



Escola de Camins
Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

Análisis numérico del hormigón proyectado para el revestimiento en túneles

Trabajo realizado por:
Iñaki Pereira Fernández

Dirigido por:
Ivan Puig Damians

Grado en:
Ingeniería de Obras Públicas

Barcelona, **29/09/2020**

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

TRABAJO FINAL DE GRADO



AGRADECIMIENTOS

Primero de todo quiero agradecer a mi tutor Dr. Ivan Puig Damians por el apoyo brindado para la realización de esta tesina, de igual manera a mi compañero y amigo Eric Criado que nos hemos apoyado y resuelto dudas el uno al otro en a lo largo de este laborioso camino.

A mis amigos que sin ellos no hubiera sido posible poder desconectar en momentos críticos, especial mención a Cristina, Alba y Sergio, que siempre han estado ahí cuando los he necesitado. Y nunca se cansan de escucharme.

A todos los que me han acompañado a lo largo de la carrera y que han sufrido y reído conmigo, Clàudia, Miguel, Tomás y Eric, ha sido una experiencia muy enriquecedora.

Gracias Sergi Llovera por hacerme ver que, si no se cumple el plan A, se puede buscar un plan B, un plan C o los que hagan falta, todo tiene solución en esta vida.

A Mer, que ha sido una pieza fundamental en esta última etapa universitaria, sin ella no estaría donde estoy hoy. Gracias por el cariño y haber conseguido que mejore como persona e ingeniero.

A mi familia, que han estado a lo largo de este viaje y me han apoyado en los momentos más difíciles, brindándome todas las oportunidades que han tenido a su alcance. Sin ellos no hubiera sido posible absolutamente nada de esto.

A todos vosotros, gracias.



RESUMEN

Este trabajo final de carrera tiene por objetivo el estudio del efecto mecánico del hormigón proyectado en revestimientos para túneles. Para ello se ha utilizado un programa de modelización numérica con el código de elementos finitos (GiD), con el que se han generado varios modelos de estudio.

Se observan los cambios que producen la modificación de espesores del hormigón proyectado, se analiza su efecto deformacional y se discuten los resultados obtenidos.

El presente trabajo consta de un modelo base con unas propiedades específicas. Con la generación de varios modelos se ha ido modificando diferentes parámetros como el módulo de Young del macizo rocoso, el espesor del hormigón y como estudio adicional, el modelado de un último caso con hormigón proyectado reforzado con fibras de polipropileno.

Se llegan a las conclusiones finales en las cuales se discute la importancia de las variables analizadas a lo largo de la tesis.

Palabras clave: CODE_BRIGHT, modelización numérica, hormigón proyectado, túneles, hormigón con fibras.



ABSTRACT

This bachelor final thesis is aimed at the study of the carrying effect of shotcrete on tunnel coatings. To do it, a numerical modelling program has been used with the finite element code (CODE_BRIGTH), within which several study model have been generated.

It will be analysed the changes resulting in the modification of thicknesses of the shotcrete, the carrying effect and the results will be discussed.

This bachelor final thesis consists of a base model with specific properties. With the generation of several models, different parameters have been modified such as Young's modulus of the rock mass, the thickness of the shotcrete and as an additional study, a new model with shotcrete reinforced with polypropylene fibers.

The final conclusions are reached in, which the importance of the variables analysed throughout the thesis are discussed.

Keywords: CODE_BRIGTH, numerical modelling, shotcrete, tunnelling, fiber-reinforced concrete.



ÍNDICE DE CONTENIDOS

1.	INTRODUCCIÓN	1
1.1.	Generalidades túneles	2
1.2.	Objetivos y metodología de estudio	3
2.	MÉTODOS CONSTRUCTIVOS	4
2.1.	Método Belga o Tradicional de Madrid.....	4
2.2.	Método “Cut-and-Cover”	5
2.3.	Método NATM	6
2.4.	Método Alemán	8
3.	HORMIGÓN PROYECTADO	9
3.1.	Generalidades	9
3.2.	Hormigón proyectado reforzado con fibras	10
3.2.1.	Fibras de acero.....	10
3.2.2.	Fibras poliméricas	14
3.2.3.	Otras fibras Inorgánicas.....	15
3.2.4.	Fibras de vidrio.	15
3.3.	Funciones del hormigón proyectado	17
3.4.	Aplicaciones del hormigón proyectado en túneles	18
4.	MODELO CONSTITUVO EMPLEADO.....	22
4.1.	Mohr-Coulomb.....	22
5.	MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS EN PROBLEMAS GEOTÉCNICOS.....	24
5.1.	Descripción del programa a utilizar.	25
6.	MODELIZACIÓN NUMÉRICA.....	26
6.1.	Descripción caso base.....	26
6.2.	Geometría caso base	26
6.3.	Condiciones de contorno	27
6.4.	Parámetros del macizo rocoso.....	29
6.5.	Propiedades materiales caso base	29
6.6.	Malla.....	33
6.7.	Proceso constructivo	34
7.	RESULTADOS OBTENIDOS.....	41
7.1.	Generalidades: deformada y estados tensionales del caso base.....	41
7.2.	Efecto de la variación del módulo elástico de la roca.....	42
7.2.1.	Desplazamientos verticales – tiempo.....	43
7.2.2.	Desplazamientos horizontales – tiempo.....	44
7.2.3.	Deformaciones de corte totales.	46
7.2.4.	Deformaciones de corte plásticas (EDP).	48
7.3.	Efecto de la variación del espesor del hormigón proyectado	50



7.3.1.	Desplazamientos verticales – tiempo.....	50
7.3.2.	Desplazamientos horizontales – tiempo.....	52
7.3.3.	Deformaciones de corte totales	53
7.3.4.	Deformaciones de corte plásticas (EDP)	55
7.4.	Comparativa entre hormigón proyectado con y sin fibras.....	57
7.4.1.	Desplazamientos verticales – tiempo.....	57
7.4.2.	Desplazamientos horizontales – tiempo.....	59
7.4.3.	Deformaciones de corte totales.	60
7.4.4.	Deformaciones de corte plásticas (EDP)	61
7.4.5.	Esfuerzos	62
7.4.6.	Desplazamientos verticales – tiempo (espesor 15 Hormigón reforzado y espesor 30 cm hormigón tradicional)	63
8.	CONCLUSIONES	65
9.	FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....	66
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	67
	ANEJOS	68
	Anejo A: Creación modelo base.....	68
	Anejo B: Ilustraciones de interés ampliadas (EDP)	71
	Anejo C: Comparación desplazamientos según espesor y módulo de Young	75
	Anejo D: Ficha técnica Fibras	77



1. INTRODUCCIÓN

La Real Academia de la Lengua Española define el término de túnel como “*Vía subterránea abierta artificialmente para el paso de personas y vehículos*”

Sin embargo, desde el punto de vista de la ingeniería civil, se puede definir de forma genérica un túnel como una obra subterránea de carácter lineal que permite el transporte de personas o materiales entre ciudades o lugares de importancia a través de un trazado adecuado y con una longitud reducida.

Sus orígenes empiezan estrechamente ligados con la minería. La mina más antigua del mundo se localiza en el cerro de *Bomvu, Swazilandia* y data del año 40.000 a.C.

El túnel arranca de la necesidad de salvar los accidentes geográficos causados por los grandes sistemas montañosos. Como ya se ha comentado, posibilitan el traslado de mercaderías y de personas.

Actualmente existen diferentes técnicas de tunelación, que dependen del tipo de terreno. Gracias al avance continuo se han ido desarrollando diferentes métodos constructivos para realizar la excavación de forma más precisa y segura en función del terreno a excavar, entre los cuales se destacan, el Nuevo Método Austríaco (NATM) o el Método Belga.

El hormigón proyectado tiene su aplicación en técnicas de revestimiento para túneles (objeto del presente estudio) cabe destacar que se puede diferenciar entre la vía seca y la vía húmeda de proyección. Para túneles está prohibida la utilización de la vía seca.

Se procederá a hacer un estudio de varios resultados de interés como, por ejemplo, los desplazamientos originados en los puntos más representativos de la obra subterránea, las deformaciones totales y plásticas o la deformada de la estructura.

Las técnicas de construcción de túneles se están mejorando y perfeccionando continuamente. De esta mejora constante, nace el propósito de este trabajo final de carrera, verificar el efecto mecánico del hormigón proyectado como revestimiento de túneles, según los espesores del proyectado y el módulo de Young del macizo.



1.1. Generalidades túneles

Las obras subterráneas se pueden definir como proyectos de construcción que permiten el emplazamiento de dispositivos de infraestructura hechas con diferentes fines en el interior del terreno. A lo largo de la historia han sido utilizados para la construcción de vías, tanto férreas como vehiculares, desvío de aguas en proyectos de presas y embalses, depósito final para materiales altamente contaminantes o peligrosos para la salud pública, extracción de minerales, escenarios deportivos, instalaciones militares etc.

Las obras subterráneas pueden clasificarles según diferentes criterios, entre los que se encuentran: la forma de sección transversal, el uso para el cual se haya diseñado, las características dimensionales de la excavación y la inclinación de su eje longitudinal con respecto al horizontal, entre otros.

De forma más específica, un túnel es una excavación subterránea lineal normalmente horizontal, pero que, en algunos casos tiene un ángulo superior a 30° con respecto a la superficie, a éstos se les denomina pozos (inclinados o verticales).

A continuación, se muestra una imagen que ilustra los elementos típicos de un túnel, que son la bóveda (parte superior del revestimiento de túnel), los hastiales (son las caras laterales de la excavación) y por último la contra bóveda (parte inferior del revestimiento del túnel que se construye en tramos de mala o dudosa calidad del macizo rocoso.)

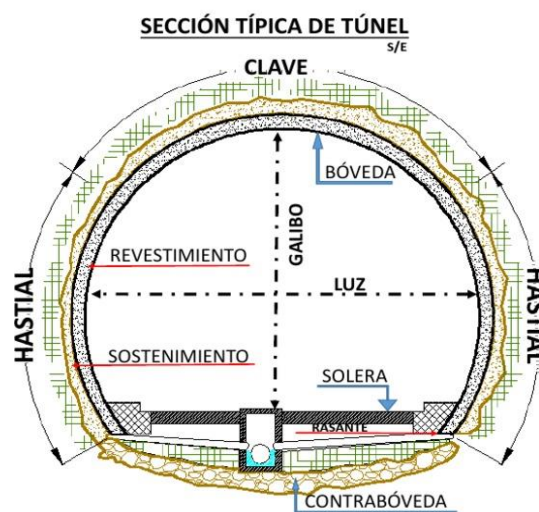


Figura 1: Partes de un túnel. Fuente: Slideshare Túneles. (Irveen 2010)



1.2. Objetivos y metodología de estudio

Actualmente existen diferentes técnicas de refuerzo y sostenimiento en la construcción de túneles en roca.

El presente estudio tiene por objetivo hacer, mediante modelos numéricos por el método de los elementos finitos, un análisis tenso-deformacional exhaustivo del efecto portante que tiene el hormigón proyectado (utilizando diferentes espesores y adición de fibras, en este caso de polipropileno) para poder ampliar la distancia entre cerchas y bulones de sostenimiento en un caso real.

Para llevar a cabo dicho estudio, el trabajo se dividirá en una serie de capítulos. El primero es introducción seguido de los objetivos y metodología de estudio. En el segundo se explican los diferentes métodos constructivos.

A continuación, el tercer capítulo trata sobre el hormigón proyectado, en éste se trata el HP de forma extensa, qué es, de qué está compuesto, la relevancia de las diferentes tipologías de fibras, sus funciones y, por último, sus aplicaciones.

El cuarto capítulo, se centra en el uso del Método de Elementos Finitos (MEF) en los problemas geotécnicos y la familiarización del programa CODE_BRIGTH. Mediante este programa se hará el análisis tenso deformacional comentado anteriormente.

El quinto capítulo se hace una pequeña introducción sobre los modelos constitutivos y se explica el modelo empleado.

En el capítulo seis se explica la utilización del método de elementos finitos en problemas geotécnicos y la utilización del programa con el cual se ha realizado este proyecto final de carrera.

En el capítulo siete se genera un documento con el modelo base, en el cual se especifica la geometría, materiales, condiciones de contorno, parámetros del macizo rocoso y la malla.

En el capítulo ocho se analizará y se representarán los resultados obtenidos.

Por último, se extraerán conclusiones y las futuras líneas de investigación.



2. MÉTODOS CONSTRUCTIVOS

En este apartado se recogen los principales métodos de ejecución de túneles. La EHE-08 contempla cuatro métodos, que son los más comunes actualmente.

2.1. Método Belga o Tradicional de Madrid

El Método Belga (también llamado Método clásico de Madrid o método de galería de clave) es un método para la construcción de túneles. Se basa en los principios que permitieron la construcción, en 1828, del túnel del Charleroi en el canal que enlaza Bruselas y Charleroi.

Se trata de un método tradicional de ejecución a sección partida; Avance y Destroza, que se utiliza generalmente para la ejecución de túneles cortos excavados en suelos.

Su aplicación óptima se consigue en terrenos cohesivos, formados principalmente por arcillas compactas, o arcillas con un cierto porcentaje de arenas. La excavación se realiza mediante el empleo de martillos picadores manuales. Requiere el empleo de mano de obra especializada.

Las fases de ejecución típicas son las siguientes:

- Excavación de la bóveda. Realmente se inicia con una galería de avance, entibada en la zona de clave, que va unos metros por delante de la bóveda, y desde la que se ensancha la excavación de esa zona. Esta excavación va unida a la debida entibación.
- Hormigonado de la bóveda con inyección del trasdós para rellenar huecos y asegurar el contacto terreno-hormigón.
- Excavación y entibación de los hastiales por bataches, previa excavación en destroza.
- Hormigonado de hastiales por bataches.
- Destroza y hormigonado de la contra bóveda.

En caso de que la sección del túnel fuese grande, las fases 3 y 4 se intercambiarían, se excavan los hastiales en pozo y se hormigonan antes de excavar la destroza.

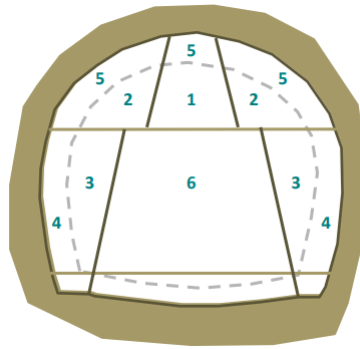


Figura 2: Esquema Método Belga Fuente: Diseño y ejecución de obras subterráneas. Universidad de Cantabria (Rubén Pérez Álvarez)

2.2. Método “Cut-and-Cover”

El método Cut and Cover, es un método de construcción para túneles superficiales, donde se excava desde la superficie la totalidad o parte del hueco que ocupa el túnel, se construye el túnel dentro del hueco a cielo abierto y se cubre una vez terminado. Requiere un sistema de sostenimiento fuerte para soportar las cargas del material que cubre el túnel. Existen dos formas de realizar el cut-and-cover:

- **Método “Bottom-up”:** Se excava a cielo abierto la totalidad del hueco ocupado por el túnel y se construye el interior. El túnel puede ser de hormigón in-situ, hormigón pretensado, arcos pretensados, arcos con acero corrugado.
- **Método “Top-down”:** Este método se encuentra en auge para la construcción de túneles en el interior de las ciudades (túneles de la M-30, Metro de Málaga...). Requiere poca maquinaria especializada.

En la superficie, desde la calle, se ejecutan las paredes del túnel cavando una zanja de hormigón para formar muros pantalla o una hilera de pilotes. Cuando las paredes están terminadas se ejecuta la losa superior, que se apoya en las paredes, excavando sólo el hueco que ocupa la losa y apoyándola durante su construcción contra el terreno.

En el momento en que la losa y las paredes están terminadas, puede reconstruirse la superficie mientras continúan los trabajos del túnel.

Cuando se ha excavado hasta el nivel adecuado se ejecuta la contra bóveda, losa generalmente de hormigón que se hace del suelo del túnel.



2.3. Método NATM

El Nuevo Método Austríaco de tunelería (NATM). Este método fue patentado en 1958 por *A. Brunner* (patente Austríaca N° 197851), dándose a conocer al mundo por los profesores *L. Müller* y *L.V. Rabcewicz* en el año 1959.

En el NATM la formación perimetral de la roca o terreno se integra dentro del arco resistente total. De esta manera, el terreno forma parte en sí mismo de la estructura.

Este método trata de conseguir que la roca sea el principal elemento del soporte, realizando la excavación y su sostenimiento de tal forma que el macizo rocoso y el sostenimiento (reducido ahora a su mínima expresión) puedan deformarse para que el nivel tensional que corresponde al equilibrio sea el más bajo posible. Esta filosofía constructiva implica un buen conocimiento del macizo rocoso, la utilización de sostenimientos deformables (y por tanto flexibles) y su optimización mediante medidas de control.

El concepto del NATM es actuar el macizo rocoso y/o suelo circundante a la excavación de modo que este se comporte como un miembro portante de carga, así como influenciar el proceso de reacomodo de esfuerzos, dependiente del tiempo de forma tal que el nuevo estado secundario de equilibrio pueda ser alcanzado con requerimiento de soporte mínimos.

El método NATM viene fundamentado en veinte principios, a continuación, se comentan los cinco más importantes:

1. Utilizar la propia roca como elemento resistente frente a los incrementos locales de tensión que se producen durante la excavación.
2. Utilizar métodos de excavación que minimicen el daño producido al macizo, con hormigonados de protección nada más excavar.
3. Instrumentar las deformaciones en función del tiempo, con ayuda de clasificaciones geomecánicas y ensayos de laboratorio.
4. Colocar sostenimientos iniciales flexibles, protegiendo el macizo de meteorizaciones, descompresiones, descohesiones, etc.; con la velocidad adecuada, para evitar daños.
5. Colocar el revestimiento definitivo, si es necesario, también flexible, minimizando así los momentos flectores, añadiendo resistencia adicional con cerchas o bulones, pero no con secciones rígidas.



Ventajas del método:

- Es económico, un revestimiento flexible es más barato que uno rígido.
- Altera poco el terreno, lo cual viene bien a largo plazo.
- Su adaptabilidad a condiciones geológicas variadas, especialmente en condiciones difíciles.
- Reducción en los presupuestos de obra.
- Disminución de la probabilidad de accidentes en el frente de trabajo, por causa de rocas o derrumbes.
- Económicamente mucho más rentable comparado con otros métodos de tunelería.

Desventajas del método:

- Exige un cuidado continuo y un seguimiento exhaustivo en cuanto a la instrumentación y donde y cuando ubicar ésta.
- El NATM tiene dificultades en zonas urbanas a poca profundidad donde la subsidencia, que el método provoca, lo hace inviable.
- No es recomendable para suelos blandos.
-

Como conclusión se obtiene que el NATM es un método flexible de construcción que ofrece gran seguridad y mejora la economía y eficiencia, mediante la integración del comportamiento de la masa rocosa, el registro de deformaciones de la excavación durante su construcción y la aplicación del soporte apropiado a tiempo.

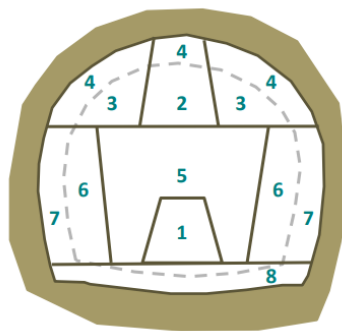


Figura 3: Esquema NATM Fuente: Diseño y ejecución de obras subterráneas. Universidad de Cantabria (Rubén Pérez Álvarez)



2.4. Método Alemán

Se aplica en casos de terreno de muy baja calidad y en los que resulta peligroso descalzar parte de la bóveda para ejecutar los hastiales. Se emplea en luces relativamente grandes, con secciones superiores a 8 metros y anchos de galería por lo general superiores a $50 m^2$.

Con este procedimiento se puede reaccionar con mayor rapidez que el método belga en el caso de aparecer agua, en terrenos sueltos o capas arenosas. Además, permite reducir los posibles asentamientos diferenciales que producirían grietas en la bóveda y asentamientos en la superficie.

Respecto al Método Belga, permuta el orden de sus fases (hastiales-bóvedas-destroza-solera).

La realización de dos galerías iniciales se desarrolla con el fin de ejecutar con anterioridad a la bóveda la excavación de los hastiales, para evitar los posibles asentamientos de ésta. Una vez se han realizado estas galerías, puede ejecutarse la bóveda, que se apoyará sobre los estribos previamente hormigonados de los hastiales.

Finalmente se ejecutará la solera. Esta metodología resulta más costosa y lenta por la ejecución de las tres galerías que implica, pero resulta más segura ante malas condiciones del terreno con fuertes empujes. La gran ventaja es la ejecución inicial de los estribos, sobre los que una vez fraguados se asentará la bóveda, (sin riesgo de asentamientos), reduciendo además la cantidad de madera requerida en su ejecución.

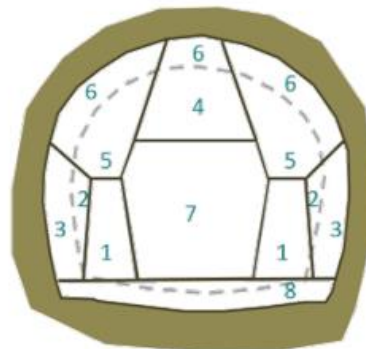


Figura 4: Esquema Método Alemán. Fuente: Diseño y ejecución de obras subterráneas. Universidad de Cantabria (Rubén Pérez Álvarez)



3. HORMIGÓN PROYECTADO

3.1. Generalidades

El hormigón proyectado (HP) o bombeado es aquel que se transporta a través de una manguera y es proyectado neumáticamente a alta velocidad sobre una superficie. Dicha superficie puede ser piedra, terreno natural, mampostería, acero, etc.

Se trata de un hormigón especial formado por una mezcla homogénea con alto contenido en cemento, áridos, adiciones, aditivos y agua. Es transportado a través de conducciones, impulsado de forma neumática y se realiza su proyección de forma aérea, a través de una boquilla, hacia una zona específica del sostenimiento o revestimiento de un túnel. Se forman capas de un material homogéneo que se adapta a la superficie de soporte y adquiere una resistencia a lo largo del tiempo.

Puede o no contener fibras y sus propiedades resistentes dependen tanto de su naturaleza cementosa como de la adición de ciertos aditivos.

A diferencia del hormigón convencional, que se coloca y luego se compacta, el hormigón proyectado se coloca y se compacta al mismo tiempo, debido a la fuerza con la que se proyecta desde la boquilla.

En obras subterráneas, el hormigón proyectado está sujeto a esfuerzos de tensión inducidos por flexiones, cortantes y contracciones. Dado que la capacidad del hormigón a la tensión es reducida, se presenta la necesidad de reforzarlo con un material adecuado a fin de que el elemento absorba mejor las flexiones y cortantes, aumente su ductilidad y pueda controlarse el agrietamiento.

Normalmente el hormigón proyectado se refuerza con malla electrosoldada o con fibras (metálicas o sintéticas), se recomienda el uso de fibras en macizos de calidad mala a buena y el de la malla de electrosoldada para terrenos de muy mala calidad.

Es uno de los procedimientos de ejecución de sostenimientos más importantes dentro del llamado “*Nuevo Método Austríaco*”. En España se disponen de la siguientes Normas para el gunitado:

- **UNE 83.600** Para clasificación y definiciones.



- **UNE 83.602** Preparación de muestras.
- **UNE 83.603** Determinación RC Penetrómetro.
- **UNE 83.604** Determinación RC Arrancamiento.
- **UNE 83.605** Preparación probetas testigo.
- **UNE 83.606** Ensayo de Flexo tracción.
- **UNE 83.608** Determinación del Rechazo.
- **UNE 83.609** Determinación RC “in situ”.

A nivel europeo se han elaborado 3 nuevas Normas:

- **UNE EN 14487-1** Definiciones y diseño.
- **UNE EN 14487-2** Ejecución.
- **UNE EN 14488-1 a UNE EN 14488-6** Ejecución.

3.2. Hormigón proyectado reforzado con fibras

Según la EHE-08 son hormigones que incluyen en su composición fibras cortas, discretas y distribuidas aleatoriamente en su masa.

Su comportamiento fenomenológico es un importante aumento de la resistencia residual (tras la fisuración), esto implica una menor separación entre fisuras y por tanto un menor ancho de éstas, llegando a la conclusión de que las fibras aumentan su durabilidad de una forma sustancial.

Existen varios tipos de fibras según la naturaleza de su composición y su aportación estructural, éstas se contemplan en la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08.

En este trabajo se utilizarán las fibras poliméricas.

Sin embargo, se hace una breve descripción de las fibras más utilizadas:

3.2.1. Fibras de acero

La presencia de estos elementos metálicos en el hormigón mejora sus propiedades mecánicas, disminuyendo su fragilidad y su permeabilidad, a la vez que aumentan su ductilidad, su resistencia al impacto y su durabilidad. Las fibras son elementos con dimensiones preferentemente unidimensionales de material metálico.



Existen varias formas y tamaños producidas a partir de acero, tal y como se muestra en la figura 5:



Figura 5: De izquierda a derecha, fibras retorcidas, con gancho y onduladas. Fuente: masqueingenieria.com (29/06/20)

La dosis de fibras metálicas varía según el caso y el proyecto, pero existen recomendaciones de que esté entre los 20 y los 60kg/m³, siendo habituales cantidades en torno a los 30 o 40kg/m³.

A la hora de la puesta en obra hay que tener especial cuidado, ya que la dificultad para mezclar adecuadamente las fibras en la vía seca puede provocar un efecto rebote excesivo.

El objetivo de agregarle este tipo de fibras al hormigón es proporcionarle un comportamiento más dúctil, soportando así deformaciones importantes sin perder su capacidad portante.

Algunos de los aspectos más importantes a tener en cuenta son los siguientes:

- Relación Longitud/Diámetro l/d
- Concentración (N° de fibras/kg fibras)
- Configuración geométrica.
- Alta resistencia a la tracción.

Cuanto mayor sea la relación l/d y la concentración de volumen, más alta será su resistencia a la fisuración y al impacto.

La utilización más común en el hormigón proyectado es de fibras de 30 o 40 mm de longitud y 0,50 mm de diámetro.

Para conseguir este aumento en la ductilidad, se recomienda que las fibras sean de acero de alta resistencia, con una resistencia a tracción mínima de 1100 MPa.



En la figura 6, extraído de *ACI-544.1R-96* se puede apreciar el efecto de la adición de fibras de acero a la mezcla de hormigón:

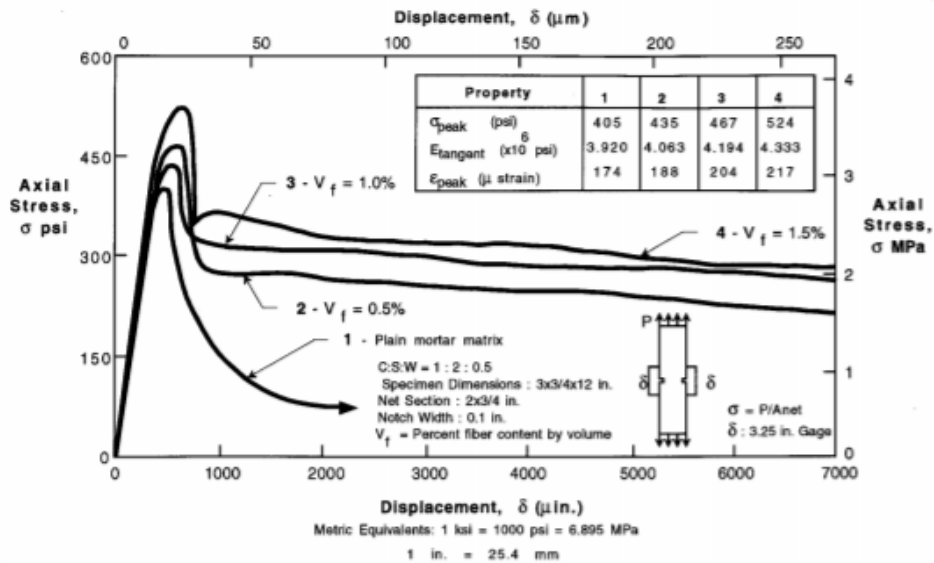


Figura 6: Resultados habituales tensión-desplazamiento obtenidos de ensayos a tracción directa para diferentes dosificaciones de fibra metálicas. Fuente: (*ACI-544.1R-96*.)

Se puede observar que, además del aumento en el pico de la resistencia, se consigue un comportamiento plástico más prolongado.

Puede apreciarse también que después del pico ocurre un descenso súbito de la resistencia, con menor fragilidad a mayor cuantía de fibras, seguido de una zona bastante constante que es resultado de la continua fricción de extracción de las fibras.

En relación con el comportamiento a compresión, se ha demostrado que las fibras de acero no influyen significativamente en la resistencia del hormigón.

En la figura 7 adjunto se muestra que la resistencia a compresión simple del hormigón con una dosificación del 1%, es muy similar a la del hormigón simple, aunque, como ya se ha comentado, la ductilidad aumenta de forma sustancial después del agrietamiento.

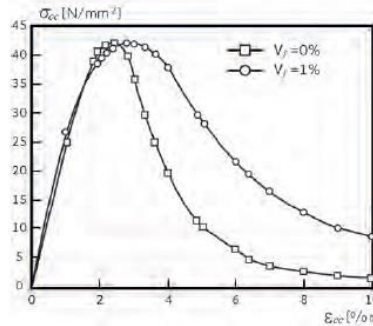


Figura 7: Curvas tensión deformación en compresión uniaxial para probetas de hormigón simple y con fibras de acero. Fuente: (König & Kützing, 1999)

Las fibras de acero deberán ser conformes con la normativa UNE 83500-1, tal y como se especifica en la EHE-08.

Pueden presentar distintas geometrías, las más habituales y extendidas en el mercado son las circulares, pero, aun así, hay una gran variedad. En la figura 8 se muestran las secciones más comunes:



Figura 8: Secciones de fibras más habituales. Fuente: (ACI-544.1R-96.)

El gran número de ventajas que aportan las fibras de acero al hormigón son las siguientes:

- Incremento de la adherencia entre fibras y la matriz de cemento.
- Incremento muy importante de la resistencia a tracción.
- Incremento en la resistencia a abrasión.
- Reducción de la deformación bajo cargas permanentes.
- Reducción de la fragilidad y aumento de la tenacidad.
- Incremento notable de la resistencia a flexión tras fisuración.
- Incremento importante de la ductilidad.
- Capacidad de absorción de energía de impacto.
- Control del ancho de las fisuras en el proceso de endurecimiento.
- Aplicación más simple y rápida y eliminación parcial o total de la armadura pasiva si se emplean fibras estructurales.

Las fibras de acero gracias a su buena adherencia con el hormigón, confieren a éste unas propiedades muy superiores, desarrollando una gran capacidad de absorción de



energía, haciendo a los revestimientos de túneles más capaces y adecuados para resistir fuertes presiones y deformaciones.

3.2.2. Fibras poliméricas

Según el anejo 14 EHE-08, las fibras plásticas están formadas por un material polimérico (polipropileno, polietileno de alta densidad, aramida, alcohol de polivinilo, acrílico, nylon, poliéster) extrusionado y posteriormente cortado.

Estas pueden ser adicionadas homogéneamente al hormigón, mortero o pasta. Se rigen por la norma UNE 83500-2 y, según el proceso de fabricación se clasifican en:

- Monofilamentos extruidos (tipo I)
- Láminas fibriladas (tipo II)

Estas fibras se incorporan sin problemas a la masa del hormigón, sin flotar en la superficie, y no quedan suspendidas en el aire durante la proyección.



Figura 9: Hormigón con fibras de polipropileno. Fuente: proyectosmetro cubico.com (31/06/2020)

Otra cualidad que ofrece la presencia de fibras sintéticas o poliméricas en el hormigón es que resultan beneficiosas en caso de incendio.

Cuando las fibras se derriten aumenta la porosidad en el concreto gracias a los vacíos que éstas dejan, lo que favorece su resistencia frente al fuego. Asimismo, las fibras de polipropileno no sufren proceso de oxidación y ofrecen buena estabilidad frente a la mayoría de los ataques químicos conocidos. Por tanto, con su utilización se mejora de manera efectiva la durabilidad del elemento.

En el caso de hormigón reforzado con fibras sintéticas, las de uso más generalizado en el caso de sostenimiento de túneles son las de polipropileno. Su empleo modifica la



consistencia de las mezclas de hormigón cuando la dosis de fibra es elevada, es decir, cuando alcanzan o superan la barrera de los 5 kg/m³

Las resistencias a compresión y tensión del hormigón reforzado con fibras de polipropileno, así como el módulo de elasticidad y la relación de Poisson, no aumentan de manera significativa ante la presencia de fibras.

En cambio, su resistencia al impacto y la tenacidad del hormigón si aumenta, sobre todo con cantidades de fibra alrededor de 4 a 5 kg/m³. Su adición también se ve reflejada en un mejor comportamiento ante la retracción por secado.

Las fibras de polipropileno tienen una resistencia a tracción que oscila entre los 450 y 750 MPa.

Entre las ventajas más habituales del uso de las fibras de polipropileno como refuerzo destacan las siguientes:

- Sistema de refuerzo alternativo a las mallas, más barato y fácil de usar.
- Disminuye la formación de grietas por retracciones y contracciones.
- Proporcionan refuerzo secundario y uniforme.
- No es corrosivo ni magnético.
- Aportan tenacidad a la estructura.
- Proveen refuerzo tridimensional.
- Aumentan la resistencia al impacto y evitan la erosión.

3.2.3. Otras fibras Inorgánicas

La EHE-08 solo contempla las fibras de vidrio, que en la actualidad tienen aplicación usual en el campo de hormigón.

3.2.4. Fibras de vidrio.

Este tipo de fibras podrán emplearse siempre que se garantice un comportamiento adecuado durante la vida útil del elemento estructural, en relación con los problemas potenciales del deterioro de este tipo de fibras como consecuencia de la alcalinidad del medio.



El hormigón reforzado con fibras de vidrio *GRC (Glass Fibre Reinforced Cement)*, tiene una matriz resistente formada por un mortero de cemento portland armada con fibras de vidrio (*figura 10*) las cuales son resistentes a los álcalis liberados con la hidratación del cemento.



Figura 10: Hormigón con fibras de vidrio. Fuente: decorexpro.com (01/07/2020)

Las fibras de vidrio presentan un módulo elástico muy superior al de la mayoría de las fibras orgánicas, como las de polipropileno, pero menor que el de acero.

Entre las ventajas de la utilización de las fibras de vidrio destacan:

- Las fibras de vidrio distribuyen a toda la masa del hormigón fuertes sollicitaciones locales.
- La presencia física de las fibras inhibe el movimiento de la humedad en el concreto, durante y después de su colocación, obteniendo un concreto más homogéneo y, en consecuencia, con una mayor resistencia media global.
- Las fibras de vidrio mejoran la resistencia a los daños, particularmente durante la manipulación de componentes “jóvenes”.
- Mejora la resistencia a la tracción/flexión, consiguiendo eliminar los refuerzos de acero en algunos elementos no estructurales.
- Disminuyen el agrietamiento del hormigón por retracciones.
- Mayor resistencia al impacto y la abrasión.



A continuación, se adjunta la *tabla 1* en la cual se presentan las propiedades mecánicas de las fibras más utilizadas en el hormigón reforzado con fibras:

Type of fiber	Equivalent diameter, mm	Specific gravity, kg/m ³	Tensile strength, MPa	Young's modulus, GPa	Ultimate elongation, %
Acrylic	0.02 to 0.35	1100	200 to 400	2	1.1
Asbestos	0.0015 to 0.02	3200	600 to 1000	83 to 138	1.0 to 2.0
Cotton	0.2 to 0.6	1500	400 to 700	4.8	3.0 to 10.0
Glass	0.005 to 0.15	2500	1000 to 2600	70 to 80	1.5 to 3.5
Graphite	0.008 to 0.009	1900	1000 to 2600	230 to 415	0.5 to 1.0
Aramid	0.010	1450	3500 to 3600	65 to 133	2.1 to 4.0
Nylon	0.02 to 0.40	1100	760 to 820	4.1	16 to 20
Polyester	0.02 to 0.40	1400	720 to 860	8.3	11 to 13
Polypropylene (PP)	0.02 to 1.00	900 to 950	200 to 760	3.5 to 15	5.0 to 25.0
Polyvinyl alcohol (PVA)	0.027 to 0.66	1300	900 to 1600	23 to 40	7 to 8
Carbon (standard)	—	1400	4000	230 to 240	1.4 to 1.8
Rayon	0.02 to 0.38	1500	400 to 600	6.9	10 to 25
Basalt	0.0106	2593	990	7.6	2.56
Polyethylene	0.025 to 1.0	960	200 to 300	5.0	3.0
Sisal	0.08 to 0.3	760 to 1100	228 to 800	11 to 27	2.1 to 4.2
Coconut	0.11 to 0.53	680 to 1020	108 to 250	2.5 to 4.5	14 to 41
Jute	0.1 to 0.2	1030	250 to 350	26 to 32	1.5 to 1.9
Steel	0.15 to 1.00	7840	345 to 3000	200	4 to 10

^aData from Nawy (1996), Kararay (2007), Saechling (1987), Sim et al. (2005), Toledo et al. (2000), and Balaguru and Shah (1992).
Notes: 1 mm = 0.039 in.; 1 kg/m³ = 0.06 lb/ft³; 1 MPa = 145 psi; 1 GPa = 1,450,000 psi.

Tabla 1: Tabla de las propiedades mecánicas de las fibras más habituales. Fuente: ACI 544.5R-10
“Report on the Physical Properties and Durability of Fiber-Reinforced Concrete”

3.3. Funciones del hormigón proyectado

El hormigón proyectado puede ejercer una o varias de las funciones comentadas a continuación:

- **Regularización de la excavación.** El hormigón proyectado sobre una superficie irregular tiende a acumularse en las oquedades, producto de la irregularidad de la excavación, ajustándose al perfil teórico de la misma. La regularización tendrá un doble objetivo: por un lado, aproximar la geometría a la teórica de diseño y por otro mejorar el aspecto estético.
- **Conexión entre los bloques de roca.** El hormigón se introduce en grietas, huecos y fisuras existentes en el macizo rocoso, dotándole de una cierta “cohesión” que dificulta el movimiento y el desprendimiento de bloques.
- **Formación de arco estructural.** La deformación de la roca induce tensiones en el sostenimiento, que a su vez resiste posteriores deformaciones del macizo rocoso. Además del efecto de transmisión de esfuerzos del macizo rocoso,



posee los efectos de confinamiento, reforzando los hastiales en caso de pandeo, y de placa, extendiendo la influencia de la cabeza de los bulones.

- **Función de retención pasiva o mecanismo de bolsa.** En los casos de desarrollo de grandes deformaciones o roturas de masa de roca, se pueden originar en el perímetro de la excavación geometrías tipo “bolsa” que podrán quedar estabilizadas gracias a la resistencia a tracción del hormigón proyectado.
- **Función de sellado o de capa protectora.** Al evitar el contacto del terreno con la intemperie, limita o elimina la posibilidad de la influencia de los agentes atmosféricos y, por tanto, su alteración o meteorización. También actúa como recubrimiento de elementos metálicos (cerchas, mallazos, placas, bulones, chapas de acero).
- **Protección frente a ataque química.** Esta función del hormigón proyectado debe ser considerada cuando se requiera protección de un elemento soporte frente a acciones químicas exteriores.
- **Reducción de la permeabilidad.** Dependiendo de la porosidad del hormigón proyectado, y de las filtraciones iniciales del terreno, éste puede colaborar con otros elementos para una reducción significativa entrada de agua.
- **Protección contra el fuego.** Podrá cumplir esta función mediante la incorporación de aditivos especiales y/o fibras sintéticas, como, polipropilenos u otras, con función de disipación de energía calorífica.
- **Rellenos de cavidades o conductos.**

3.4. Aplicaciones del hormigón proyectado en túneles

A continuación, se presentan las funciones más habituales del hormigón proyectado en túneles:

Sellado, protección o aislamiento:

Se denomina capa de sellado, de protección o de aislamiento, a la primera capa de aplicación que se proyecta inmediatamente después de finalizar la excavación.



Dicha capa cumple una o varias de las siguientes funciones:

- Regularización de la excavación.
- Evitar la pérdida de humedad en suelos arcillosos.
- Evitar la fisuración y alteración en rocas evolutivas.
- Proporcionar una cierta cohesión en rocas evolutivas.
- Impedir la caída de pequeños fragmentos de roca.

En las primeras horas de su aplicación, el hormigón proyectado desarrolla resistencias que pueden llegar a soportar por cortante el peso de bloques de roca inestables, cuyas dimensiones dependerán del espesor y resistencia adquirida por el hormigón proyectado.

Sostenimiento primario:

Constituye un elemento importante del sostenimiento en la fase inicial de excavación en túneles y galerías ejecutadas por métodos convencionales (NATM: Nuevo método austriaco; o SEM: métodos secuenciales), o en sostenimiento de excavaciones con tuneladoras abiertas de tipo topo.

Se trata, por tanto, de un sostenimiento estructural que, en general, se contempla como temporal.

El hormigón proyectado como capa de sostenimiento primario cumple las siguientes funciones específicas:

- Configura el arco estructural que, mediante su resistencia a las distintas sollicitaciones, principalmente compresiones, y a su rigidez, colabora junto con la resistencia del terreno en la paralización de los desplazamientos de la excavación y por lo tanto en su estabilización.
- En caso de grandes deformaciones, el hormigón proyectado reforzado con mallazo o fibras metálicas puede soportar esfuerzos de tracción, originados por la contención de masas de roca muy deformadas con geometría tipo “bolsa”.
- Reduce la probabilidad de pandeo en hastiales dotando a los mismos de cierto confinamiento y colaborando en la absorción de parte de las tensiones verticales. Este efecto se ve potencia con la colocación de bulones los cuales aumenta el confinamiento y reducen la esbeltez del elemento de hormigón proyectado.



- Potencia la transmisión de tensiones de los bulones a través de la placa de reparto aumentando la superficie efectiva dependiendo del espesor de la capa.

Revestimiento definitivo:

Constituye la capa más interna y por tanto está expuesta a diversas acciones durante la vida de la obra subterránea. Podrá tener función estructural o no, dependiendo de las condiciones asumidas en el diseño.

En la actualidad, a causa de la mejora en la calidad del hormigón proyectado y de la reducción de costes, en algunos países se hace uso del hormigón proyectado como revestimiento definitivo, en sustitución del hormigón bombeado.

Las principales funciones ejercidas por el hormigón proyectado como capa de revestimiento definitivo son:

- **Estructural:** proporcionando estabilidad a largo plazo (si se considera que se produce una pérdida de resistencia del hormigón proyectado del sostenimiento provisional y fallo de los bulones u otros elementos del sostenimiento a lo largo del período de servicio del túnel).
- **Función estética:** actúa como regularizador de la superficie de excavación: mejorando su aspecto estético, proporcionando uniformidad a la iluminación y facilitando la ventilación.
- Por su **menor porosidad** mejora la estanqueidad del túnel, reduciendo las filtraciones procedentes del terreno.
- **Como escudo protector:** impide la influencia de los agentes atmosféricos sobre las capas de hormigón proyectado de sostenimiento primario y los elementos metálicos del mismo (cerchas, bulones, mallazos, fibras de acero).

El factor esencial a considerar será, por tanto, la durabilidad frente a las condiciones de esfuerzos y condiciones ambientales a las que estará sometido a lo largo del tiempo.



Reparación de túneles existentes.

El hormigón proyectado es un material muy utilizado en la reparación de túneles con revestimientos de diversos tipos: mampostería, ladrillo, hormigón e incluso túneles sin revestir.

La razón es su facilidad de puesta en obra, sin necesidad de encofrados, en períodos cortos de tiempo, para minimizar la afección a la explotación del túnel.

Además de todas las consideraciones comentadas con anterioridad, en el caso de reparación de túneles, es muy importante la adherencia de la capa proyectada con el sostenimiento existente.



4. MODELO CONSTITUTIVO EMPLEADO

Un modelo constitutivo del material es una formulación o ley matemática que describe el funcionamiento físico macroscópico de un material idealizado, que resulta después de aplicar una hipótesis de un material real. Es la relación entre la tensión y la deformación, y más concretamente, es la relación entre incrementos de tensión e incrementos de deformación de un material.

4.1. Mohr-Coulomb

El modelo constitutivo de Mohr-Coulomb es considerado como una aproximación de primer orden al comportamiento no lineal del suelo. Se trata de un modelo elastoplástico perfecto (isotrópico) desarrollado a partir de la composición de la ley de Hooke y la forma generalizada del criterio de falla de Mohr-Coulomb.

Puede simular el comportamiento de suelos granulares sueltos o finos normalmente consolidados y se debe tener en cuenta que no representa el comportamiento elastoplástico progresivo, sino que es un modelo elástico y luego plástico perfecto. Su formulación involucra dos elementos generales: La elasticidad perfecta y la plasticidad asociada al desarrollo de deformaciones plásticas o irreversibles.

El criterio de rotura de Mohr-Coulomb, fue introducido por primera vez por Coulomb en 1773, inicialmente pensado para el estudio en suelos, es un criterio de rotura lineal, esto significa, que la ecuación que define la superficie de fluencia es una ecuación lineal.

El modelo mecánico de Mohr-Coulomb, es el mecanismo más utilizado como criterio de rotura en la ingeniería geotécnica, en la cual la resistencia del macizo rocoso es definida por la resistencia a la cohesión (c') y el ángulo de fricción (ϕ').

El criterio de rotura tiene por objetivo ajustar una relación lineal en la curva de tensión de corte (τ) vs la tensión normal (σ'),

En la *figura 11*, se representa la envolvente de Mohr-Coulomb en el espacio de tensiones normal y tangencial.

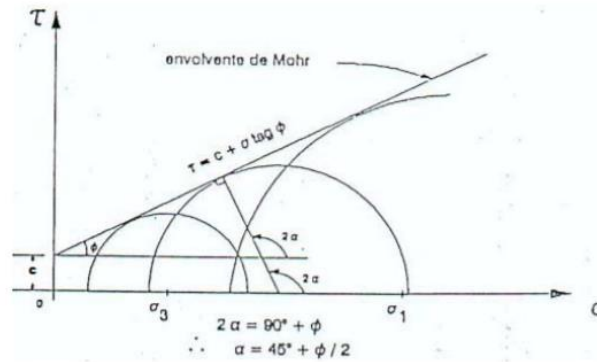


Figura 11: Representación de la envolvente de Mohr-Coulomb en el espacio de tensiones normal y tangencial. Fuente: ETSCCPB, criterios de rotura y clasificaciones geomecánicas.

Generalmente para el caso del criterio de Mohr-Coulomb, se define el criterio de rotura en función de la tensión tangencial y la tensión normal en su plano. En este caso la superficie de fluencia es de la forma $\tau = f(\sigma)$. La expresión matemática de dicha ecuación es:

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

Donde:

c es la cohesión, una constante que representa la tensión cortante que puede ser resistida sin que haya ninguna tensión normal aplicada.

ϕ es el ángulo de fricción.

τ es la tensión tangencial que actúa en el plano de rotura.

σ_n es la tensión normal que actúa en el plano de rotura.



5. MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS EN PROBLEMAS GEOTÉCNICOS

El método de elementos finitos (MEF) es una técnica numérica para la resolución de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales con valores en el contorno.

Permite representar la totalidad de un medio continuo, agrupando partes de éste con propiedades y características similares en elementos de tamaño variable. Este incremento de elementos representados en el modelo, y la variabilidad de su tamaño, permite el uso de ecuaciones diferenciales asociadas al problema en cuestión, reduciendo en gran medida la pérdida de información al generar el modelo de cálculo.

El MEF, en geotecnia, se ha ido extendiendo, en las últimas décadas, al mismo ritmo que se imponía el uso de los ordenadores, gracias a su creciente capacidad y velocidad de cálculo. Dicha técnica no solo permite resolver problemas comunes en la ingeniería; como los problemas mecánicos, térmicos, etc. Si no que gracias al desarrollo de modelos geo-mecánicos, se ha convertido en una herramienta muy poderosa para el análisis geotécnico.

A grandes rasgos, el MEF consigue convertir dicho sistema de EDP's en otro sistema de ecuaciones algebraicas lineales (o no), cuya resolución en ordenadores, o incluso a mano si son pocas, es relativamente sencilla.

El proceso que debe seguirse en cuanto a programación es el siguiente:

- Pre-proceso: Donde se define la geometría, se genera la malla, se estipulan las condiciones de contorno y las condiciones iniciales y se asignan las propiedades a los diferentes materiales a emplear.
- Cálculo: En un problema no dependiente del tiempo puede ser resuelto con cualquier algoritmo para ecuaciones lineales, pero en un problema dependiente del tiempo (no lineal) el cálculo se complica al ser una sucesión infinita de sistemas de ecuaciones.
- Post-proceso: En este paso, tras el cálculo en los nodos, se define la discretización y se calculan magnitudes derivadas de los valores obtenidos con posibilidad de suavizar, interpolar o determinar errores de aproximación.

Las ventajas de resolver problemas geotécnicos, con el MEF, son muchas, pero la que más destaca es la siguiente:



- La posibilidad de modelar y analizar una amplia gama de problemas geotécnicos, incluyendo asientos del terreno, muros diafragma/tablestacas, estabilidad de taludes, análisis de túneles etc.

5.1. Descripción del programa a utilizar.

Para la realización de los modelos simulados en este trabajo se utiliza en programa CODE_BRIGHT (“COupled DEformation BRIne, Gas and Heat Transport”) desarrollado por el departamento de Geociencia e Ingeniería Geotécnica de la Universidad Politécnica de Catalunya, UPC.



6. MODELIZACIÓN NUMÉRICA

6.1. Descripción caso base

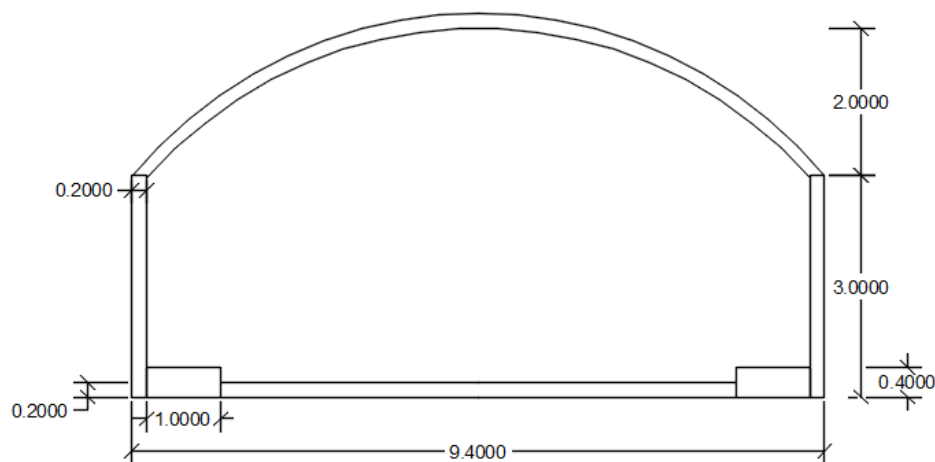
Para la realización de este trabajo final de carrera se ha definido un caso base, extraído de un proyecto constructivo de la empresa en la que se han realizado las prácticas curriculares de grado. Este túnel, está ubicado en un macizo rocoso granítico. Se ha considerado un tiempo de 6 días y de 7 intervalos.

En el primer intervalo es el equilibrio (con inicio en el día -9.99 hasta el 0) y a partir de ahí durante los siguientes días se va excavando de forma progresiva el túnel, a la vez que se excava se proyecta el hormigón para ejercer la función de revestimiento y soporte.

En este modelo base se han definido las propiedades del macizo rocoso y el espesor del hormigón proyectado.

6.2. Geometría caso base

El modelo está conformado por un macizo rocoso de un solo material, en este caso granito. El macizo se ha supuesto con unas dimensiones 40 m (ancho) × 35 m (alto), espacio suficiente como para el contorno no afecte el comportamiento estructural. Un detalle de la geometría del túnel modelizado se muestra de una manera esquemática en la *figura 12a* y en la *figura 12b*, se muestran los puntos más representativos que se utilizarán a lo largo de este estudio.



a)

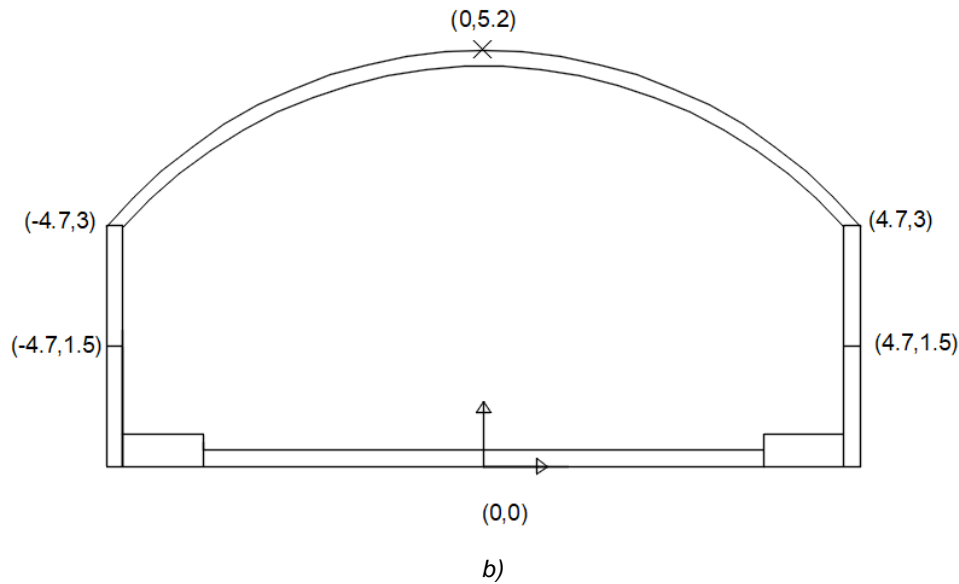


Figura 12: (a) Geometría caso base del túnel (espesor 20 cm). Medidas en metros y (b) puntos utilizados en el presente estudio.

Dicha geometría se realiza en el CODE_BRIGHT, en base a puntos, líneas y superficies de definición del dominio. Inicialmente, cada superficie del túnel equivale tanto a la zona excavada como a su correspondiente proyección de hormigón, mediante un solape de áreas y malla, tal y como se podrá comprobar en la figura de los materiales (Anejo A).

Cabe destacar que en este apartado se comentan las características del modelo base, sobre el cual se han hecho todas las modificaciones pertinentes para los diferentes casos de estudio y sensibilidad (correspondientes al espesor del hormigón proyectado, a las características rígido-resistentes del macizo rocoso, y a la aplicación del caso con hormigón reforzado con fibras).

6.3. Condiciones de contorno

Se ha impedido los movimientos tanto horizontales como verticales de los contornos exteriores del macizo. En la *figura 13* que se muestra a continuación, se puede observar la geometría y las superficies del modelo a analizar:

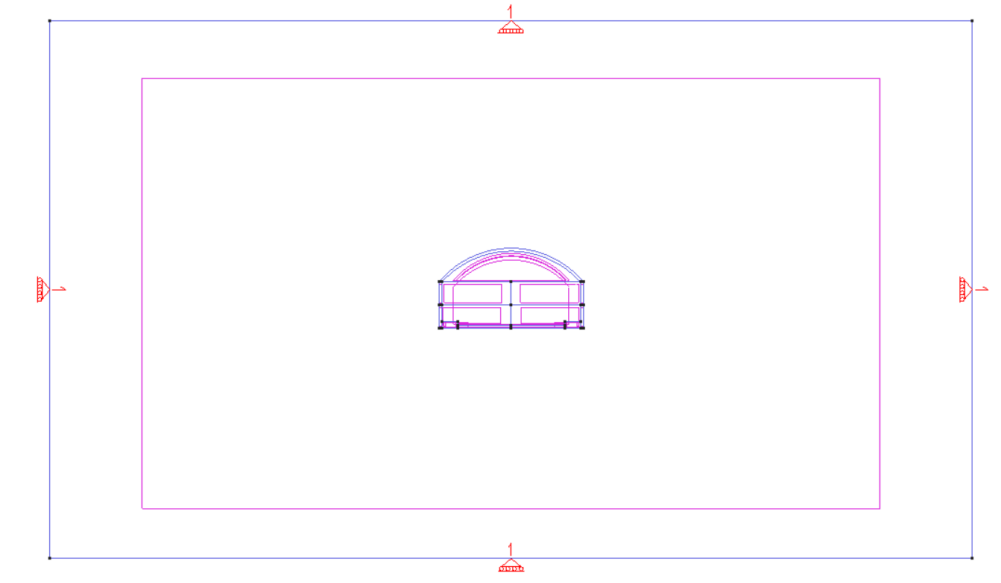


Figura 13: Geometría y superficies túnel caso base. Desplazamientos restringidos.

Con referencia a las condiciones iniciales, se ha establecido que la porosidad del macizo sea de 0.35 y el peso específico 27.52 kN/m^3 . Este valor ha sido extraído de la bibliografía, correspondiente a un macizo, por ejemplo, de naturaleza granítica, como se muestra en la *tabla 2*:

Material	Porosidad	Densidad
Granito	0.15 - 1.50	2600-2800
Gabro	0.10 - 0.20	3000-3100
Riolita	4.00 - 6.00	2400-2600
Basalto	0.10 - 1.00	2800-2900

Tabla 2: Porosidad y densidad global (kg/m^3) de algunas rocas. (Winkler, 1973 y Komar, 1987)

Respecto a los esfuerzos iniciales, se han calculado mediante la siguiente fórmula:

$$\sigma_x = \sigma_z = 0.5 (\gamma_n z)$$

$$\sigma_y = (\gamma_n z)$$

Y el resultado de dichas operaciones son 0.49 MPa y 0.98 MPa, respectivamente.

De esta manera, en las condiciones iniciales, se obtiene la porosidad del granito y del hormigón (0.35 y 0.1) y los esfuerzos iniciales ($-0.49, -0.98, -0.49 \text{ MPa}$).



6.4. Parámetros del macizo rocoso

Los parámetros del macizo rocoso se han extraído de la tabla 3. En este caso, se ha escogido un macizo con calidad buena, una cohesión de 3.5 kg/cm^2 y un ángulo de rozamiento de 40° .

Como resultado de dicho ángulo se obtiene el parámetro $M = 1.98$ mediante la relación expuesta a continuación:

$$M = \frac{6 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi}$$

El módulo elástico se ha tomado un valor de 2000 MPa , en el caso base y posteriormente se han generado más modelos cambiando a 200 MPa y 20000 MPa .

CLASE	CALIDAD	VALORACIÓN RMR	COHESIÓN	ÁNGULO DE ROZAMIENTO
I	Muy buena	100-81	4 Kg/cm^2	$> 45^\circ$
II	Buena	80-61	$3 - 4 \text{ Kg/cm}^2$	$35^\circ - 45^\circ$
III	Media	60-41	$2 - 3 \text{ Kg/cm}^2$	$25^\circ - 35^\circ$
IV	Mala	40-21	$1 - 2 \text{ Kg/cm}^2$	$15^\circ - 25^\circ$
V	Muy mala	< 20	$< 1 \text{ Kg/cm}^2$	$< 15^\circ$

Tabla 3: Clasificación geomecánica (Bieniawski, 1989)

6.5. Propiedades materiales caso base

En este apartado se presentan las diferentes propiedades de los dos materiales que se han utilizado para la realización de la tesina, hormigón proyectado y hormigón proyectado reforzado con fibras de polipropileno. Éste último se utilizará para analizar la importancia de las fibras en el efecto mecánico del hormigón proyectado en la estructura.

Los valores que se presentan a continuación, se han extraído de la *tabla 2 y 3*.

Se ha escogido un módulo de Young de 2000 MPa como caso base. Para los otros dos casos a estudiar, se ha escogido un módulo de Young de 200 MPa y 20000 MPa , correspondientes a un orden de magnitud por defecto y por exceso, respectivamente.



Macizo Rocoso	
Parámetros	Valores
Peso específico (kN/m ³)	27.45
Módulo Elástico (MPa)	20000
Ángulo de rozamiento (°)	40
Dilatancia (°)	1
Cohesión (MPa)	3.5
Poisson	0.25

Tabla 4: Parámetros del macizo rocoso introducidos.

Para el caso del hormigón proyectado tradicional se ha escogido un módulo de Young de 30000 MPa y coeficiente de Poisson de 0.20.

Hormigón Proyectado	
Parámetros	Valores
Peso específico (kN/m ³)	23.53
Módulo Elástico (MPa)	30000
Poisson	0.20

Tabla 5: Parámetros del hormigón introducidos.

Posteriormente se ha generado un modelo con hormigón reforzado con fibras y se analizará el efecto mecánico del hormigón reforzado con fibras versus el hormigón tradicional.

Para el caso del hormigón reforzado con fibras, intervienen los parámetros visco plásticos, entre otros, la función de porosidad, el factor reductor de dilatancia y la porosidad de referencia. Todos estos valores han sido extraídos de la tesina “*Modelización numérica del hormigón reforzado con fibras poliméricas*” Desireé Diez Milán (2019).

Tal y como se explica en dicha tesina, la porosidad juega un papel vital en cuanto al comportamiento del material se refiere. Un aumento de este parámetro puede causar inestabilidad en el terreno dado a la infiltración de agua (por ejemplo) que poco a poco provoca la rotura del suelo.

Mediante muestras del suelo, se analizaron las características de las arcillas a ensayar bajo el criterio de Mohr-Coulomb. Se realizaron modificaciones para varias muestras con densidades secas distintas, el valor de la porosidad. El uso de la porosidad no contempla parámetros tales como la permeabilidad, la conductividad térmica o la difusión del vapor de agua en la zona de rotura.



Se supone una porosidad inicial del 14.5% (esto es $\Phi_0 = 0.145$), obtenida de las densidades de tanto el hormigón y de las partículas sólidas, según la ecuación siguiente:

$$\gamma_c = \gamma_s - \Phi_0 \gamma_s \rightarrow \Phi_0 = 1 - \frac{\gamma_c}{\gamma_s}$$

Donde:

γ_s es el valor del peso específico de las partículas sólidas, 27.5 kN/m³

γ_c es el valor del peso específico del hormigón considerado igual a 23.5 kN/m³

En el trabajo realizado por *Desireé Díez Milán* se estudia la variación del ancho de las fisuras provocadas por una carga aplicada en el centro de la muestra a ensayar, tal y como se en la *figura 14*.

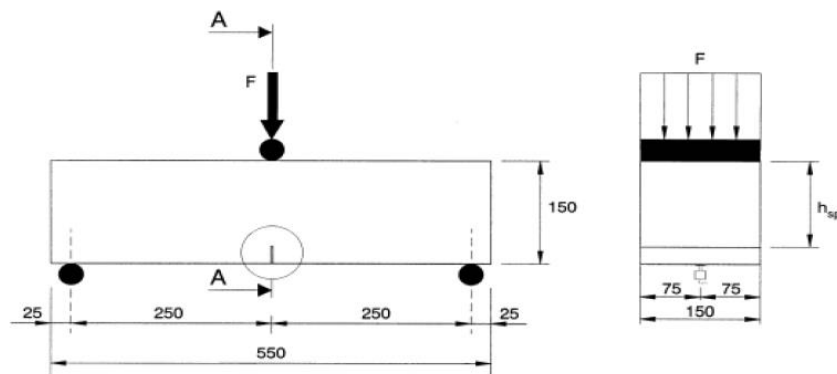


Figura 14: Dimensiones de la probeta de hormigón a ensayar. Fuente: UNE EN-14651

En los casos estudiados, se han variado diferentes parámetros como el módulo de Young (30 MPa, 20 MPa y 10 MPa). En la *figura 15* se muestran los resultados obtenidos.

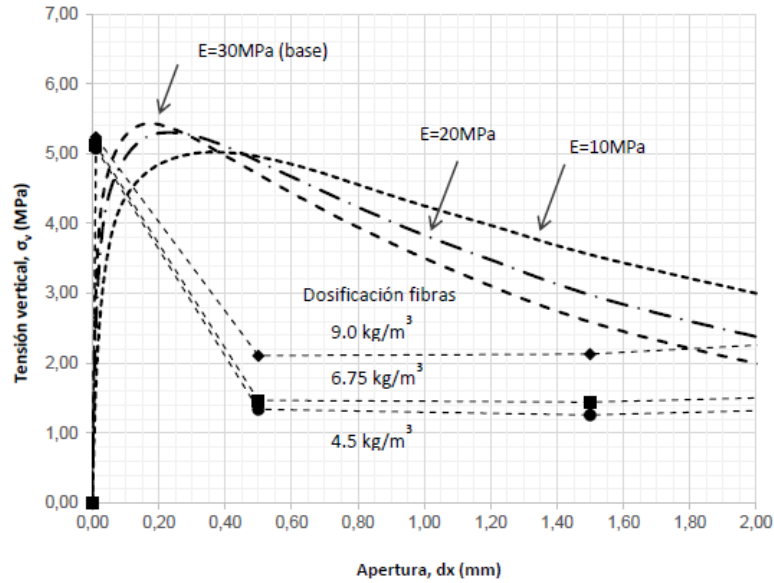


Figura 15: Variación de los resultados según el valor de E (MPa). Modelo base de 30 MPa. Fuente: “Modelización numérica del hormigón reforzado con fibras poliméricas” Desiré Diez Milán (2019).

El resto de parámetros modificados han sido la resistencia friccional, la cohesión y el ángulo de dilatación.

Para la realización del presente estudio se ha empleado los valores anteriormente estudiados. A continuación, se presentan dichos valores en la *tabla 6*:

Hormigón Proyectado reforzado con fibras	
Parámetros	Valores
Peso específico (kN/m ³)	27.45
Módulo Elástico (MPa)	30000
Dilatancia (°)	1
Cohesión (MPa)	0.2
Poisson	0.2
Porosidad de referencia	0.145
Función de la porosidad	50
Porosidad de referencia	0.15

Tabla 6: Parámetros del hormigón reforzado con fibras de polipropileno introducidos.



6.6. Malla

Se ha elaborado una malla de elementos finitos con triángulos lineales. Para la creación de dicha malla se ha hecho un breve estudio con el que poder determinar una malla optimizada que permita, sin perder demasiada resolución en los resultados, tiempos de cálculo razonables.

Mediante este análisis se obtuvo la malla que se muestra en la *figura 16* (compuesta por 1039 nodos mediante 2128 elementos) en el caso del espesor 20 cm, con mayor refinado de elementos en las zonas de particular interés (esto es, el contorno exterior del túnel).

Para el caso de 15 cm de espesor la malla está compuesta por 1091 nodos mediante 2236 elementos; y el de 30 cm 1086 nodos mediante 2226 elementos.

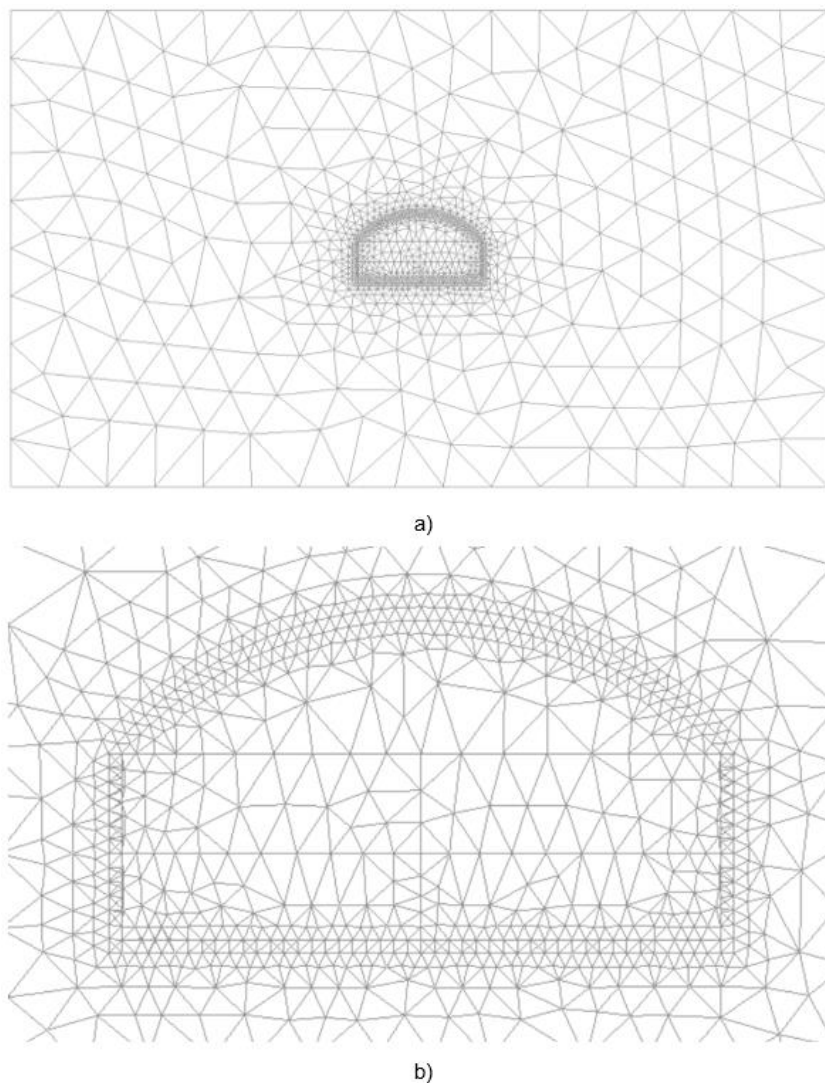


Figura 16: Malla optimizada: (a) vista general y (b) detalle del contorno del túnel



Además, en la definición del túnel, se ha usado mallas diferentes y simultáneas/solapadas en el espacio para según qué zonas de definición, permitiendo, como se explica brevemente en el siguiente apartado, asignar propiedades diferentes y así también poder modelizar un proceso constructivo realista.

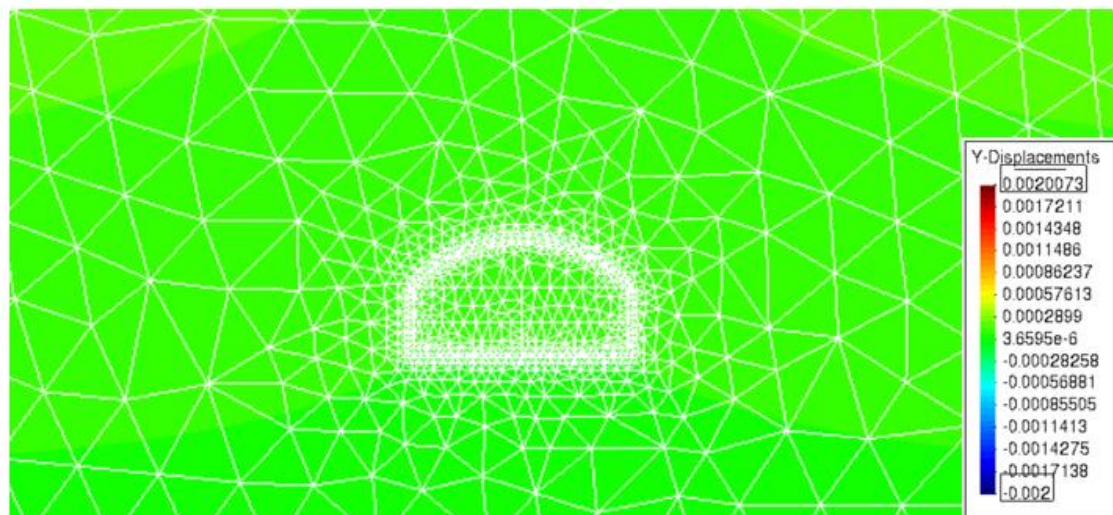
6.7. Proceso constructivo

Se ha modelizado un proceso constructivo simplificado mediante la definición de diferentes intervalos de cálculo, en los que se ha ido excavando zonas y, a la vez que se excavaban las diferentes secciones del túnel se iba “proyectando” el hormigón (esto es, activando o instalando la geometría de designación del hormigón proyectado) de tal manera que excavación e instalación del *shotcrete* se producen de forma simultánea y encadenada, intervalo a intervalo.

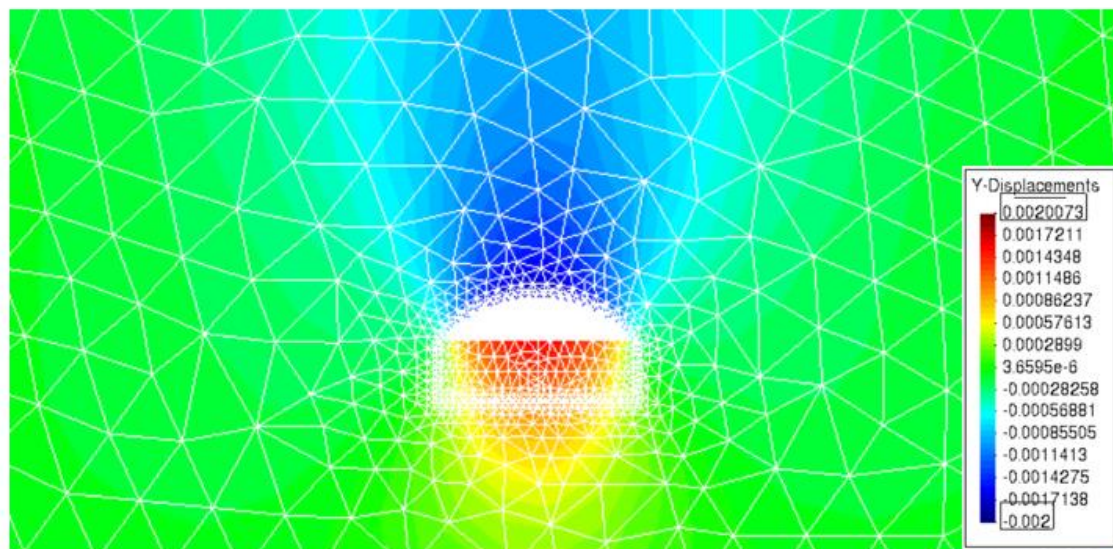
Los intervalos tienen una duración de 1 día, existe un período en el cual se llega al equilibrio que tiene una duración de 10 días. En el intervalo 0, se impone que los desplazamientos sean 0. A partir de ese momento se empieza la excavación que dura 6 intervalos.

Primero la bóveda, luego las secciones interiores con sus respectivos hastiales y por último la excavación y proyección de la contra bóveda. Esto ha sido posible mediante, como se ha comentado, el uso de mallas simultáneas en el espacio (compartiendo nodos solo en el contorno del túnel), con definición distinta de propiedades materiales temporales. La modelización del proceso constructivo es importante para una generación de estados tensionales más realistas.

En la *figura 17*, se presenta el proceso constructivo del modelo base. Se ha representado en función de los desplazamientos para que se pueda diferenciar mejor las diferentes etapas de construcción. Estos resultados se comentarán posteriormente, en el apartado correspondiente.



a)

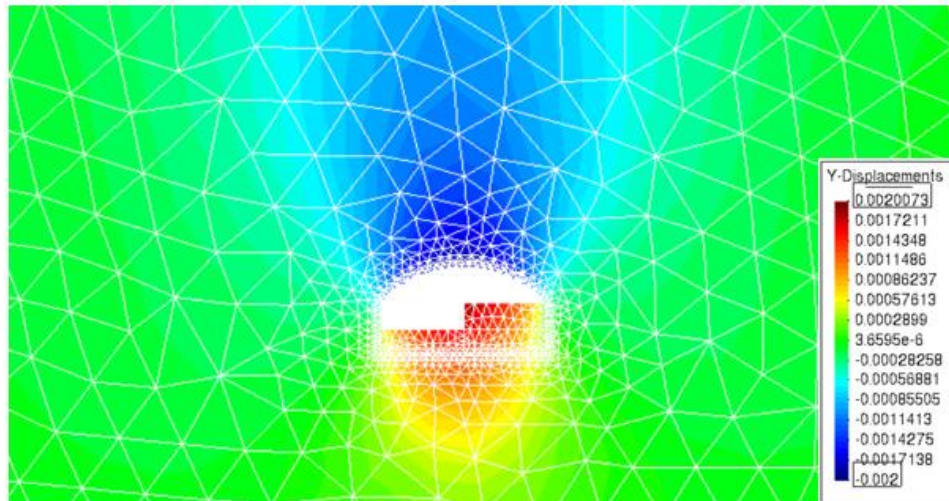


b)

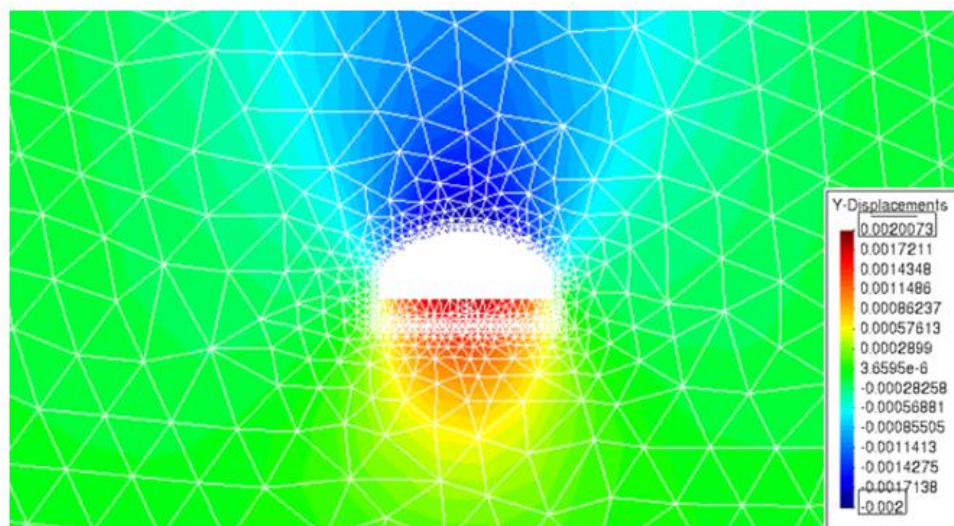
Figura 17: Etapas constructivas: desplazamientos en (a) Fase de equilibrio y (b) intervalo 1 - inicio excavación bóveda.

Se observa que en la *figura 17a*, correspondiente al estado de equilibrio, los desplazamientos son prácticamente nulos y en la segunda (*17b*), al excavar la bóveda, ocurre un desplazamiento negativo en la zona superior y un desplazamiento positivo en el resto de material que aún no ha sido excavado, esto es lógico, pues el movimiento del suelo tiende a ir donde se ha creado un vacío.

En la *figura 18* se puede observar como los desplazamientos se van incrementando a medida que se avanza en el proceso de excavación.



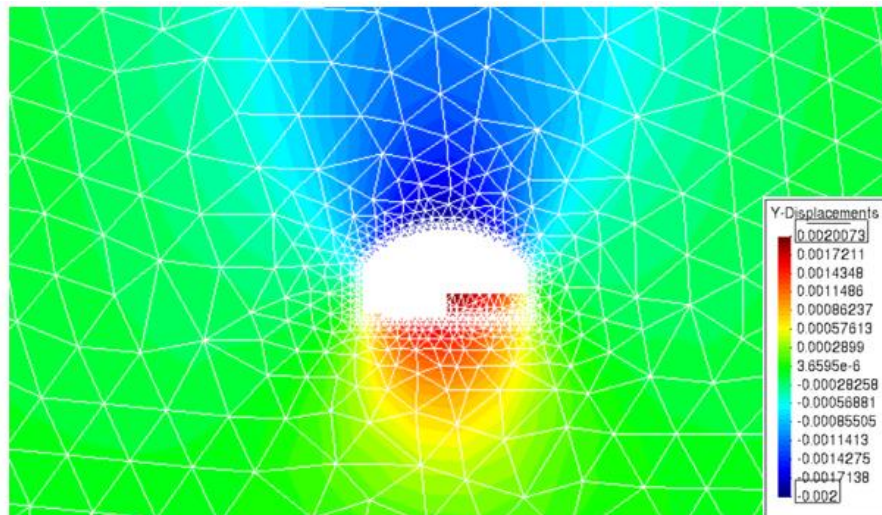
c)



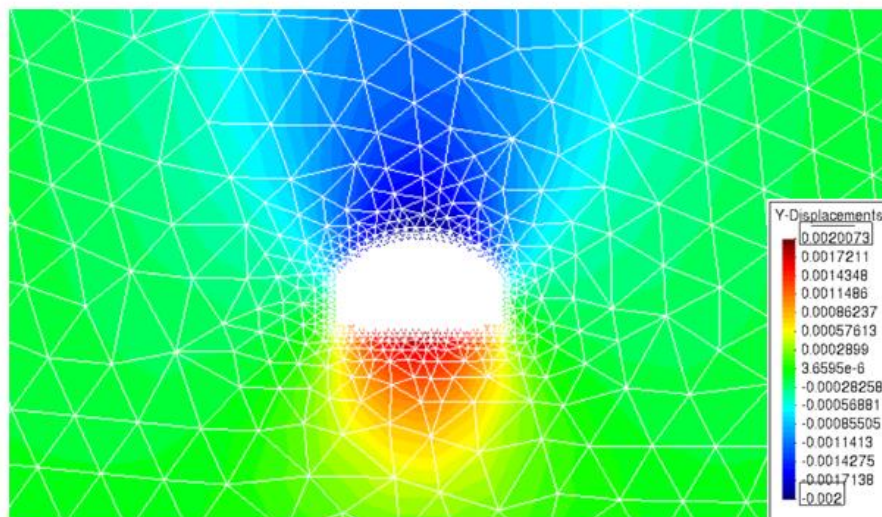
d)

Figura 18: Etapas constructivas: desplazamientos en (c) intervalo 2 –excavación zona superior izquierda y (d) intervalo 3 – excavación zona superior derecha.

Por último, en la *figura 19*, se excavan las últimas partes a expensas de la solera, que será la última en ser excavada. Una vez más, se puede apreciar como los desplazamientos se van haciendo más grandes.



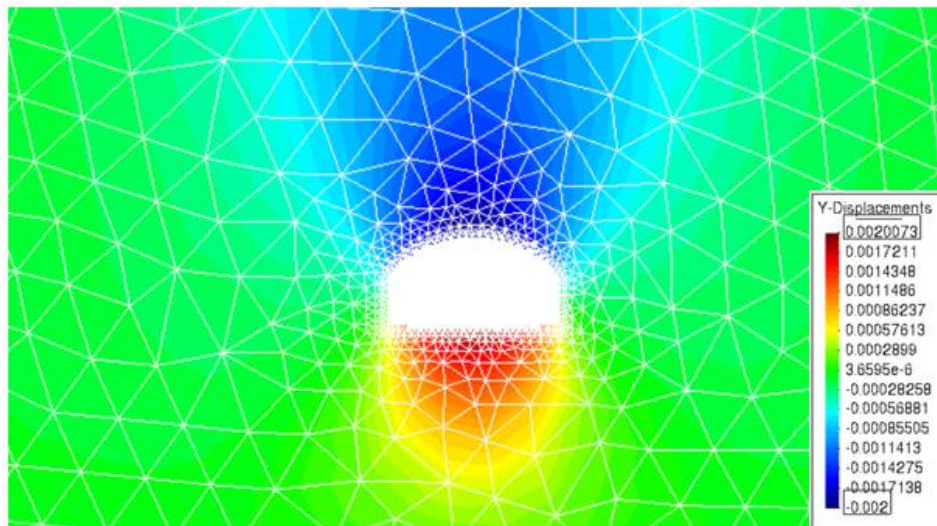
e)



f)

Figura 19: Etapas constructivas: desplazamientos en (e) intervalo 4 –excavación zona inferior izquierda y (f) intervalo 5– excavación zona inferior derecha.

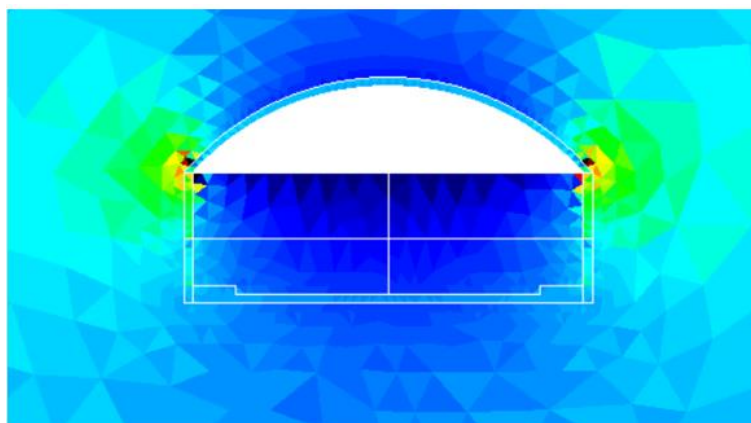
Finalmente, en la *figura 20*, se plasma la fase final, excavando la solera. Se observan aquí los mayores desplazamientos y como esas regiones azules y rojas son mucho más amplias respecto a las primeras fases.



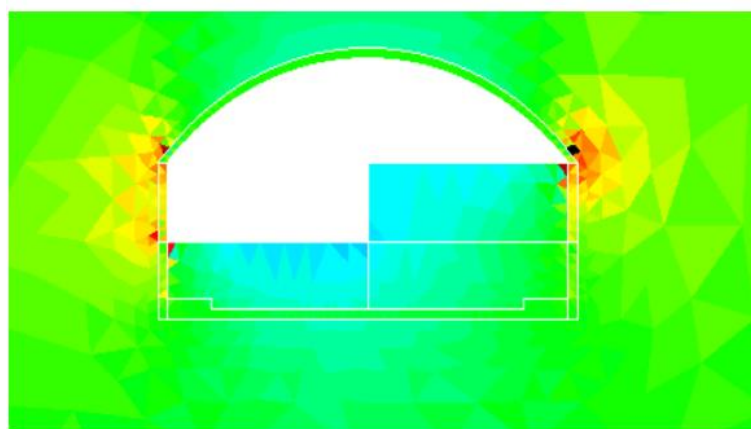
g)

Figura 20: Etapas constructivas: desplazamientos en (g) intervalo 6 –excavación contra bóveda

A continuación, se presentan las deformaciones volumétricas del caso base. Para ello se adjuntan tres figuras (21, 22 y 23) en las cuales se puede observar las deformaciones volumétricas en cada intervalo de tiempo.

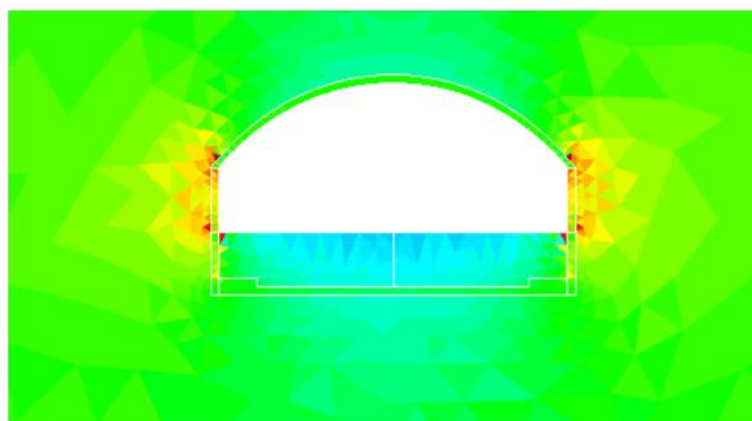


a)

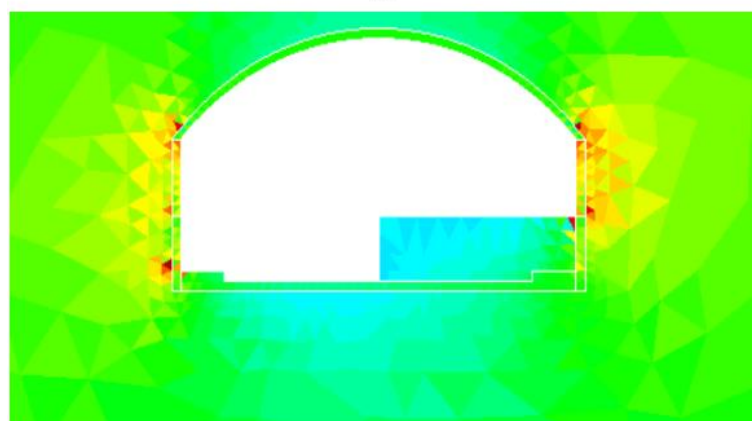


b)

Figura 21: Deformaciones volumétricas. (a) Excavación bóveda -Intervalo 1; (b) Excavación zona superior izquierda -Intervalo 2



c)



d)

Figura 22: Deformaciones volumétricas. (c) Excavación zona superior izquierda -Intervalo 3; (d) Excavación zona inferior izquierda -Intervalo 4.

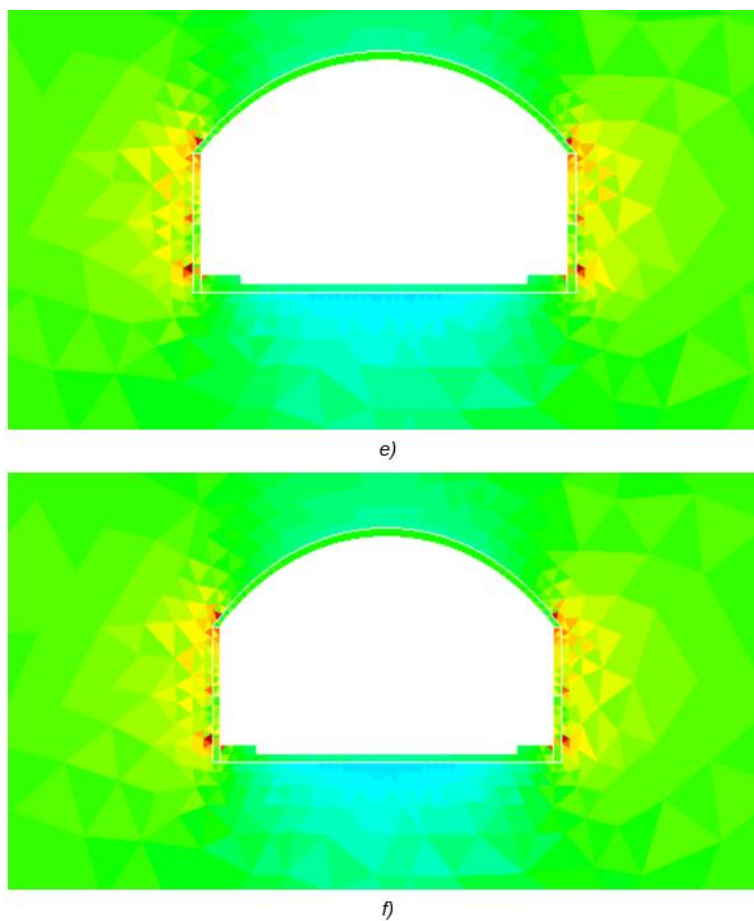


Figura 23: Deformaciones volumétricas. (e) Excavación zona inferior derecha -Intervalo 5; (d) Excavación contra bóveda -Intervalo 6.



7. RESULTADOS OBTENIDOS

7.1. Generalidades: deformada y estados tensionales del caso base

Un aspecto importante a comentar es la deformación de la estructura una vez ha transcurrido el tiempo total del proceso de construcción.

En la figura que se muestra a continuación (*figura 24*) se puede ver dicho efecto. Cabe destacar que para que se aprecie el cambio se ha decidido aumentar la representación de la deformada con un factor de 190.

En la deformada ocurre lo esperado, la parte superior de la bóveda que está comprimida obtiene pequeños desplazamientos hacia abajo, provocando esa ligera deformación.

Y en la parte inferior, se puede apreciar como existe un desplazamiento vertical ascendente debido a los esfuerzos de tracción.

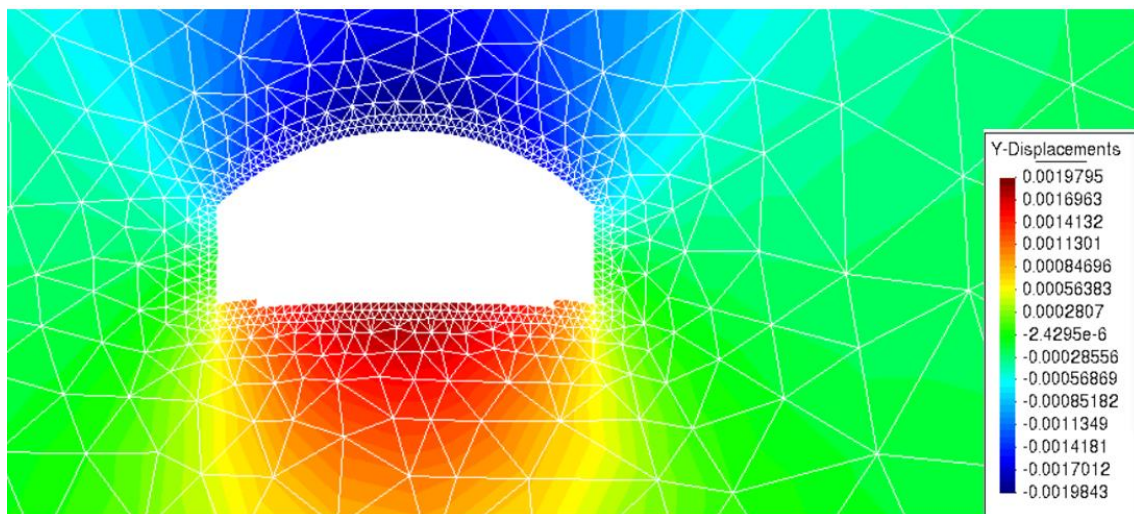
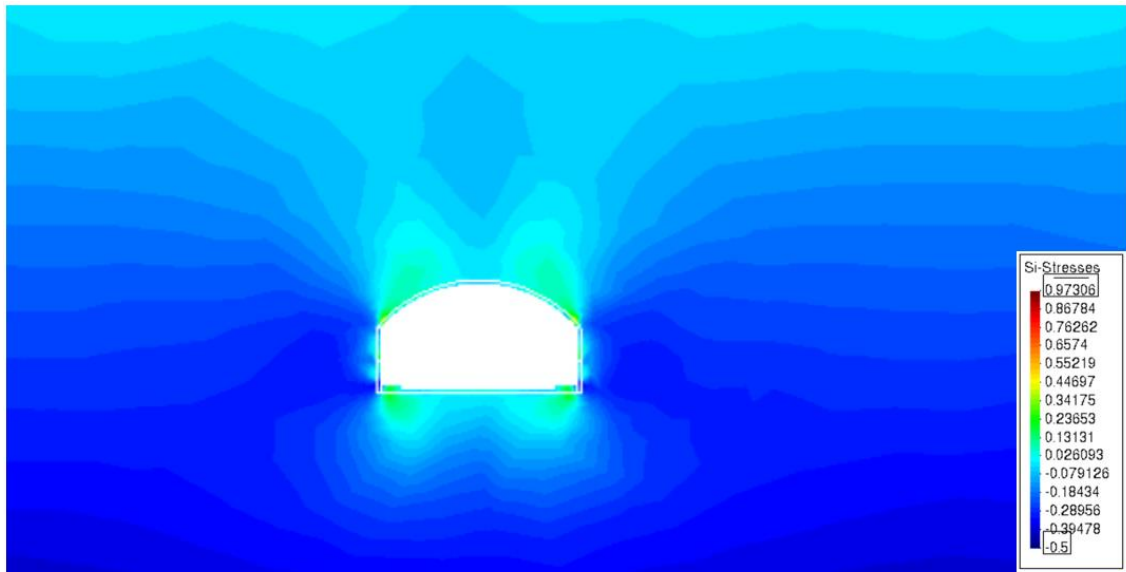
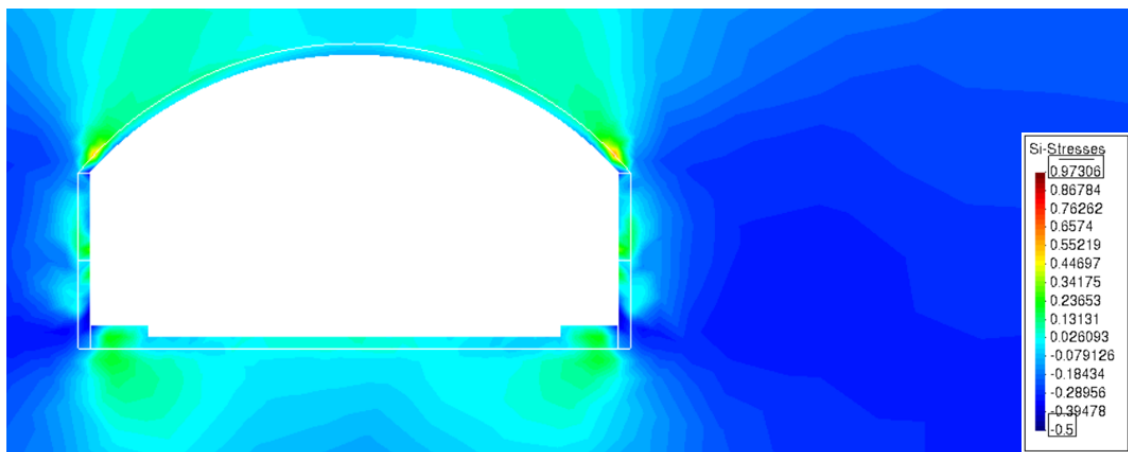


Figura 24: Deformada en el intervalo final. Factor de ampliación 190.

A continuación, se presenta el estado tensional final, una vez se ha excavado la totalidad de la estructura. Se observa como las mayores tensiones se originan en ambas esquinas de la bóveda (*figura 25*).



a)



b)

Figura 25: Estado tensional al finalizar excavación-intervalo 6 (a) y ampliación (b)

7.2. Efecto de la variación del módulo elástico de la roca

En este capítulo se representan los valores obtenidos en cuanto a los desplazamientos verticales y horizontales, también se analizarán las deformaciones totales y plásticas en función del módulo elástico de la roca. Se han escogido varios puntos representativos.

Para estudiar los desplazamientos verticales, se escoge el punto más alto de la bóveda (0,5.20), el más bajo de la contra bóveda (0,0).



7.2.1. Desplazamientos verticales – tiempo.

Tal y como se muestra en la figura 26 y 27, se puede observar como el menor módulo elástico ($E = 200$ MPa) obtiene unos asientos muy superiores con respecto a los otros dos (tanto positivos para el punto de la contra bóveda, como negativos para el punto superior de la bóveda) del orden de 10 con respecto a ($E = 2000$ MPa) y del orden de 100 referente al último.

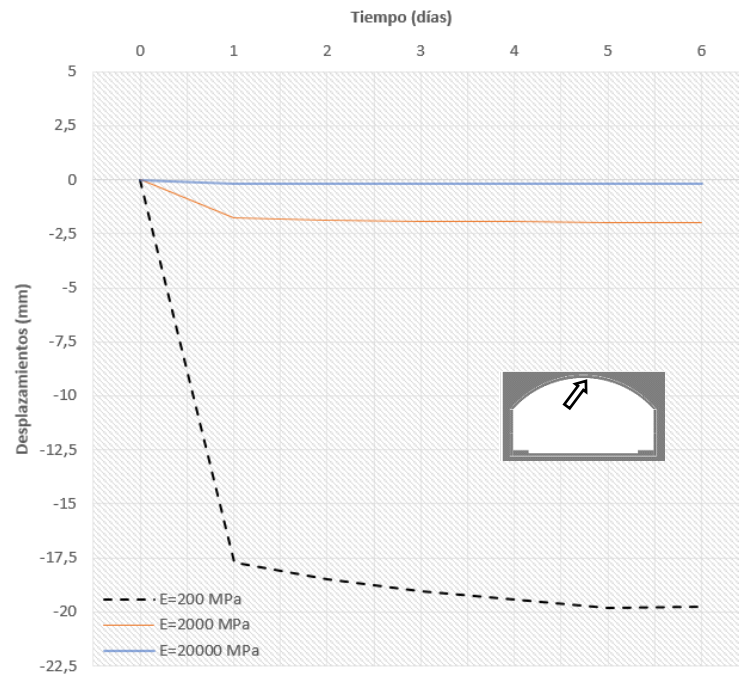


Figura 26: Desplazamientos verticales (mm) – tiempo. Según módulo de Young. Punto superior bóveda. (0,5.20)

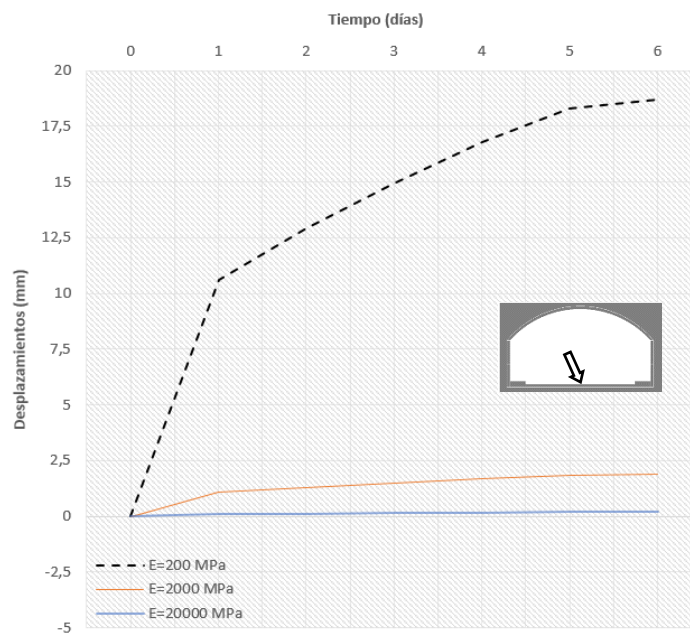


Figura 27: Desplazamientos verticales (mm) – tiempo. Según módulo de Young. Punto inferior contra bóveda (0,0).



En la *figura 28*, se representan los vectores de desplazamiento verticales sobre el modelo base. En éste se puede observar claramente los esfuerzos a los que está sometido y como la bóveda se desplazada hacia abajo debido a los esfuerzos de compresión y la contra bóveda hacia arriba.

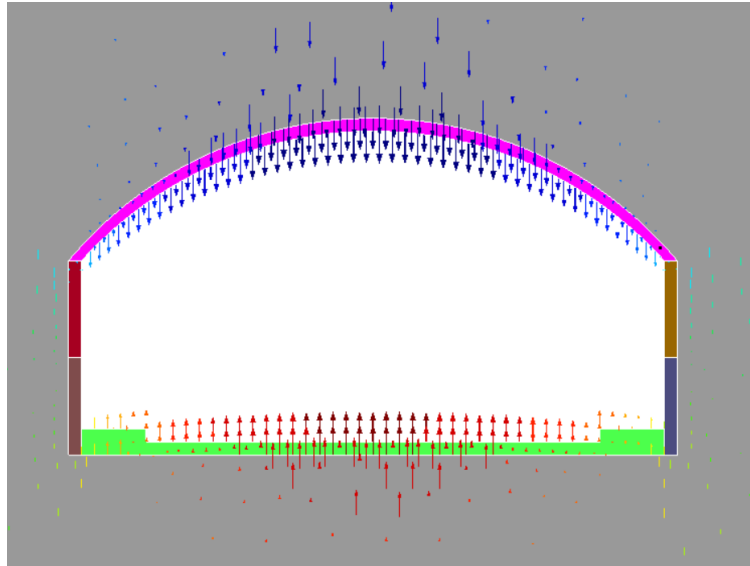


Figura 28: Vectores de desplazamiento vertical. Intervalo 6, finalización construcción túnel.

7.2.2. Desplazamientos horizontales – tiempo.

Para el estudio de los desplazamientos horizontales se escogen como puntos representativos, la esquina derecha de la bóveda (4.7,3) y la izquierda (-4.7,3); el punto medio del hastial derecho (4.7,1.5) y el izquierdo (-4.7,1.5).

Se representarán de forma conjunta para ver cómo evoluciona cada punto y su simétrico. Cabe destacar que la no simetría de los resultados es debida al proceso constructivo modelizado, ya que éste no es simétrico. Sin embargo, aunque no haya simetría los valores máximos de desplazamientos son similares.

En la *figura 29* se observa que el macizo rocoso con un menor módulo elástico obtiene unos desplazamientos significativamente mayores que los otros dos modelos estudiados.

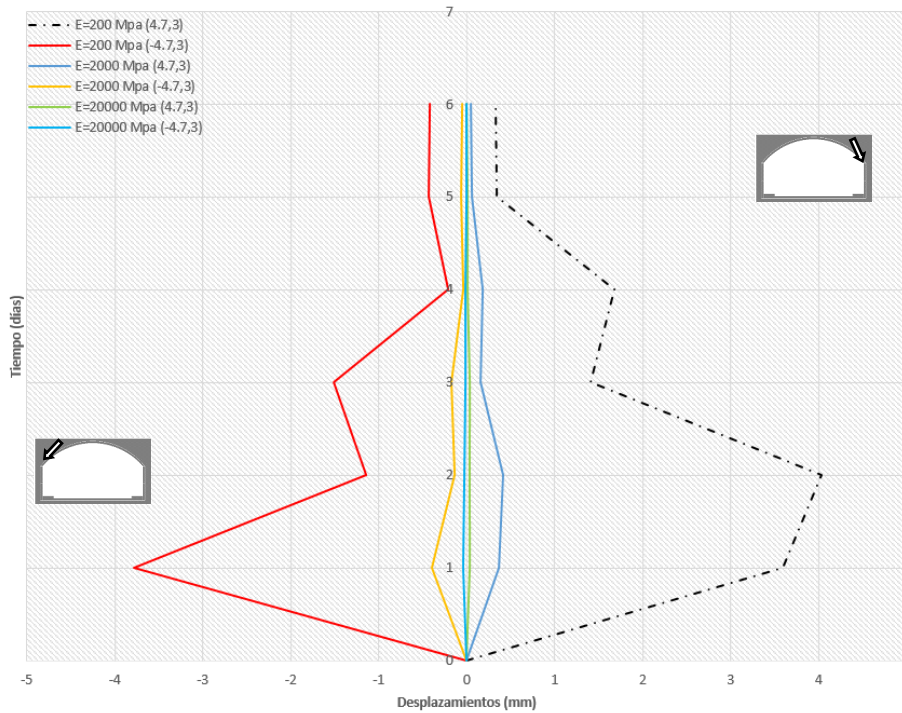


Figura 29: Representación puntos esquinas bóveda. (4.7,3) y (-4.7,3)

A continuación, se procede a representar (figura 30) los movimientos horizontalmente en los hastiales provocados por el transcurso de la excavación.

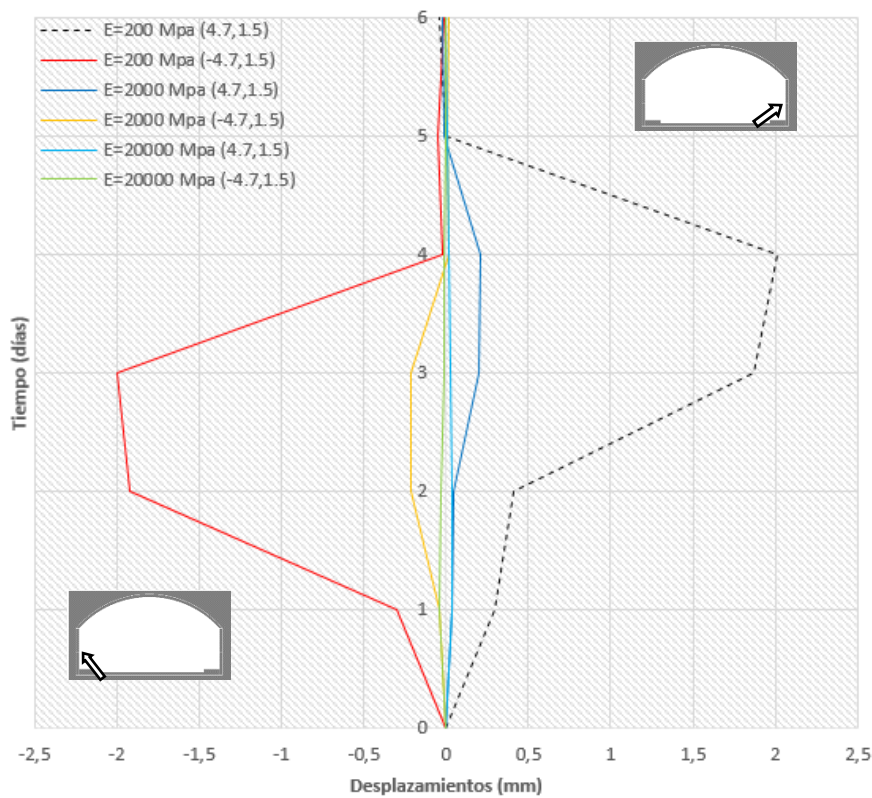


Figura 30: Representación puntos hastiales. Punto derecho (4.7,1.5) y punto izquierdo (-4.7,1.5)



Se puede observar que estos resultados son los esperados ya que, en ambos casos, bóveda y hastiales, el módulo elástico de valor menor es el que obtiene unos desplazamientos más grandes.

En la *figura 31* se representan los vectores de desplazamiento horizontales, se ve claramente la dirección de movimiento de los hastiales y de las esquinas de la bóveda (puntos estudiados).

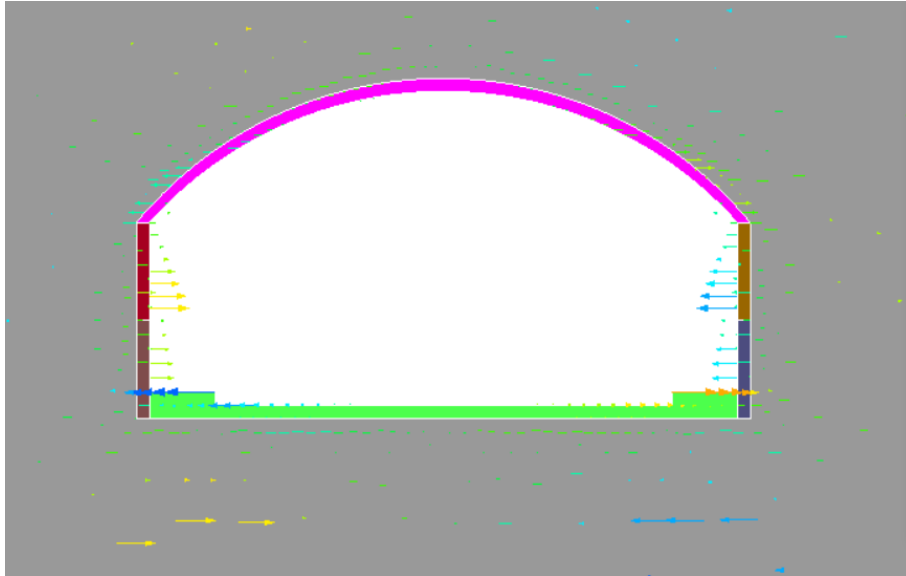


Figura 31: Vectores de desplazamiento horizontales. Intervalo 6, finalización construcción túnel

7.2.3. Deformaciones de corte totales.

Para estudiar las deformaciones de corte totales según el módulo elástico se presentan a continuación una serie de figuras que ilustran las variaciones de dichas deformaciones. Se ha escogido el intervalo 6 ya que es el más representativo, es el momento donde se ha realizado por completo la excavación y donde existen unas deformaciones totales más elevadas.

En la figura que se muestra a continuación (*Figura 32*) se puede apreciar las deformaciones totales en el macizo según el módulo de Young.

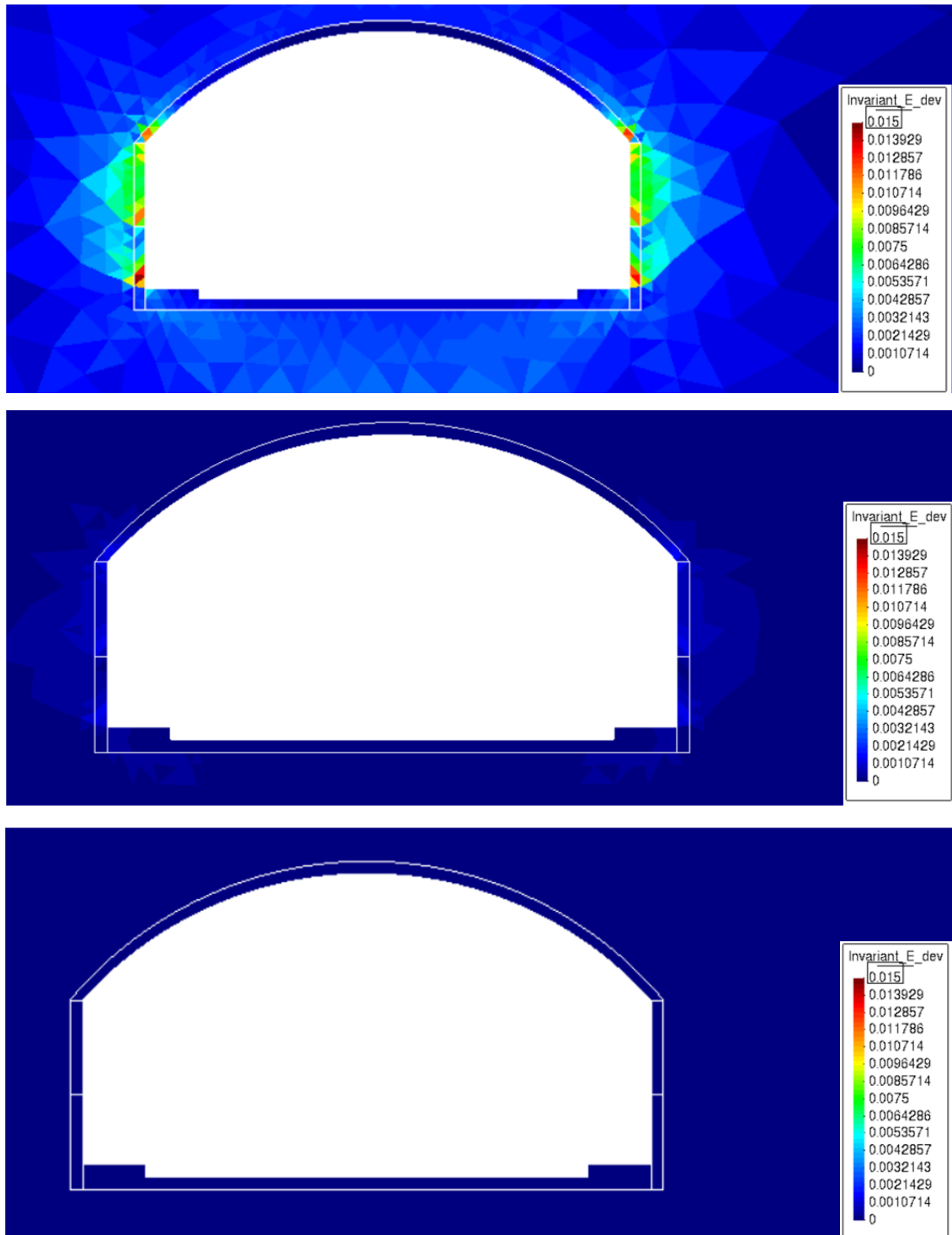


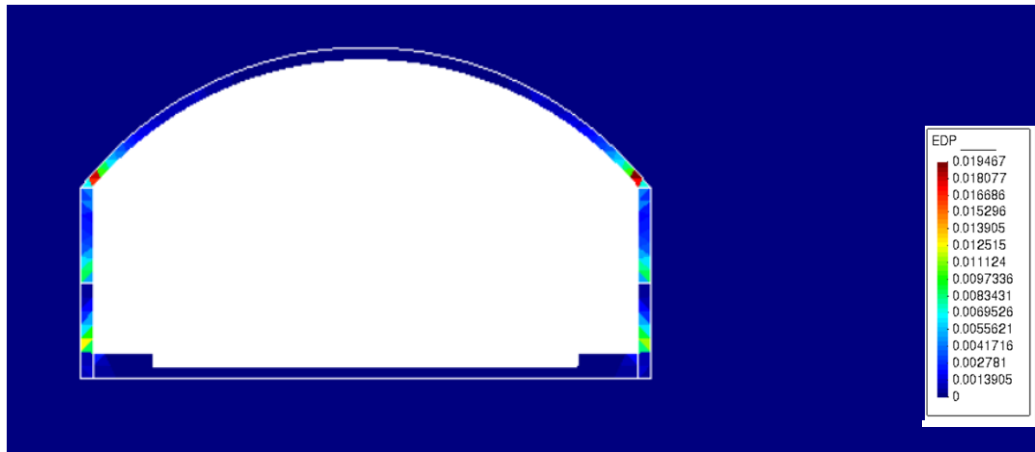
Figura 32: Deformaciones de corte totales –intervalo 6. (a) Módulo de Young $E=200$ MPa; (b) Módulo de Young $E=2000$ MPa y (c) Módulo de Young $E=20000$ MPa

Como se puede apreciar en las figuras anteriores donde se obtiene unas mayores deformaciones totales es en el macizo con menor módulo de Young y a medida que se incrementa el Módulo, disminuyen las deformaciones.

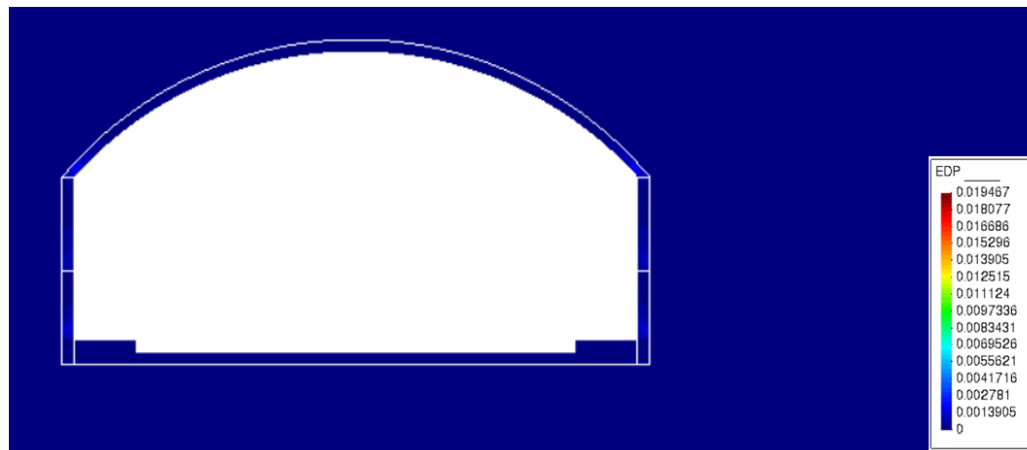


7.2.4. Deformaciones de corte plásticas (EDP).

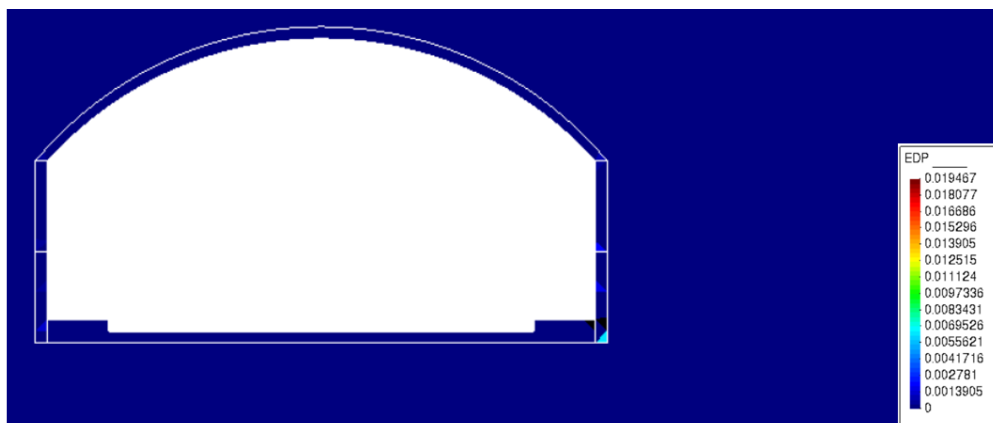
Respecto a las deformaciones de corte plásticas, en este apartado se presentarán una serie de figuras en las cuales se representan las deformaciones plásticas según el módulo de Young. La *figura 33* corresponde a un valor de módulo elástico $E = 200$ MPa.



a)



b)



c)

Figura 33: Deformaciones de corte plásticas –intervalo 6. (a) Módulo de Young $E=200$ MPa; (b) Módulo de Young $E=2000$ MPa y (c) Módulo de Young $E=20000$ MPa.

Como se puede observar, cuando se aumenta el módulo de Young disminuyen las deformaciones plásticas, tal y como cabía esperar.



El caso de $E = 200$ MPa, es el que obtiene las mayores deformaciones plásticas, que concuerda con el modelo con mayores deformaciones totales.

7.3. Efecto de la variación del espesor del hormigón proyectado

7.3.1. Desplazamientos verticales – tiempo.

En primer lugar, se ha realizado un análisis del modelo base, representando los valores de desplazamientos en el eje vertical (milímetros) con el tiempo transcurrido (en días). La zona de estudio ha sido un punto crítico, como es el de la parte exterior de la bóveda, ya que éste es uno de los que más sufren en el momento en que se inicia la excavación.

A continuación, se muestra la *figura 34* que representa los valores obtenidos, cabe destacar que en el *Anejo C* se comenta de una forma más extensa una comparativa entre el modelo base y los otros dos casos a estudiar.

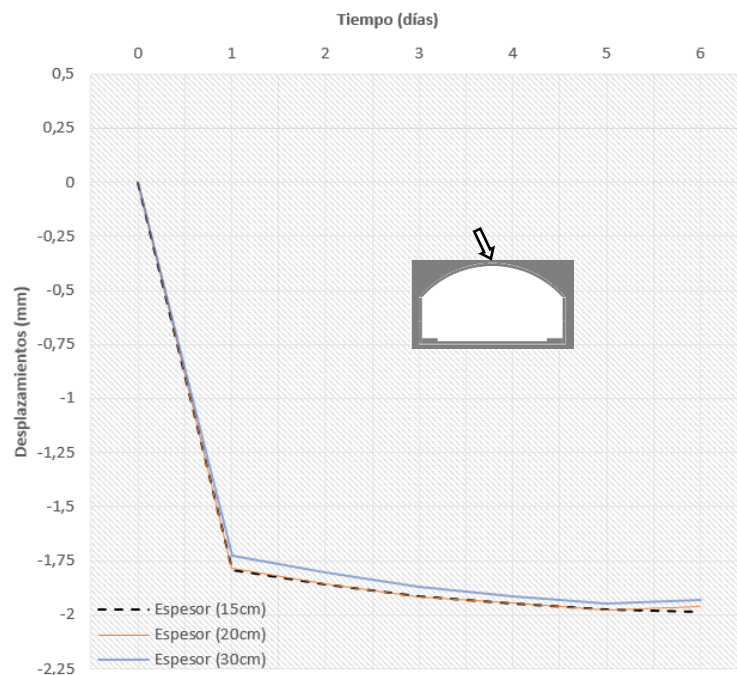


Figura 34: Comparación desplazamientos según espesores en modelo base. Punto exterior bóveda (0,5.15); (0,5.20); (0,5.30).

Como se puede observar en la *figura 34*, se presentan los resultados de la comparación de los desplazamientos en el eje vertical, según el espesor y durante el transcurso del tiempo.

En el momento en que se empieza la excavación de la bóveda (día 1), se aprecia un desplazamiento importante de carácter negativo, que al finalizar la excavación se va estabilizando con el transcurso del tiempo.



Los espesores representados (15 cm, 20 cm y 30 cm), tienen un claro parecido ya que, al tener un macizo rocoso con un módulo elástico importante y la pequeña diferencia entre espesores, provoca que los resultados sean muy similares. Aun así, se puede observar una diferencia, el espesor de 30 cm obtiene un desplazamiento vertical ligeramente menor con respecto a los otros dos espesores.

Para el siguiente punto crítico, la zona central justo debajo de la contra bóveda, se ha graficado de nuevo los resultados obtenidos de desplazamientos en el eje vertical y el tiempo.

Como se puede observar en la *figura 35* ocurre un desplazamiento positivo, concuerda con las figuras del proceso constructivo comentadas con anterioridad. A causa de los esfuerzos y el libre espacio una vez se ha excavado la bóveda, la parte inferior del túnel es empujada hacia dicho espacio, obteniendo así los resultados que se comentan a continuación:

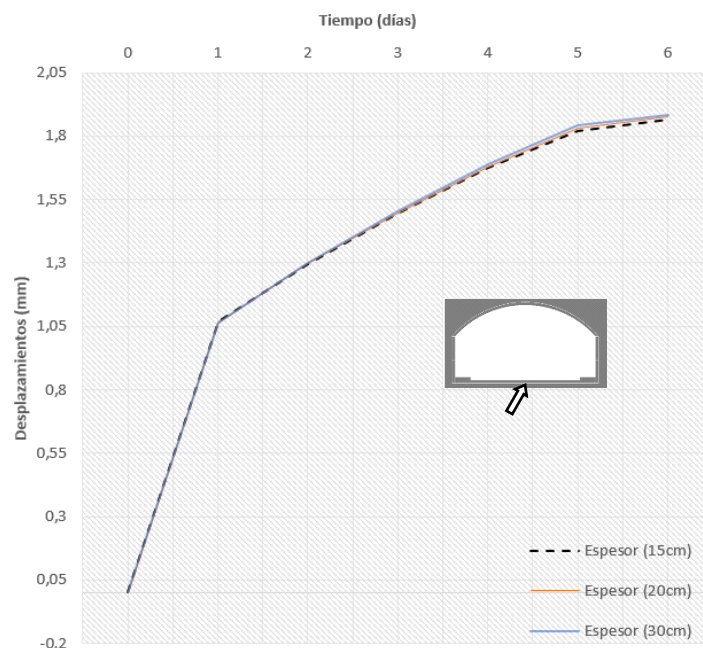


Figura 35: Comparación desplazamientos según espesores en modelo base. Punto central contra bóveda. (0,0)

De nuevo una vez se llega al día 0, momento en el cual se produce la excavación, se observa un incremento notable del desplazamiento vertical en el punto de la contra bóveda. A partir del día 1, cuando se sigue excavando el material restante, los desplazamientos siguen aumentando hasta llegar a un punto en el cual se estabiliza una vez sobrepasado el día 6.



Una vez más, los tres espesores tienen valores muy similares. A pesar de que el desplazamiento vertical generado en el espesor de 30 cm es el más elevado. Esto puede deberse a que, al excavar la parte superior de la bóveda, resiste esfuerzos mayores, que luego son trasladados a la parte inferior, originando pequeñas diferencias con respecto al resto de espesores.

7.3.2. Desplazamientos horizontales – tiempo.

Para realizar el análisis de los desplazamientos horizontales se empleará la misma metodología usada anteriormente. Se escogen los dos puntos de las esquinas inferiores de la bóveda y los dos puntos medios de ambos hastiales. Se representan los resultados de los desplazamientos de la bóveda en la *figura 36*.

Es importante remarcar que al variar el espesor del proyectado el punto no está exactamente en la misma posición, y, por tanto, se adaptarán las coordenadas para obtener un resultado equivalente en los tres modelos. Se representan en la *figura 36* y *figura 37*.

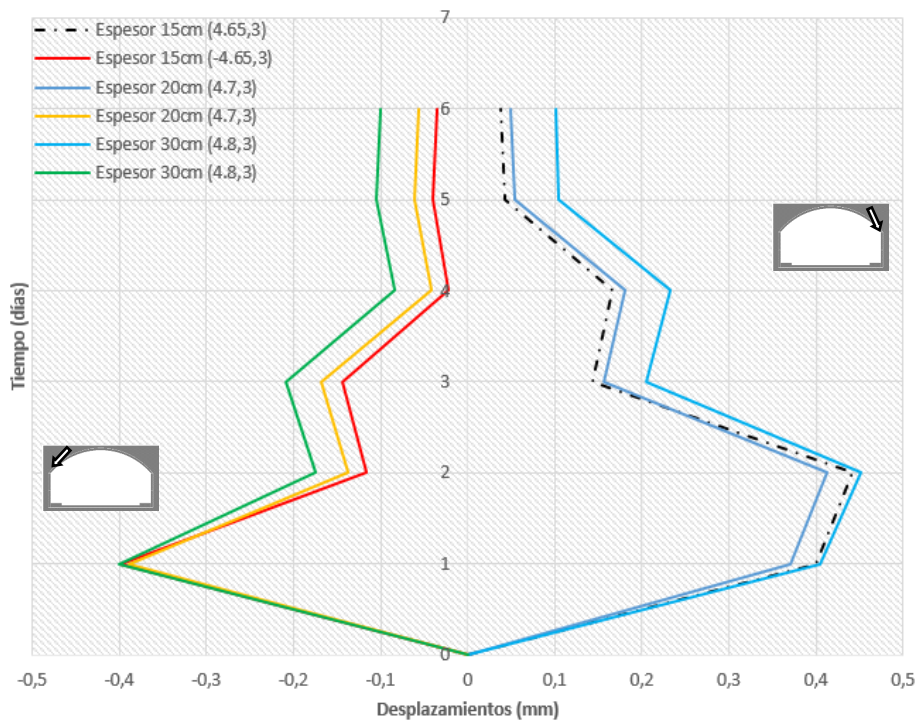


Figura 36: Representación puntos esquinas bóveda según espesores.

Como se puede observar los menores valores de desplazamientos los obtiene el espesor de 15 cm y los mayores el espesor de 30 cm. Sin embargo, estas diferencias son del orden de 0,05 mm; por lo tanto no son realmente significativas.

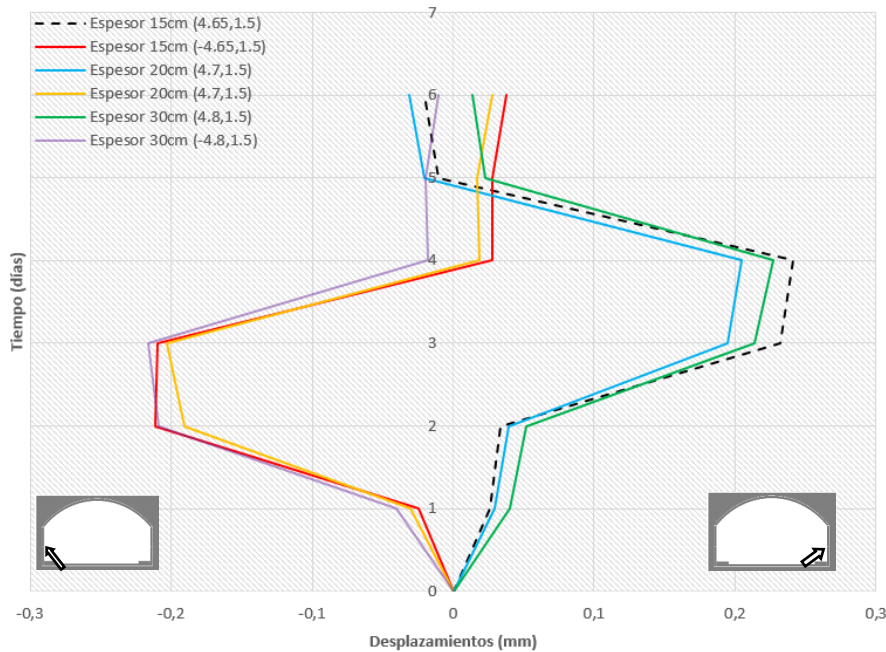


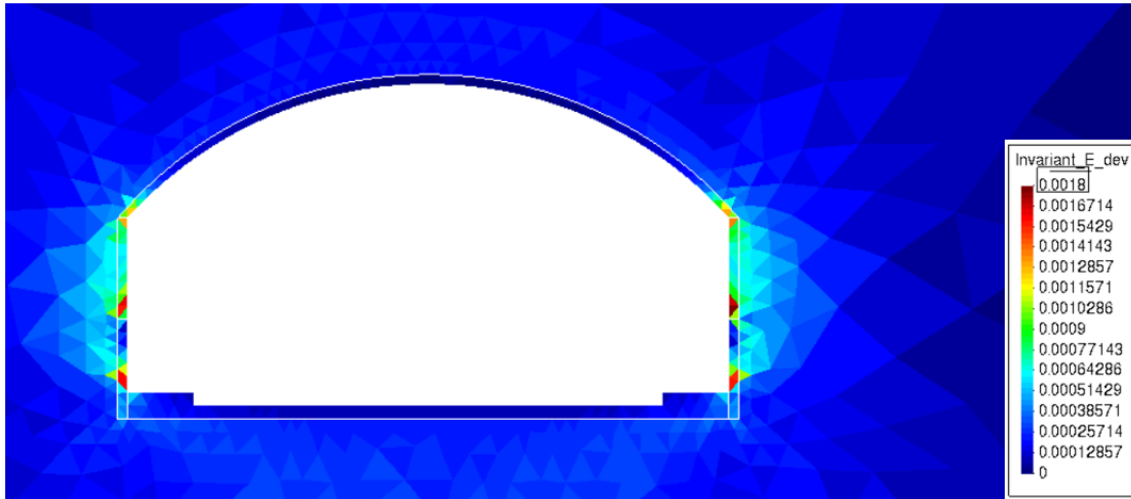
Figura 37: Representación puntos hastiales según espesores.

Como se puede apreciar en la figura 37 los menores desplazamientos horizontales los obtiene el espesor de 20 cm. A pesar de que los valores no difieran mucho, apenas 0.1 mm.

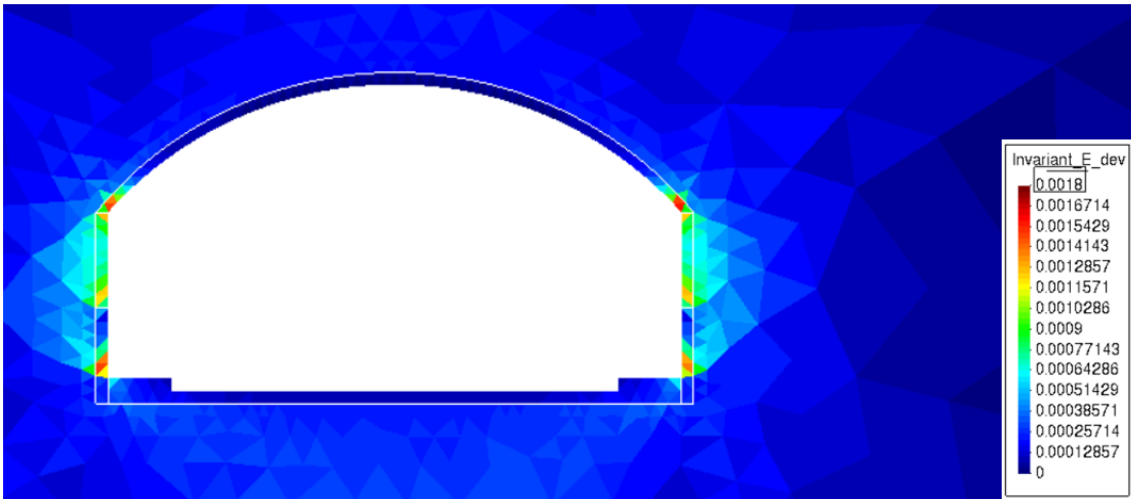
7.3.3. Deformaciones de corte totales

Para estudiar las deformaciones de corte totales según el espesor del hormigón proyectado se presentan a continuación una serie de figuras que ilustran las variaciones de dichas deformaciones. Se ha escogido el intervalo 6 ya que es el más representativo, es el momento donde se ha realizado por completo la excavación y donde existen unas deformaciones totales más elevadas.

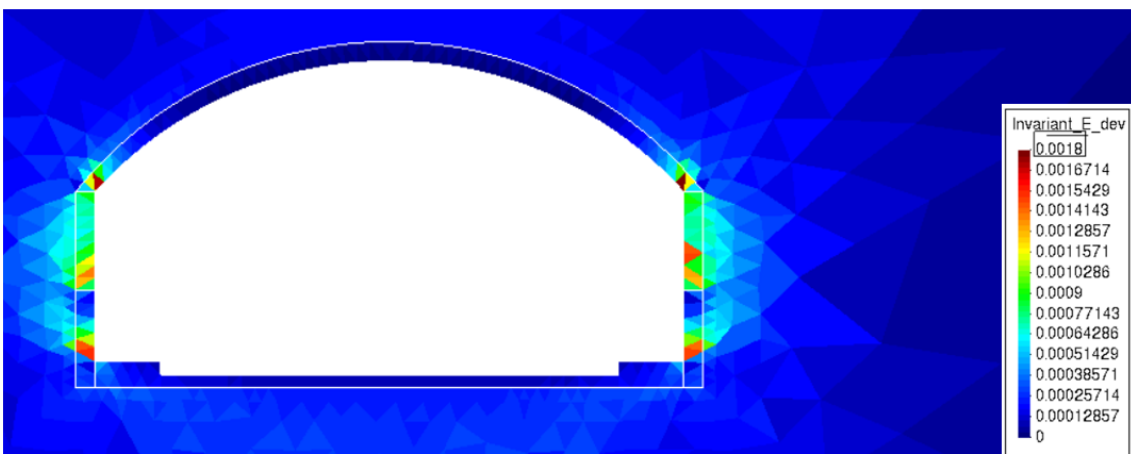
En la figura que se muestra a continuación (figura 38) se puede apreciar las deformaciones totales en el macizo según los espesores.



a)



b)



c)

Figura 38: Deformaciones totales –intervalo 6. (a) Espesor 15 cm; (b) Espesor 20 cm; (c) Espesor 30cm.



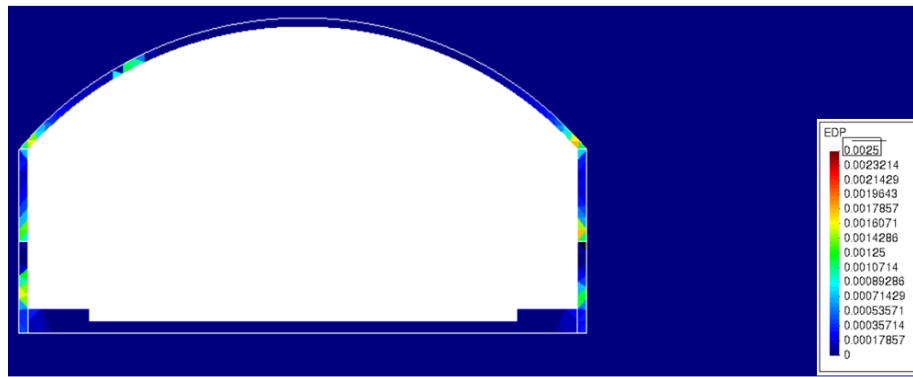
Como se puede observar, no existe una gran diferencia en cuanto a las deformaciones totales según el espesor, por tanto, se llega a la conclusión de que tiene un mayor impacto el módulo elástico y no el espesor.

7.3.4. Deformaciones de corte plásticas (EDP)

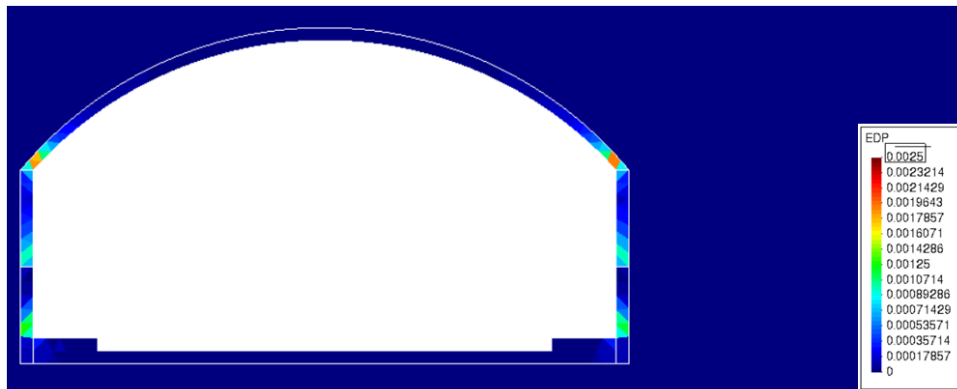
Tal y como se ha realizado con anterioridad, a continuación, se muestran tres figuras, en ellas se representan los valores obtenidos de deformaciones plásticas en el intervalo 6 (momento final de la excavación)

Los resultados obtenidos concuerdan con las deformaciones totales. A medida que se aumenta el espesor, las deformaciones (áreas coloreadas) aumentan también.

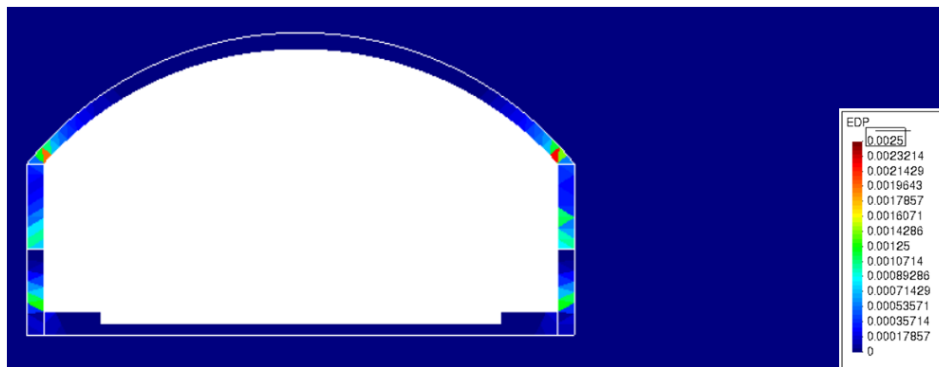
En las esquinas de la bóveda se puede ver como el color varía desde un tono anaranjado (*figura 39a*) para el espesor más pequeño hasta un color rojizo oscuro para el espesor de 30 cm (*figura 39c*).



a)



b)



c)

Figura 39: Deformaciones plásticas –intervalo 6. Espesor 30cm.



7.4. Comparativa entre hormigón proyectado con y sin fibras.

Como uno de los objetivos del trabajo, se ha generado un modelo de hormigón reforzado con fibras en el espesor más bajo.

Este modelo es mucho más complejo que los creados anteriormente ya que, intervienen muchos más factores, como por ejemplo la porosidad variable o factores de reducción de dilatación, entre otros.

Los parámetros utilizados para la creación del modelo de hormigón reforzado con fibras se han extraído de la tesina “Modelización numérica del hormigón reforzado con fibras poliméricas” Desireé Díez Milán (2019).

En el anejo D se puede consultar la ficha técnica de las fibras de polipropileno (*Masterfiber 151*) utilizadas como refuerzo del hormigón.

7.4.1. Desplazamientos verticales – tiempo

En la *figura 40*, se presentan los resultados obtenidos en cuanto a los desplazamientos verticales comparando el modelo de espesor 15 cm y del mismo, reforzado con fibras.

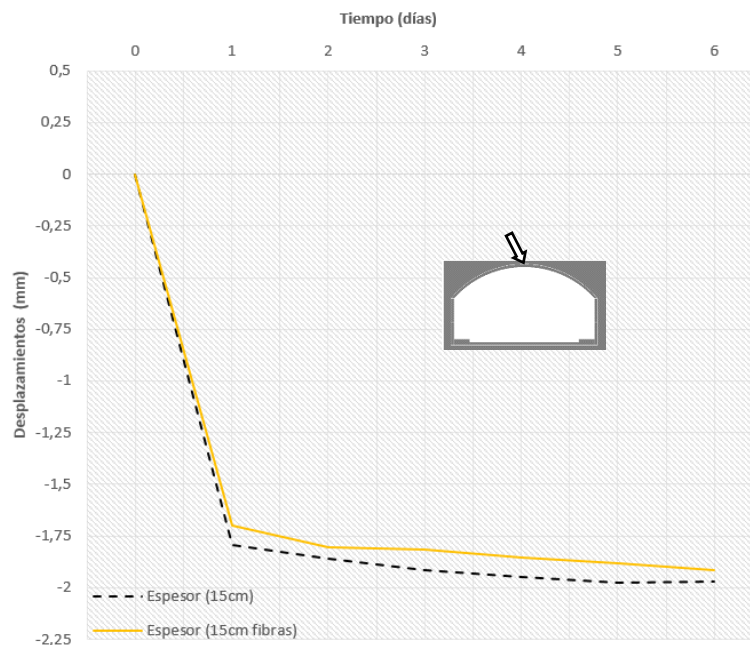


Figura 40: Comparación desplazamientos según espesores en espesores 15 cm y reforzado con fibras.

Punto exterior bóveda. (0,5.15).



Se puede apreciar que el hormigón reforzado con fibras obtiene unos desplazamientos verticales ligeramente menores, lo cual es lógico, aun así, se esperaba una diferencia sensiblemente mayor.

En la *figura 41*, se representan los valores obtenidos en cuanto al desplazamiento en vertical del punto de la contra bóveda.

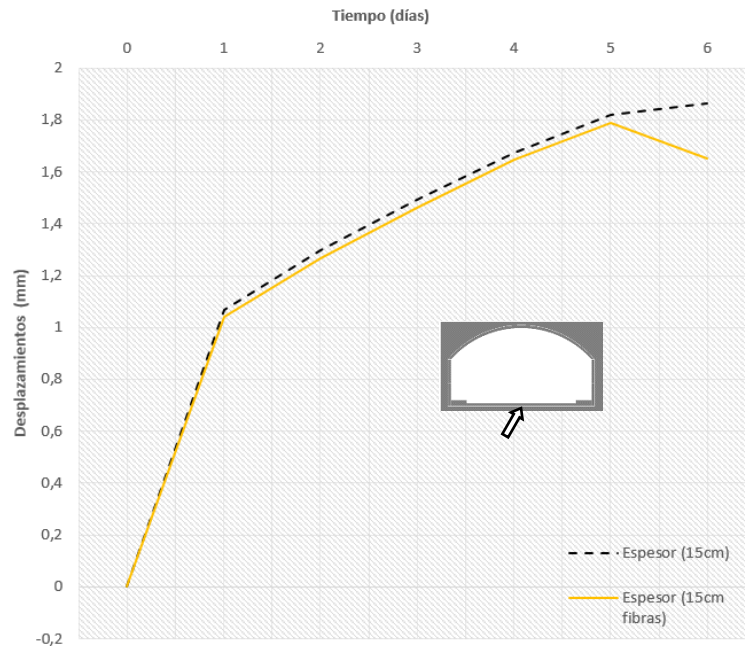


Figura 41: Comparación desplazamientos según espesores en espesores 15 cm y reforzado con fibras. Punto inferior contra bóveda. (0,0)

No obstante, en los desplazamientos verticales sí que se puede apreciar una diferencia relativamente mayor. Cabe destacar que estas diferencias son del orden de décimas de milímetro.

Se puede comprobar por tanto que la adición de fibras al hormigón mejora su comportamiento referente a los desplazamientos.

A pesar de estas pequeñas diferencias donde se debería ver mejor su efectividad es en los esfuerzos a los que está sometida la estructura durante la fase de excavación.

Motivo por el cual se introduce ahora un nuevo caso de estudio.



7.4.2. Desplazamientos horizontales – tiempo

Para realizar el análisis de los desplazamientos horizontales y la importancia del hormigón reforzado con fibras, se han escogido dos modelos de estudio. El primero es hormigón tradicional con un espesor 15 cm y macizo rocoso con Módulo de Young $E=200$ MPa. El segundo es un espesor de 15 cm reforzado con las fibras de polipropileno y en un macizo rocoso de módulo de Young $E=200$ MPa.

Se estudiarán, como anteriormente, los puntos situados en las esquinas inferiores de la bóveda y los puntos medios de ambos hastiales.

En la *figura 42*, se representan los valores obtenidos en cuanto a desplazamientos horizontales en las esquinas inferiores de la bóveda.

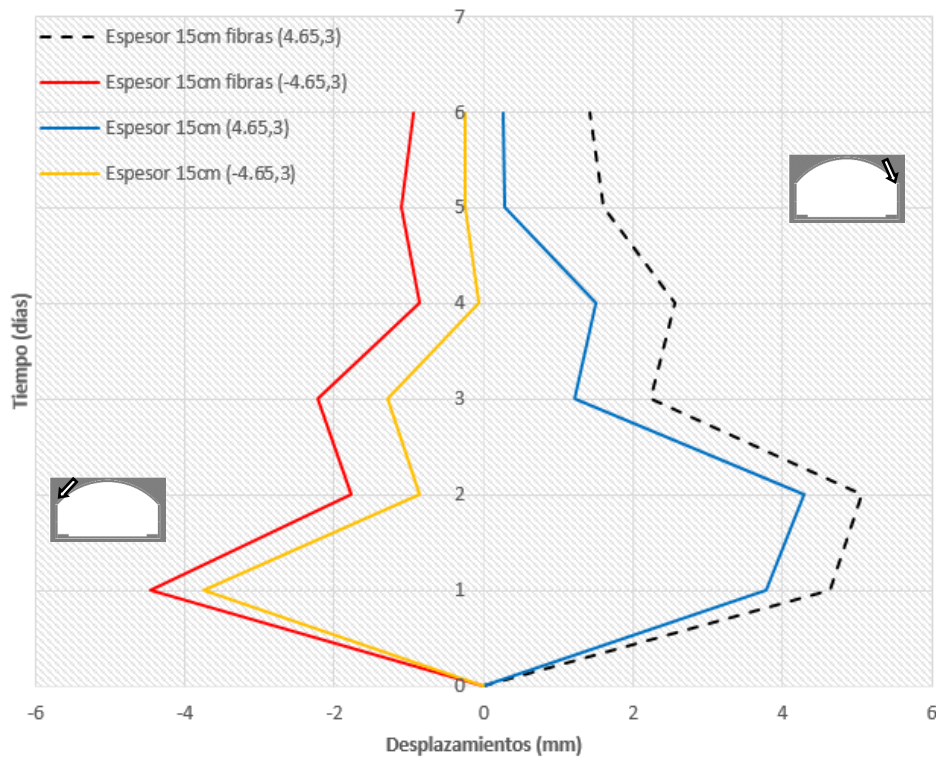


Figura 42: Representación puntos esquinas bóveda según hormigón con fibras y tradicional..

A continuación en la *figura 43* se representan los resultados obtenidos en referencia a los desplazamientos horizontales de los hastiales.

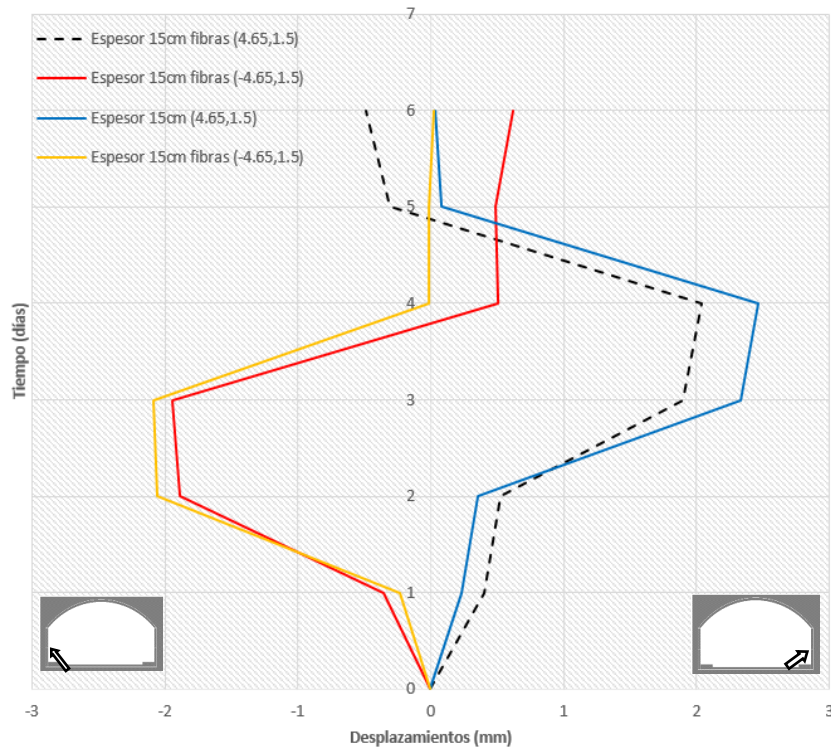
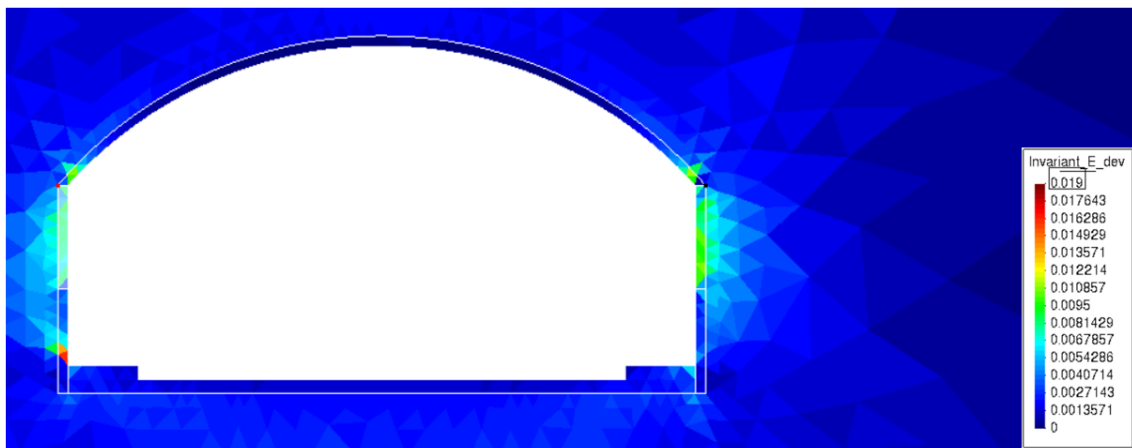


Figura 43: Representación puntos hastiales según espesor hormigón tradicional y con fibras.

7.4.3. Deformaciones de corte totales.

En este apartado se procede a realizar el análisis de las deformaciones de corte totales. Los modelos de estudio son los comentados con anterioridad, espesor de 15 cm con hormigón proyectado tradicional y hormigón proyectado reforzado con fibras de polipropileno. Se escoge el intervalo 6, una vez se ha finalizado la excavación de la estructura.

En la figura 44 se representan los valores de las deformaciones totales obtenidas en el hormigón con fibras (44a) y el hormigón tradicional (44b).



a)

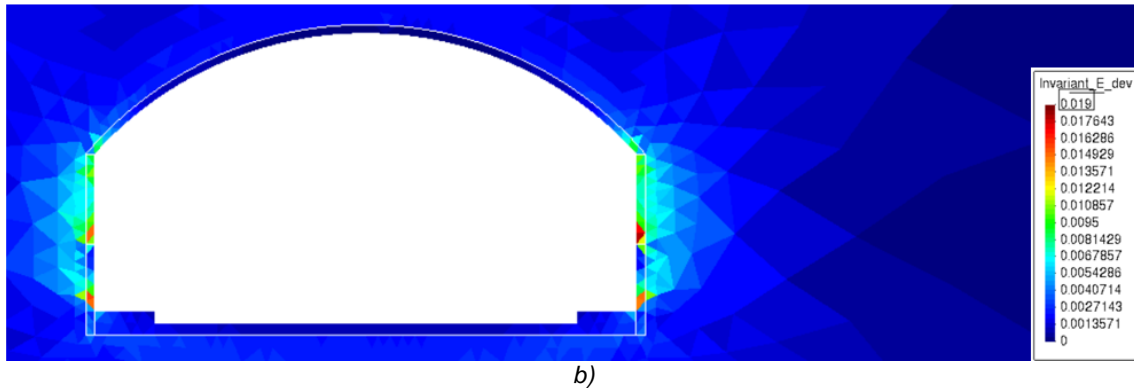


Figura 44: Deformaciones totales –intervalo 6. Espesor 15 cm con fibras (a); (b) Espesor 15 cm hormigón.

Como se puede observar, el hormigón reforzado con fibras obtiene unas deformaciones totales menores. En la zona media del hastial derecho existe un área coloreada de un tono rojizo mientras que en la figura del hormigón reforzado con fibras ésta es de un tono verdoso.

7.4.4. Deformaciones de corte plásticas (EDP)

En la imagen que se muestra a continuación (figura 45), se representan los valores obtenidos (en áreas coloreadas) de las deformaciones plásticas.

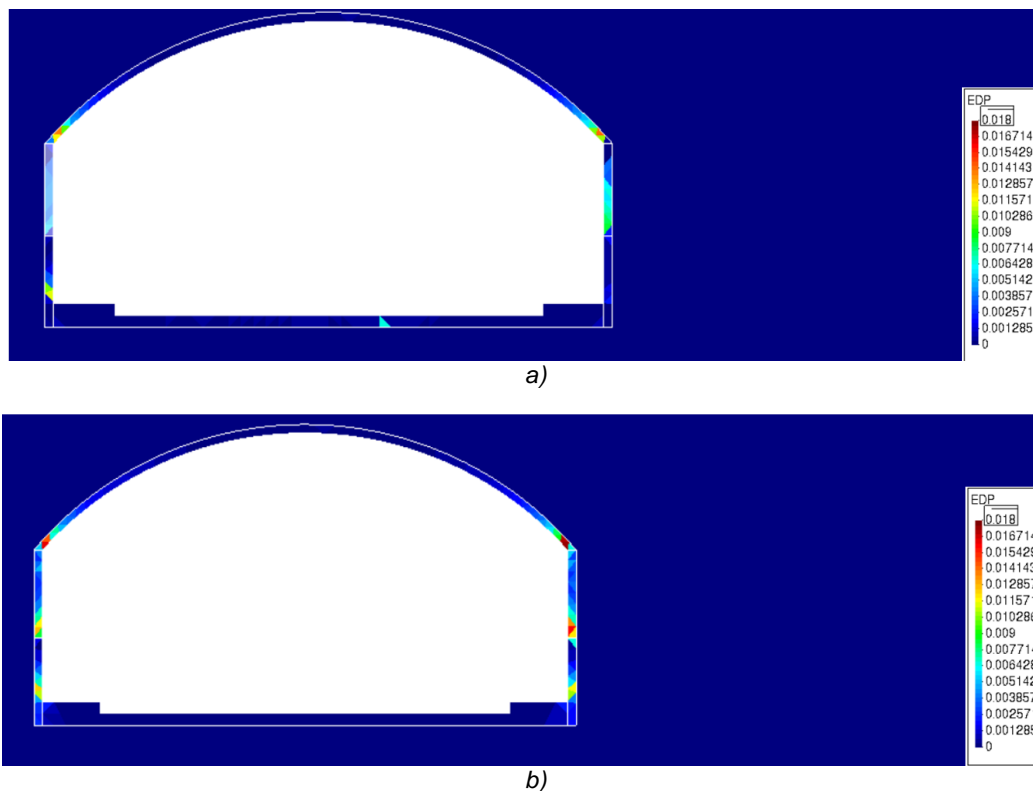


Figura 45: Deformaciones plásticas –intervalo 6. Espesor 15cm reforzado con fibras (a); Espesor 15 cm (b)



Los resultados obtenidos siguen la tónica anterior, el hormigón reforzado con fibras obtiene unas deformaciones plásticas menores que el hormigón proyectado tradicional. Esto concuerda con las figuras comentadas en las deformaciones totales (apartado 7.4.3)

7.4.5. Esfuerzos

Para realizar este análisis se consideran de especial relevancia los esfuerzos sobre el eje vertical, los resultados obtenidos se representan en la figura 46.

Se analiza el punto central del contorno exterior de la bóveda tal y como se ha ido realizando durante el presente trabajo.

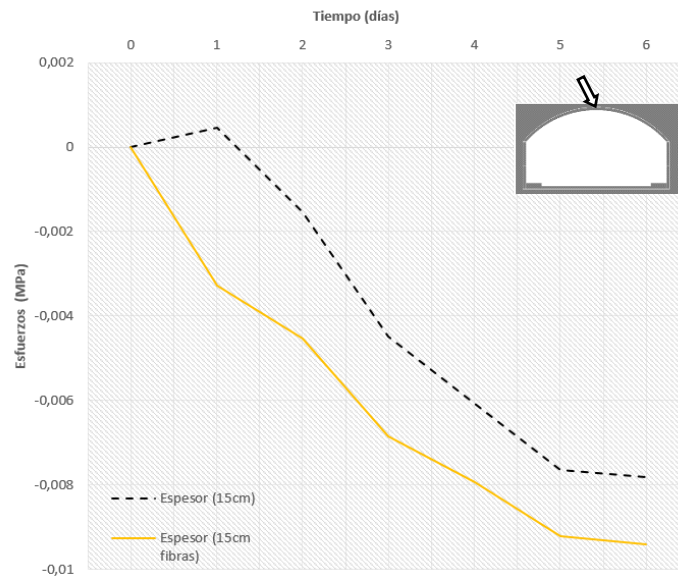


Figura 46: Comparación esfuerzos según espesores en espesores 15 cm y reforzado con fibras. Punto contorno exterior bóveda (0, 5.15).

Se observa claramente como las fibras si aportan un efecto notable, los esfuerzos producidos por el terreno y durante fases de excavación reflejan como en el hormigón con fibras, sufre unos esfuerzos mucho menores que con hormigón tradicional. Siendo claramente diferenciados en los primeros intervalos de tiempo.

Asimismo, se presenta a continuación (figura 47) los resultados obtenidos en el punto inferior de la contra bóveda. Una vez más el hormigón reforzado con fibras obtiene unos esfuerzos ligeramente menores, se puede observar que en los primeros intervalos los valores son muy parecidos, pero a medida que transcurren los intervalos se empieza a notar un pequeño cambio.

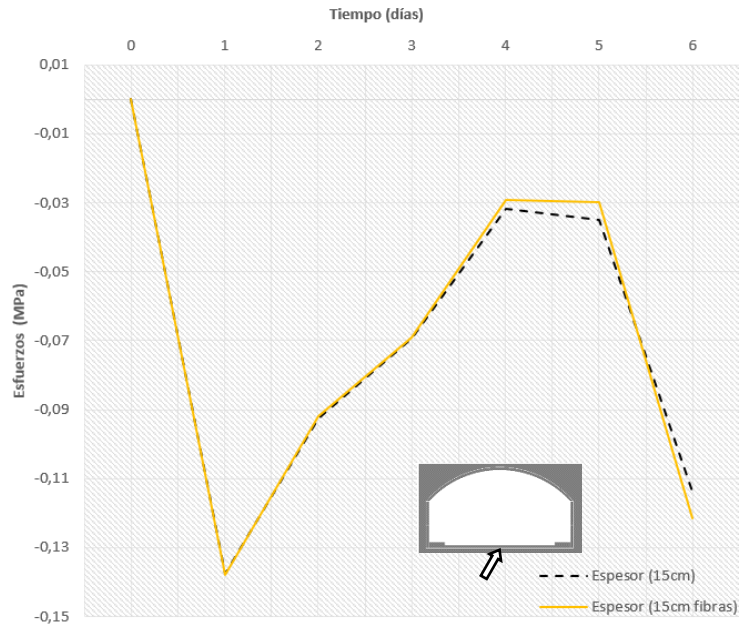


Figura 47: Comparación esfuerzos según espesores en espesores 15 cm y reforzado con fibras. Punto inferior contra bóveda (0, 0).

7.4.6. Desplazamientos verticales – tiempo (espesor 15 Hormigón reforzado y espesor 30 cm hormigón tradicional)

Por último, se estudiará el caso del hormigón reforzado con fibras de 15 cm, con un mismo módulo de Young ($E=2000$ MPa) y el espesor 30 cm con el hormigón tradicional. Se analizarán el punto superior de la bóveda (0,5.15) y (0,5.30) respectivamente. Estos valores se representan en la *figura 48*. Y el punto inferior (0,0) en *la figura 49*.

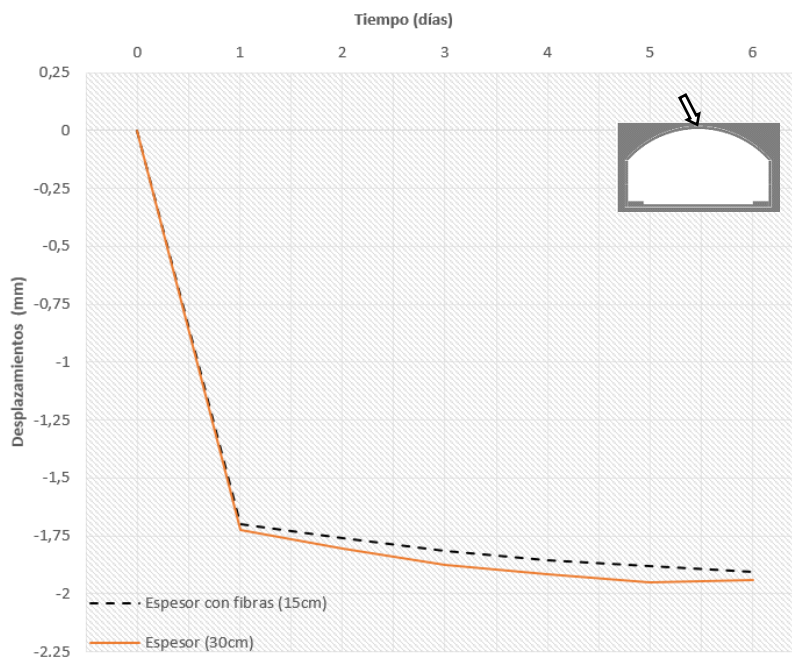


Figura 48: Comparación desplazamientos – tiempo. Espesores y fibras punto superior (0,5.15) y (0, 5.30)

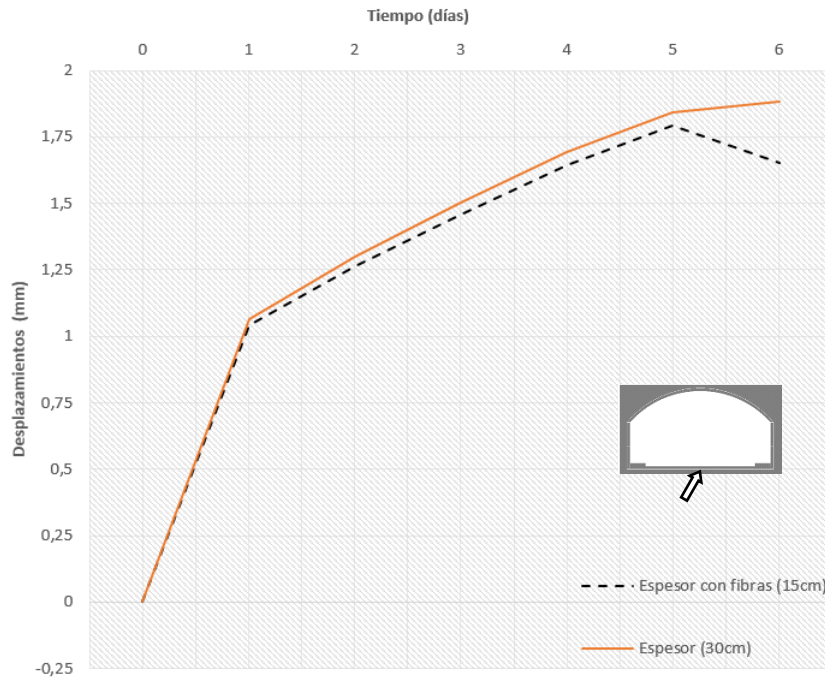


Figura 49: Comparación desplazamientos – tiempo. Espesores y fibras punto inferior (0,0)

Se puede observar como el hormigón proyectado reforzado de fibras, obtiene unos desplazamientos verticales inferiores al espesor de 30 cm, esto es debido a las propiedades que le proporcionan las fibras de polipropileno.



8. CONCLUSIONES

Después de la realización de este trabajo y de estudiar y analizar las diferentes variables en los modelos se han llegado a una serie de conclusiones. En primer lugar, se ha podido comprobar cómo al variar la rigidez de la roca en los diferentes modelos, los resultados obtenidos referentes a los desplazamientos iban acorde con la variación del módulo elástico en proporción inversa: al aumentar el módulo un orden de magnitud, los desplazamientos en general disminuían también un orden de magnitud.

El estudio también ha analizado la sensibilidad de variar los espesores del hormigón proyectado, como refuerzo pasivo en la excavación. Al variar los espesores (pero manteniendo fijo el valor del módulo elástico, por ejemplo, en el del caso base con $E = 2 \text{ GPa}$) los resultados obtenidos van acorde a lo esperado, ya que al aumentar el espesor se obtienen desplazamientos menores, siendo así el espesor de 30 cm de espesor de gunitado el que obtiene los valores más bajos.

Respecto a las deformaciones de corte, se obtienen también valores lógicos. Se ha ido variando el espesor del hormigón proyectado y, como resultado del estudio, se llega a la conclusión de que el espesor de 30 cm obtiene las menores deformaciones, aunque solamente con una ligera diferencia respecto a los casos de menor espesor (los cuales se deforman prácticamente lo mismo). Análogamente sucede lo mismo comentado anteriormente para las deformaciones totales de corte, con el espesor de 30 cm obteniendo las menores deformaciones.

Otro aspecto del trabajo ha sido la implementación en el modelo numérico de un comportamiento constitutivo para modelizar el comportamiento tenso-deformacional del hormigón con fibras (basado en una pérdida de resistencia al corte en relación con un aumento de porosidad del material derivada de la presencia de tracciones). Para hacer dicho estudio se ha mantenido constante el módulo elástico del hormigón y un espesor de 15 cm. De este modo, al comparar un hormigón proyectado con un hormigón proyectado reforzado con fibras de polipropileno se obtienen una serie de resultados interesantes. Los desplazamientos en el eje vertical para el hormigón reforzado con fibras son ligeramente menores, pero no es aquí donde su efectividad es óptima. Donde sí se puede apreciar su efectividad es en los esfuerzos que recibe el hormigón con el paso del tiempo, y la diferencia es claramente notable: el hormigón reforzado obtiene unos esfuerzos menores que el hormigón tradicional. Respecto a las deformaciones totales también se obtiene una gran diferencia.



Se puede concluir, por tanto, que la adición de fibras al hormigón reforzado provoca unas deformaciones y unos esfuerzos bastante menores con respecto al hormigón proyectado. Además, mediante el modelo estudiado, se ha obtenido que el mejor de los casos con respecto al espesor del hormigón proyectado es el de 15 cm reforzado con fibras. En un mismo macizo rocoso con un módulo elástico de $E = 2 \text{ GPa}$, el espesor de 30 cm obtiene esfuerzos, desplazamientos verticales, y deformaciones, mayores que el caso de un hormigón proyectado de 15 cm de espesor reforzado con fibras de polipropileno.

9. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

Una vez se ha realizado este trabajo final de carrera, como trabajos futuros interesantes se podría hacer un estudio más exhaustivo referente al hormigón proyectado con fibras, por ejemplo, según una sensibilidad para distintas dosificaciones o para diferentes tipos de fibras (metálicas, de vidrio, poliméricas).

Además de generar un modelo base de referencia que permita obtener ábacos de diseño. Otro aspecto interesante a estudiar podría ser la consideración de nivel freático al modelo que, junto con una sensibilidad en la permeabilidad del revestimiento de hormigón, se pueda ver el efecto portante del hormigón reforzado con fibras.

Y por último, la creación de modelos 3D de túneles con diferentes variables a estudiar, como por ejemplo la porosidad variable del terreno o diferentes grados de cohesión, y ángulos de rozamiento.



REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- MARTÍ, J.V.; YEPES, V.; GONZÁLEZ, F.; ALCALÁ, J. *Técnicas de voladuras y excavación en túneles*. (2012)
- ALONSO, E. E., Apuntes de la asignatura de Excavaciones Subterráneas. UPC, E.T.S.E.C.C.P.B. Edición 2002.
- ROMERO GARCÍA-RUBIO, M.; *Estudio de excavación de túneles mediante el nuevo método austriaco a través del análisis por elementos finitos*. Escuela Politécnica, Universidad de Extremadura. (2015)
- REY, A. I Jornada sobre Hormigón Proyectado. Sika S.A. (2006)
- GONZÁLEZ DE VALLEJO L, FERRER M, ORTUÑO L, OTEO C. *Ingeniería Geológica*. Pearson Prentice Hall. (2005)
- AETOS. Guía Técnica de diseño fabricación y puesta en obra del hormigón proyectado en obras subterráneas. (2014).
- ECHEVERRÍA, J.; “*Interacción suelo-túnel, con revestimiento sometido a carga anisotrópica*”. (2013).
- SEGURA, I.; *Apuntes de la asignatura Construcción de puentes y otras Estructuras, Hormigón Proyectado*. UPC ETSECCPB (2020)
- CORNEJO, L.; *Nuevas tendencias en los revestimientos de túneles*. (2014)
- Criterios de rotura y clasificaciones geomecánicas. Tema 3. Apuntes Geotecnia. ETSECCPB*
- MAJORAL, R.; BERGE, B.; RIBEIRO, P. *Fibras metálicas vs fibras sintéticas en uso estructural: túneles, elementos prefabricados y pavimentos industriales: To be or not to be?* (2011)
- ZIENKIEWICZ, O.; TAYLOR, R.; *El método de los Elementos Finitos, volumen 1 y 2*. CIMNE-Mc Graw Hill. (1994)
- PUJADAS, P.; et al. *Análisis comparativo de los modelos constitutivos del hormigón reforzado con fibras*. (2012)
- OLIVELLA, S.; VAUNAT, J.; RODRÍGUEZ-DONO, A. *Code_Bright 2020 Tutorial Manual*. (2020)
- OLIVELLA, S.; VAUNAT, J.; RODRÍGUEZ-DONO, A. *Code_Bright 2020 Users Guide* (2020)
- CODE_BRIGTH. *Departamento de Geociencia e Ingeniería Geotécnica de la Universidad Politécnica de Catalunya, UPC*.



ANEJOS

Anejo A: Creación modelo base.

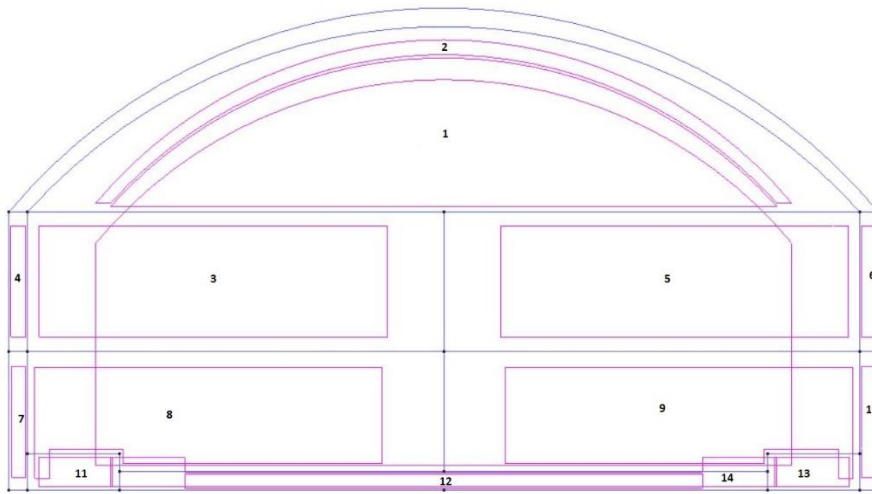


Figura A 1.1: Creación de superficies modelo base.

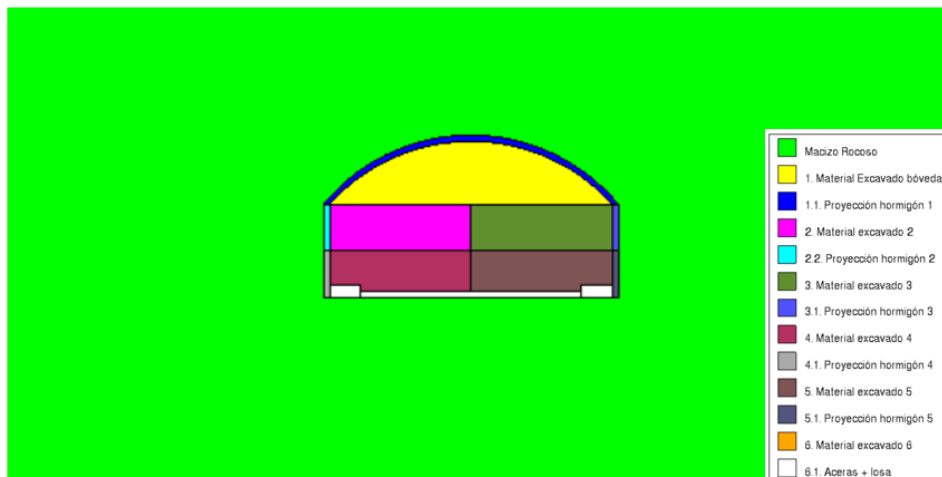


Figura A.1.2: Materiales introducidos en el modelo.

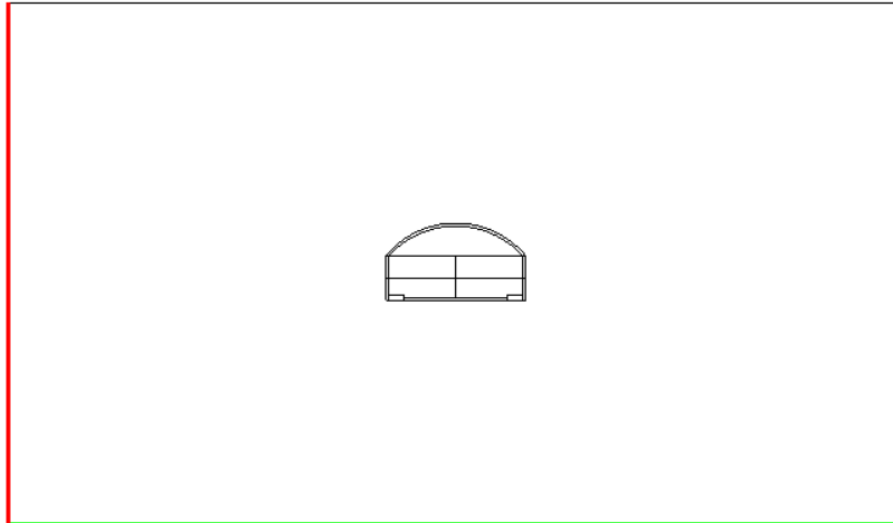


Figura A.1.3: Condiciones de contorno iniciales. Desplazamientos impedidos. (Verde eje x, y; rojo eje x).

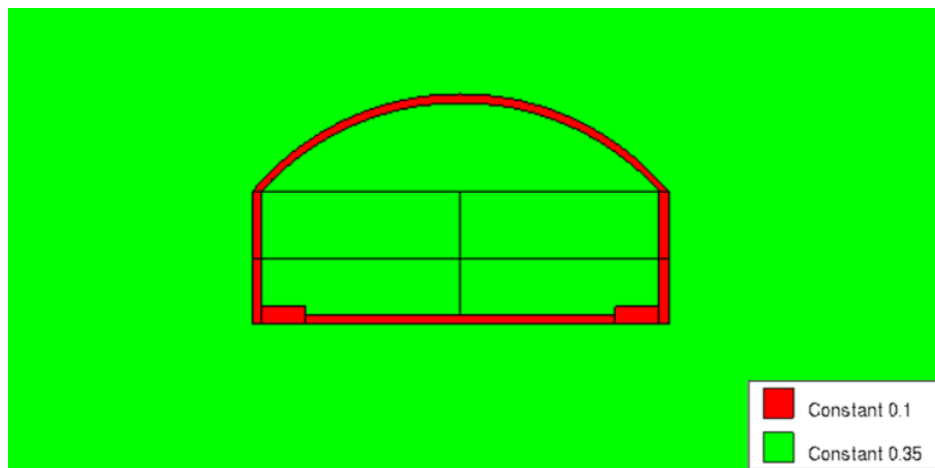


Figura A.1.4: Porosidad inicial. (0.1 Hormigón, 0.35 macizo rocoso).

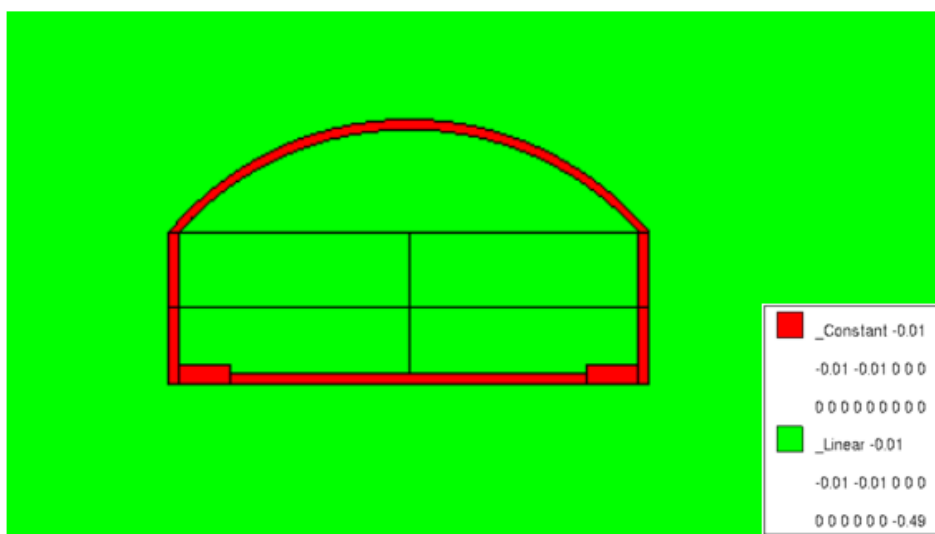


Figura A.1.5: Esfuerzos iniciales, modelo base.



Anejo B: Ilustraciones de interés ampliadas (EDP)

DEFORMACIONES DE CORTE PLÁSTICAS.

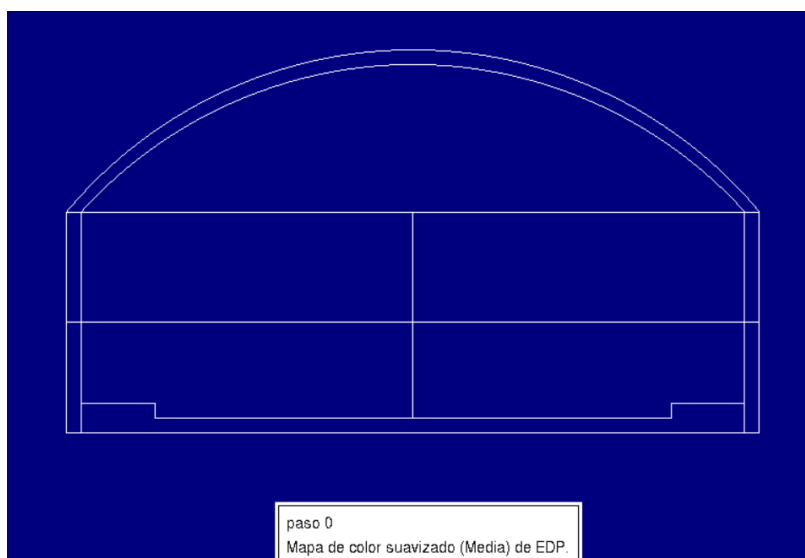


Figura B 1.1: Deformaciones de corte plásticas intervalo 0 (equilibrio).

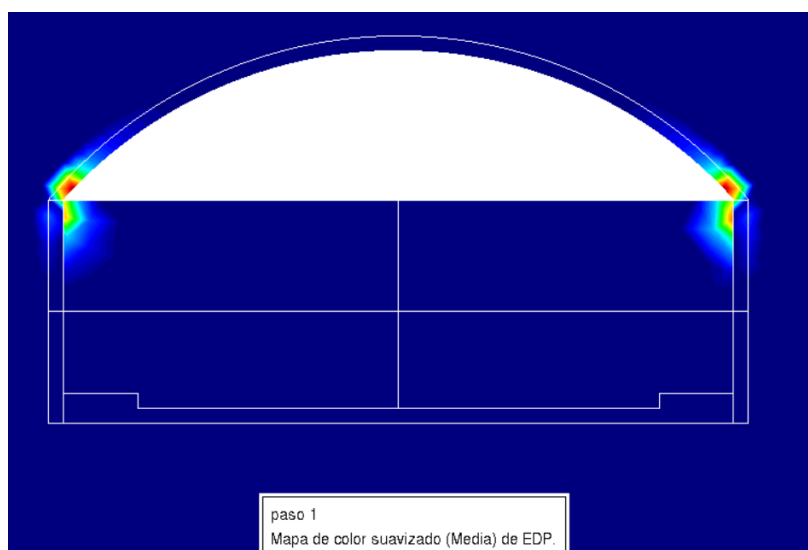


Figura B 1.2: Deformaciones de corte plásticas intervalo 1 (bóveda excavada).

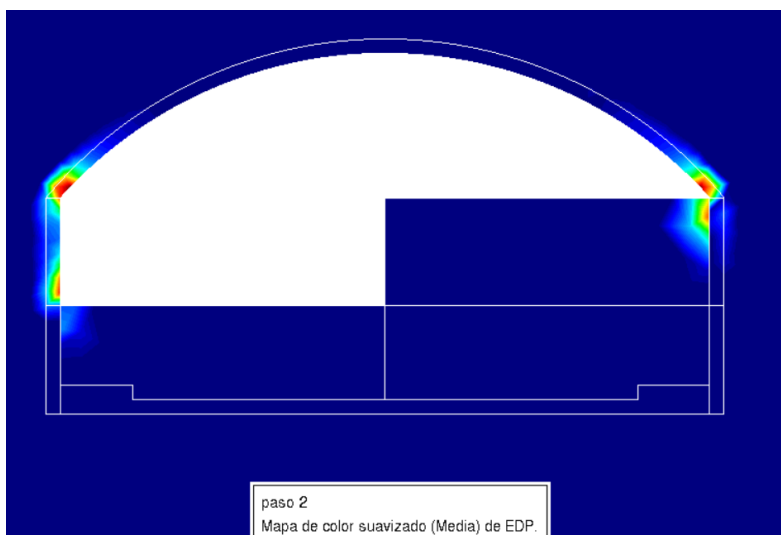


Figura B 1.3: Deformaciones de corte plásticas intervalo 2. (excavación zona superior izquierda).

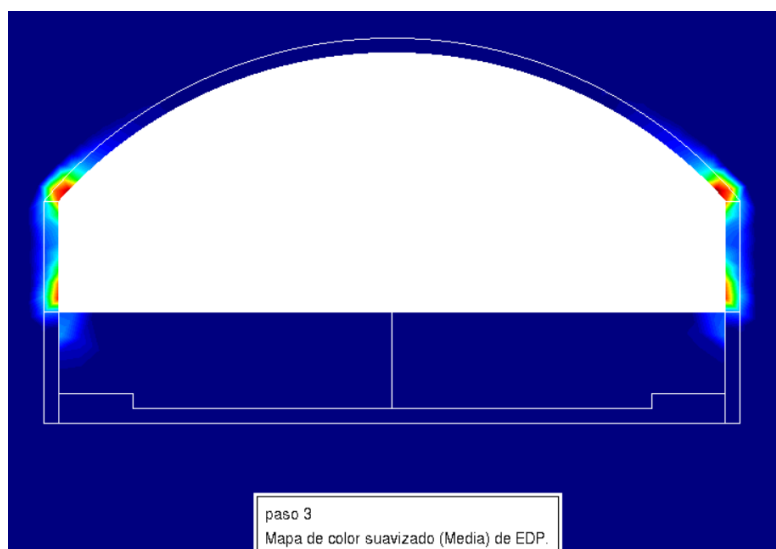


Figura B 1.4: Deformaciones de corte plásticas intervalo 3. (excavación zona superior derecha).

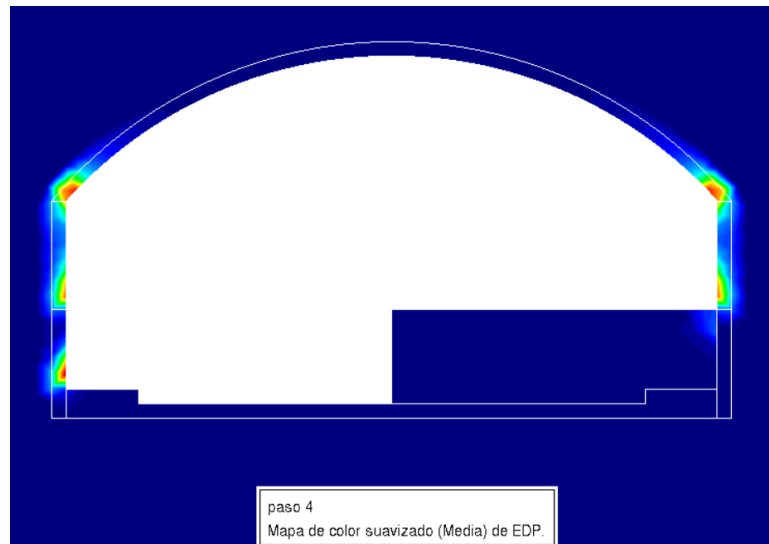


Figura B 1.5: Deformaciones de corte plásticas intervalo 4. (excavación zona inferior izquierda).

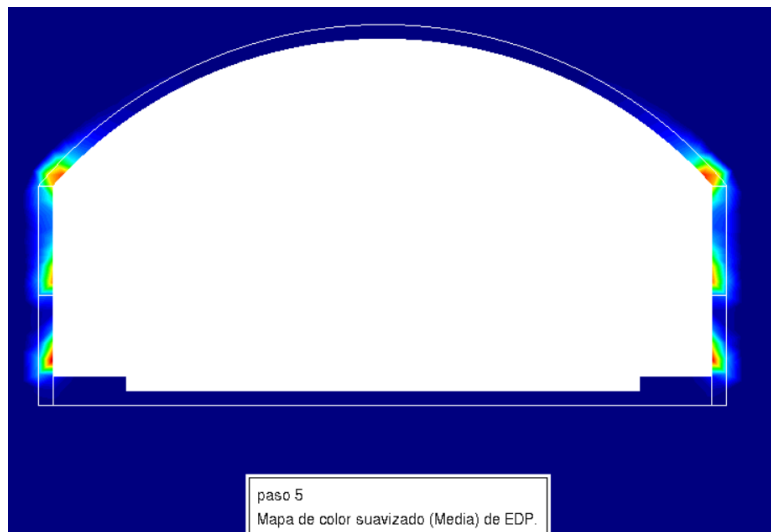


Figura B 1.6: Deformaciones de corte plásticas intervalo 5. (excavación zona inferior derecha).

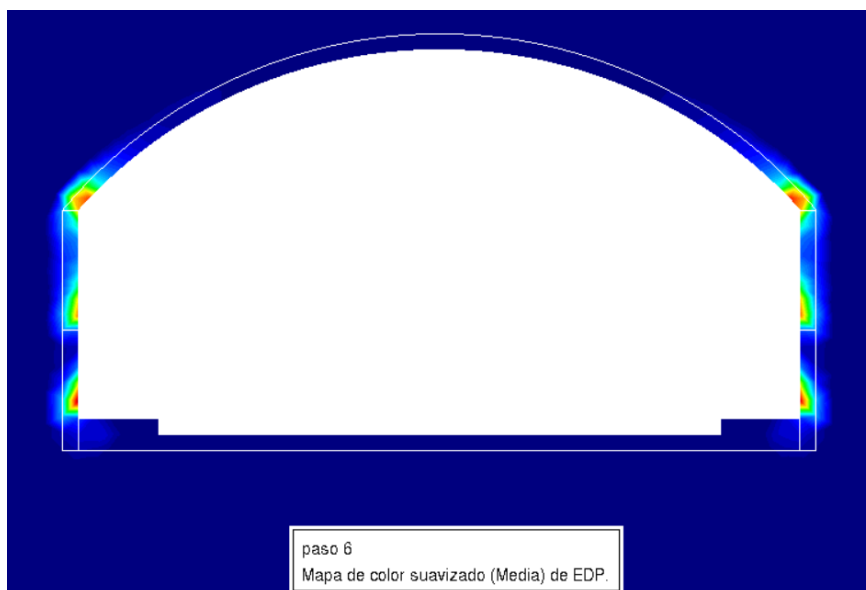


Figura B 1.7: Deformaciones de corte plásticas intervalo 6. (excavación contra bóveda). Fuente: *Elaboración propia.*



Anejo C: Comparación desplazamientos según espesor y módulo de Young

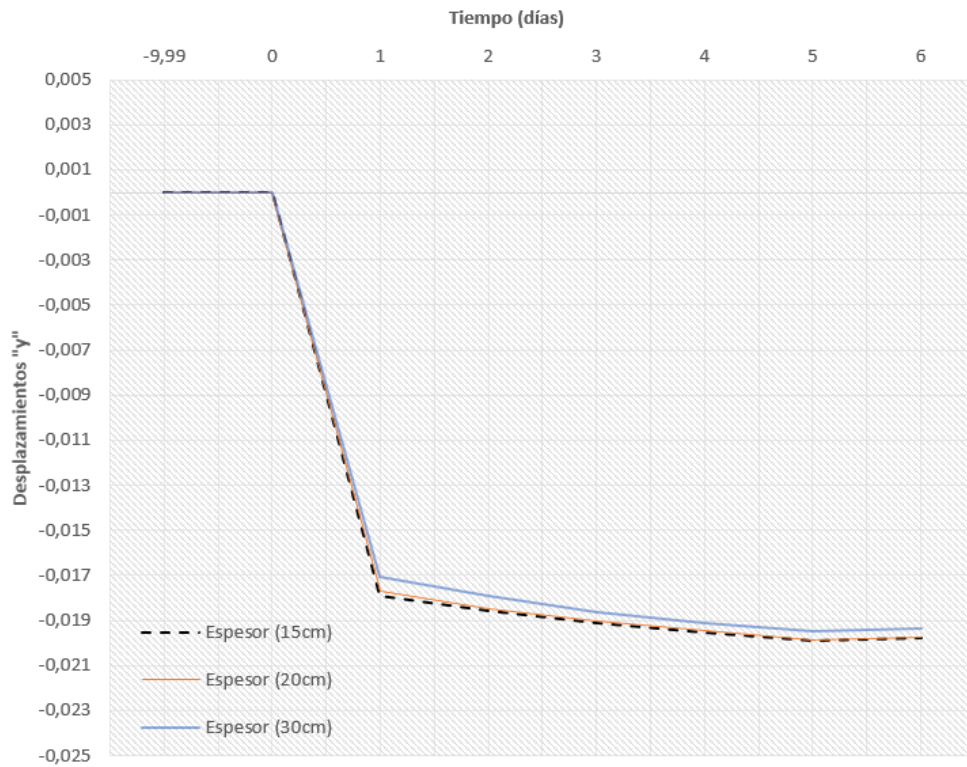


Figura C 1.1: Desplazamientos eje vertical (m) – tiempo con módulo de Young $E=200$ MPa

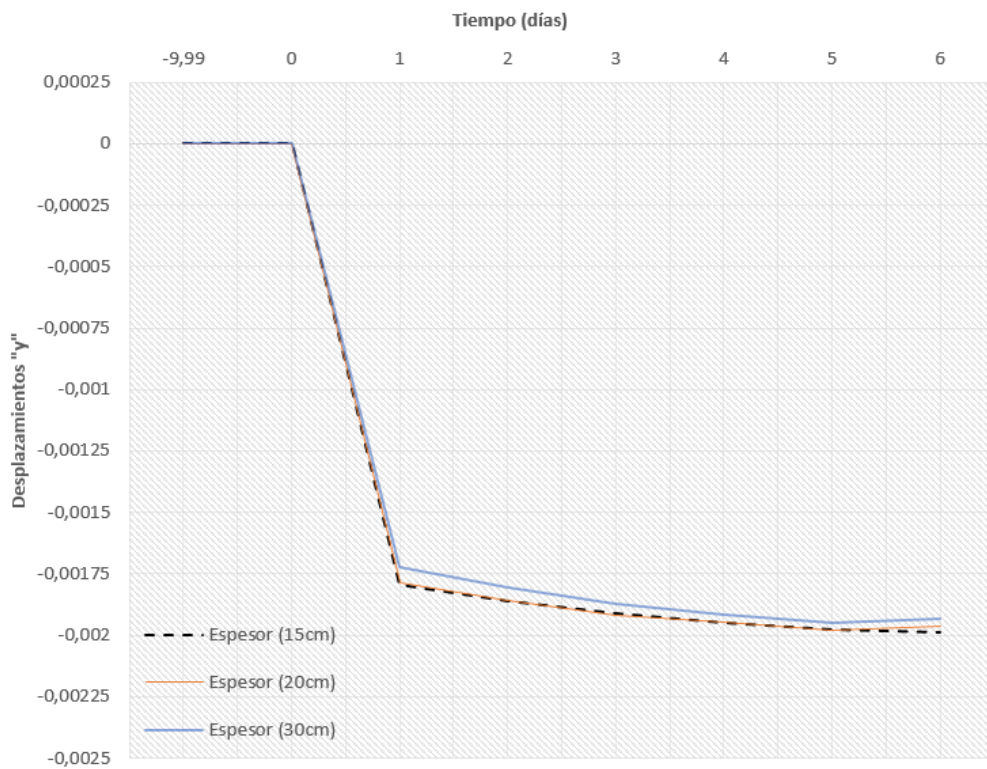


Figura C 1.2: Desplazamientos eje vertical (m) – tiempo con módulo de Young $E=2000$ MPa

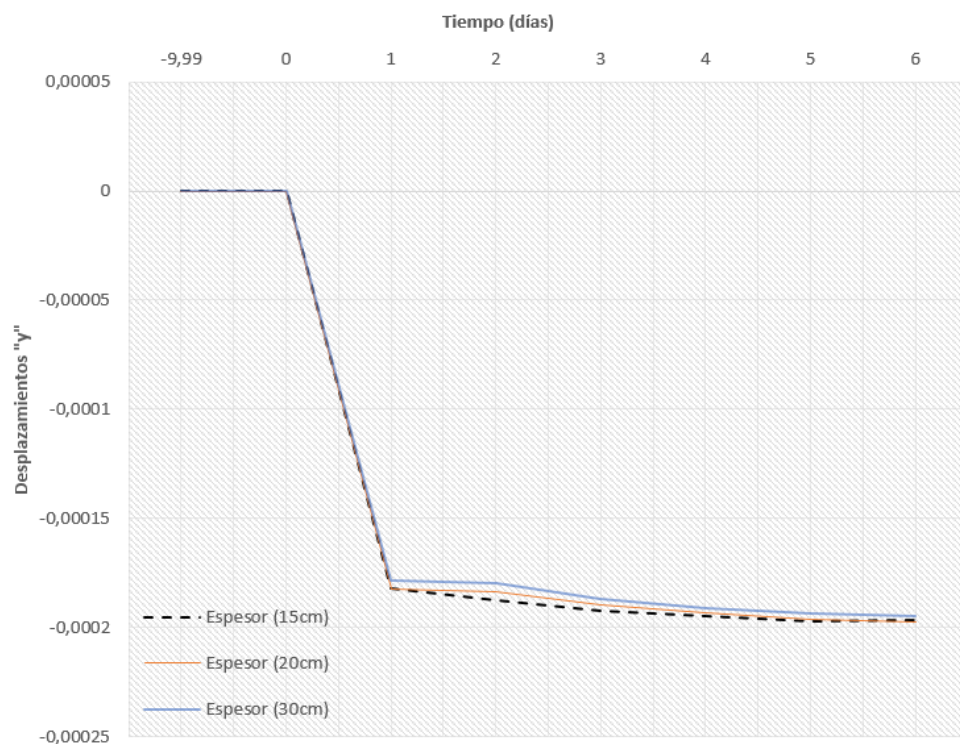


Figura C 1.3: Desplazamientos eje vertical (m) – tiempo con módulo de Young $E=20000$ MPa



Anejo D: Ficha técnica Fibras

MasterFiber® 151

Structural macrosynthetic polypropylene fibre for reinforcement in sprayed concrete and cast concrete applications

DESCRIPTION

MasterFiber 151 is a fiber extruded from polyolefin polymers in compliance with ASTM C1116 / C1116M "Standard Specification for Fiber- Reinforced Concrete" and EN 14889-2 "Fibres for concrete – Part 2: Polymer Fibres- Definitions, specifications and conformity." The inclusion of fibers in a concrete mix will contribute to improving the durability of concrete by increased crack propagation resistance and by its energy absorption characteristics. The fibers will disperse uniformly throughout the concrete mix and effectively act as an anchoring mechanism within the cement matrix thereby improving the toughness and ductility of the material.

MasterFiber 151 can maximize concrete service life by providing superior resistance to attack from damaging environmental elements such as water, chlorides and corrosive environments such as sewerage conduits and/or saline water.



APPLICATIONS

- Wet shotcrete
- Subsurface construction
- Industrial and warehouse floors
- Residential and commercial floors
- Precast elements

FEATURES & BENEFITS

- Easy to dose either at the batch plant or on-site concrete mixer truck prior to application
- High resistance to acid/alkalis attacksuitable for use in wet underground conditions and subsurface constructions exposed to damp conditions
- Reduces construction time compared to a solution with conventional reinforcement

PACKAGING

MasterFiber 151 is wrapped in water-soluble PVA to form bundles. Bundles are pre-weighed and filled either in 6kg transparent bags or in big bags of 450kg.

PERFORMANCE CHARACTERISTICS PHYSICAL PROPERTIES*

Properties	Values
Material	Polypropylene 100% (colourless, flat)
Design	Monofilament
Specific gravity	0.91 g/cm ³
Equivalent diameter	0.75 mm
Length	50 mm
Aspect ratio	67
Alkali resistance	Excellent
Absorption	Nil
Tensile Strength	448 MPa
Modulus of elasticity	3843 MPa
Chemical resistance	Excellent
Melting point	160°C
Ignition point	590°C

DOSAGE & BATCHING

Add fibers to the concrete mixer after water and admixtures. After addition of the fibers mix for at least 2-3 minutes to ensure even distribution of fibers within the concrete mix. Note that in the event that a slight slump loss is experienced after the addition of the fibers – the mix design should be reviewed such to allow for fiber inclusion and avoidance of addition of extra water.

Site trials with the intended concrete mix design must be conducted to verify and determine the performance of the fiber with the proposed sprayed concrete mix.

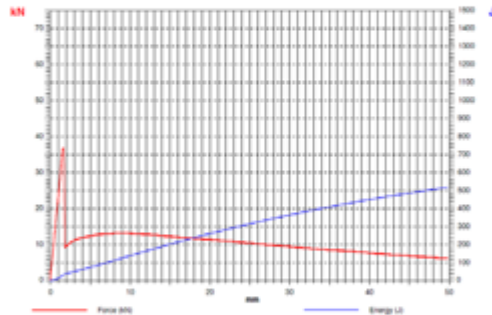
It is recommended that where automated fiber dosing systems are utilized, that they be checked for suitability and calibrated accordingly.



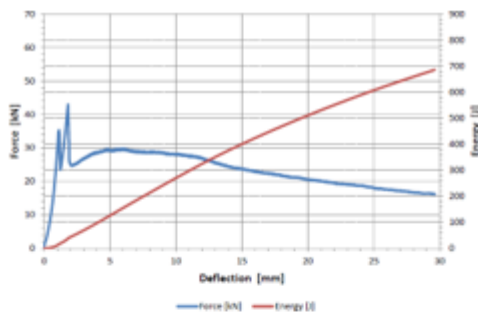
MasterFiber® 151

TYPICAL PERFORMANCE DATA

With 8 kg/m³ MasterFiber 151 more than 280 J at 25 mm deflection and 400 J at 40 mm deflection determined according to ASTM C1550 have been achieved in a C40 concrete.



8 kg/m³ MasterFiber 151, ASTM C1550 test EFNARC panel tests have shown that for a 30 MPa sprayed concrete with 5 kg/m³ MasterFiber 151 an energy absorption value of 800 J can be achieved.



5kg/m³ MasterFiber 151, 425kg/m³ CEM III/A-LL 42.5N, w/c = 0.47, 4.4 % MasterRoc SA 167, 1,20 % MasterRheobuild UG 3, EFNARC test

STORAGE & SHELF LIFE

Material should be stored at temperatures below 60°C. Avoid storing near strong oxidizers and avoid sources of ignition. Opened bags shall be protected from humidity. Big-bags should be kept dry in case of longer storage on side.

Shelf life is 24 months when stored as above.

SAFETY PRECAUTIONS

Material is extremely stable, presenting little hazard to health. In the event of fire, it should be noted that the product may produce carbon monoxide, carbon dioxide and other gases.

NOTE

Field service, where provided, does not constitute supervisory responsibility. For additional information contact your local BASF representative.

BASF reserves the right to have the true cause of any difficulty determined by accepted test methods.

QUALITY AND CARE

All products originating from BASF's Dubai, UAE facility are manufactured under a management system independently certified to conform to the requirements of the quality, environmental and occupational health & safety standards ISO 9001, ISO 14001 and ISO 45001.

* Properties listed are based on laboratory controlled tests.

© = Registered trademark of the BASF-Group in many countries.

BASF_CC-UAE/MFiber_151_01_16/v2/11_17

STATEMENT OF RESPONSIBILITY

The technical information and application advice given in this BASF publication are based on the present state of our best scientific and practical knowledge. As the information herein is of a general nature, no assumption can be made as to a product's suitability for a particular use or application and no warranty as to its accuracy, reliability or completeness either expressed or implied is given other than those required by law. The user is responsible for checking the suitability of products for their intended use.

NOTE

Field service where provided does not constitute supervisory responsibility. Suggestions made by BASF either orally or in writing may be followed, modified or rejected by the owner, engineer or contractor since they, and not BASF, are responsible for carrying out procedures appropriate to a specific application.

BASF Construction Chemicals UAE LLC
P.O. Box 37127, Dubai, UAE
Tel: +971 4 8090800, Fax: +971 4 8851002
www.master-builders-solutions.basf.ae

Disclaimer: the LRQA mark relates to certified management system and not to the product mentioned on this datasheet



MASTER®
BUILDERS
SOLUTIONS