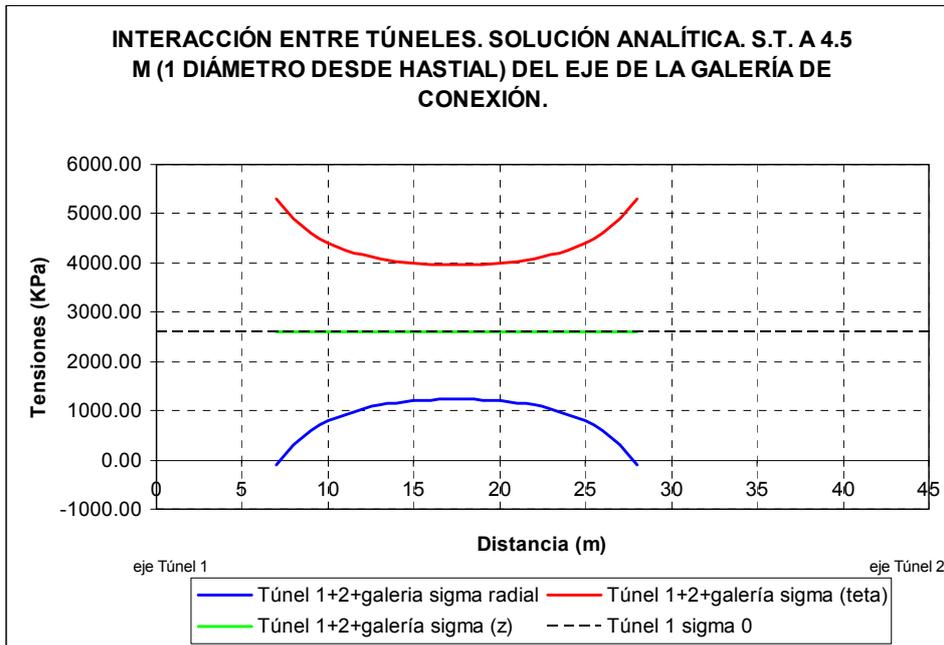
Plastifica? R>a? **NO PLASTIFICA**

3.00 m

Tunel 1+2+ galería z=2.5m	σ_r (Kpa)	σ_θ (Kpa)	σ_z (Kpa)	$\Delta\sigma_\theta$ (Kpa)
	-41.06	5241.06	2600.00	17.85%
	374.32	4825.68	2600.00	19.69%
	657.78	4542.22	2600.00	21.18%
	859.20	4340.80	2600.00	22.39%
	1006.85	4193.15	2600.00	23.36%
	1117.74	4082.26	2600.00	24.15%
	1202.57	3997.43	2600.00	24.79%
	1268.32	3931.68	2600.00	25.30%
	1319.70	3880.30	2600.00	25.73%
	1359.99	3840.01	2600.00	26.07%
	1391.47	3808.53	2600.00	26.34%
	1415.77	3784.23	2600.00	26.55%
	1434.04	3765.96	2600.00	26.72%
	1447.12	3752.88	2600.00	26.83%
	1455.55	3744.45	2600.00	26.91%
	1459.68	3740.32	2600.00	26.95%
	1459.68	3740.32	2600.00	26.95%
	1455.55	3744.45	2600.00	26.91%
	1447.12	3752.88	2600.00	26.83%
	1434.04	3765.96	2600.00	26.72%
	1415.77	3784.23	2600.00	26.55%
	1391.47	3808.53	2600.00	26.34%
	1359.99	3840.01	2600.00	26.07%
	1319.70	3880.30	2600.00	25.73%
	1268.32	3931.68	2600.00	25.30%
	1202.57	3997.43	2600.00	24.79%
	1117.74	4082.26	2600.00	24.15%
	1006.85	4193.15	2600.00	23.36%
	859.20	4340.80	2600.00	22.39%
	657.78	4542.22	2600.00	21.18%
	374.32	4825.68	2600.00	19.69%
	-41.06	5241.06	2600.00	17.85%

Distancia de 1.5 diámetros:





TENSIONES Y DEFORMACIONES ALREDEDOR DE UNA CAVIDAD CILÍNDRICA.

Ho: Espacio homogéneo, isótropo.
Compresión inicial isótropa σ_0
Material elasto plástico de Mohr - Coulomb
Excavación de cavidad cilíndrica de longitud infinita y radio a.
(Deformación plana ($\epsilon_z = 0$) y simetría axial)
Relajación hasta presión $\sigma_a \leq \sigma_0$

D.ejes = 35 m
Wpilar = 21 m 1.5 diámetros
Parámetros $\gamma = 26$ KN/m³ $z = 100$ m NO INFLUYE EN LOS RESULTADOS (MINDLIN 1940)
M-Coulomb $c = 308$ KPa $\phi = 36.27^\circ$ $a = 7$ m
Tensiones: $E = 1750400$ KPa $G = 694603.175$ KPa $\mu = 0.26$
 $\sigma_0 = 2600$ KPa $\beta = 0.5$ $\sigma_a = 1300$ KPa

Tunel 1	r	Tunel 1			Tunel 2	r	Tunel 2		
		σ_r (Kpa)	σ_θ (Kpa)	σ_z (Kpa)			σ_r (Kpa)	σ_θ (Kpa)	σ_z (Kpa)
oz= σ_2 , Ho.Cc	7	813.54	4386.46	2600.00	28	2488.35	2711.65	2600.00	
	8	1232.24	3967.76	2600.00	27	2479.92	2720.08	2600.00	
	9	1519.30	3680.70	2600.00	26	2470.51	2729.49	2600.00	
	10	1724.64	3475.36	2600.00	25	2459.94	2740.06	2600.00	
	11	1876.56	3323.44	2600.00	24	2448.03	2751.97	2600.00	
	12	1992.11	3207.89	2600.00	23	2434.52	2765.48	2600.00	
	13	2082.03	3117.97	2600.00	22	2419.14	2780.86	2600.00	
	14	2153.39	3046.61	2600.00	21	2401.50	2798.50	2600.00	
	15	2210.95	2989.05	2600.00	20	2381.16	2818.84	2600.00	
	16	2258.06	2941.94	2600.00	19	2357.52	2842.48	2600.00	
	17	2297.11	2902.89	2600.00	18	2329.83	2870.17	2600.00	
	18	2329.83	2870.17	2600.00	17	2297.11	2902.89	2600.00	
	19	2357.52	2842.48	2600.00	16	2258.06	2941.94	2600.00	
	20	2381.16	2818.84	2600.00	15	2210.95	2989.05	2600.00	
	21	2401.50	2798.50	2600.00	14	2153.39	3046.61	2600.00	
	22	2419.14	2780.86	2600.00	13	2082.03	3117.97	2600.00	
	23	2434.52	2765.48	2600.00	12	1992.11	3207.89	2600.00	
	24	2448.03	2751.97	2600.00	11	1876.56	3323.44	2600.00	
	25	2459.94	2740.06	2600.00	10	1724.64	3475.36	2600.00	
	26	2470.51	2729.49	2600.00	9	1519.30	3680.70	2600.00	
	27	2479.92	2720.08	2600.00	8	1232.24	3967.76	2600.00	
	28	2488.35	2711.65	2600.00	7	813.54	4386.46	2600.00	

Parámetros plastificación: Factor de carga; N / Índice de rigidez, Ir

Nc = 1.03019471
Nq = 1.7559231
Ir = 550.443477
N = 0.5065611
Ncrit = 1.03019471

$$N = \frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi}$$

Incio de la plastificación
Criterio $\sigma_z = \sigma_2$

Extensión de la zona plástica

R = a*.... = 6.24 m

Plastifica? R>a? **NO PLASTIFICA**

7.00 m

$\Delta\sigma_r$ (Kpa)	$\Delta\sigma_\theta$ (Kpa)	$\Delta\sigma_z$ (Kpa)	Tunel 1 + 2	σ_r (Kpa)	σ_θ (Kpa)	σ_z (Kpa)	$\Delta\sigma_\theta$ (Kpa)
-111.65	111.65	0.00		701.89	4498.11	2600.00	2.55%
-120.08	120.08	0.00		1112.17	4087.83	2600.00	3.03%
-129.49	129.49	0.00		1389.81	3810.19	2600.00	3.52%
-140.06	140.06	0.00		1584.58	3615.42	2600.00	4.03%
-151.97	151.97	0.00		1724.59	3475.41	2600.00	4.57%
-165.48	165.48	0.00		1826.63	3373.37	2600.00	5.16%
-180.86	180.86	0.00		1901.17	3298.83	2600.00	5.80%
-198.50	198.50	0.00		1954.89	3245.11	2600.00	6.52%
-218.84	218.84	0.00		1992.11	3207.89	2600.00	7.32%
-242.48	242.48	0.00		2015.58	3184.42	2600.00	8.24%
-270.17	270.17	0.00		2026.93	3173.07	2600.00	9.31%
-302.89	302.89	0.00		2026.93	3173.07	2600.00	10.55%
-341.94	341.94	0.00		2015.58	3184.42	2600.00	12.03%
-389.05	389.05	0.00		1992.11	3207.89	2600.00	13.80%
-446.61	446.61	0.00		1954.89	3245.11	2600.00	15.96%
-517.97	517.97	0.00		1901.17	3298.83	2600.00	18.63%
-607.89	607.89	0.00		1826.63	3373.37	2600.00	21.98%
-723.44	723.44	0.00		1724.59	3475.41	2600.00	26.29%
-875.36	875.36	0.00		1584.58	3615.42	2600.00	31.95%
-1080.70	1080.70	0.00		1389.81	3810.19	2600.00	39.59%
-1367.76	1367.76	0.00		1112.17	4087.83	2600.00	50.28%
-1786.46	1786.46	0.00		701.89	4498.11	2600.00	65.88%

Galería transversal

$\gamma = 26$ KN/m³ $z = 100$ m $a = 3$
 $c = 308$ KPa $\phi = 36.27^\circ$ 0.63303092 rad
 $E = 1750400$ KPa $G = 700160$ KPa $\mu = 0.25$
 $\sigma_0 = 2600$ KPa $\beta = 0.5$ $\sigma_a = 1300$

z	σ_z (Kpa)	σ_θ (Kpa)	σ_r (Kpa)
1.5	-245.05	261.07	1252.17
2.5	347.62	2570.74	2006.77
3.5	1287.50	3912.50	2600.00
4.5	1806.02	3393.98	2600.00
5.5	2068.49	3131.51	2600.00
6.5	2219.45	2980.55	2600.00
7.5	2314.17	2885.83	2600.00
8.5	2377.47	2822.53	2600.00
9.5	2421.85	2778.15	2600.00
10.5	2454.17	2745.83	2600.00

$\Delta\sigma_z$ (Kpa)	$\Delta\sigma_\theta$ (Kpa)	$\Delta\sigma_r$ (Kpa)
-2845.05	-2338.93	-1347.83
-2252.38	-29.26	-593.23
-1312.50	1312.50	0.00
-793.98	793.98	0.00
-531.51	531.51	0.00
-380.55	380.55	0.00
-285.83	285.83	0.00
-222.53	222.53	0.00
-178.15	178.15	0.00
-145.83	145.83	0.00

Parámetros plastificación: Factor de carga; N / Índice de rigidez, Ir

Nc = 1.03019471

Nq = 1.7559231

Ir = 554.847024 Índice de rigidez

N = 0.5065611 Incio de la plastificación

Ncrit = 1.03019471

Extensión de la zona plástica

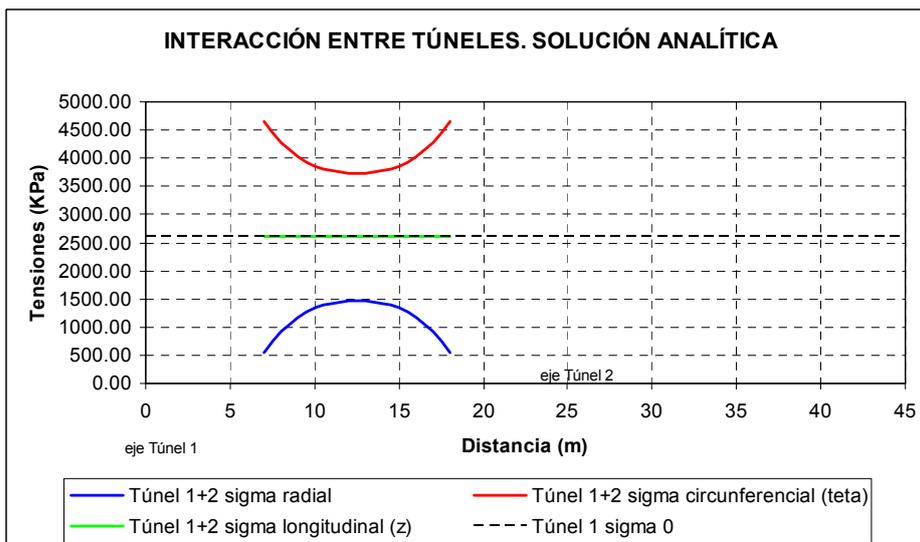
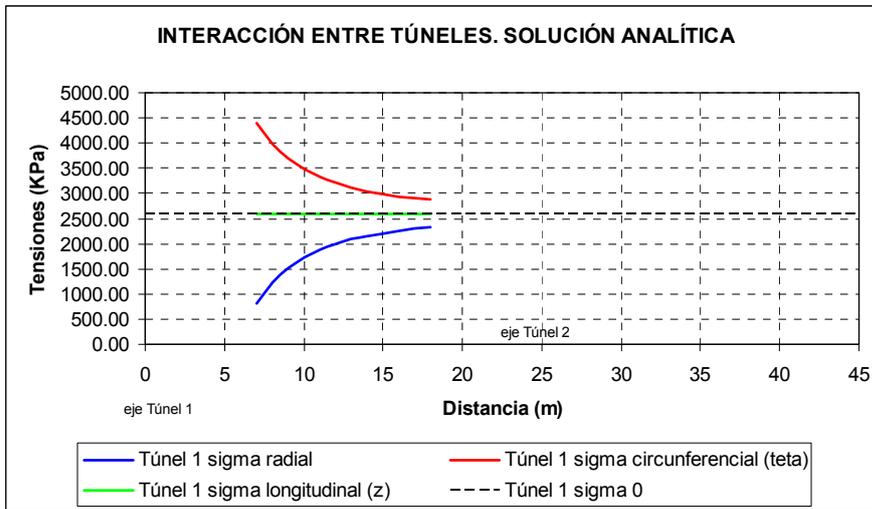
R = a*.... = 2.67 m

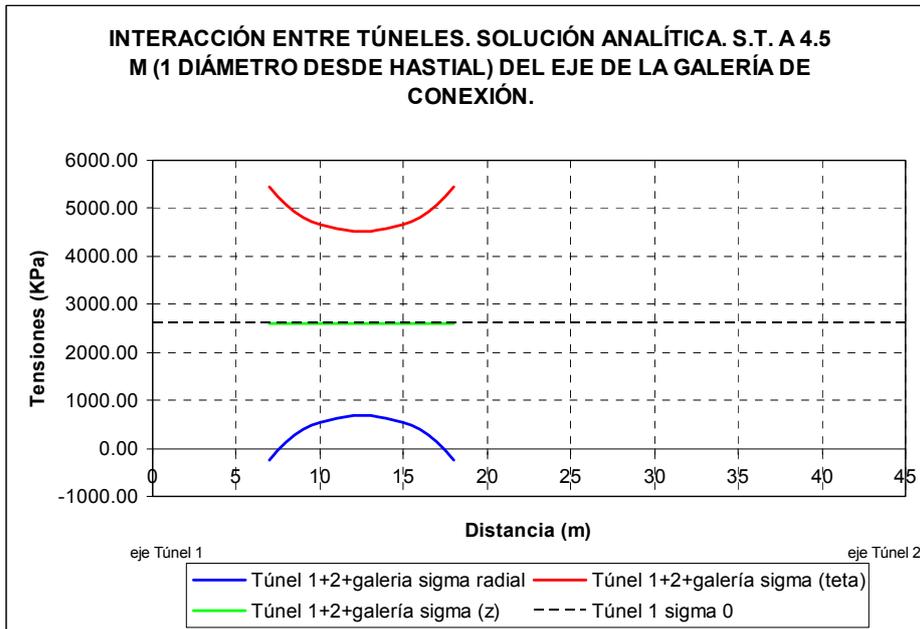
Plastifica? R>a? **NO PLASTIFICA**

3.00 m

σ_r (Kpa)	σ_θ (Kpa)	σ_z (Kpa)	$\Delta\sigma_\theta$ (Kpa)
-92.09	5292.09	2600.00	17.65%
318.18	4881.82	2600.00	19.42%
595.83	4604.17	2600.00	20.84%
790.60	4409.40	2600.00	21.96%
930.60	4269.40	2600.00	22.85%
1032.65	4167.35	2600.00	23.54%
1107.19	4092.81	2600.00	24.07%
1160.91	4039.09	2600.00	24.47%
1198.13	4001.87	2600.00	24.75%
1221.60	3978.40	2600.00	24.93%
1232.95	3967.05	2600.00	25.02%
1232.95	3967.05	2600.00	25.02%
1221.60	3978.40	2600.00	24.93%
1198.13	4001.87	2600.00	24.75%
1160.91	4039.09	2600.00	24.47%
1107.19	4092.81	2600.00	24.07%
1032.65	4167.35	2600.00	23.54%
930.60	4269.40	2600.00	22.85%
790.60	4409.40	2600.00	21.96%
595.83	4604.17	2600.00	20.84%
318.18	4881.82	2600.00	19.42%
-92.09	5292.09	2600.00	17.65%

Distancia de 0.8 diámetros:





TENSIONES Y DEFORMACIONES ALREDEDOR DE UNA CAVIDAD CILÍNDRICA.

Ho: Espacio homogéneo, isótropo.
Compresión inicial isótropa σ_0
Material elasto plástico de Mohr - Coulomb
Excavación de cavidad cilíndrica de longitud infinita y radio a.
(Deformación plana ($\epsilon_z = 0$) y simetría axial)
Relajación hasta presión $\sigma_a \leq \sigma_0$

Parámetros

D.ejes = 25 m
Wpilar = 11 m 0.8 diámetros

$\gamma = 26$ KN/m³ NO INFLUYE EN LOS RESULTADOS (MINDLIN 1940)
M-Coulomb $c = 308$ KPa $z = 100$ m $a = 7$ m
 $\phi = 36.27^\circ$ 0.63303092 rad

Tensiones:

$E = 1750400$ KPa $G = 694603.175$ KPa $\mu = 0.26$
 $\sigma_0 = 2600$ KPa $\beta = 0.5$ $\sigma_a = 1300$ KPa

Tunel 1	Tunel 1			Tunel 2	Tunel 2			
	r	σ_r (Kpa)	σ_θ (Kpa)		σ_z (Kpa)	r	σ_r (Kpa)	σ_θ (Kpa)
oz= σ_2 , Ho.Co	7	813.54	4386.46	2600.00	18	2329.83	2870.17	2600.00
	8	1232.24	3967.76	2600.00	17	2297.11	2902.89	2600.00
	9	1519.30	3680.70	2600.00	16	2258.06	2941.94	2600.00
	10	1724.64	3475.36	2600.00	15	2210.95	2989.05	2600.00
	11	1876.56	3323.44	2600.00	14	2153.39	3046.61	2600.00
	12	1992.11	3207.89	2600.00	13	2082.03	3117.97	2600.00
	13	2082.03	3117.97	2600.00	12	1992.11	3207.89	2600.00
	14	2153.39	3046.61	2600.00	11	1876.56	3323.44	2600.00
	15	2210.95	2989.05	2600.00	10	1724.64	3475.36	2600.00
	16	2258.06	2941.94	2600.00	9	1519.30	3680.70	2600.00
	17	2297.11	2902.89	2600.00	8	1232.24	3967.76	2600.00
	18	2329.83	2870.17	2600.00	7	813.54	4386.46	2600.00

Parámetros plastificación: Factor de carga; N / Índice de rigidez, Ir

Nc =	1.03019471	$N = \frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi}$	Extensión de la zona plástica	R = a*.... =	6.24	m
Nq =	1.7559231		Plastifica? R>a?	NO PLASTIFICA		
Ir =	550.443477	Inicio de la plastificación			7.00	m
N =	0.5065611					
Ncrit =	1.03019471	Criterio $\sigma_z = \sigma_2$				

$\Delta\sigma_r$ (Kpa)	$\Delta\sigma_\theta$ (Kpa)	$\Delta\sigma_z$ (Kpa)	Tunel 1 + 2	σ_r (Kpa)	σ_θ (Kpa)	σ_z (Kpa)	$\Delta\sigma_\theta$ (Kpa)
-270.17	270.17	0.00		543.37	4656.63	2600.00	6.16%
-302.89	302.89	0.00		929.35	4270.65	2600.00	7.63%
-341.94	341.94	0.00		1177.36	4022.64	2600.00	9.29%
-389.05	389.05	0.00		1335.58	3864.42	2600.00	11.19%
-446.61	446.61	0.00		1429.94	3770.06	2600.00	13.44%
-517.97	517.97	0.00		1474.14	3725.86	2600.00	16.15%
-607.89	607.89	0.00		1474.14	3725.86	2600.00	19.50%
-723.44	723.44	0.00		1429.94	3770.06	2600.00	23.75%
-875.36	875.36	0.00		1335.58	3864.42	2600.00	29.29%
-1080.70	1080.70	0.00		1177.36	4022.64	2600.00	36.73%
-1367.76	1367.76	0.00		929.35	4270.65	2600.00	47.12%
-1786.46	1786.46	0.00		543.37	4656.63	2600.00	62.24%

Galería transversal

$\gamma =$	26	KN/m ³	$z =$	100	m	$a =$	3
$c =$	308	KPa	$\phi =$	36.27	°	0.63303092	rad
$E =$	1750400	KPa	$G =$	700160	KPa	$\mu =$	0.25
$\sigma_0 =$	2600	KPa	$\beta =$	0.5		$\sigma_a =$	1300

z	σ_z (Kpa)	σ_θ (Kpa)	σ_r (Kpa)	$\Delta\sigma_z$ (Kpa)	$\Delta\sigma_\theta$ (Kpa)	$\Delta\sigma_r$ (Kpa)
1.5	-245.05	261.07	1252.17	-2845.05	-2338.93	-1347.83
2.5	347.62	2570.74	2006.77	-2252.38	-29.26	-593.23
3.5	1287.50	3912.50	2600.00	-1312.50	1312.50	0.00
4.5	1806.02	3393.98	2600.00	-793.98	793.98	0.00
5.5	2068.49	3131.51	2600.00	-531.51	531.51	0.00
6.5	2219.45	2980.55	2600.00	-380.55	380.55	0.00
7.5	2314.17	2885.83	2600.00	-285.83	285.83	0.00
8.5	2377.47	2822.53	2600.00	-222.53	222.53	0.00
9.5	2421.85	2778.15	2600.00	-178.15	178.15	0.00
10.5	2454.17	2745.83	2600.00	-145.83	145.83	0.00

Parámetros plastificación: Factor de carga; N / Índice de rigidez, Ir

Nc =	1.03019471	Índice de rigidez	Extensión de la zona plástica	R = a*.... =	2.67	m
Nq =	1.7559231		Plastifica? R>a?	NO PLASTIFICA		
Ir =	554.847024	Inicio de la plastificación			3.00	m
N =	0.5065611					
Ncrit =	1.03019471					

σ_r (Kpa)	σ_θ (Kpa)	σ_z (Kpa)	$\Delta\sigma_\theta$ (Kpa)
-250.61	5450.61	2600.00	17.05%
135.37	5064.63	2600.00	18.59%
383.38	4816.62	2600.00	19.74%
541.60	4658.40	2600.00	20.55%
635.96	4564.04	2600.00	21.06%
680.16	4519.84	2600.00	21.31%
680.16	4519.84	2600.00	21.31%
635.96	4564.04	2600.00	21.06%
541.60	4658.40	2600.00	20.55%
383.38	4816.62	2600.00	19.74%
135.37	5064.63	2600.00	18.59%
-250.61	5450.61	2600.00	17.05%

ANEXO 7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Ineco. Diciembre 2005. “Proyecto de construcción Autovía Huesca – Pamplona. Tramo Arguís – Alto de Monrepós”.
- [2] Geocisa para FCC construcción. Enero 2009. “Informe de Control de Convergencias”. Autovía A-23. Tramo Arguís-Alto de Monrepós.
- [3] Maxam para FCC construcción. Abril 2008. “Informe de Control de Vibraciones”. Autovía A-23. Tramo Arguís-Alto de Monrepós.
- [4] Rabcewicz L. November - December 1964. “The New Austrian Tunnelling Method”. Part one, Water Power, 453-457, Part two, Water Power.
- [5] Müller L. 1978. “The reasons for unsuccessful applications of the New Austrian Tunnelling Method”. Tunnelling Under Difficult Conditions, Proceedings of the International Tunnel Symposium, Tokyo. Pergamon Press, 67-72.
- [6] Kovári K. 1994. “Erroneous concepts behind the New Austrian Tunnelling Method”. Tunnels & Tunnelling. Vol. 26, 38-42.
- [7] Sauer G. 1988. “When an invention is something new: from practice to theory in tunnelling”. Transactions of the Institution of Mining & Metallurgy, Vol. 97, Section A, A94-A108.
- [8] Rodríguez Ortiz, J.M. “Antecedentes históricos del NATM”. Master Aetos 2009.
- [9] Rodríguez Ortiz, J.M. “Accidentes y fallos del NATM”. Master Aetos 2009.
- [10] Atkins, W.S. for the Health and Safety Executive. 2006 “The risk to third parties from bored tunnelling in soft ground”. Research report 453.
- [11] Karakus, M & Fowell. J.R. 2004. “An insight into the New Austrian Tunnelling Method (NATM)”. ROCKMEC’2004-VIIth Regional Rock Mechanics Symposium.

- [12] Adachi et al. 1993. “Interaction between multi-tunnels under construction”. In Proceedings of the 11th Southeast Asian Geotechnical Conference, Singapore.
- [13] Chapman et al. 2002. “Prediction of settlement above closely spaced multiple tunnel constructions in soft ground”. In Proceedings of the 3rd International Symposium on the Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Toulouse, 23–25 A.A. Balkema. pp. 299–304.
- [14] Addenbrooke, T.I., and Potts, D.M. 1996. “Twin tunnel construction - ground movements and lining behaviour”. In Proceedings of the 1st International Symposium on the Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London, 15– 17. Balkema.
- [15] Addenbrooke, et al. 1997. “The influence of pre-failure soil stiffness on the numerical analysis of twin tunnel construction”. A.M. Géotechnique, 47(3): 693–712.
- [16] Bin-Lin Chu et al. 2006. “Mechanical behavior of a twin-tunnel in multi-layered formations”. Department of Civil Engineering, National Chung-hsing University, Taichung, Taiwan.
- [17] Hage et al. 2007. “Numerical analysis of the interaction between twin-tunnels: Influence of the relative position and construction procedure”.. Institut Universitaire de Technologie, Université Libanaise, Université des Sciences et Technologies de Lille..
- [18] Sagaseta et al. 1999. “Soil deformations due to the excavation of two parallel caverns”. XIIth Europ. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 3, 2125-31. Amsterdam.
- [19] Tang, K.W. Danise B. 2001. “Numerical studies on Multiple NATM Tunnels”. Hong Kong,.
- [20] Tang, D.K.W. 2001. “Numerical studies of multiple NATM tunnel interaction in soft ground”. M.Phil. thesis, Department of Civil Engineering, Hong Kong University of Science and Technology.
- [21] Tang et al. 2004. “Three-dimensional numerical investigations of new Austrian tunnelling method (NATM) twin tunnel interactions”. NRC.
- [22] Garrido, M. 2003. “Evaluación del coeficiente de seguridad del sostenimiento de galerías y túneles en función de su rigidez y distancia al frente en diferentes macizos rocosos y caracterización mediante el método de impacto-eco”. Tesis doctoral. Madrid.
- [23] Sagaseta Millán, C. 2008. “Modelos de cálculo y coeficientes de seguridad en túneles.” Jornada Técnica. Singularidades constructivas en los túneles de las Líneas Ferroviarias del Noroeste y Sur de Alta Velocidad.
- [24] Jing, L. 2003. “A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering.” Division of Engineering Geology, Royal Institute of Technology. Stockholm.
- [25] Kielbassa, S. y Duddeck, H. 1991. “Stress-strain fields at the tunneling FACE. Three – dimensional analysis for two-dimensional technical approach”. Rock Mech. And Rock Eng., 24, 115-32.

- [26] Leca, E. y Clough, G.W. 1992. "Preliminary design for NATM tunnel support in soil". J. Geot. Eng. ASCE, 118:4, 558-75.
- [27] Brinkgreve, R.B.J. y Vermeer, P. 2001. "PLAXIS 3D Tunnel version 1. Tutorial Manual, Referente Manual, Scientific Manual and Material Model Manual." A.A. Balkema.
- [28] Sagaseta, C. 1973. "Estado tensodeformacional alrededor de un túnel excavado en un medio elastoplástico con especial consideración de la influencia del proceso constructivo. Tesis doctoral. Univ. Polit. Madrid.