



UNIVERSIDAD CARLOS III DE MADRID

**DEPARTAMENTO DE MECÁNICA DE MEDIOS
CONTÍNUOS Y TEORÍA DE ESTRUCTURAS**

PROYECTO FIN DE CARRERA

***“Estudio numérico de explosiones en túneles y
aplicación de la norma UNE 22.381/93 sobre
control de vibraciones”***

AUTOR: *Salvatore Campo Hernández*

TUTOR: *Ángel Luis Sánchez Merino*

LEGANÉS, 2010

AGRADECIMIENTOS

Mis primeros agradecimientos son para el *Departamento de Medios Continuos y Mecánica de Estructuras de la Universidad Carlos III de Madrid* y en especial a mi tutor, *Dr. Ángel Luis Sánchez Merino*, por permitirme terminar mi carrera realizando este proyecto y por despertar mi curiosidad hacia el tema del mismo.

No menos importantes son todas aquellas personas, profesores y personal de la Universidad Carlos III que me han ayudado a seguir las diferentes asignaturas y realizar las diversas prácticas, para así, formarme como ingeniero, a todas ellas ¡GRACIAS!

Empezando por los agradecimientos más cercanos, los primeros, son para mi Madre, que durante toda mi vida ha estado ahí, sin la que no hubiera podido llegar a ser lo que soy y que ha dado todo por mí. Ella me ha enseñado a esforzarme y a trabajar duro por lo que quiero, siendo un apoyo incondicional, cariño y paciencia constantes. ¡Te quiero!

A mi abuelo, a la persona que más ha influenciado en mi vida, de la que he aprendido rectitud, severidad y orden. Porque más que un abuelo ha sido un padre para mí. Por todo lo que me has enseñado y el cariño que me has dado, por la tardes delante de un televisor viendo un partido de “*nuestro Madrid*”, por todas esas cosas que hacen que no haya un solo día que no me acuerde de ti, ¡GRACIAS!

Al resto de mi familia, tíos, primos, etc., por los innumerables momentos que hemos pasado juntos y las conversaciones que me han hecho afrontar en más de una ocasión cualquier situación desde otro punto de vista.

A mi segunda familia, mis *hermanos*, Santi, Camacho, Diego, Gabri, Anselmo y Ceci, por que habéis estado ahí, que es dónde más os necesitaba, por los infinitos momentos que hemos tenido la oportunidad de compartir, y los que nos quedan. Por dejarme conocerlos y valorar lo que es una AMISTAD en mayúsculas, por sentirme orgulloso de los amigos que tengo. De nuevo y siempre, ¡*gracias!*

A Paula, porque cada día que pasa estas ahí, junto a mí. Por lo que me has “*sufrido*” en todo este tiempo de nervios, agobios... *clases particulares de estructuras*,... Por cada uno de los momentos que hemos pasado juntos y los que faltan, consiguiendo que cada día quiera ser mejor persona. MQT.

A todos mis ex compañeros de la *ETSII*, Carlos, Chema, Manu, Jesús, José, Patri,... por todos los buenos momentos que hemos pasado durante esa etapa y las restantes, porque puedo contar con vosotros y eso sencillamente me encanta. Por los bocatas en la cafetería, por las tardes de “pro” en vuestras respectivas casas, y por un cúmulo de cosas que hacen que sepa que sois los mejores.

En definitiva, aún sabiendo que me dejo muchas personas por ahí, gracias por todos estos años que han hecho que esto sea posible.

¡GRACIAS!



INDICE

1.- Introducción.....	4
2.- Objetivos.....	6
3.-Antecedentes.....	7
3.1.- Métodos constructivos en túneles.....	7
3.2.- Sostenimiento y revestimientos.....	15
3.2.1.- Sistemas de anclaje.....	15
3.3.- Revestimiento en túneles.....	21
3.3.1.- Hormigón proyectado.....	21
3.3.2.- Armaduras: mallas y fibras.....	22
3.3.3.- Cerchas.....	24
3.3.4.- Revestimiento prefabricado.....	26
3.4.- Ondas explosivas generadas en túneles por voladuras.....	33
3.4.1.- Fenómeno vibratorio.....	33
3.4.2.- Clasificación de ondas generadas por explosiones.....	34
3.4.3.- Medidas de vibraciones producidas por explosiones.....	35
3.4.4.- Análisis de frecuencias.....	36
3.5.- Bordes transmisores.....	37
3.5.1.- Borde viscoso.....	37
3.5.2.- Borde extendido.....	38
3.5.3.- Borde infinito.....	38
3.5.4.- Borde consistente.....	38
3.5.5.- Borde clonado.....	39



3.6.- Modelos de comportamiento mecánico de suelos.....	39
3.6.1.- Modelo Elástico-lineal y Visco-Elásticos-Lineal.....	39
3.6.2.- Modelo Visco-Elástico-Pseudo-No-Lineal (EQLM).....	40
3.7.- Trabajos anteriores sobre modelización numérica de explosiones en túneles.....	40
4.- Normativa Vigente.....	46
5.- Estudio numérico de explosiones en túneles con ABAQUS.....	50
5.1.- Hipótesis.....	52
5.2.- Método numérico de elementos finitos.....	54
5.2.1.- Validación del modelo numérico.....	59
5.3.- Resultados.....	62
5.3.1.- Ajuste de las constantes <i>alfa</i> y <i>beta</i>	62
5.3.2.- Validación del borde transmisor mediante el empleo de elementos infinitos y la aplicación de condiciones de simetría.....	73
5.3.3.- Aplicación de la norma UNE.....	79
6.- Conclusiones.....	82
7.- Trabajos futuros.....	84
8.- Referencias.....	85



1. INTRODUCCIÓN

Los túneles son construcciones que día a día toman más presencia e importancia en el ritmo habitual de las ciudades. Surgieron de la necesidad de establecer una alternativa al transporte terrestre sobre la superficie, salvando obstáculos como sistemas montañosos, ríos e incluso mares.

Son cada vez más habituales los proyectos de ingeniería civil en el que los túneles juegan un papel protagonista, como en el caso de la *Alta Velocidad Española*, que debido a lo accidentado del perfil geológico peninsular, su presencia se hace casi imprescindible. Ejemplo de estas obras son los *Túneles de Guadarrama* y *Túneles de Pajares* (tramo A.V.E. Madrid-León-Asturias), *Túneles de Ontígola* (tramo A.V.E. Madrid-Valencia,) o los *Túneles de Aramaio* (tramo A.V.E. Madrid-País Vasco) entre otros.



Figura 1.- Emboquille Túneles de Pajares (Lote 1), Pola de Gordón (León)



Son diversos los usos que se les puede llegar a dar a estas geometrías constructivas, desde el más habitual, como túnel para el paso de trenes o vehículos, hasta el transporte de agua, ventilación, servicios, etc.

Debido a que cada vez son más habituales y están más ligados con el funcionamiento diario de muchas de las ciudades y medios de transporte, son muchas las novedades que se han desarrollado en las últimas décadas sobre ellos, cabiendo destacar, los métodos constructivos, auscultación del terreno, estudio sobre impacto ambiental, etc.

Como fruto de esta difusión y expansión, los efectos que sobre ellos se presenten, repercutirán en un mayor grado con el resto de estructuras que se encuentren a su alrededor. Aunque se ha escrito y estudiado mucho sobre las interacciones de los túneles con los demás elementos circundantes, no son tantos los que abordan el tema de las vibraciones y explosiones generadas en su interior y el respectivo efecto que sobre otras estructuras puede llegar a tener.

En estas directrices nace este proyecto que, hasta llegar al apartado del análisis numérico, dónde se estudiarán las respuestas que sobre el terreno, recubrimiento de hormigón y superficie provocan diversas explosiones, se comentarán los métodos tradicionales más importantes en la ejecución de túneles continuando con los sistemas de anclaje y revestimientos típicos tanto para métodos convencionales, cómo para el ejecutado mediante tuneladora.

Se analizará y comentarán los diversos tipos de ondas provocadas por explosiones, comentando de igual modo el fenómeno ondulatorio y la actual normativa vigente sobre el control de vibraciones.

Con todo esto, se abordará el análisis numérico desarrollado en este proyecto, comparando los resultados obtenidos para las diferentes composiciones de túnel y terreno, de distribución de amplitudes de onda y de carga, con lo que establece la normativa sobre control de vibraciones.

El proyecto concluirá con los comentarios oportunos a los datos obtenidos de las diferentes simulaciones realizadas y con una propuesta de trabajos futuros relacionados con lo expuesto en este proyecto.

2. OBJETIVOS

A pesar de que los túneles revestidos llevan décadas siendo objeto de diversos estudios, en lo referente sobre todo al cálculo y dimensionado del propio revestimiento debido a los empujes del terreno o incluso al propio proceso de excavación, los estudios dinámicos en túneles aún son un campo poco destacado y del que queda mucho por estudiar y escribir.

En consonancia con las líneas anteriores, la realización de este proyecto pretende, en la medida de lo posible, ser un inicio y estímulo para siguientes estudios dinámicos sobre el comportamiento de suelos y túneles revestidos ante explosiones o voladuras.

Los objetivos que se plantean alcanzar en este proyecto, son los siguientes:

- Comparar diferentes alternativas de modelar explosiones en túneles.
- Elaborar un modelo numérico de elementos finitos, capaz de estimar el efecto de las explosiones en el interior de un túnel, para lo cual es preciso el empleo de un *Borde Transmisor*.
- Estimar las tensiones inducidas en el revestimiento de un túnel como consecuencia de la onda explosiva.
- Aplicar la norma *UNE 22.381-93* sobre control de vibraciones para estimar el efecto de una explosión en superficie.

3. ANTECEDENTES

3.1 *Métodos constructivos en túneles*

Genéricamente se considera como túnel a secciones comprendidas entre los 40 y 80 m² de sección. A partir de estas secciones, y por encima de ellas, se considerarían cavernas o recintos de gran dimensión, como pueden ser las estaciones, vestíbulos, etc.

Normalmente, se utilizan dos sistemas: el que se ha denominado “ejecución subterránea”, sin afectar a la superficie y el llamado “ejecución a cielo abierto”, que requiere abrir el terreno desde superficie para alojar en su interior lo que será el túnel y posteriormente restituirle a su estado original. La opción a cielo abierto, económicamente es más competitiva y únicamente los condicionantes de superficie, viario, servicios, proximidad a edificios, plazo, etc., condicionan el sistema de ejecución elegido.

Ejecución subterránea.

Método Tradicional de Madrid (Método Belga).

Es el método de construcción por excelencia del metro de Madrid, entre otros, y del que se hizo uso para dar forma a la primera línea ejecutada en la Capital, ya en 1919.

Consta de varias fases que se van realizando sucesivamente construyendo primeramente la media sección superior y posteriormente el resto, con objeto de mantener la menor sección posible de frente abierto.

A.-Bóveda

Se inicia la excavación con una galería de avance de un metro de anchura, en el eje del túnel y en la clave de la sección, parte superior de la misma, con entibación continua de tablas de eucalipto de 1,5 m de largo por 0,25 m de ancho y 25 mm de espesor. Las tablas se van colocando a medida que avanza la excavación, apoyadas en el propio terreno, formando la parte superior de la galería, lo que en la práctica supone una alteración mínima del terreno. Una vez concluida la galería en toda su longitud, aproximadamente unos 2,5 m, se colocan las longarinas, que son perfiles metálicos TH que servirán de apoyo a las tablas, disponiéndose longitudinalmente al túnel y separados 1 m.

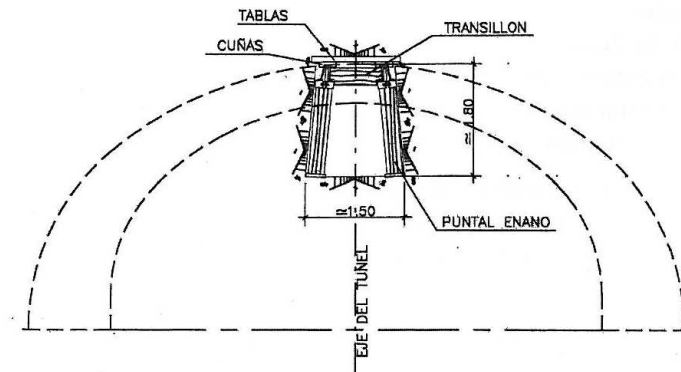


Figura 3.1.1: Excavación de la galería de avance en clave y entibación con tablas, puntales enanos, transillones de madera y longarinas metálicas [1]

Entre las tablas y la longarina, se coloca una tabla corrida haciendo de falso apoyo y separando éstas con calas para dejar espacio suficiente a las tablas de los pasos laterales siguientes. A este conjunto de tablas se le denomina *falso*.

Las longarinas tienen de 3 a 3,5 m de longitud en función del avance y se apoyan en pies derechos de rodillo de álamo negro en sus extremos y en el centro. Inicialmente estas pantallas tienen una altura de 1,5 m (enanos) y 2,5 m una vez terminada la misma. Entre las dos longarinas se ponen estampidores “transillones” de madera. Una vez finalizada la galería de avance, se comienza a abrir la excavación a ambos lados de ésta en pases, numerándose éstos con primeros, segundos, etc., según se van alejando de la mina de avance. La ejecución de los pases se realiza de forma análoga, pasando las tablas de entibación a través del *falso* y acuñadas contra la longarina ya colocada. En el otro extremo las tablas apoyan en el terreno hasta que finaliza la excavación del pase y

se coloca la longarina siguiente con su falso, que permitirá pasar a su vez las tablas del segundo pase y sucesivamente.

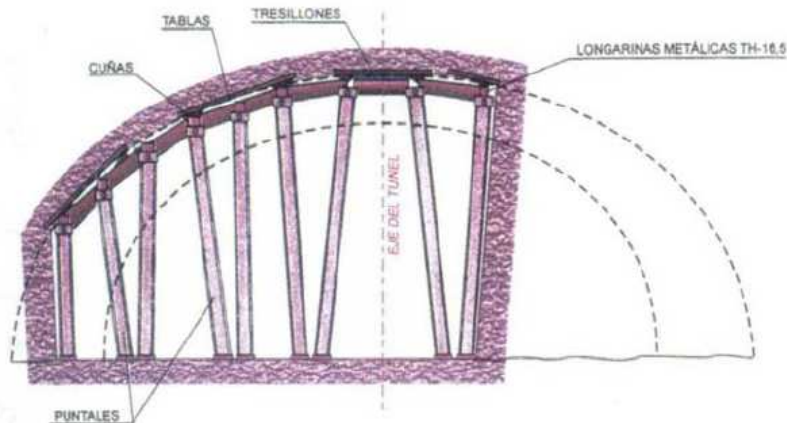


Figura 3.1.2: *Ensanche lateral de la galería de avance entibando con tablas, puntales, transillones de madera y longarinas metálicas [1].*

De esta forma se configura una partición de la sección, en secciones de unos 3 m² con un sostenimiento unido transversalmente.

Es variable el número de pases a cada lado, en función del terreno, pudiendo variar la separación de las longarinas con el fin de que los pies derechos no se claven en el terreno debido a la carga que les transmite; se suele colocar una o varias calas de tabón como apoyo. Asimismo, en cabeza se les zuncha una pieza de perfil TH para garantizar el apoyo de la longarina.

Inmediatamente después de ejecutada la excavación se procede al encofrado de la sección de bóveda, con lo que se impide la deformación del terreno, otorgando al sostenimiento la labor de contener la deformación instantánea del mismo.

La entibación continua permite soportar las cargas que transmiten terrenos suelos con potencia de hasta 1,5 m impidiendo la deformación gradual de los suelos más estables que pudieran existir sobre ellos.

El método aporta una gran versatilidad, ya que se pueden modificar los parámetros básicos:

- Ancho del pase
- Longitud del avance
- Densidad de la entibación y del apuntalamiento

Normalmente se utilizan longitudes de pase desde 1 a 2,5 m, según el terreno atravesado, y anchos de pase de 1 a 1,5 m. La entibación suele ser ejecutada de forma sistemática salvo raras excepciones. La excavación se realiza con martillos neumáticos y la evacuación mediante cintas transportadoras hasta tolva y camión.

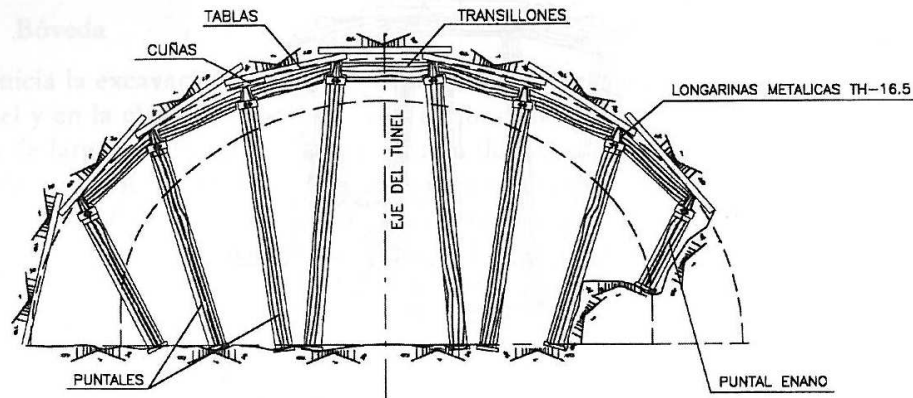


Figura 3.1.3: *Ensanche lateral de la galería de avance hasta excavar la sección completa de la bóveda, entibando con tablas, puntales y transillones [1].*

B.-Destroza central

Una vez hormigonada la bóveda, y con un desfase de unos 5 o 6 anillos, se comienza la destroza, que consiste en excavar una caja central dejando un resguardo del orden de 1 a 1,5 m en los hastiales, para que los empujes que la bóveda transmite al terreno que sirve de apoyo no formen planos de rotura peligrosos, que pudieran dar origen al asentamiento y rotura de la misma. Esta operación se realiza con máquinas excavadoras y, además, en ella se retiran las tierras procedentes de la excavación de la bóveda que vierten en la destroza a través de una o varias cintas transportadoras.

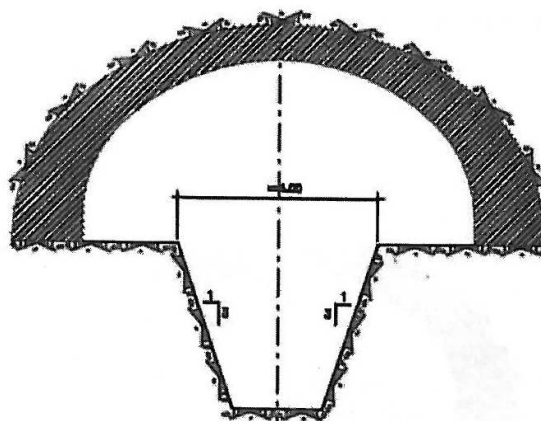


Figura 3.1.4: *Excavación de destroza [1].*

C.-Hastiales laterales

Finalizada la destroza, se ejecutaran los hastiales por bataches al tresbolillo.

Su excavación se realiza con la misma máquina que la destroza y se refina posteriormente a mano. La entibación suele ser ligera y poco cuajada.

Se excavan módulos de 2,5 m al igual que los anillos, con las dos precauciones siguientes: la junta de los anillos debe caer aproximadamente en el centro del batache con el fin de no descalzar la bóveda completamente y, en segundo lugar, nunca se excavarán dos bataches enfrentados al mismo tiempo por razones semejantes. El encofrado se realizará mediante módulos metálicos.

Esta operación que parece tener poca importancia, cuando el terreno es relativamente bueno, puede complicar y llegar a ser una de las fases más comprometidas cuando existe abundancia de agua y el terreno tiene poca coherencia.



Figura 3.1.5: Excavación y hormigonado de los hastiales [1].

D.-Solera o contra bóveda.

Se realiza la excavación correspondiente con máquinas, una longitud de 10 a 15m (cinco anillos) para aprovechar los fines de semana, hormigonado posterior con platillas, para conseguir la sección final deseada. Esta operación puede llevarse a cabo de manera seguida en toda la luz, o por tramos o mitades. Si nos encontramos ante un terreno con una cantidad considerable de agua, se recurre a la ejecución de zanjas o pozos drenantes.

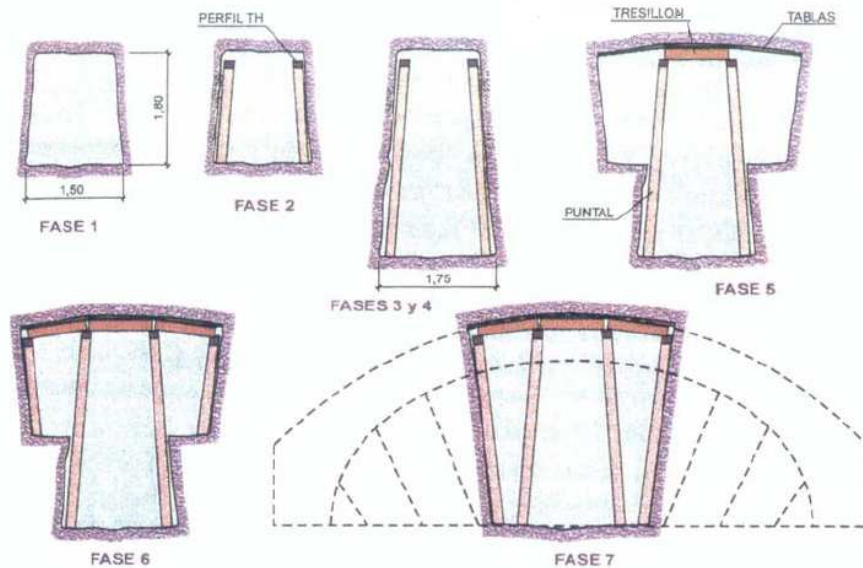


Figura 3.1.6: Resumen de las fases del método belga [1].

Nuevo método austriaco

Es un método clásico utilizado en el siglo pasado para hacer algunos de los más importantes túneles de Europa, como los de los Alpes. Dicho método esquematizado en la fig. 3.1.7, pretendía excavar en roca con el menor deterioro posible, a sección multipartida, intentando que la cohesión se mantuviera y, así, los empujes fueran pequeños, sujetando- al abrir tajos pequeños- los bloques de roca con un sostenimiento principalmente de madera. Abriendo dos galerías, en clave y solera, no sólo reconocía el terreno, sino que, mediante la comunicación entre sí por pozos, permitían extraer el escombros de la parte de bóveda por la galería inferior. Una vez sostenida toda la sección, se procedía a ir construyendo el revestimiento de abajo a arriba, con mampuestos.

Se pretendía así;

- No alterar la roca excesivamente, abriendo tajos cortos.
- Instalar, de forma completa, un sostenimiento provisional (que permitía una cierta relajación, al ser de madera).
- Construir, a cierta distancia, de varios diámetros, un revestimiento definitivo, encargado de recibir las cargas totales.

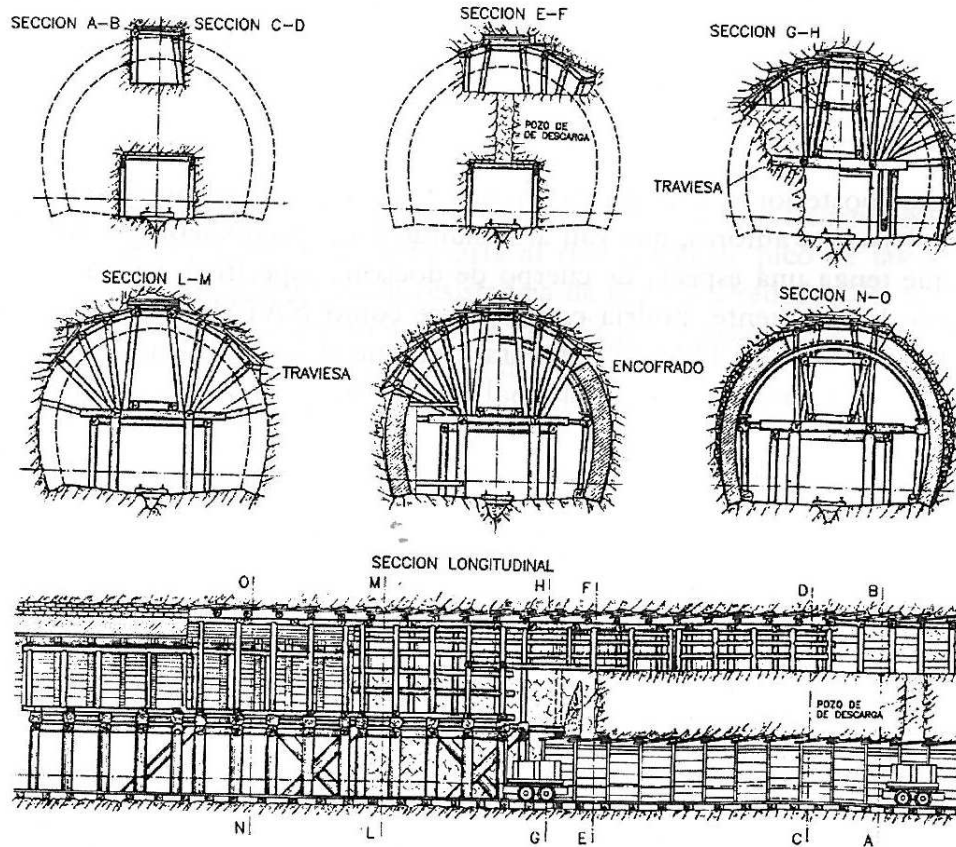


Figura 3.1.7: Esquema del sistema constructivo Método Austríaco [1].

Lo que se pretendía era resolver el problema derivado de la escasa potencia de los medios de excavación disponibles y adecuar la velocidad de excavación y de colocación del sostenimiento, para que la roca no estuviera desnuda y los operarios estuvieran protegidos. La construcción del revestimiento definitivo, así, no corría excesiva prisa.

Una derivación de este método, pero con otra filosofía, es el Método Tradicional de Madrid, derivado del belga intermedio, en el que se pretendía construir en suelo y no en roca, es decir, sin esa cohesión que se ha comentado. Por ello, el sostenimiento no es suficiente más que para unas horas y el revestimiento debe colocarse lo antes posible.

En el fondo, este Método Austríaco ya estaba aventurando las ideas de lo que hoy es básico en la construcción de túneles en roca, y se caracteriza por:

- La aplicación de un revestimiento delgado, semirrígido, colocado inmediatamente antes de que la roca pudiera verse afectada por la descompresión.



- Este revestimiento, comúnmente llamado sostenimiento, es diseñado para alcanzar unas condiciones de equilibrio constante, después de adaptarse a un reajuste de esfuerzos, siendo no específico el material del que tiene que ser construido.
- El sostenimiento, puede ser de cualquier material, como por ejemplo, hormigón proyectado, prefabricado, aros metálicos o anclajes, y cada uno de estos medios, se puede emplear de manera individual o como conjunto de varios de ellos.

El desarrollo de las técnicas del hormigón proyectado o gunita, permite el desarrollo del nuevo método Austriaco, al darle un sistema sostenimiento de colocación inmediata, graduable en resistencia y rigidez. Sin embargo, hay que tener en cuenta algunos aspectos:

- La excavación siempre afecta a la roca, lo que ocurre es que las deformaciones inducidas movilizan la resistencia de las diaclasas y ayudan a sostener el macizo.
- Con ello se consigue que el peso que gravite sobre el sostenimiento sea el de aquella zona de roca que movilice resistencia en diaclasas. Si esa movilización es pequeña, la corona de roca afectada alrededor del túnel es de poco espesor y la carga sobre el sostenimiento es pequeña.
- Si los desplazamientos son muy grandes, se rebasaría la resistencia de pico de las diaclasas y, aunque quedara la residual, la resistencia de la roca alrededor del túnel descendería claramente, obligando a que se movilizara la resistencia de diaclasas más lejanas, con lo que una masa mayor de roca incide sobre el sostenimiento.
- Los fenómenos de fluencia, de liberación de tensiones internas, etc., hacen que deban considerarse diferentes líneas características del terreno para corto y largo plazo, por lo que el equilibrio inicial puede no ser definitivo y necesitarse un refuerzo del sostenimiento con el tiempo o recurrir al revestimiento definitivo como ese refuerzo.

Para una mayor información acerca de todo lo expuesto se puede consultar la documentación referente al curso de Túneles [1].



3.2 *Sostenimientos y revestimientos*

3.2.1 Sistemas de anclajes

Los bulones actúan como una armadura de empuje o estribos. Para garantizar de esta manera una resistencia al cizallamiento suficiente entre bulón y suelos. La tensión se transmite al terreno a través del elemento formado en el extremo de la perforación o a lo largo de toda la barra. Los límites de la capacidad portante de un anclaje están generalmente determinados por el rozamiento que se puede alcanzar en la totalidad de la longitud de adherencia. Los anclajes son elementos a tracción solicitados axialmente. La sollicitación transversal de los aceros para tensado puede disminuir su carga de rotura por debajo de la carga de trabajo.

Los bulones pueden **anclajes por adherencia**, impregnando éstos en cemento o resina, y pueden clasificarse como activos o pasivos.

Otro tipo de **anclaje es por rozamiento mecánico**, que puede ser puntual, con la incorporación de un elemento expansivo en el extremo del propio bulón (sistema más primitivo), y que al igual que en el caso de adherencia, éstos pueden ser activos o pasivos. Los bulones o pernos con rozamiento en toda su longitud, bien por compresión del bulón, tipo split-set, o bien por expansión del mismo, tipo Swellex, sólo trabajan de manera pasiva.

Anclajes por adherencia

En éstos, el espacio anular entre la barra que constituye el bulón, y las paredes del taladro, se rellenan con un mortero de cemento o de resina. Los morteros comercializados en la actualidad, se presentan en forma de cartuchos.

Es importante, para conseguir una adherencia sustancial, que la diferencia entre el barreno, agujero realizado en el terreno, y el perno, sea menor de 1 centímetro.

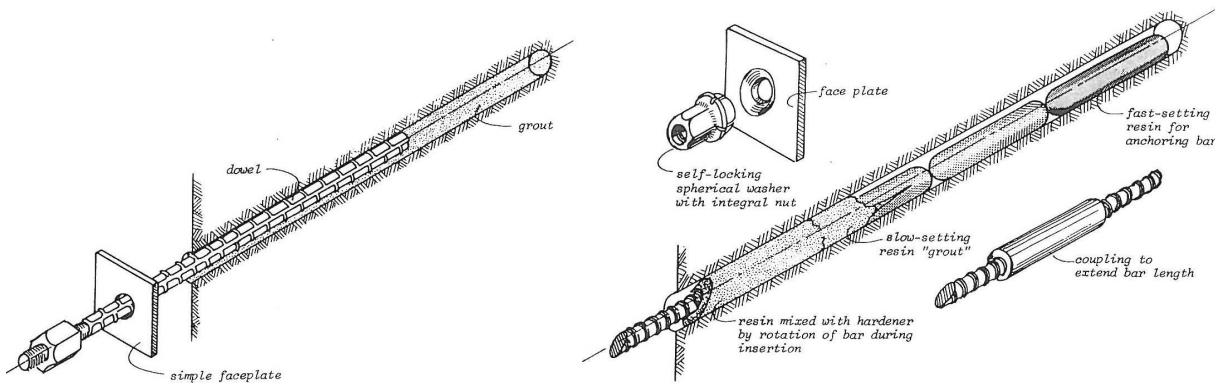


Figura 3.2.1.1: Detalle de bulón simple y bulón con adherencia de cartucho de resina [1].

Los pernos con resina o con cemento son equivalentes, con la ventaja para los de resina, de que el tiempo de fraguado puede ser de sólo minutos, pudiendo mezclarse cartuchos de fraguado rápido, que se colocan en el fondo, con cartuchos de fraguado lento colocados en el resto del bulón, si se desea obtener un bulón activo. Sólo en el caso de terrenos muy malos, es necesario prescindir de los cartuchos y emplear morteros de cemento inyectados.

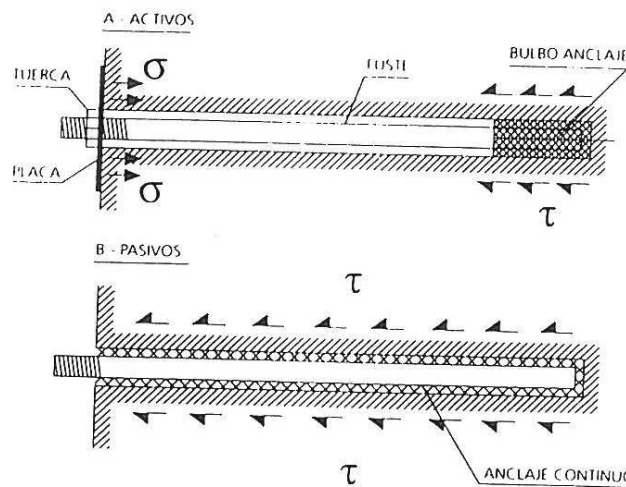


Figura 3.2.1.2: Detalle de anclaje activo y pasivo [1].

La adherencia que se consigue con las resinas está entre los 4 y 6 MPa, siempre y cuando las características del terreno sean suficientemente buenas, mientras que la adherencia conseguida con cemento oscila entre los 0,5 y 3 MPa.

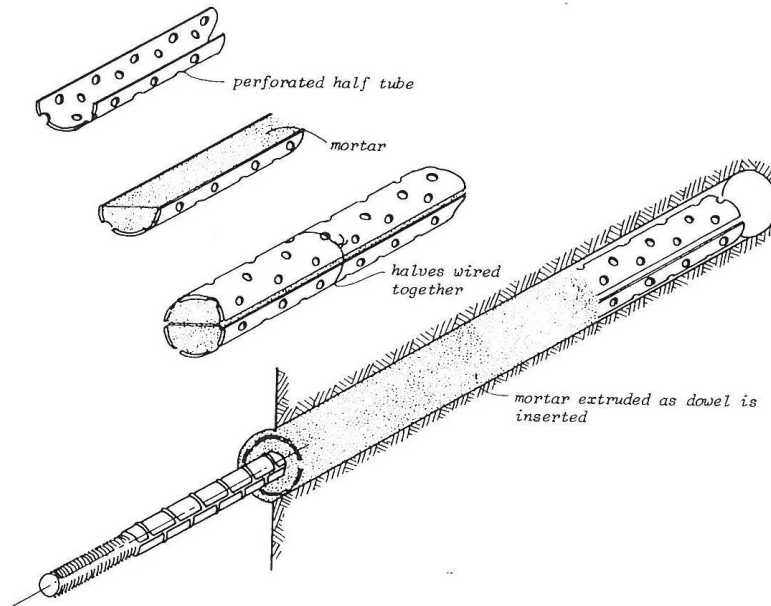


Figura 3.2.1.3: Detalle de bulón por adherencia con mortero [1].

En terrenos catalogados como malos, en los que los taladros no son todo lo estables que se pretendiera, pueden utilizarse bulones autoperforantes, que pueden ser de cualquier longitud, consiguiéndose gracias a base de empalmar los elementos del varillaje, siendo la boca de perforación perdida, como igualmente el varillaje empleado. La inyección de cemento se hace a través del conducto central del varillaje, el destinado al agua de perforación.

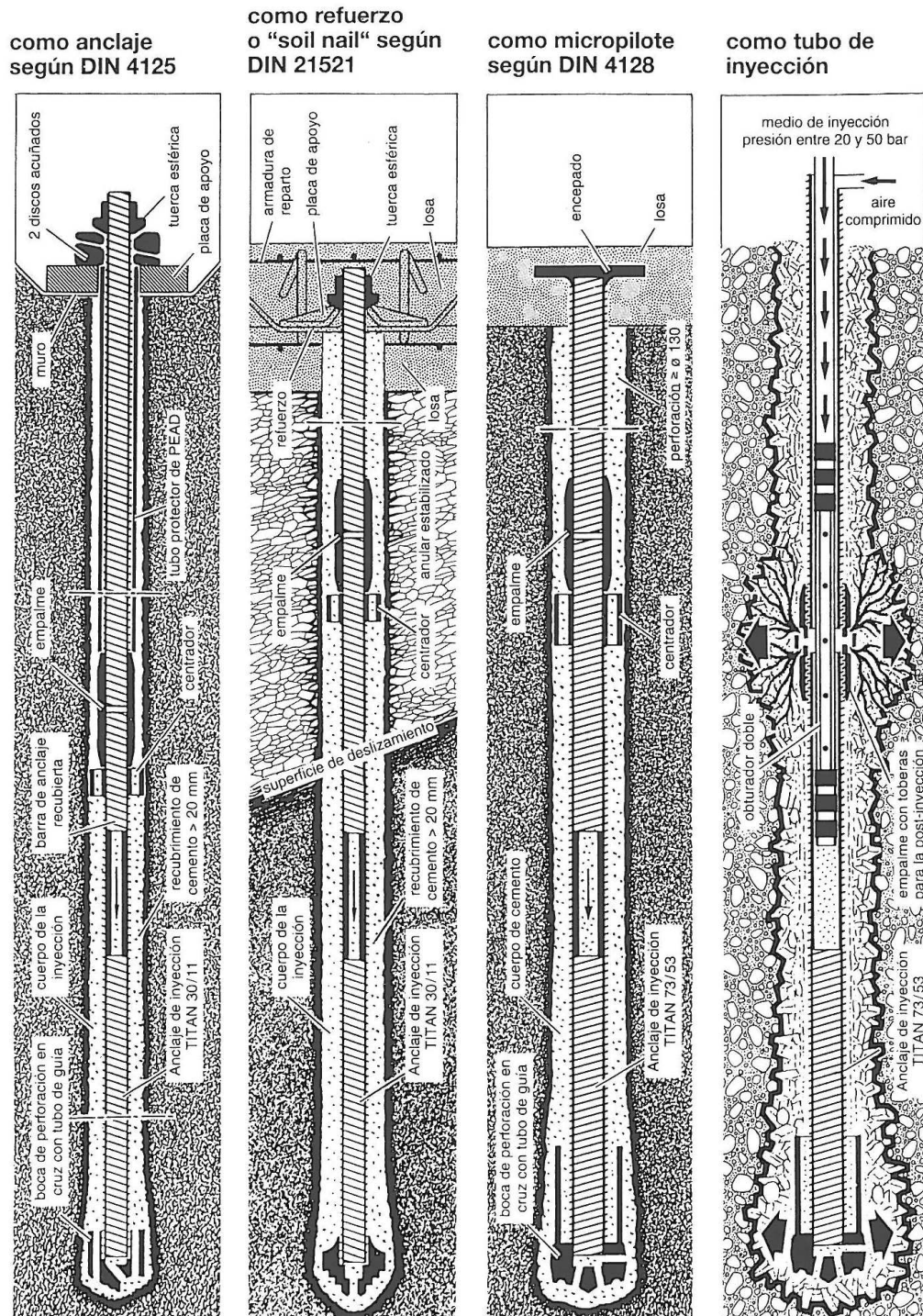


Figura 3.2.1.4: Detalle de las diversas funcionalidades de uso de los bulones [1].

En los casos en que la zona bulonada vaya a ser excavada posteriormente, se sustituyen los bulones de acero por unos de fibra de vidrio, cuya resistencia a tracción es muy elevada como lo es su fragilidad, por lo que pueden romperse fácilmente al proseguir la excavación. Este sistema puede emplearse en casos de frentes de avance inestables.

Anclajes por rozamiento mecánico

A este tipo pertenecen los pernos primitivos, en los que se lograba la expansión final del perno, bien por medio de una cuña, bien por medio de una pieza que se introducía a rosca en la cabeza de expansión. Estos pernos de anclaje puntual están prácticamente en desuso en Obras Civiles, pues su duración es limitada, y su fuerza de anclaje poco fiable, pues depende de la calidad que, puntualmente, tenga la rosca en el punto en que se realiza en anclaje.

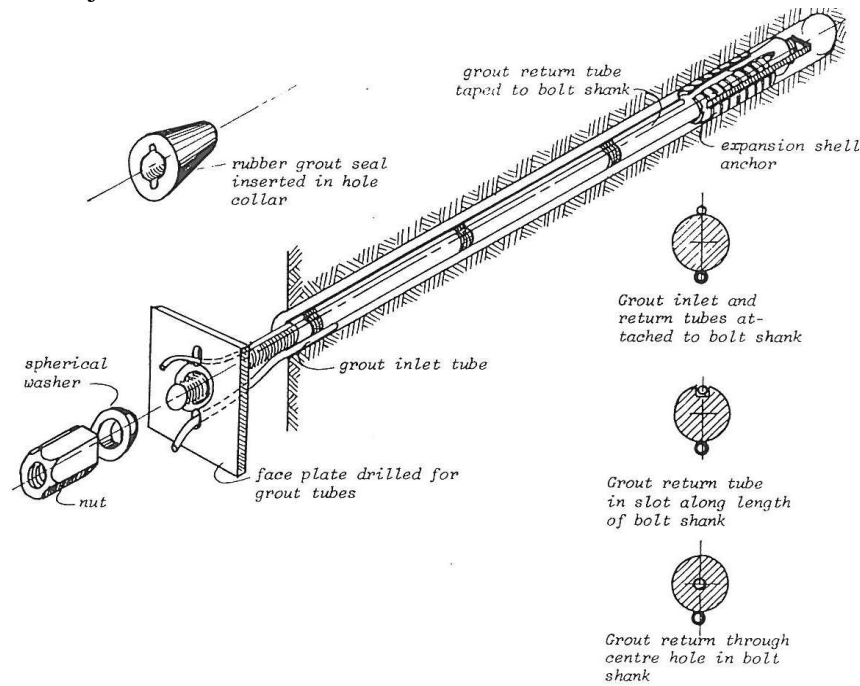


Figura 3.2.1.5: Detalle de perno con cabeza expansiva [1].

Los bulones Split-set, rozan en toda su longitud con el taladro, ya que están constituidos por un tubo de chapa de 2,3 mm de espesor, abierto longitudinalmente, y con un diámetro algo superior al del taladro, en el que se introduce a percusión. Su capacidad de anclaje no sobrepasa las 9 toneladas, y su durabilidad no es demasiado grande. Sus ventajas son la puesta en carga inmediata y su gran capacidad de deslizamiento.

Actualmente se están empleando de forma creciente los bulones Swellex, de la casa *Atlas Copco*. Es un bulón o perno hueco que se introduce en el taladro y allí se expande mediante el bombeo de agua a presión, hasta 300 Kg/cm², a su interior, adaptándose así a la geometría del taladro.



Hay una amplia gama de pernos Swellex [21]:

- El normal de 11 toneladas de carga, 15% de deformación y 27 mm de diámetro, para taladros de 35 a 38 mm.
- Uno superior, el Super-Swellex, con 23 toneladas de carga, 15% de deformación y 36 mm de diámetro para taladros de 45 a 48 mm.
- También encontramos pernos con una resistencia a la corrosión, como los Coated-Swellex o Yielding Swellex, éste último especialmente deformable, alrededor del 35 %, lo que aconseja su utilización en terrenos expansivos y fluyentes.

3.3 *Revestimiento de túneles*

3.3.1 Hormigón proyectado

El hormigón proyectado o gunita, se diferencia del hormigón en el tamaño máximo del grano, que no suele pasar de 8 o 12 mm, y en la obligada utilización de acelerantes que permitan obtener adecuadas resistencias iniciales.

El contenido de cemento suele oscilar entre 350 y 450 Kg/m³, aumentando cuanto mayor es el tamaño del árido y cuanto mayor resistencia final se requiera.

El acelerante a usar puede ser silicatos, aluminatos, o acelerantes libres de álcali. Los silicatos están en desuso por la fuerte caída de resistencia final que originan.

Los aluminatos, con un pH mayor de 13, son muy agresivos para las pieles y ojos, y también producen caída de las resistencias finales, aunque ésta es más moderada que la producida en los silicatos. Por último, los libres de álcali, no perjudican el medio ambiente y en contra de los anteriores, no reducen la resistencia final, aunque en detrimento de los anteriores, su precio es el más elevado.

Es habitual añadir cenizas volantes o humo de sílice. Estos productos reducen el rechazo, aumentando tanto la adherencia de la gunita a la roca base, como su resistencia final.

Si el tiempo de espera de la gunita, desde su fabricación al momento de su empleo, se acerca a las dos horas, será necesario el uso de supe fluidificantes, y así es aún mayor el tiempo de espera. Se debe usar un estabilizador que puede alargar el tiempo de espera a más de 24 horas. Terminada la espera, basta añadir el acelerante para poder comenzar el gunitado.

3.3.2 Armaduras: mallas y fibras

La gunita hoy día suele reforzarse mediante la adición de una malla, o en la mayoría de los casos, con fibra. La gunita en masa sólo se usa para el sellado de la roca, con espesores de unos 5 centímetros.

Para espesores mayores es dónde entran en juego las armaduras, con mallazos constituidos por alambre de 4, 5 ó 6 mm, electro soldados, formado cuadrículas de 10 a 20 centímetros. Los paneles de mallazo deben fijarse a la roca, adaptándose lo más posible a su contorno, para lo cual se emplean los pernos previamente colocados, aunque dadas las irregularidades siempre existentes en la excavación, son necesarios puntos de amarre adicionales. Con respecto a la adaptación del mallazo al contorno de la excavación, es recomendable que el peso por metro cuadrado no supere los 3 kg.

El mallazo debe quedar siempre englobado por la gunita por dos razones fundamentales, la primera, para evitar la corrosión del propio mallazo, ya que la gunita le protege frente a las diversas humedades, y la segunda que para que el mallazo sea efectivo, debe trabajar de forma solidaria con la gunita.

Cuando la malla no queda bien ajustada al paramento del túnel, los alambres de la malla pueden originar “sombras”, entendiéndose como tal, los posibles huecos o espacios vacíos existentes entre la gunita y el contorno del túnel, lo que por otra parte, genera vibraciones al proyectar la gunita sobre esta disposición de los alambres, que aumentan el rechazo.

La forma más moderna de reforzar la gunita es con fibras de acero, generalmente de 0,5 mm. de diámetro y 30 mm. de longitud, que se fabrican de muy diversas formas, según cada fabricante. La cuantía con la que se emplean las fibras es normalmente de unos 30 a 50 Kg/m³. Cantidades mayores dan como resultado un excesivo desgaste en la maquinaria, y atranques, cuando, en las conducciones se forman bolas de material, llamadas comúnmente “erizos”.

Las ventajas e inconvenientes del uso de mallas o fibras, pueden resumirse en:

- La puesta en obra de la fibra es muy sencilla, puesto que simplemente se añaden a la mezcla de hormigón, junto con los áridos. En cambio, el mallazo tiene una colocación laboriosa y lenta.
- El hormigón con fibra ocasiona unos desgastes en distintos componentes de la maquina, ejemplo; la manguera, boquilla de gunitado... muy superiores a los producidos por la gunita sin fibra.
- La fibra no actúa hasta que el hormigón ha endurecido, es decir, después de varias horas. En cambio el mallazo actúa desde el primer momento, y es capaz, por sí solo, de impedir la caída de pequeños bloques.
- El contenido en fibra del hormigón proyectado es muy difícil de controlar. Si se desea una cantidad controlada y determinada de fibra en la gunita, es necesario preparar la mezcla con una cantidad superior, pues el rechazo de fibras es importante.
- El rechazo de la gunita con fibras es menor que el de la gunita sin fibras. El mallazo al tener huecos entre él y la roca, o la gunita de sellado, aumenta el rechazo de forma considerable.

Puesta en obra

La puesta en obra de la gunita puede ser por vía seca o por vía húmeda. En la vía seca la mezcla dosificada de cemento, áridos, aditivos en polvo y fibras, se introducen en la tolva de la gunitadora, donde se agita, y va alimentando un rotor de eje vertical, y, finalmente es impulsada con aire comprimido hasta la boquilla de proyección. En la boquilla de proyección se añade el agua y los aditivos líquidos, en la cantidad que el operador estime necesaria, en función de la consistencia que ofrezca la gunita resultante. Esto quiere decir que la cantidad del producto depende totalmente de la habitual y experiencia del operador.

En la vía húmeda, todos los elementos se introducen dosificados en la gunitadora, que funciona de forma parecida a una bomba hormigón, y en la boquilla de proyección sólo se añade aire comprimido para impulsar la mezcla a la velocidad adecuada, así como la inclusión de aditivos líquidos, como acelerantes.

Actualmente se ha impuesto la vía húmeda, pues, aunque los equipos son bastante más caros, asegura una calidad suficientemente buena del producto, cosa que no ocurre con la vía seca, cuya gunita puede tener, a veces, mayor calidad, pues la mayor velocidad del impacto, por el mayor consumo de aire, consigue una gunita menos porosa y más compacta, pero depende, como comentábamos en el anterior párrafo, depende totalmente del operador, que debido a las condiciones de trabajo, difícilmente puede asegurar una calidad constante de su producto.

Así mismo, el rendimiento por vía seca difícilmente alcanza los 5 m³/hora, mientras que por vía húmeda se superan los 10 m³/hora.

Otro inconveniente de la vía seca es su gran producción de polvo y su mayor rechazo, que puede triplicar el de la vía húmeda, que es del orden del 10 al 15 %.

Una gran ventaja de la vía húmeda es que, con un inhibidor puede almacenarse la gunita durante más de 24 horas, a la espera de su uso, momento en el que basta con añadirle un acelerante. El almacenamiento de la gunita seca no es posible, pues el cemento reacciona con la humedad natural de la arena y estropea la mezcla.

Es importante que la superficie a gunitar esté limpia, por lo que debe lavarse previamente con agua y aire. Si hay fluencias de agua, éstas deben canalizarse previamente fuera de la zona a gunitar. Cuando es toda la superficie la que tiene exudaciones de agua, puede ser una buena solución el recurrir a la vía seca, añadiendo el mínimo de agua en la boquilla.

El trabajo de operador es difícil y penoso, ya que debe mantener la boquilla de protección perpendicular a la superficie a gunitar, a una distancia entre 0,6 y 2 metros, moviendo la boquilla de forma circular. Por todo ello se impone el uso del robot gunitador, que permite manejar fácilmente la boquilla, a distancia, por control remoto.

3.3.3 Cerchas

Las cerchas son elementos de acero con una función resistente de por sí, y, fundamentalmente en unión al hormigón proyectado.



Para que las cerchas puedan entrar en carga desde el primer momento de su colocación, deben situarse en contacto con el terreno en toda su longitud, y finalmente apoyadas en el suelo, debiendo tener este apoyo tener la superficie y consistencia suficiente para evitar que las cerchas se claven en el suelo al entrar en carga.

Generalmente, en secciones grandes, las cerchas se dividen en tres partes para facilitar su colocación. Entre una cercha y la siguiente, se deben colocar barras de acero de unión, llamadas tresillones, a fin de que, si existen empujes con componentes longitudinales, todas las cerchas trabajen solidariamente.

Las cerchas podrían desarrollar toda su resistencia desde el momento de su colocación, siempre que se adaptasen perfectamente al perfil de la excavación, pero ello casi siempre es imposible. En la práctica, es normal que no haya ningún punto de contacto roca-cercha, y, como mucho, habrá uno o dos. En estas condiciones, es evidente, que no pueden recibir carga alguna, o si la reciben, serán cargas asimétricas y concentradas, ante las cuales la capacidad resistente de la cercha es muy baja.

Las cerchas si pueden resistir carga una vez han sido englobadas por la gunita, y ésta ha adquirido una resistencia suficiente. Cuando existen empujes laterales, para que la cercha pueda asumirlos, es necesario que sean cerchas cerradas, o bien que se hormigone la solera.

En la práctica, se abusa del empleo de cerchas, por su importante función psicológica como “quita miedos”.

Los diferentes tipos de cerchas que se emplean en los túneles son:

Cerchas TH (también llamadas perfil omega).

Tienen un momento resistente casi igual respecto a los ejes x e y. Se emplean por la facilidad que tienen de solaparse, por medio de grapas, de forma que la longitud de solape puede hacerse variar para que la cercha se adapte mejor al terreno, respetando un solape mínimo de unos 40 centímetros. Su principal propiedad, por lo que se emplean en minería, es que las grapas permiten el deslizamiento de los distintos segmentos entre sí, por lo que la cercha entra en carga y sigue las convergencias del túnel, adaptándose a sus movimientos, sin romperse. En obras civiles, al ir englobadas en hormigón

proyectado, no se aprovecha esta característica. También por la gunita, para no dejar huecos dentro de ella, es por lo que se monta al revés que en la mina.

Cerchas HEB

Cuando se requieren momentos mayores de inercia, se usan estos perfiles. Aquí el empalme de los distintos elementos de cercha se hace atornillando las chapas finales de cada trozo, por lo que la dimensión total es fija.

Estos perfiles son muy apropiados cuando se avanza con sistema Bernold, con cerchas perdidas, por la facilidad de montaje de las chapas Bernold, simplemente apoyadas en el ala del perfil.

Cerchas RETICULARES

Están constituidas por barras de redondo soldadas entre sí, constituyendo un retículo. Son, por tanto muy ligeras. La unión de los distintos elementos se hace con tornillos, por lo que su desarrollo es fijo.

3.3.4 Revestimiento prefabricado

Se utiliza cuando el túnel se ejecuta con tuneladora en suelos o rocas blandas, con el fin de resolver el problema de la inestabilidad del terreno. No obstante, también se utiliza en los túneles realizados por tuneladora en roca.

El revestimiento más utilizado es el constituido por anillos prefabricados de hormigón armado, atornillados entre sí, y formados a su vez por piezas, llamadas dovelas, igualmente atornilladas.

Existe otra alternativa poco desarrollada, que consiste en el hormigonado “in situ” del revestimiento, incorporando al diseño de la tuneladora un pesado encofrado, que suple la serie de anillos contra los que empujan los gatos del escudo. Este sistema mejoraría la calidad del contacto entre el revestimiento y el terreno, y se resolvería mejor el problema de los asientos que con los anillos prefabricados.

Hasta ahora no se ha conseguido ni una continuidad deseable, ni ritmos que se aproximen a los de los revestimientos prefabricados, por lo que esta inseguridad del proceso, añade un riesgo adicional de inestabilidad, convirtiendo lo que debería ser una solución en una posible causa agravante del problema.

Anillos de hormigón no atornillados

Los primeros intentos de sustituir las dovelas de acero fundido por piezas prefabricadas de hormigón, son posteriores a la Segunda Guerra Mundial.

Cuando el hormigón alcanza una calidad razonable, en el caso de los revestimientos de túneles se produce una transferencia del campo metálico al del hormigón, y aparece una dificultad adicional para sustituir a los anillos metálicos atornillados; las múltiples roturas que se producen alrededor de los orificios practicados en las piezas para las uniones entre dovelas o entre anillos.

Por ello, el desarrollo de los anillos de hormigón se orientaron a soluciones de revestimientos no atornillados clasificados en dos grandes grupos:

- Anillos de dovelas apoyadas.
- Anillos de dovelas expandidas.

Anillos de dovelas apoyadas

Estos anillos se conciben con despieces de “n dovelas más una pieza llave” que completan el elemento llamado anillo, que es el módulo que, repitiendo sucesivamente, va formando el tubo circular de revestimiento.

Es este caso, dichas dovelas están simplemente apoyadas entre sí, para formar el anillo, que a su vez, también se apoya en los contiguos, hasta que queda fijado por el relleno del espacio entre trasdós y terreno. Los criterios de diseño de esta tipología son los siguientes:

- a) Concepción del anillo tipo. Ajuste de trazado.

En un tramo de túnel horizontal, si cortamos por dos planos verticales el cilindro que constituye el revestimiento, el tronco resultante define el anillo, cuyas caras que forman las juntas con los anillos contiguos coinciden con dichos planos.



Los planos pueden ser paralelos entre sí, y normales al eje del túnel. Esta solución simplifica el proceso de fabricación del anillo, aunque en las curvas en planta, han de construirse poniendo calzos en las juntas de uno u otro lado de cada anillo.

Más adelante, para evitar los calzos y mejorar el contacto entre juntas de anillo, los planos de juntas se dispusieron oblicuos, con el ángulo preciso para hacer la poligonal del radio mínimo del proyecto. Los tramos rectos, obviamente, se logran alternando la oblicuidad de los anillos consecutivos, lo que se realizan a partir de la pieza de soleta que se coloca girada 180 grados respecto de la precedente.

b) Despiece del anillo. Espesores.

Para secciones de 4 metros de diámetro, el despiece del anillo podría ser de 3 dovelas más llave. A partir de 4 metros, por lo menos de 5 dovelas más llave. Se tiende al número mayor de piezas para aligerarlas y poder hacer un armado mínimo de las mismas, dado que en general, los empujes del terreno son mínimos.

En cuando a los espesores, se recomienda que no sean menores de $1/35$ del diámetro. En todo caso, el armado suele estar obligado por los esfuerzos debidos al peso propio durante el manejo de las piezas más bien que por los empujes del terreno.

c) Conformación del anillo de “dovelas apoyadas”.

Para realizar el montaje de las sucesivas dovelas, hay que guiar el apoyo de unas en otras. En este caso, en que no hay tornillos, el girado se puede hacer mediante:

- Moldeado de juntas en curva.
- Con agujas metálicas que se alojan en orificios de ambas caras de la junta.
- Con llaves cilíndricas de madera o de goma dura que se encajan en ranuras moldeadas en la fibra neutra de las citadas curvas.

En cuanto a la colocación del anillo respecto al contiguo, suele girarse con agujas metálicas.

d) Cierre final del anillo.

Todas las operaciones anteriores se realizan con el anillo dentro de la cola de la máquina. Al iniciar el avance, hay que ir rellenando al espacio entre el terreno y el

trasdós del anillo, con lo que se completa la fijación del mismo. Dicho se puede hacer de dos formas:

- 1) Con inyección de gravilla de tamaño entre 4- 16 mm con aire comprimido. Posteriormente, lo más cerca posible del frente, se hace una segunda fase de relleno de mortero de arena fina, o lechada densa, con lo que se completa el cierre.
- 2) Inyección de mortero de arena, en una fase única, que precisa la introducción de algunos tornillos de fijación de las piezas, así como juntas entre escudo y anillo para hacer posible la inyección.

Anillos de dovelas expandidas.

Cuando el terreno, aparte de una cierta capacidad autorresistente tiene una plasticidad adecuada y por lo tanto es impermeable, se puede adoptar esta otra tipología del anillo del revestimiento.

El conjunto de las dovelas del anillo, inmediatamente después de su salida de la cola del escudo, en vez de fijarse con inyección en su trasdós, se expande contra el terreno.

Esta expansión se logra provocando un aumento de diámetro del anillo (<10%), cuyo 80-90% se hace por medio de un mecanismo expansor que forma parte del sistema erector de dovelas de la máquina. El 20-10% restante se termina por el desplazamiento de la pieza llave, empujada por los gatos del escudo hasta clavar las dovelas en el perímetro de la sección excavada.

En cuanto al diseño del anillo, hay que tener en cuenta y es necesario añadir lo siguiente:

- El despiece es similar al descrito para el caso de dovelas apoyadas, salvo para la pieza clave.
- La pieza llave no tiene la misma longitud que el resto de las dovelas (es más corta) y su longitud depende del % de expansión.
- Otro elemento imprescindible en este caso es el anillo metálico de empuje. En este caso, los gatos empujan por medio de una estructura de reparto, tanto más conveniente cuanto menor sea la resistencia de las dovelas, en ésta tipología son muy poca armadas, y cuando mayor sea su número.

En este tipo de solución, al igual que en el caso de dovelas apoyadas, los tramos sometidos a presión de agua a nivel freático, deben pasarse con anillos atornillados. La solución suele ser la adopción de anillos metálicos ligeros.

Anillos de hormigón atornillados.

El revestimiento más empleado hoy día por las tuneladoras, es el de anillos de hormigón armado atornillados entre sí, y con dovelas también atornilladas.

Las características generales de esta tipología son:

CONCEPCIÓN DEL ANILLO Y SU DESPIECE

Es de aplicación todo lo dicho para los anillos de dovelas apoyadas, aunque hay que señalar algunos aspectos importantes:

- Cuantas menos piezas haya, el riesgo de ovalación es menor.
- La impermeabilidad es condición a exigir, por lo que no se admiten calzos como solución sistemática para construir las curvas.

Básicamente son posibles dos modalidades:

a) Anillo NO universal

La tipología es la descrita anteriormente, sin calzos, es decir, anillo con los planos de sus caras oblicuos, despiece de dovelas diferentes entre sí y colocadas siempre en la misma posición.

Las juntas anillo / dovela son siempre en cruz (+), solución que se considera menos segura ante las filtraciones.

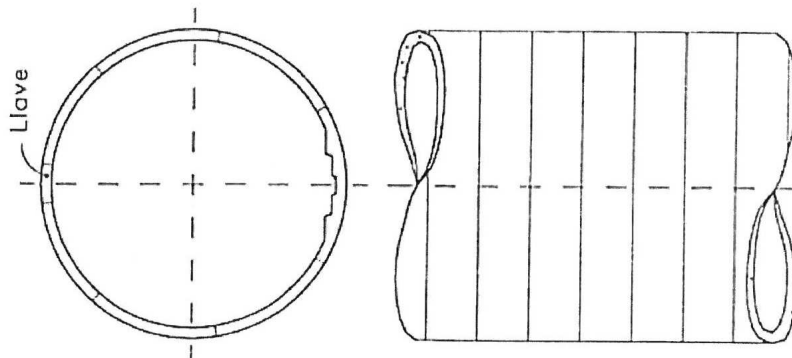


Figura 3.3.4.1: Esquema de anillo [1].

b) Anillo universal

Se parte también de un anillo en tronco de cilindro, con las caras oblicuas, para describir las curvas de radio mínimo.

La idea básica es que con un solo tipo de anillo, se puedan dar todas las curvas que tengan radios superiores al mínimo, en planta o en alzado, haciendo girar parcialmente el conjunto de las dovelas de un anillo respecto a las del contiguo.

Para ello, la anchura media de todas las dovelas debe ser la misma, por lo que una vez fijado el número de dovelas, sólo falta decidir las dimensiones de la pieza clave o llave, que es simétrica respecto de la directriz más corta del anillo. A este respecto hay que buscar soluciones que mantenga fijo el número y disposición de los tornillos de unión entre anillos. De ahí que usualmente, la anchura media de la llave es $1/n$ de la de la dovela.

En el Metro de Madrid, se fijó un anillo de seis dovelas más una clave de anchura $\frac{1}{2}$ de la dovela tipo, de forma que se den giros de múltiplos de $360 \text{ grados} / 13$, según lo pida el guiado de la máquina y procurando juntas en "T", aunque alguna vez no haya más remedio que aceptar juntas en cruz, (+).

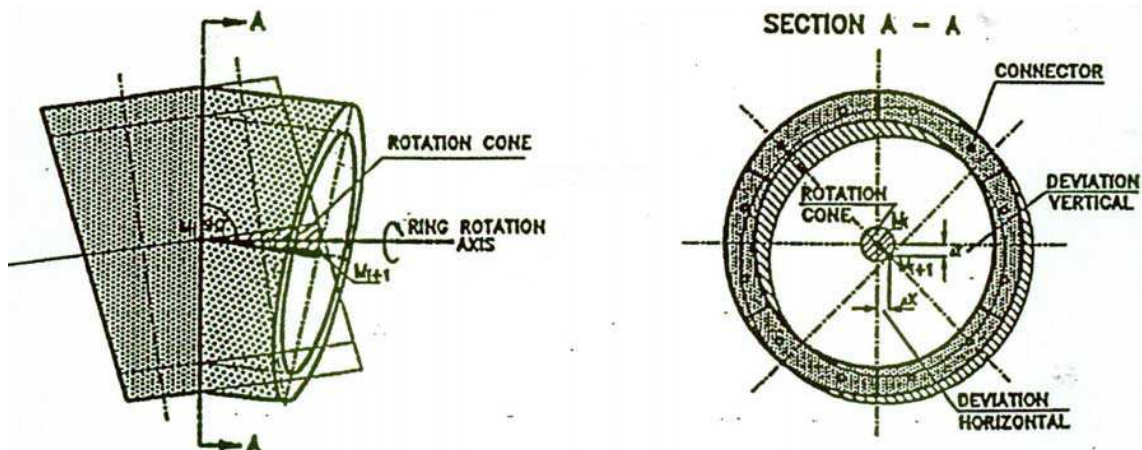


Figura 3.3.4.2: Esquema de anillo [1].

CRITERIOS DE DISEÑO DEL ANILLO.

Los espesores son mayores que en los anillos no atornillados. Los criterios empíricos recomiendan cifras entre 1/30 y 1/25 del diámetro.

Las calidades del hormigón y el acero de armaduras son las normales en las piezas prefabricadas de alta calidad (H-400 y AEH-500).



Figura.3.3.4.3: Imagen del acopio de dovelas para los túneles de Guadarrama.

3.4 Ondas explosivas generadas en túneles por voladuras

En las voladuras, una parte de la energía de los explosivos se transforma en ondas de cuerpo que se transmiten por el terreno amortiguándose con la distancia, y generando vibraciones molestas e incluso perjudiciales.

Las vibraciones pueden provocar daños en estructuras próximas a la superficie, a túneles subterráneos o incluso crear inestabilidades en laderas y taludes próximos, así como generar molestias de diversa magnitud a las personas que residan en la proximidad.

3.4.1 Fenómeno vibratorio

El concepto de vibración se entiende como un fenómeno de transmisión de energía caracterizado por una fuente o emisor y por un objeto o medio receptor de la misma, el cual se manifiesta mediante un movimiento ondulatorio.

La explosión en el interior de un túnel genera, de una forma casi instantánea, [17], una presión elevada sobre las paredes del mismo, anillo de dovelas o recubrimiento, como un choque o impacto brusco que se manifiesta en forma de onda de deformación a través de la masa del terreno que lo rodea, comprobando sus efectos sobre la superficie.

La propagación de las ondas que se producen en el terreno depende de las propiedades elásticas que lo forman. La teoría de la elasticidad relaciona las fuerzas externas aplicada en un cuerpo con la deformación inducida por la aplicación de estas fuerzas, en cuanto a variación de forma y volumen. Así, mediante la Ley de Hooke, se expresa que un sólido elástico tiende a resistir las fuerzas externas aplicadas en su superficie mediante la existencia de unas fuerzas internas [3], con lo que al cesar las fuerzas externas el sólido tiende a recuperar sus características iniciales.

Considerando un *volumen en un medio homogéneo, isótropo, en equilibrio estático*, y una fuerza generada por una onda de presión, ésta puede ser descompuesta en dos componentes separadas:

- Una fuerza normal a la superficie, de presión, que tiende a aumentar la longitud del elemento en la dirección del eje.
- Una fuerza tangencial a la superficie, de cizalladura, que tenderá al elemento a hacerlo girar alrededor de los ejes.

3.4.2 Clasificación de ondas generadas por explosiones

- **Ondas internas, volumétricas o másicas:**
 - Ondas compresivas o longitudinales. Dado que son las que viajan más rápido son las primeras en ser registradas y también se les llama ondas primarias o P. Producen la deformación en la dirección de propagación de la onda, produciendo sucesivas compresiones y dilataciones en el medio.
 - Ondas de corte o cizalladura. Son captadas a continuación de las ondas P, y por ese motivo también se les llama secundarias o S. Producen deformación en sentido perpendicular al de propagación de la onda.
- **Ondas superficiales:** Se generan y propagan en una superficie de discontinuidad del medio. Existen dos alternativas:
 - Ondas Rayleigh. Se propagan en el plano formado por la dirección de propagación y el eje vertical, originando en dicho plano oscilaciones elípticas, creando esfuerzos complejos de flexión. Este tipo de onda tiene una velocidad de propagación v_R ligeramente inferior a las de las ondas transversales, v_S , y como esta última no depende más que de las propiedades elásticas y de la densidad del material:

$$V_R = K v_S$$

Dónde K es una función que sólo depende del coeficiente de Poisson y varía entre 0.874 hasta 0.955

De igual modo, en el análisis numérico de nuestro proyecto, observaremos en la superficie del terreno cómo se forman.

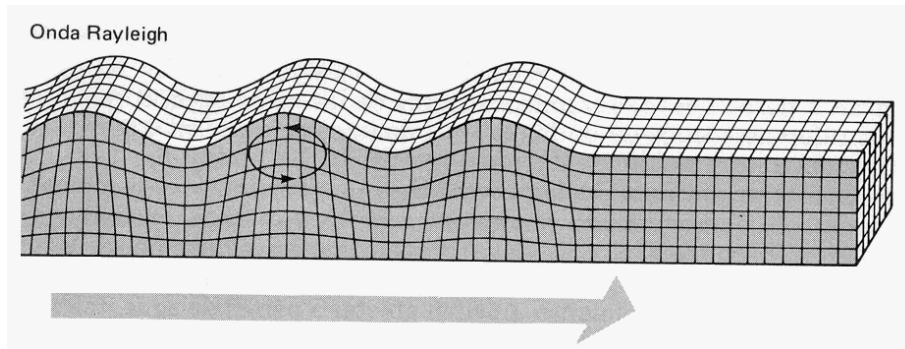


Figura 3.4.2.1: Detalla de la propagación de las ondas del tipo Rayleigh.

- o Ondas Love. Este tipo de ondas superficiales se caracterizan por originar un movimiento de las partículas en un plano paralelo a la superficie libre, y en la dirección ortogonal a la de propagación.

Para más información acerca de los tipos de ondas generadas por explosiones se puede consultar lo expuesto por Hewitt, V. M. [9].

3.4.3 Medidas de vibraciones producidas por explosiones

Es preciso hacer aquí una distinción entre aspectos bien diferenciados del fenómeno de la vibración, [17]. Uno de ellos es la propagación o transmisividad de la vibración por el medio y otro es el movimiento propio que el paso de la vibración genera en las partículas del medio. Cabe entonces diferenciar entre dos tipos de velocidades:

- 1.- Velocidad de onda o de propagación, con la que la vibración se propaga por el medio.
- 2.- Velocidad de partícula, aquella que experimenta la partícula por el paso de la onda de energía vibratoria.

El movimiento oscilante que experimenta una partícula sometida a una vibración viene parametrizado por el desplazamiento, la velocidad, la aceleración y la frecuencia del movimiento ondulatorio; su duración también tiene importancia de cara al análisis de sus consecuencias sobre estructuras y personas. De todos los parámetros posibles de

medida, universalmente se toma la velocidad de vibración como el que mejor representa el nivel de vibración y daños producidos, para edificaciones. No obstante es imposible hoy día establecer un criterio fiable que no considere, de un modo u otro, las frecuencias dominantes en la vibración. Las vibraciones reales no se corresponden con un movimiento armónico puro, pero la onda se puede representar como una serie de movimientos armónicos individuales, que se conoce como el desarrollo en serie de Fourier de la señal.

3.4.4 Análisis de frecuencias

La peligrosidad con respecto a una estructura de una vibración no está dada solamente por el valor pico de dicha vibración, sino también por la frecuencia de la misma. Las vibraciones llegan a las estructuras de los edificios por los cimientos y en función de la frecuencia y de la intensidad de la vibración original, la estructura responderá con otra vibración mayor o menor, en función de sus características elásticas [2].

El caso más desfavorable, y por consiguiente debe ser evitable, es aquél en el que la frecuencia de la onda que excitará una determinada estructura sea igual a una de sus frecuencias de resonancia. En dicho caso se producirá una absorción máxima de energía por parte de la estructura y por consiguiente una mayor cuantía de daños en la misma. Los valores de frecuencia natural de los edificios oscilan entre 5 y 20 Hz, por lo que las vibraciones con frecuencias bajas son susceptibles de ser más peligrosas.

Por eso es importante precisar claramente cuáles son las frecuencias que participan en cada tren de onda. Para calcular cuales son las frecuencias que más dominan en un tren de ondas generados por una explosión, uno de los métodos que se aplican, y daremos muestra de ello en este proyecto, es hallar el espectro de frecuencias del mismo con el procedimiento de la transformada de Fourier, FFT. El espectro permite determinar la frecuencia o frecuencias predominantes de la onda generada por la explosión.

3.5 Bordes transmisores

En estudios como el presente, analizado mediante el método de elementos finitos, surge habitualmente la dificultad de fijar unas dimensiones mínimas al modelo que se haya realizado del problema, de forma que quede garantizado que la situación de los bordes físicos del modelo no afectan a la calidad de los resultados.

En problemas de naturaleza dinámica, como el presente, lo expuesto en el párrafo superior adquiere una importancia decisiva, debido a que las reflexiones ondulatorias en los bordes del modelo, pueden alterar considerablemente las respuestas halladas. En este aspecto se han realizado esfuerzos importantes, [16], en las últimas décadas para ponerle solución, lo cual ha constituido un objetivo para muchos y diversos investigadores.

La principal función que debe poseer este borde es el de absorber las ondas reflejadas, hacia el infinito en el interior de la sección, evitando de este modo, cualquier tipo de reflexión que desvirtúe el sentido del estudio.

A continuación se describen los diferentes bordes:

3.5.1 Borde viscoso

Se emplea por primera vez en el estudio de la propagación de ondas en una barra, en la que en un extremo de la misma se coloca un amortiguador viscoso de constante $C = \rho \cdot V$, donde ρ es la densidad del material y V la velocidad de propagación de la onda.

La colocación de este amortiguamiento en el extremo de la barra dota a la misma de un carácter seminfinito a la hora de estudiar la propagación de la onda en su interior. Para el caso plano, y teniendo en cuenta las dos componentes de la velocidad, se colocan dos amortiguadores viscosos en cada una de las direcciones de propagación de la onda, horizontal y vertical respectivamente:

$$\begin{cases} \sigma = \rho \cdot V_p \cdot \dot{u} \\ \tau = \rho \cdot V_s \cdot \dot{v} \end{cases}$$

Donde u y v son las velocidades de conexión de los amortiguadores en las direcciones horizontal y vertical respectivamente.

Éste es un tipo de borde que se puede emplear tanto en el dominio del tiempo como en el dominio de la frecuencia, pero siempre en estudios dinámicos, ya que en estudios estáticos no aporta rigidez. El inconveniente que presenta es que más allá del caso en una dimensión (1-D), los bordes no son exactos, ya que los resultados dependen de la distancia a la que se ubique el borde respecto a la zona de estudio, y además, sólo absorbe las ondas que inciden en la dirección de actuación de los amortiguadores.

3.5.2 Borde extendido

Se trata de la modelización de una zona lo suficientemente grande para que se puedan disipar las ondas reflejadas. Este planteamiento, que era impensable hace unos años desde el punto de vista computacional, sigue siendo a día de hoy una modelización costosa a pesar de los avances encontrados.

3.5.3 Borde infinito

Son elementos finitos con una formulación infinita que se pueden implementar en cualquier modelo de elementos finitos para representar la infinitud allí donde sea necesario su uso. La opción, por tanto, consiste en crear un borde mediante este tipo de elementos en los cuales, según el ABAQUS User`s Manual [10], se supone un comportamiento elástico lineal.

El gran inconveniente que presenta es que su formulación en código ABAQUS hace que no aporten rigidez al problema dinámico y la absorción de las ondas la representen cómo de un *borde viscoso* se tratara.

3.5.4 Borde consistente

Este borde se describe a través de una matriz de rigidez dinámica dependiente de la frecuencia, que de esta manera, relaciona los nodos del contorno lateral que entran en análisis.

La gran ventaja que presenta es que, al tratarse de un borde exacto, es capaz de absorber la onda en cualquier ángulo de incidencia. No obstante, al estar definido en el dominio

de la frecuencia, no es capaz de asimilar plasticidades ni comportamientos fuera de la linealidad.

3.5.5 Borde clonado

Al igual que ocurre con el anterior borde, éste se trata de un borde exacto, el cual está basado en la unión de una matriz de rigidez dinámica, que representa el contorno lateral infinito, al núcleo central del problema.

Su principio se basa en una disipación de la energía, es este caso, mediante un comportamiento histerético-lineal en el dominio de la frecuencia, pero sin olvidarse de los efectos inerciales y de rigidez [18,19].

3.6 Modelos de comportamiento mecánico de suelos

El comportamiento mecánico de los materiales geotécnicos presenta, ante cualquier estado tensional, fenómenos de fluencia, deformaciones plásticas, elásticas y dilataciones. La modelización de los mismos entraña gran complejidad, debido a que al no tratarse de un medio continuo, no pueden aplicarse las ecuaciones clásicas de la Mecánica de Medios Continuos.

El desarrollo de modelos de estados de suelos ha supuesto un avance fundamental para la aplicación de análisis numéricos a disposiciones geotécnicas.

3.6.1 Modelos elástico-lineal y viscoelástico-lineal

Por este nombre se definen aquellos modelos en los que las tensiones y las deformaciones siguen una relación lineal. Éste hecho supone una simplificación importante debido a que el propio comportamiento del material se llega a definir con el ajuste de dos constantes E y ν , el módulo de elasticidad y el de Young respectivamente.

Cabe destacar que la suposición de este modelo, para la mayoría de los materiales y aplicaciones en el campo de la ingeniería, no lleva consigo la incursión en un número elevado de errores.

No obstante, en el ámbito dinámico, es necesaria la definición de algún tipo de amortiguamiento interno que disminuya las amplificaciones dinámicas del movimiento del terreno por la coincidencia entre las frecuencias de excitación y las naturales del sistema. A este modelo se le denomina *Visco-Elástico-Lineal*.

3.6.2 Modelos visco-elástico-pseudo-no-lineal (EQLM)

Este modelo responde a los intentos de representar la no-linealidad que experimentaba el suelo en los diferentes ensayos realizados. Para ello se estiman las propiedades del suelo a partir del módulo secante de rigidez a cortadura y del amortiguamiento interno, con el fin de proceder a realizar un análisis elástico-lineal, asignando al suelo las nuevas propiedades.

Como cabía esperar en el anterior modelo, la asimilación de un comportamiento elástico es problemática y, en cualquier caso, el valor del módulo de rigidez, E , depende de la amplitud de deformación. Los resultados del modelo Pseudo-No-Lineal pretenden recoger el doble efecto del incremento de amortiguamiento con el grado de deformación angular y la pérdida de rigidez a cortadura de una manera aproximada.

La convergencia de los resultados hacia unas propiedades finales no está matemáticamente asegurada con la utilización de este modelo, y en caso de deformaciones más complejas, sería necesario emplear alguna deformación equivalente que tuviera en cuenta las demás componente del tensor de deformaciones, ejemplo Von Mises.

3.7 *Trabajos anteriores sobre la modelización numérica de explosiones en túneles*

L. Tian [12], expone la influencia de la existencia de “obstáculos” en el camino de la onda generada en la explosión producida en el interior de un túnel. Para ello compara los resultados obtenidos con el borde viscoso de Lysmer [13] y los resultados con los elementos VSB (*Viscous-Spring Boundary element*) utilizando el software de ABAQUS [10].

El problema de partida es el siguiente, *figura 3.7.1*. En él aparece un túnel de 6 metros de diámetro con un revestimiento de 0.3m a 13.5m en dirección vertical desde la superficie del suelo.

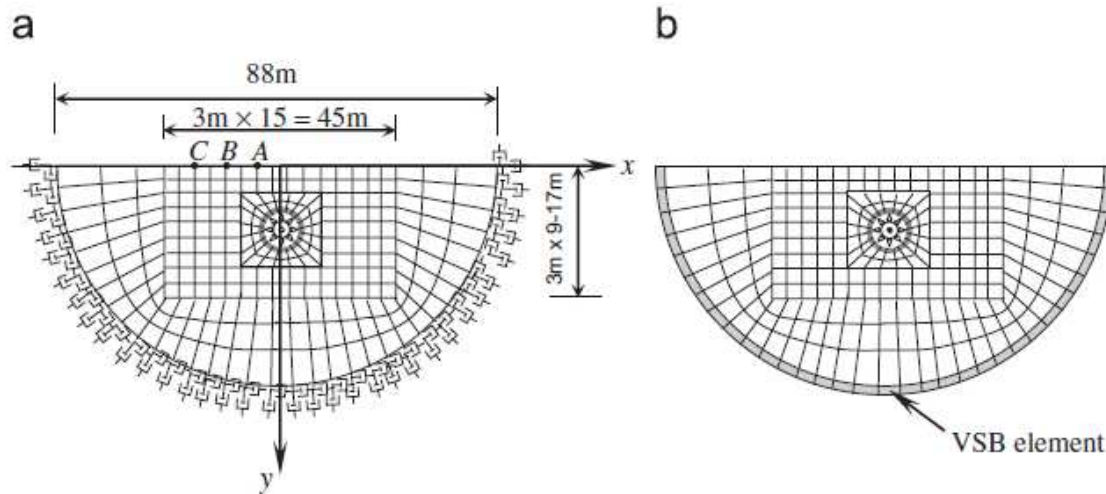


Figura 3.7.1: Modelos discretos del sistema túnel suelo. (a) Propuesta de modelo de articulación con las condiciones Lysmer viscosas. (b) Modelo con los elementos VSB de ABAQUS [12].

La carga que deflagra en el interior del túnel provoca una onda de presión equivalente a la producida por la explosión de 27 kg de TNT en el punto medio de la sección. Tiene ésta, la presión con respecto al tiempo, una distribución como la que aparece en la *figura 3.7.2*.

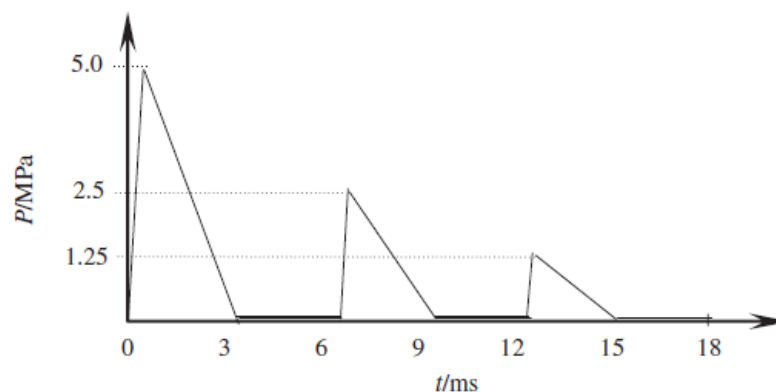


Figura 3.7.2: Distribución de la presión con respecto al tiempo en el revestimiento del túnel [12].

Se van a obtener y cuantificar las aceleraciones, tanto la horizontal como la vertical, que tienen lugar en los puntos A, B, C situados en la superficie del terreno.

Las diferencias que se encuentra en los valores se deben principalmente a las diferencias que existen en la fijación de los parámetros de disipación de la energía y a la elección de los límites del rendimiento medio del suelo.

En la propuesta del modelo de articulación, la condición de Lysmer, define dos coeficientes independientes de amortiguamiento en cualquier punto en la dirección normal y tangencial.

El VSB, de ABAQUS, constituye un factor de amortiguamiento uniforme en cualquier dirección y una rigidez equivalente. Esto es una expansión de la teoría clásica de Mohr-Coulomb, lo que hace que todos los ángulos de las esquinas de la función potencial de proyección en el plano π , se suavizan con el fin de mejorar la velocidad de convergencia de cálculo.

Tras esto, comparando los resultados de los dos modelos, se consideran válidos y viables los resultados obtenidos en este apartado, con lo que se puede utilizar dicho planteamiento para investigar la respuesta de los túneles y del suelo ante una explosión.

En la segunda parte del *paper*, L. Tian [12], presenta una disposición similar. En la misma se encuentran dos casos, el primero (a), se representa un túnel que geoméricamente tiene 8 metros de diámetro, un recubrimiento de hormigón de 0,5 metros y éste se encuentra, desde el centro de la sección, a 13,5 metros en dirección vertical desde el nivel del suelo. En superficie se halla un edificio de 6 plantas.

En el segundo caso, (b), aparecen dos túneles, geoméricamente idénticos al mencionado en el caso (a), y separados a una distancia entre centro de los mismos de 16 metros. Del mismo modo que se mencionaba en el caso (a), también encontramos en la superficie del terreno, un edificio de 6 plantas. Los dos casos se observan en la *figura* 3.7.3.

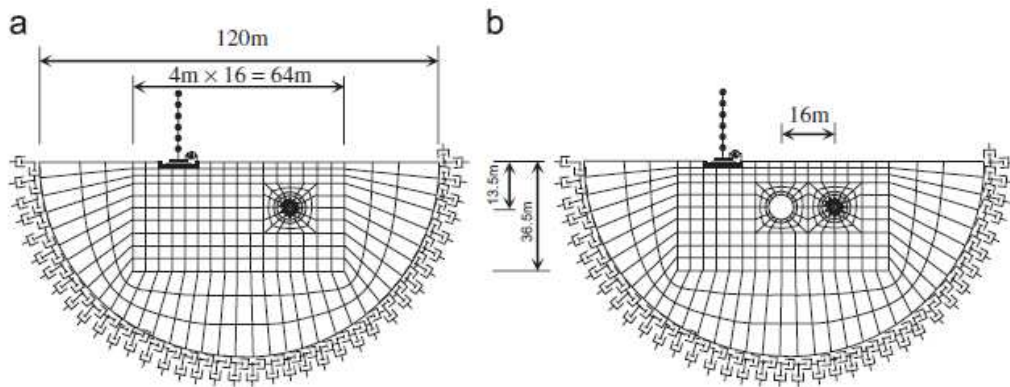


Figura 3.7.3: Detalle de los dos casos con ambas distribuciones de elementos [12].

La onda de presión que se va a generar en el túnel, e igual para ambos casos (a) y (b), es la equivalente a la producida por una explosión de 100 kg de TNT en el centro de la sección del túnel.

La distribución de la onda de presión se puede ver en la figura adjunta:

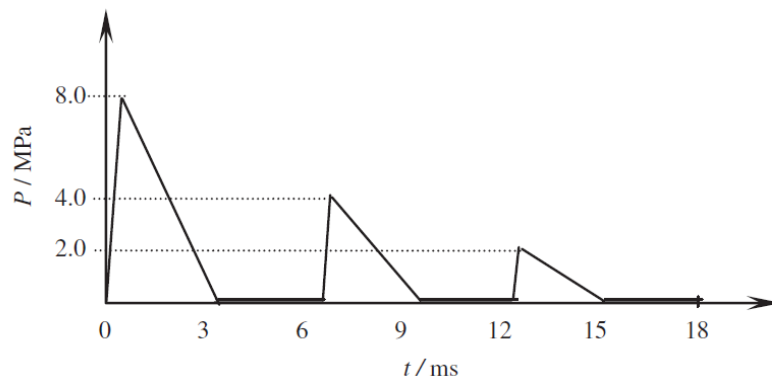


Figura 3.7.4: Distribución de la onda de presión en la segunda parte del estudio [12].

En las figuras que aparece a continuación se aprecia el detalle del entorno dónde se encuentra el edificio, cimentaciones, plantas y la base soporte entre las cimentaciones y el suelo.

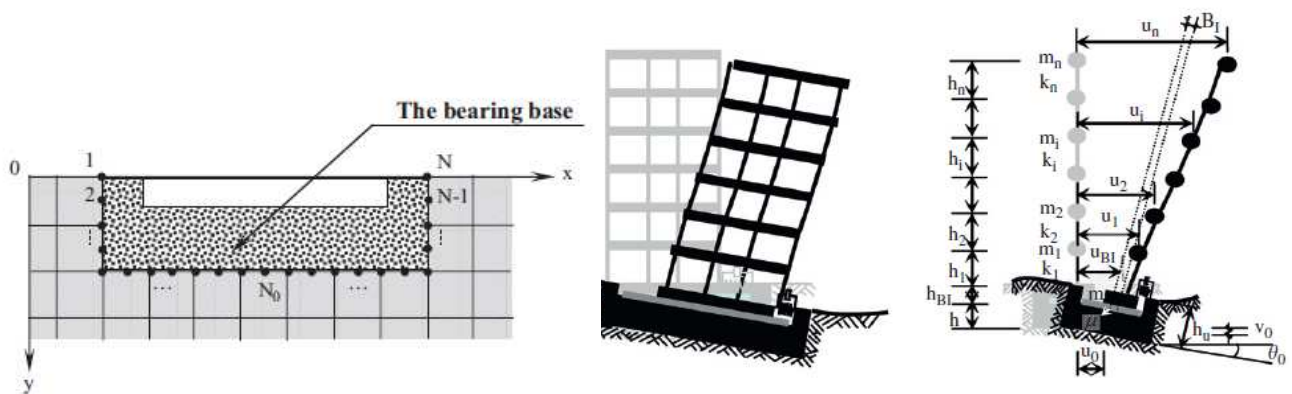


Figura 3.7.5: Esquema que muestra por un lado el detalle de las cimentaciones y de la base soporte y por otro lado el desplazamiento que se quiere calcular de cada planta cuando actué la explosión [12].

El autor, para el caso (b) que anteriormente se ha descrito, propone estudiarlo con dos tipos de mallado. En el primero utiliza un mallado más ajustado, con un mayor número de elementos, y en el segundo, utiliza el mallado inicial. Se aprecia en la figura que acompaña estas líneas, el mayor número de elementos que posee el primer caso que el segundo.

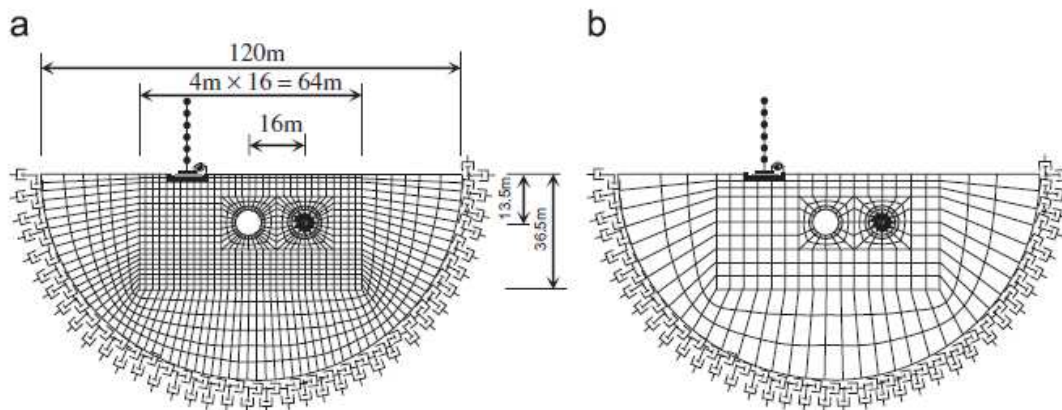


Figura 3.7.6: Presentación de los dos tipos de mallados que utiliza para la resolución de la distribución del caso (b) [12].



Como conclusión a este apartado, los resultados aparecidos en el texto de L. Tian [12] concluyen que la existencia del túnel adyacente situado entre el túnel dónde tiene lugar la explosión y el edificio, tiene una influencia notable en la propagación y atenuación de la onda expansiva, por lo que reduce la intensidad de la onda de choque y por lo tanto conduce a una menor respuesta del edificio. Sin embargo, la reflexión y la refracción de las ondas alrededor del túnel adyacente, también traen consigo una duración mayor de la onda expansiva y un mayor contenido de frecuencias bajas, que hacen aumentar la respuesta al deslizamiento del aislamiento de la base con mayores periodos de vibración fundamentales.

4. NORMATIVA VIGENTE

La evolución de la normativa vigente en España en lo referente a explosivo y explosiones es la siguiente, [2]:

- Reglamento de explosivos. Vigente desde su aprobación por el Real decreto de 12 de Marzo de 1998, regula los diferentes aspectos de la producción, suministro, transporte, importación, exportación, tránsito, tenencia y uso de explosivos y otros productos elaborados con sustancias de carácter explosivo. El texto está de acuerdo con la Directiva Europea 93/15/CEE [6].
- Reglamento General de Normas Básicas de Seguridad Minera. El texto, aprobado el 2 de Abril de 1985, sustituye al antiguo Reglamento de Policía Minera y Metalúrgica, de 1934, y sus Decretos Complementarios posteriores. El reglamento se desarrolla mediante Instrucciones Técnicas Complementarias (ITC), que se dictan por el Orden del Ministerio de Industria y Energía. El texto establece las reglas a que se deben ajustar las explotaciones e industrias relacionadas con la minería.
- Control de Vibraciones por Voladuras. Norma UNE 22.381/93

De las normas y reglamentos anteriormente descritas, en este proyecto, nos interesa básicamente la norma UNE, que se desarrolla a continuación.

Norma UNE 22.381/93

Previo a su entrada en vigor, existía la *Especificación Técnica 0380-1-85. Control de vibraciones producidas por voladuras*, en la que se definen dos tipos básicos de actividades con explosivos: permanentes (canteras y minas) y temporales. Dentro de estas últimas, diferencia tres tipos en función del volumen total o parcial de explosivo a utilizar. En cuanto a las estructuras se definen tres grupos (viviendas o similares, estructuras muy rígidas y estructuras de interés histórico-artístico), y excluye de la norma las estructuras industriales pesadas y las estructuras marítimas y subterráneas. Así mismo separa tres categorías de estudios de vibración en función de la intensidad del mismo y define la obligatoriedad de los estudios de vibraciones a realizar o los criterios alternativos de prevención en función del tipo de actividad y la naturaleza de las estructuras colindantes.

La norma *UNE 22-381/93* por su parte clasifica los trabajos con explosivos en

- Trabajos de explotación en minas y canteras
- Trabajos de construcción de obras públicas
- Trabajos de demolición y especiales, en los que se utilizan pequeñas cargas.

En cuanto a las estructuras se establece la siguiente clasificación:

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

Para el resto de estructuras será la Administración encargada de velar por la seguridad de las personas e instalaciones la que determinará los criterios.

Respecto a los parámetros característicos de la vibración se definen el valor pico de la velocidad de vibración y la frecuencia principal de la vibración como tales. Para llevar a cabo la selección de estos valores es necesario medir tres componentes de la velocidad de vibración (longitudinal, transversal y vertical). La velocidad de vibración será la correspondiente al de la componente que presente un valor máximo, y la frecuencia principal, puede obtenerse por diversos métodos:

- Análisis de Fourier de la señal (FFT).
- Espectro de respuesta de la señal o pseudoespectro de velocidad.
- Método del semiperíodo, que consiste en determinar el tiempo entre el cruce por el origen anterior y posterior al valor pico de la señal. Asignando ese valor al semiperíodo de la frecuencia principal, se puede calcular éste según las fórmulas siguientes:

$$t(s) = \frac{T}{2}$$

$$f(Hz) = \frac{1}{T} = \frac{1}{2t}$$

El criterio de prevención de daños previsto en la norma UNE 22.381/93 se expresa mediante una tabla o bien una gráfica que se exponen a continuación:

TIPO DE ESTRUCTURA	FRECUENCIA PRINCIPAL (Hz)		
	2 – 15	15 - 75	> 75
	Velocidad (mm / s)	Desplazamiento * (mm)	Velocidad (mm / s)
I	20	0.212	100
II	9	0.095	45
III	4	0.042	20

Tabla 4.1: Criterio de prevención de daños norma UNE 22.381-93 [7].

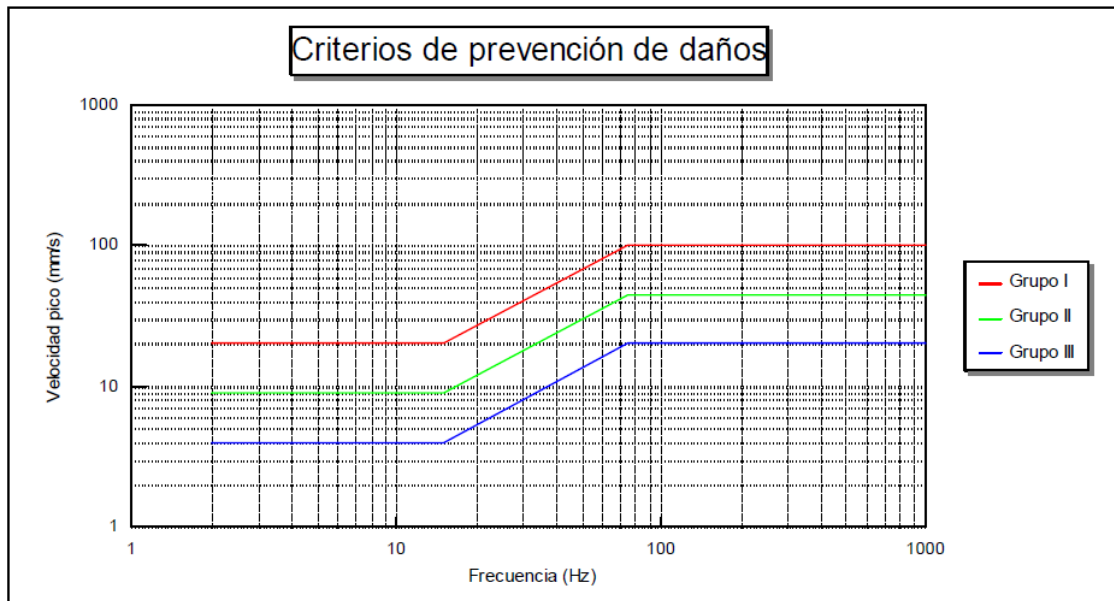


Figura 4.2: Criterio de prevención de daños norma UNE 22.381-93 [2].

Los criterios que aparecen en la *tabla 4.1* vienen determinados por la velocidad máxima de vibración que admiten para cada uno de los diferentes grupos de construcciones que estudia la norma. Sin embargo, para los de la franja de entre 15 – 75 Hz, menciona el desplazamiento como medida de prevención de daño.

Para calcular la velocidad equivalente V , que va asociada a ese desplazamiento, tendremos que resolver la siguiente ecuación, [7]:

$$V = 2 \cdot \pi \cdot f \cdot d$$

Dónde f es la frecuencia asociada al movimiento en Hz y d es el desplazamiento indicado en la *tabla 1* en mm .



5. ESTUDIO NUMÉRICO DE EXPLOSIONES EN TÚNELES CON ABAQUS

Si bien la normativa hace referencia a los niveles de confortabilidad o daño máximos admisibles en términos de desplazamiento o velocidades, éstos son difíciles de estimar, puesto que en el estudio de una explosión el único dato que se suele manejar es la carga explosiva, por lo cual determinar los anteriores parámetros de respuesta resulta complejo, más aún cuando se trabaja con un suelo.

Por ello, en este proyecto se recurre al código comercial de elementos finitos *ABAQUS/Explicit* para tratar de realizar un modelo numérico de interacción suelo-estructura, que sea capaz de estimar, en base a una explosión que se supone se produce en el interior del túnel, los máximos niveles de aceleraciones, velocidades y desplazamientos que se originarían.

Para ello es necesaria la definición de un modelo numérico que sea capaz de recoger las siguientes características:

- Infinitud horizontal para evitar las reflexiones de ondas.
- Comportamiento mecánico del suelo e interacción suelo-estructura.
- Amortiguamiento interno del suelo.



En relación a este último punto, cabe decir que la limitación en la determinación del amortiguamiento de un sistema, hace que la mejor y más efectiva forma de tratarle es mediante la suposición de un amortiguamiento de Rayleigh, o amortiguamiento viscoso [5], de tal manera que se forma la matriz de amortiguamiento del sistema como una combinación lineal de las de masa y rigidez según se muestra en la ecuación (1).

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] \quad (1)$$

Dónde:

$[C]$ = matriz de amortiguamiento del sistema.

$[M]$ = matriz de masa del sistema.

$[K]$ = matriz de rigidez del sistema.

α y β constantes de proporcionalidad.

La mayor ventaja obtenida al convertir la matriz de amortiguamiento en su equivalente del amortiguamiento de Rayleigh recae en el hecho que, usando la transformación ortogonal, una estructura que posee n grados de libertad se puede reducir en n número de ecuaciones desacopladas. No obstante, para sistemas con un gran número de grados de libertad, es difícil adivinar los principales valores de α y β al comienzo del análisis.

En la mayoría de los análisis prácticos ingenieriles, se asumen unas simplificaciones en la selección de los ratios de amortiguamiento (constantes para todos los modos significativos) basados en la experiencia.

Los coeficientes α y β , se calculan definiendo la fracción de amortiguamiento crítico (ξ_i) a dos frecuencias prefijadas (ω_i) que definen un rango, ecuación (2).

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_i} + \frac{\beta\omega_i}{2} \quad (2)$$

Expresión que facilita el cálculo de alfa y beta, ya que tenemos un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas al fijar el amortiguamiento crítico y la frecuencia del sistema

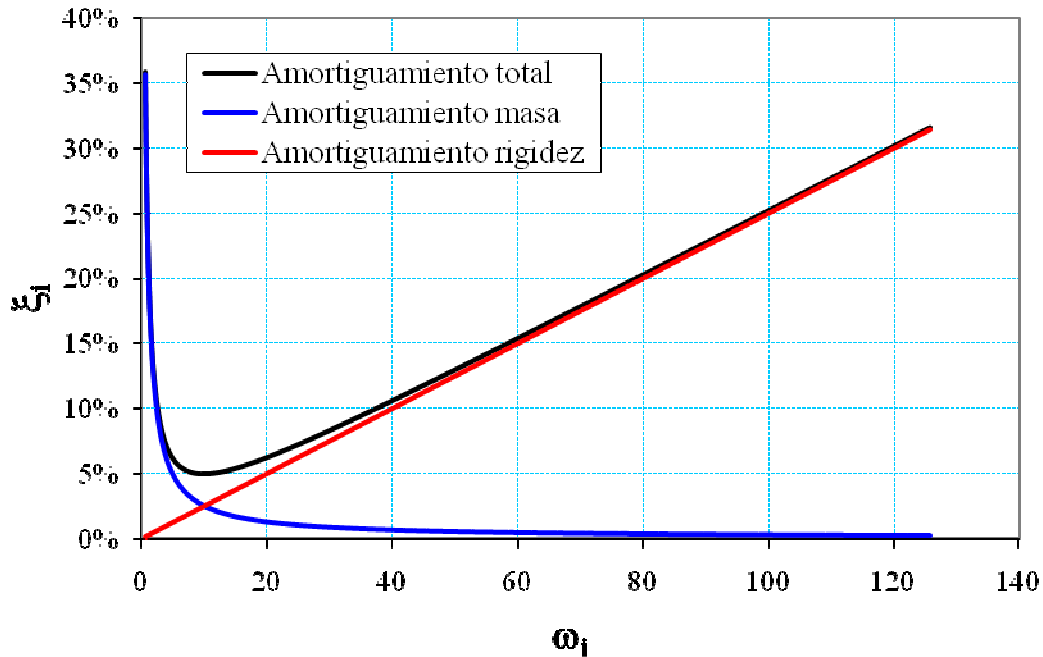


Figura 5.1: Fracción de amortiguamiento crítico vs. frecuencia de excitación

De tal manera que prefijando una fracción de amortiguamiento crítico a un par de frecuencias que definen un rango, o bien una fracción en el mínimo de la curva en negro de la Figura 5.1, se define el la fracción de amortiguamiento en todo el espectro de frecuencias que, como se puede observar en la citada figura, es diferente según la frecuencia de excitación (ω_i).

5.1 Hipótesis

La complejidad del problema analizado y el desarrollo de un modelo numérico que represente la aproximación de los resultados a la realidad hacen preciso el empleo de una serie de hipótesis. Las hipótesis que se han supuesto a la hora de realizar este análisis numérico son las siguientes:

- Comportamiento del revestimiento de hormigón que recubre el túnel es *elástico, lineal e isótropo*.
- No se consideran criterios de fractura del hormigón.



5.- Estudio numérico de explosiones en túneles con ABAQUS

- El terreno es un material elástico, lineal y con amortiguamiento de Rayleigh. No se consideran para el suelo un comportamiento plástico ni criterio de daño.
- *Movimiento solidario del suelo-estructura.* Esto quiere decir que el revestimiento nunca se separa del suelo ante la sollicitación de la carga explosiva en su interior.
- El estudio se desarrolla sobre un estrato de altura 40 metros, que descansa sobre una base rocosa infinitamente rígida.
- Túnel ubicado a mitad de profundidad en el estrato, supuesto de diámetro exterior de 9 metros y espesor de recubrimiento de 0,5 metros. Esta geometría es la habitual a la hora de ejecutar un túnel para *alta velocidad* mediante el empleo de tuneladora. Tanto el diámetro como el espesor del recubrimiento son longitudes y tamaños estándar [1,20].
- Se supone un estado de deformación plana para todo el modelo numérico.
- El túnel se encuentra inmerso en un *estrato infinito en dirección horizontal*, para lo cual se hace necesario el uso de un borde transmisor que evite la reflexión de ondas, el cual se modela en el código ABAQUS con elementos infinitos (ABAQUS/Explicit User's Manual [10]).
- Se considera dos amortiguamientos internos del suelo del 5 – 10 % del crítico. Estos valores pueden considerarse pequeños frente a los reales, lo cual sitúa los resultados del lado de la seguridad.
- Se emplearán dos distribuciones de la presión generada por la onda explosiva: caída lineal, como la empleada por Tian [12], y caída exponencial, como la que emplean Chapman [4] y Aldasoro [11]. Del mismo modo, se emplearán dos presiones pico diferente de 5 – 10 MPa.
- Se utilizarán un modelo con condiciones de simetría y otro modelo completo para comparar los resultados y ver la influencia del borde transmisor.

5.2 Modelo numérico de elementos finitos

De cara a corroborar la bondad de los elementos infinitos, se emplearán dos modelos numéricos:

- Modelo 1: modelo completo con elementos infinitos en los dos contornos laterales.
- Modelo 2: modelo con condiciones de simetría en el eje vertical.

Modelo 1

Se trata de una rebanada de terreno de 40 metros de profundidad y 120 metros de longitud. En el interior de éste, y centrado sobre ambos lados, situamos una sección de túnel, de 9 metros de diámetro, y recubierto de un anillo de hormigón de 500 milímetros de espesor. En la *Figura 5.2.1* se puede apreciar una descripción de la mencionada sección.

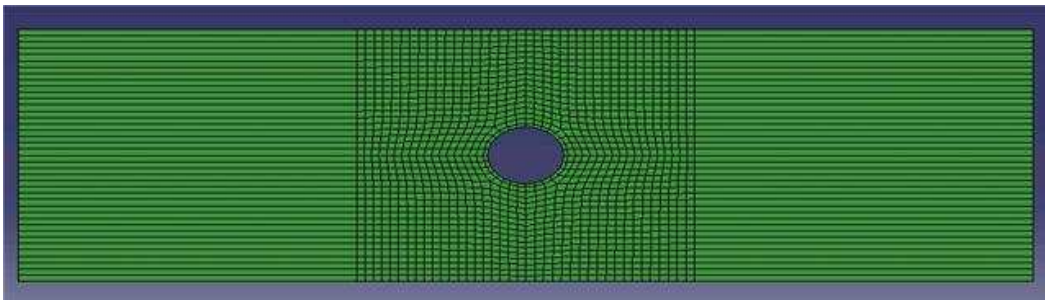


Figura 5.2.1: Detalle de la modelo completo.

Modelo 2

Es resultado de dividir la anterior sección por la mitad de su longitud mayor. El resultado es una rebanada de 60 metros de longitud y 40 metros de profundidad, con una sección de medio túnel de iguales dimensiones a la anterior, 4,5 metros de radio y medio metro de recubrimiento de hormigón. *Figura 5.2.2*.

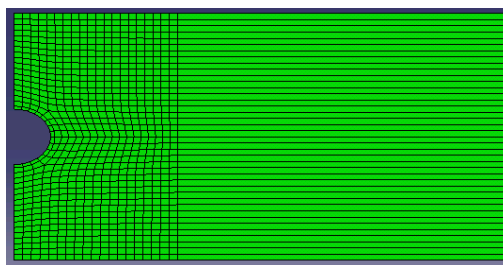


Figura 5.2.2: Detalle del modelo simétrico.

Una curva temporal de carga de presión permite representar variaciones arbitrarias de tiempo o frecuencia con la finalidad de imponer variaciones de carga, desplazamiento, presión u otras variables dadas. Se van a solicitar las dos secciones anteriormente mencionadas a dos tipos de distribuciones de amplitudes que aparecen en la base de datos de ABAQUS [10]. Éstas son:

- **TABULAR**

Este tipo de distribución se basa en aportar los puntos de presión en varios instantes de tiempo, con lo que ABAQUS supone una interpolación lineal. (ABAQUS User's manual [10]).

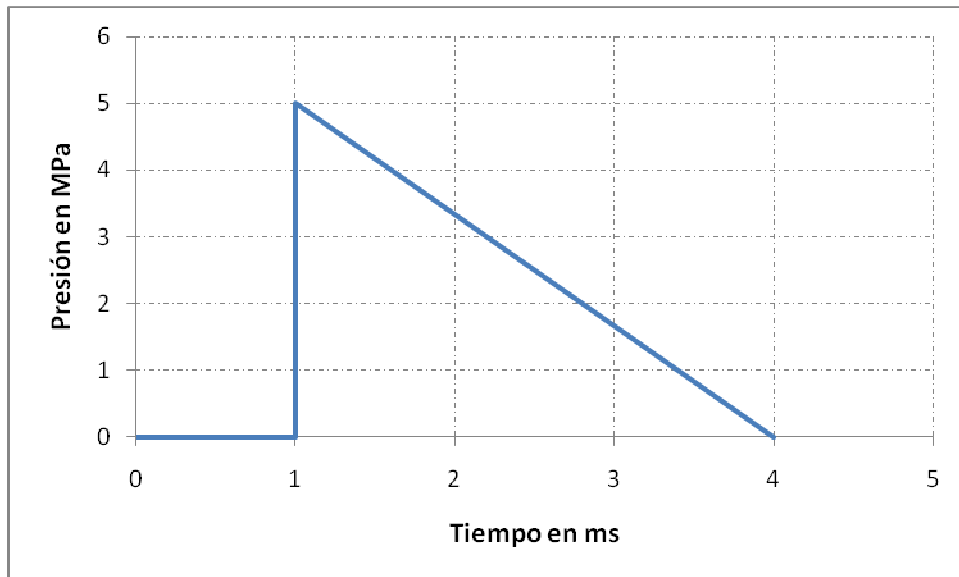


Figura 5.2.3: Distribución TABULAR para el caso numérico.

En el eje de abscisas se representa el tiempo o duración de la onda de presión y en el de ordenadas el valor de la misma. En el caso que se analiza se utilizará un valor pico de 5 y de 10 MPa de presión y una duración total de 4 ms, siendo 3 ms el tiempo durante el cual tiene presencia la onda. Ver Figura 5.2.3.

- **DECAY**

La curva decay pertenece al tipo de curvas exponenciales, ver *figura 5.2.4*, las cuales tras alcanzar un valor máximo decaen en magnitud a lo largo del tiempo.

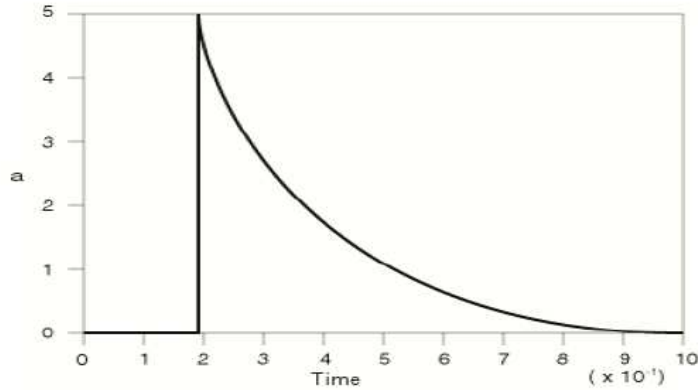


Figura 5.2.4: Curva exponencial Decay definida en el manual de ABAQUS.

En nuestro caso, y de manera análoga a la distribución Tabular, alcanzaremos un valor pico de 5 y de 10 MPa atenuándose dicho valor a lo largo de 3 ms. La duración total de la onda es, como ocurrió con Tabular, de 4 ms.

A continuación se presentan de manera superpuesta las dos curvas temporales de carga.

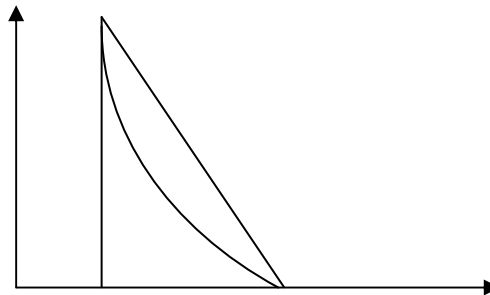


Figura 5.2.5: Distribución DECAY y TABULAR superpuestas.

Como se ha mencionado anteriormente en las hipótesis de este proyecto, las condiciones de contorno a la que se va a someter nuestra geometría son las siguientes.

- Para el modelo completo: partiendo de la hipótesis anteriormente planteada, se considera en la base del modelo, una base rocosa, la cual fija los desplazamientos verticales y horizontales. Ver figura 5.2.6:

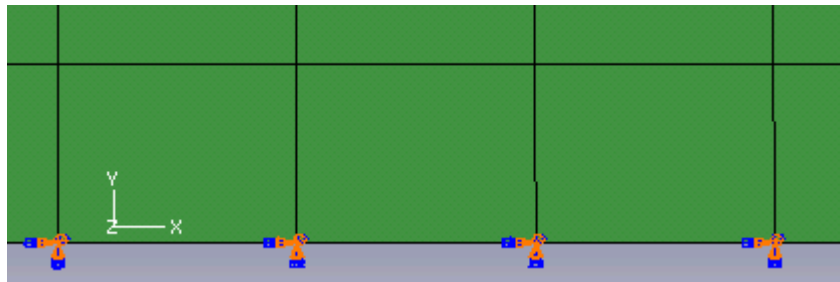


Figura 5.2.6: Detalle de las condiciones de contorno para el modelo completo.

- Para el modelo simétrico: al igual que en la sección anterior, la utilización de una *base rocosa*, establece las mismas coacciones en la parte inferior del modelos, mientras que el lateral izquierdo, ver *Figura 5.2.7*, se supone coaccionado su movimiento horizontal no así el vertical, (*condiciones de simetría*).

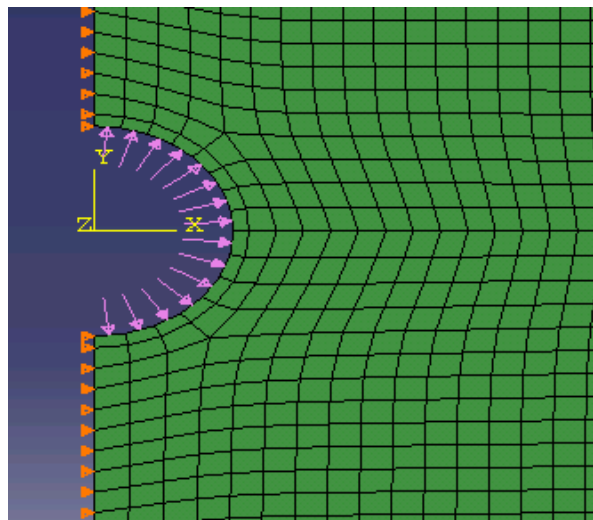


Figura 5.2.7: Detalle de las condiciones de contorno laterales de la disposición simétrica.



Los materiales y las propiedades de los mismos que son utilizados para el desarrollo del estudio quedan definidos como sigue:

Terreno

Geoméricamente tiene las dimensiones descritas en líneas anteriores (120 x 40 m.). En cuanto a sus propiedades elásticas, hemos partido de una densidad típica de 2000 kg/m^3 , que es la perteneciente a un suelo vegetal normal según el CTE, [15].

Partiendo de esta densidad y utilizando la expresión de la velocidad de propagación del sonido en medios isótropos y homogéneos:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (3)$$

Siendo V_s la velocidad del sonido, G el módulo de Young del material y ρ la densidad del mismo.

Tomando como $V_s = 300 \text{ m/s}$ y $\rho = 2000 \text{ Kg/m}^3$ obtenemos un módulo de Young $G = 180 \text{ MPa}$. Tomamos un coeficiente de Poisson típico para este tipo de suelos, siendo éste su valor de $\nu = 0,25$. Nos quedaría por definir las constantes, alfa y beta, que acompañan a la ecuación (1) para completar las características de nuestro TERRENO.

Para ello, tomando la expresión que aparece en la ecuación (2), se suponen los siguientes datos de partida:

- Fracción de amortiguamiento a la frecuencia central: 5 %
- Frecuencia central del sistema: para comenzar el análisis se parte de una frecuencia baja de 125 Hz.

Despejando dichos valores en la ecuación (8), obtenemos para nuestra primera iteración, unos valores de:

- $\alpha = 39,3$
- $\beta = 63,7 \cdot 10^{-4}$

Hormigón

Se trata de un hormigón armado (HA), con las siguientes propiedades mecánico/elásticas [14]:

- Densidad: $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$
- Módulo de Young: $E = 20 \text{ GPa}$
- Coeficiente de Poisson: $\nu = 0,2$

5.2.1 Validación del modelo numérico

Una vez dotados de las propiedades mecánicas anteriormente descritas los dos materiales que entran en *juego* en este estudio, se comprueba que el modelo, ante las sollicitaciones a las que se les va a someter, se comporta de manera coherente y conforme a lo esperado.

Para ello se han graficado de manera conjunta los desplazamientos **verticales** del *modelo completo*, ante una *distribución TABULAR* y con *5 MPa de presión*.

La siguiente gráfica muestra los diferentes desplazamientos, de los nodos anteriormente descritos sobre la superficie, en función del tiempo. *Figura 5.2.1.1.*

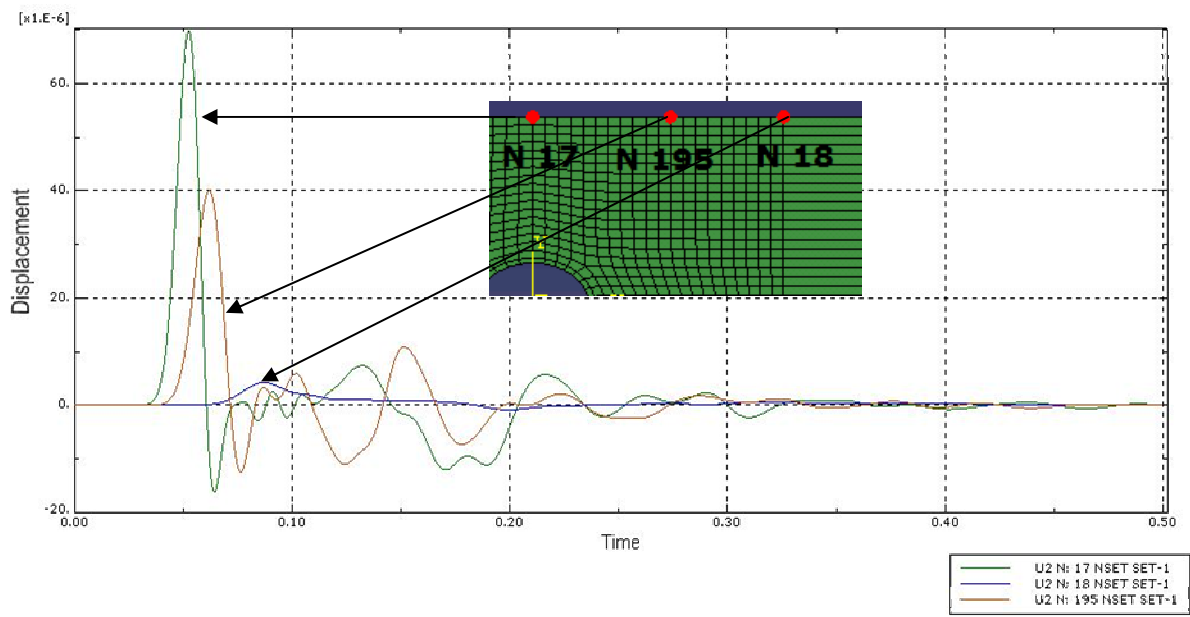


Figura 5.2.1.1: Gráfica comparativa de los desplazamientos en la superficie.



Como se puede apreciar en la anterior imagen el *nodo 17*, que se encuentra en la vertical de la explosión y por consiguiente tiene la menor distancia hasta ésta, experimente el mayor desplazamiento en el eje de ordenadas.

El *nodo 195*, que se encontraba a una distancia de 10 metros sobre la horizontal del *nodo 17*, posee un desplazamiento vertical menor. Éste hecho es coherente puesto que nos alejamos de la vertical de la explosión y por lo tanto la componente horizontal también empieza a tomar valor.

Por último, *el nodo 18*, que se está ubicado a 20 metros sobre la horizontal del *nodo 17*, posee el menor desplazamiento vertical de los tres nodos estudiados. Al igual que ocurría con el anterior nodo, sobre éste empieza a notarse el comportamiento del desplazamiento horizontal provocado por la explosión.

De igual modo, la separación que hay entre ambos confiere a los desplazamientos de cada uno de ellos un comportamiento ondulatorio como el observado en la *Figura 5.2.1.1*.

Tras lo mencionado en apartados anteriores de este proyecto, y en particular en el apartado 3.4, *Ondas explosivas generadas en túneles por voladura*, se puede establecer un nuevo punto de verificación.

Como se ha visto anteriormente, tras la generación de una explosión en un túnel, se generan, en la superficie, un tipo de ondas, las *Rayleigh*, que poseen una particular forma de propagación a lo largo de la superficie, conocido como movimiento *retrógrado*. La existencia de las mismas sobre el modelo, serviría para validar aún más la utilización del mismo para este estudio.

Para comprobar la existencia de éstas ondas es necesario elegir un punto de la superficie, el cual, ante la sollicitación de la onda de la explosión, disponga de velocidad en las dos direcciones, *horizontal* y *vertical*.

El *nodo 195*, también utilizado en el anterior punto de los desplazamiento de la validación, posee, debido a la ubicación del mismo en el modelo completo, una situación que le hace interesante para esta comprobación, ya que sobre él se hace notoria de manera equiparable los efectos de la velocidad horizontal y vertical.

Para poder verificar este hecho, la existencia y propagación de ondas tipo *Rayleigh*, se compara en un eje *cartesiano* las velocidad horizontal y vertical, eje de abscisas y ordenadas respectivamente, ante la generación de una explosión en el interior de la sección tubular.

Los resultados que se obtienen aparecen en esta secuencia de *figuras*:

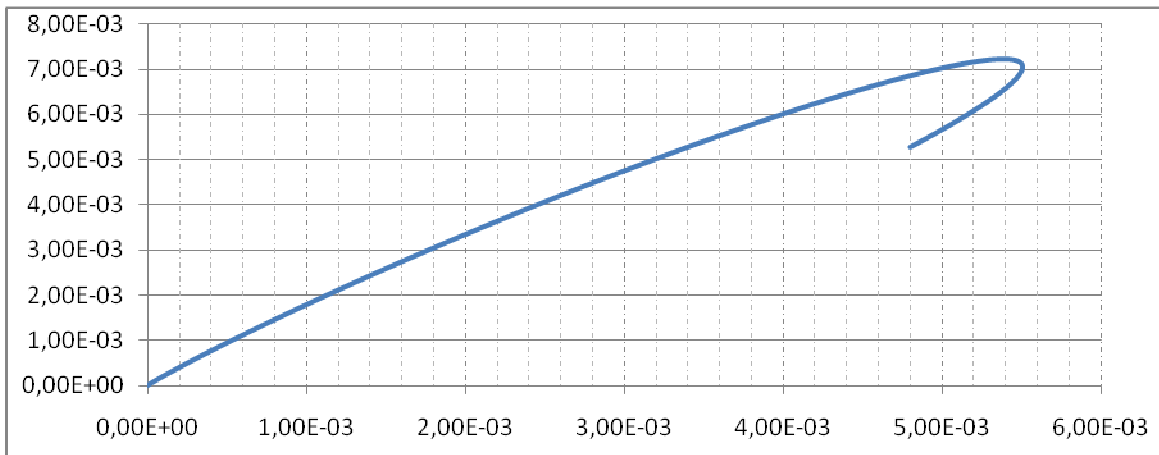


Figura 5.2.1.2: Gráfica n°1 en la secuencia de comprobación de la existencia de ondas *Rayleigh*.

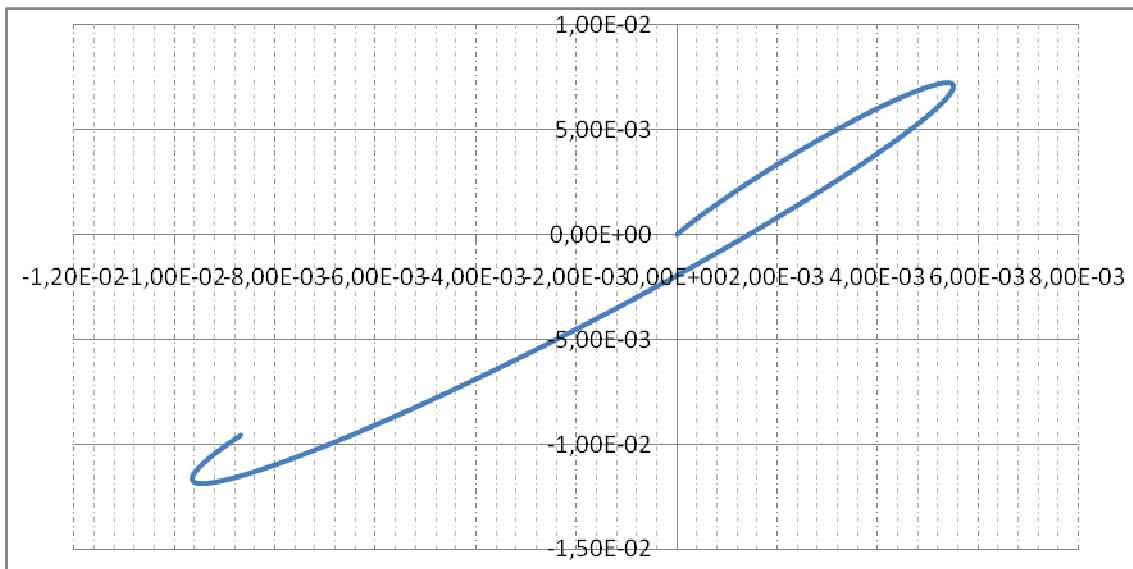


Figura 5.2.1.3: Gráfica n°3 en la secuencia de comprobación de la existencia de ondas *Rayleigh*.



5.3 Resultados

Una vez definido y validado el modelo, se dividirá el estudio en los tres siguientes apartados:

- A. **Ajuste de las constantes α y β :** sobre el modelo completo, y aplicando la dos distribuciones de presiones, se ajustarán las constantes α y β realizando dos iteraciones para cada una de ellas
- B. **Validación del Borde transmisor mediante el empleo de elementos infinitos y la aplicación de condiciones de simetría:** se realizará una comparación del modelo completo con el simétrico para las dos distribuciones de presiones. Se realizará una tabla comparativa del orden de magnitud de las variables solicitadas en los diferentes puntos del terreno.
- C. **Comparación de resultados para 5 y 10 MPa de la onda de presión:** se aplicarán las condiciones aparecidas en la norma *sobre el control de vibraciones* a los resultados obtenidos para el modelo simétrico. Del mismo modo, pero variando la constante de amortiguamiento del 5% al 10%, se obtendrán y compararan, para cada una de las variables: velocidad, aceleración y desplazamiento, los valores con los aparecidos en la norma.

5.3.1 Ajuste de las constantes α y β

Se parte de unas propiedades elástico mecánicas definidas anteriormente en el apartado de materiales, esto significa, que los valores de partida para las constantes *alfa* y *beta* son los siguientes:

- $\alpha = 39,3$
- $\beta = 63,7 \cdot 10^{-4}$

1ª ITERACIÓN TABULAR

Para ajustar las dos constantes se obtendrá, en primer lugar, la aceleración en el eje vertical “y” con respecto al tiempo, para una carga de 5 MPa, sobre el punto más alejado en dirección vertical del centro del túnel, *nodo 17 (N17)*. La elección de este nodo se debe a que es el punto más próximo, *desde la superficie del terreno*, al lugar dónde ocurre la explosión, el centro de la sección tubular.

En la *Figura 5.3.1.1* se aprecia la ubicación del *nodo 17*.

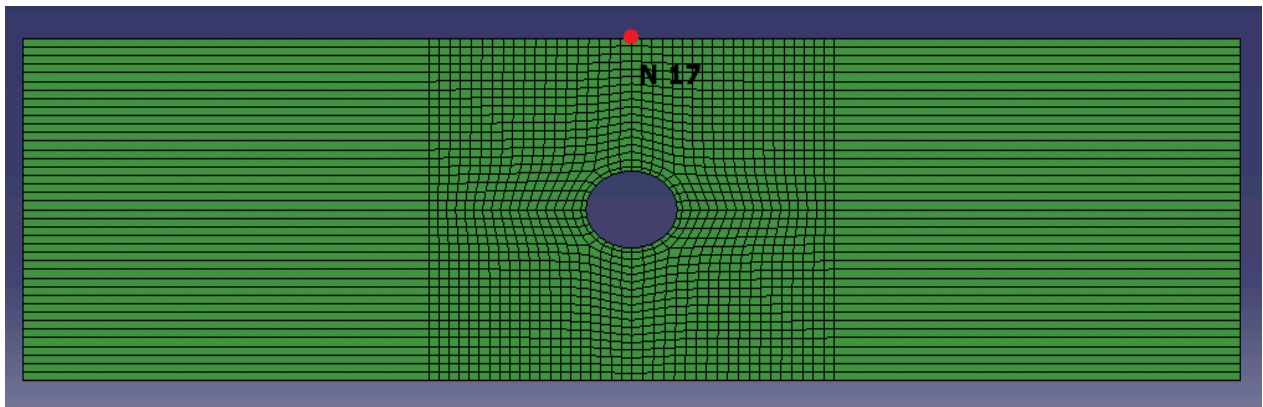


Figura 5.3.1.1: Ubicación del nodo 17 en el modelo completo.

Al correr esta primera iteración se genera una explosión que se puede seguir a través de esta secuencia de imágenes:

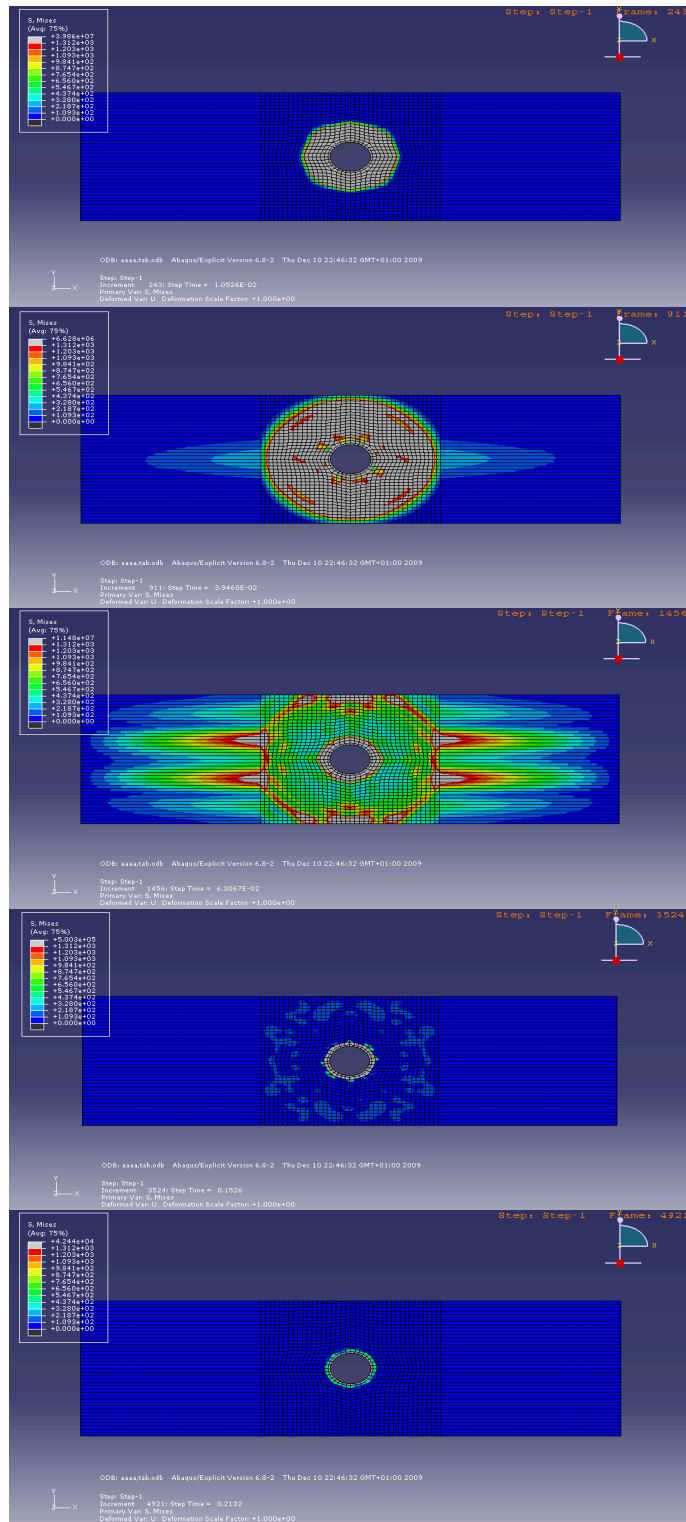


Figura 5.3.1.2: Simulación explosión.

Aceleración vertical en el nodo 17

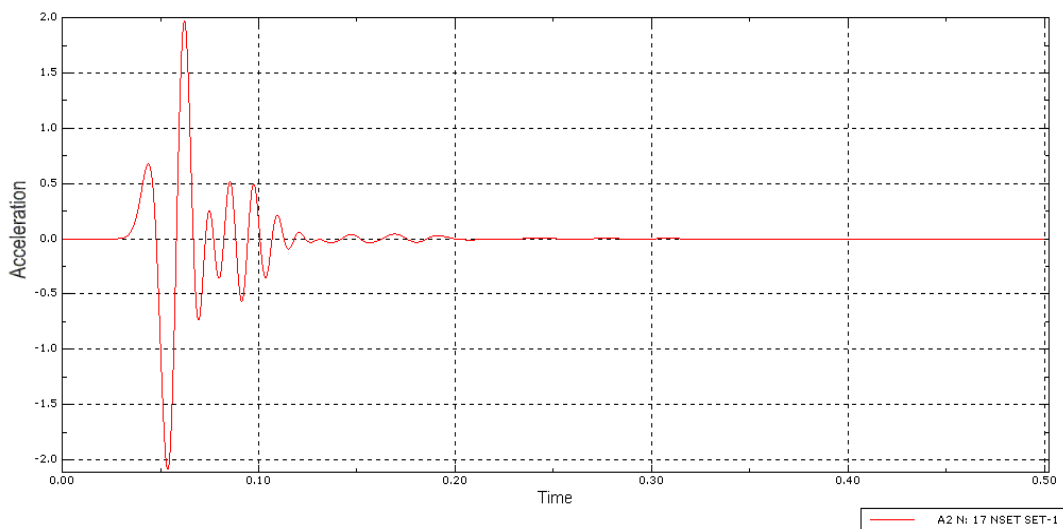


Figura 5.3.1.3: Aceleración vertical (m/s^2) para la primera iteración en el nodo 17 con la distribución TABULAR

Se aprecia en esta figura, con el transcurso del tiempo, un paulatino amortiguamiento de la onda producida por la explosión, lo que lleva consigo una disipación de la onda inicial. Ese amortiguamiento viene caracterizado por el valor de las constantes de amortiguamiento anteriormente calculadas.

La aceleración máxima que se alcanza en este punto, valor negativo, es de $2,2 m/s^2$ ($0,224g$).

Es momento ahora, y en segundo lugar, con los valores correspondientes de la gráfica aparecida en la *Figura 5.3.1.3*, realizar la transformada de Fourier, obteniendo así una nueva distribución de valores en la que aparecen representadas sobre el eje de abscisas las frecuencias y sobre el de ordenadas la transformada de las velocidades, ver *figura 5.3.1.4*.

En ésta nueva gráfica se prestará atención en el dominio de frecuencias para las cuales se dan las transformadas de las velocidades. Este dominio vendrá diferenciado por la existencia de lo que se denominará como “joroba”.

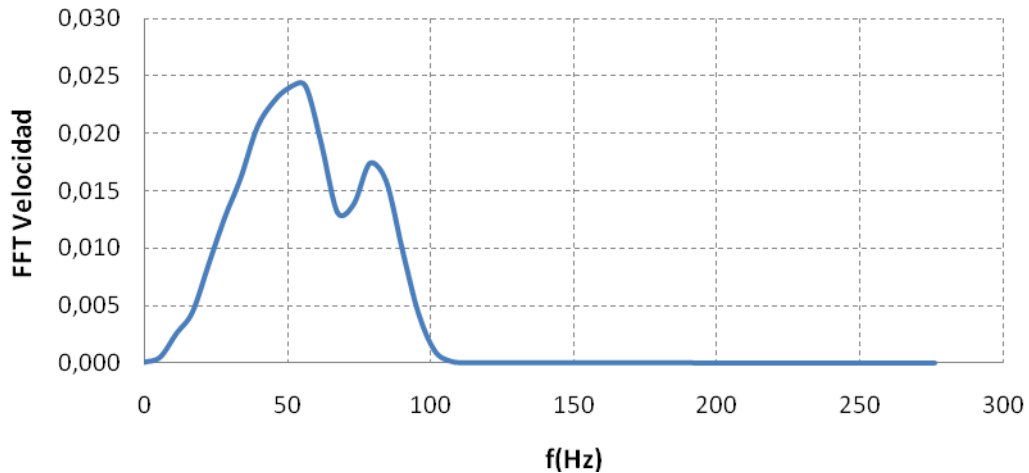


Figura 5.3.1.4: Transformada de Fourier de la velocidad (m) de la 1ª iteración con distribución TABULAR.

Se aprecia que el dominio de frecuencias, dónde se hace notable lo que antes hemos denominado “joroba”, transcurre desde $\omega_{min} = 0 \text{ Hz} \rightarrow \omega_{max} = 107,09$.

La frecuencia central de este intervalo, la que servirá para ajustar las constantes α y β , se calcula de la siguiente manera:

$$\omega = \frac{\omega_{min} + \omega_{max}}{2} = \frac{0 + 107,09}{2} = 53,54 \text{ Hz}$$

Es decir, la mitad del dominio. Dicho valor viene expresado en Hertzios, lo que equivale en unidades del sistema internacional:

$$\omega \left(\frac{\text{rad}}{\text{s}} \right) = 53,54 \text{ Hz} \cdot 2\pi = 336,43 \text{ rad/s}$$

Con este valor de la frecuencia central, la constante de amortiguamiento $\xi = 0.05$ (5%) y lo aparecido en la ecuación (2), se pueden calcular los valores de α y β , obteniendo de esta forma:

- $\alpha = 16,8$
- $\beta = 1,49 \cdot 10^{-4}$

2ª ITERACIÓN TABULAR

Ésta vez tomamos como datos de partida los valores para las constantes anteriormente calculadas en la 1ª iteración.

Se vuelve a simular la geometría con 5 MPa de valor máximo de la onda de presión. Cómo se hizo anteriormente se obtiene la gráfica de aceleraciones en el nodo 17, ver *figura 5.3.5*. La aceleración máxima, también negativa, es algo mayor a la que se ha obtenido en la pasada iteración, superando apenas los 3 m/s² de valor absoluto, lo que en términos de “g” es del orden de **3,1 / 9,81 = 0,316**.

En comparación con la anterior, en el transcurso de 0,5 segundos, vemos la atenuación de la onda, debido a las nuevas constantes de amortiguamiento definidas. De manera análoga, se realiza la transformada de Fourier de los nuevos valores de la aceleración con respecto al tiempo, para, que con ellos, dar forma a la nueva gráfica de dominios de frecuencias.

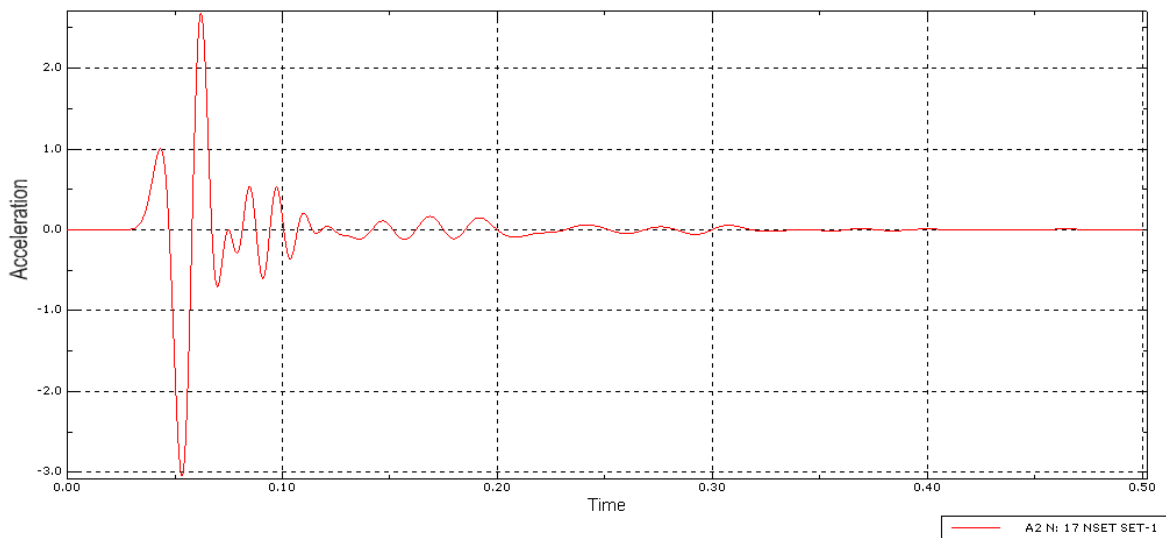


Figura 5.3.1.5: Aceleración vertical (m/s²) para la segunda iteración en el nodo 17 con la distribución TABULAR.

Ésta vez, aunque la forma de la joroba tenga diferente aspecto que la anterior, ambas tienen análogos dominios, ver *figura 5.3.1.6*, desde los 0 hasta los 107 Hz, por lo que los valores de las constantes, para la onda TABULAR, son los calculados anteriormente.

- **$\alpha = 16,8$**
- **$\beta = 1,49 \cdot 10^{-4}$**

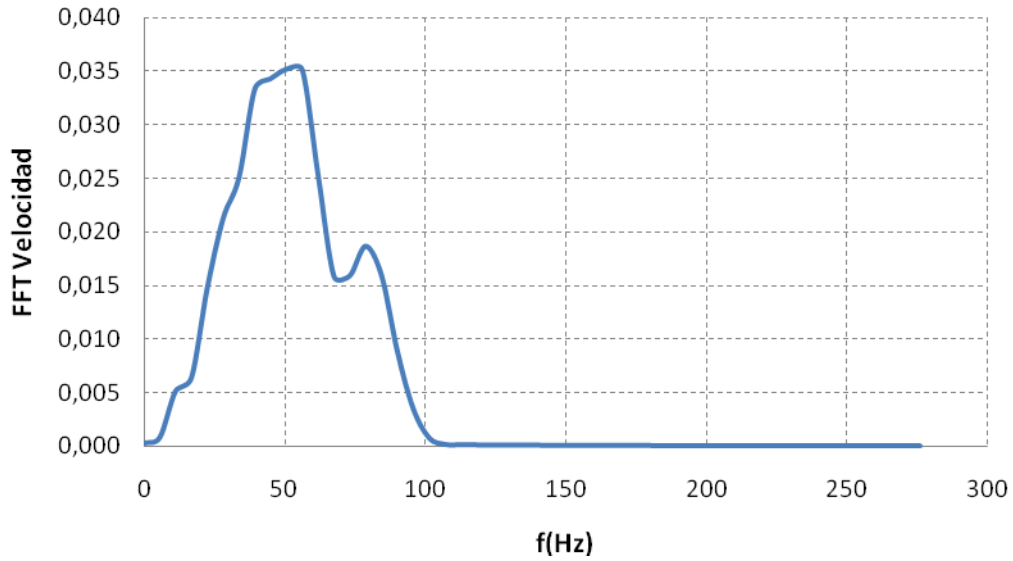


Figura 5.3.1.6: Transformada de Fourier de la velocidad (m) de la 2ª iteración con distribución TABULAR.

1ª ITERACIÓN DECAJ

Operando de manera análoga a lo realizado en la anterior iteración tabular, se ajustarán las constantes partiendo de una carga de 5 MPa y calculando las aceleraciones verticales en el nodo 17.

Los valores iniciales para *alfa* y *beta*, al igual que sucedía anteriormente, son los calculados a la hora de definir el material *terreno*.

- $\alpha = 39,3$
- $\beta = 63,7 \cdot 10^{-4}$

Aceleración vertical en el nodo 17

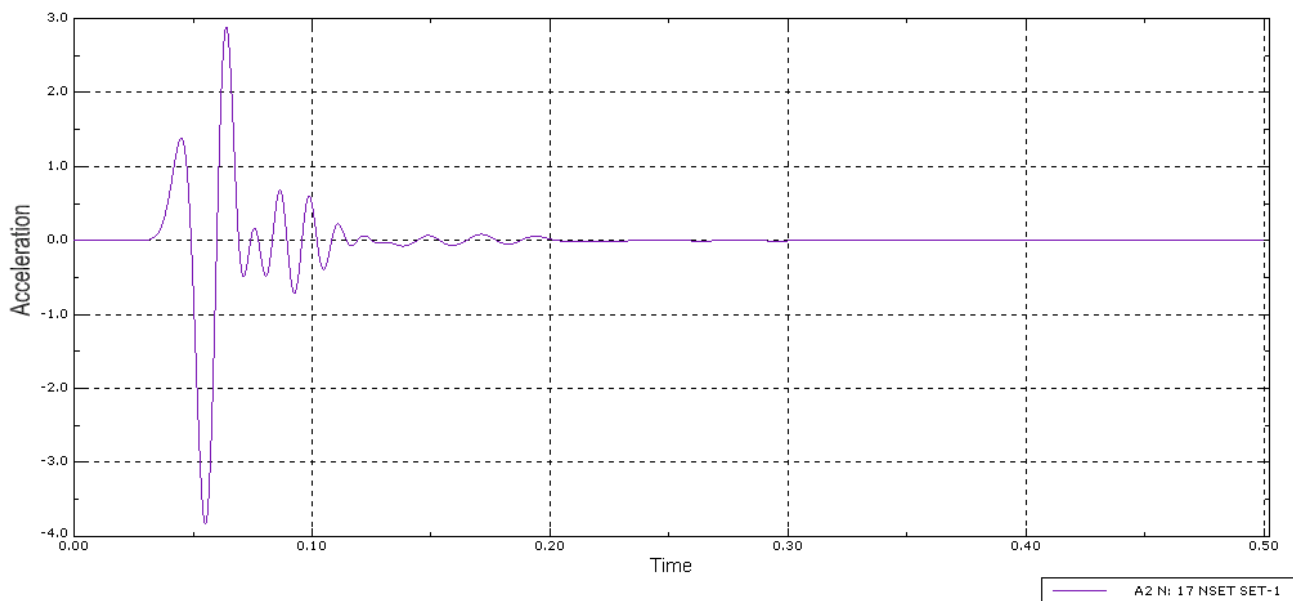


Figura 5.3.1.7: Aceleración vertical (m/s^2) para la primera iteración en el nodo 17 con la distribución DECA Y.

El valor máximo, en valor absoluto, que encontramos en esta primera iteración con la distribución de presiones DECA Y es de $3,83 m/s^2$, lo que en términos de “g” equivale a aproximadamente 0.4 g sobre la superficie del terreno. Éste valor es sensiblemente mayor al obtenido en la primera iteración con la distribución TABULAR.

Sobre los valores de la aceleración con respecto al tiempo obtenidos en la gráfica anterior, y de manera idéntica a la anterior iteración, se obtienen los resultados de realizar la transformada de Fourier sobre dichos valores. El resultado de la misma se puede observar en la gráfica que aparece a continuación, ver Figura 5.3.1.8.

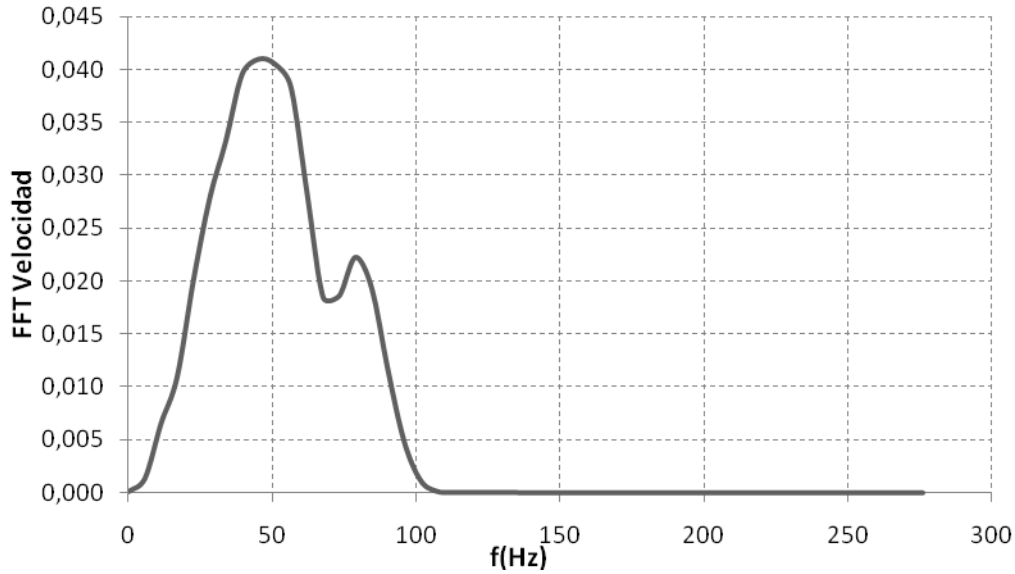


Figura 5.3.1.8: Transformada de Fourier de la velocidad (m) de la 1ª iteración con distribución DECAY.

El dominio en dónde se aprecia lo que se venía denominando como joroba abarca desde $\omega_{min} = 0 \text{ Hz}$ y $\omega_{max} = 108 \text{ Hz}$, valores muy parecidos a la anterior distribución. Se toma la ω central cómo:

$$\omega = \frac{\omega_{min.} + \omega_{max}}{2} = \frac{0 + 108}{2} = 54 \text{ Hz.}$$

Pasando dicho valor a unidades del sistema internacional, $\omega \text{ (rad/s)} = 54 \cdot 2\pi = 340 \text{ rad/s}$. Una vez obtenido el valor de la frecuencia central es el momento, de ajustar las constantes con la ayuda de la ecuación (2), obteniendo:

- $\alpha = 17$
- $\beta = 1,47 \cdot 10^{-4}$

2ª ITERACIÓN DECAJ

Partiendo de los datos anteriores:

- $\alpha = 17$
- $\beta = 1,47 \cdot 10^{-4}$

Se vuelve a simular la explosión con los nuevos valores de las constantes, obteniendo la nueva gráfica de la aceleración con respecto al tiempo para el nodo 17. Ver figura 5.3.1.9.

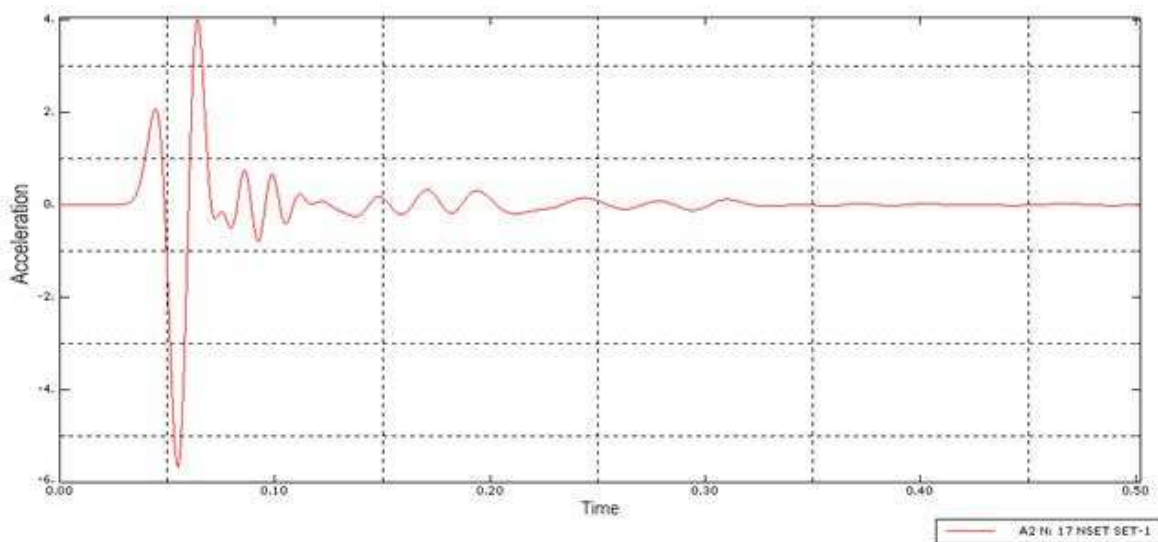


Figura 5.3.1.9: Aceleración vertical (m/s^2) para la segunda iteración en el nodo 17 con la distribución DECAJ.

El valor máximo de la aceleración, que ahora con el ajuste de las dos constantes, es de $5.68 m/s^2$, lo que equivale a 0,58 g.

Para cada una de las dos iteraciones, los valores de g, han sido mayores que los obtenidos en la distribución TABULAR, aproximadamente del doble en cada una de ellas. Éste hecho puede deberse al carácter exponencial del descenso de la onda de presión en la distribución DECAJ, frente al lineal que encontramos en la TABULAR.

La gráfica obtenida de realizar la transformada de Fourier a dichos valores es la siguiente, ver *figura 5.3.1.10*:

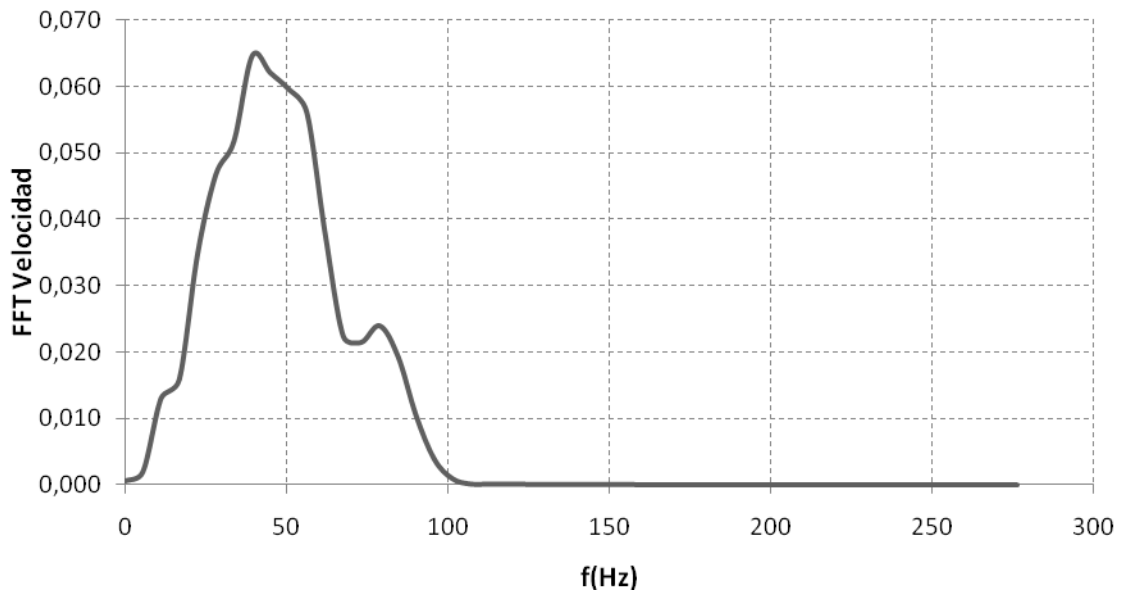


Figura 5.3.1.10: Gráfica perteneciente a la FFT de la 2ª iteración (DECAY).

Se aprecia que los valores pertenecientes al dominio de la *joroba* son muy similares a los encontrados en la primera iteración de esta distribución, por lo que al no haber apenas diferencias, se obtendrían unos valores para las constantes muy similares a los anteriores.

Por este motivo, y para esta distribución de presiones DECAY, se dejan como valores del ajuste de las constantes de amortiguamiento las anteriormente calculadas:

- $\alpha = 17$
- $\beta = 1,47 \cdot 10^{-4}$



5.3.2 Validación del borde transmisor mediante el empleo de elementos infinitos y la aplicación de condiciones de simetría

En este apartado, y tras el ajuste de las constantes *alfa* y *beta*, se realizará una comparación de los dos modelos presentes, el completo y el simétrico respectivamente. Los valores que tomarán en este apartado dichas constantes serán la media de cada una de ellas para cada tipo de distribución anteriormente iterada.

Los resultados que se obtengan de comparar los resultados de la explosión sobre cada uno de los modelos, ayudarán a la elección de uno de ellos para el último apartado de este análisis.

Para ello se simulará una explosión de 5 MPa para la distribución *Tabular* y *Decay* y se comparará el resultado, entre ellas, sobre cada una de los modelos.

Desarrollo

El valor de las constantes para la caracterización del terreno son las siguientes:

$$\alpha = \frac{\alpha_{\text{TABULAR}} + \alpha_{\text{DECAY}}}{2} = \frac{16,8 + 17}{2} = 16,9$$
$$\beta = \frac{\beta_{\text{TABULAR}} + \beta_{\text{DECAY}}}{2} = \frac{1,49 \cdot 10^{-4} + 1,47 \cdot 10^{-4}}{2} = 1,48 \cdot 10^{-4}$$

El resto de valores de las características mecánicas de los dos elementos, terreno y hormigón, no varían respecto a las anteriormente mencionadas en el apartado de definición de los *materiales*.

Las variables que se van a comparar entre las dos distribuciones y modelos son:

- Aceleración
- Velocidad
- Desplazamiento

Los puntos, *comunes e igualmente denominados* para los dos modelos, son los que aparecen en la siguiente *figura*:

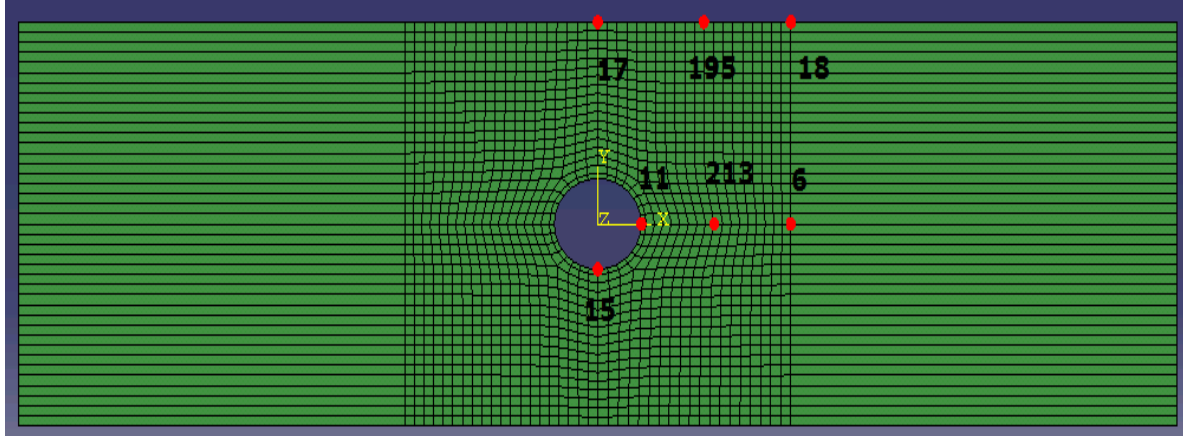


Figura 5.3.2.1: Ubicación y nomenclatura de los nodos.

Se empezará comparando los dos modelos, el completo y el simétrico, para una misma distribución de presiones y para las tres variables descritas en líneas anteriores.



TABULAR, 5MPa → COMPLETO vs. SIMÉTRICO

ACELERACIÓN (m/s²)						
HORIZONTAL		VERTICAL				
Completo	Simétrica	Completo	Simétrico			
NODO 6	0,169858	0,169887	0,000548	0,000588		
NODO 11	8983,670000	8983,670000	182,476000	196,265000		
NODO 15	203,960000	0,000000	9070,110000	9113,610000	Diferencia(v)(%)	Diferencia(h)(%)
NODO 17	0,079935	0,000000	3,047070	3,027190	0,656715	
NODO 18	0,100000	0,101000	0,045320	0,045420	0,220606	0,990099
NODO 195	1,028490	1,034530	1,156480	1,160290	0,328366	0,583840
NODO 213	4,800000	4,803360	0,083175	0,080882		
VELOCIDAD (m/s)						
HORIZONTAL		VERTICAL				
Completo	Simétrico	Completo	Simétrico			
NODO 6	0,000856	0,000856	0,000004	0,000002		
NODO 11	1,609110	1,607660	0,022993	0,110237		
NODO 15	0,105985	0,000000	1,627890	1,641070	Diferencia(v)(%)	Diferencia(h)(%)
NODO 17	0,000202	0,000000	0,012063	0,011998	0,540923	
NODO 18	0,000658	0,000661	0,000272	0,000273	0,422084	0,529353
NODO 195	0,004793	0,004818	0,005908	0,005923	0,263544	0,521546
NODO 213	0,013174	0,013180	0,000233	0,000223		
DESPLAZAMIENTO (m)						
HORIZONTAL		VERTICAL				
Completo	Simétrico	Completo	Simétrico			
NODO 6	0,000010	0,000010	0,000000	0,000000		
NODO 11	0,001194	0,001194	0,000017	0,000067		
NODO 15	0,000064	0,000000	0,001194	0,001192	Diferencia(v)(%)	Diferencia(h)(%)
NODO 17	0,000001	0,000000	0,000070	0,000070	0,430416	
NODO 18	0,000011	0,000011	0,000004	0,000004	0,470588	0,373832
NODO 195	0,000030	0,000030	0,000040	0,000040	0,571713	0,495540
NODO 213	0,000069	0,000069	0,000001	0,000001		

Comparando el valor de cada una de las variables para cada uno de las disposiciones, y en cada nodo, se aprecia que no hay una diferencia notable en la magnitud de las mismas, llegando incluso a alcanzar los mismos valores para cada uno de los nodos en los *desplazamientos horizontales*. El error cometido medio a la hora de utilizar una sección u otra es del 0,502 %. Valor casi inapreciable y cuantitativamente hace equiparable los dos modelos.



DECAY, 5MPa → COMPLETO vs SIMÉTRICO

ACELERACIÓN (m/s²)						
<i>HORIZONTAL</i>		<i>VERTICAL</i>				
	Completo	Simétrico	Completo	Simétrico		
NODO 6	0,324	0,324	0,001	0,0011		
NODO 11	8996,84	8996,83	182,454	182,5		
NODO 15	172,343	0,0	9082,880	9126,33	Diferencia(v)(%)	Diferencia(h)(%)
NODO 17	0,121	0,0	5,66	5,635	0,43848675	
NODO 18	0,221	0,222	0,098	0,0985055	0,18831436	0,26879296
NODO 195	1,883	1,892	2,346	2,354	0,34415364	0,46991289
NODO 213	7,670	7,673	0,128	0,121078		
VELOCIDAD (m/s)						
<i>HORIZONTAL</i>		<i>VERTICAL</i>				
	Completo	Simétrico	Completo	Simétrico		
NODO 6	0,001923	0,001923	0,000011	0,000004		
NODO 11	1,380940	1,379440	0,021519	0,090309		
NODO 15	0,088732	0,0	1,4	1,41614	Diferencia(v)(%)	Diferencia(h)(%)
NODO 17	0,000357	0,0	0,022114	0,022021	0,42140827	
NODO 18	0,001585	0,001593	0,000652	0,000655	0,42238439	0,53599111
NODO 195	0,009739	0,009782	0,012064	0,012087	0,18863085	0,43794546
NODO 213	0,020277	0,020279	0,000362	0,000347		
DESPLAZAMIENTO (m)						
<i>HORIZONTAL</i>		<i>VERTICAL</i>				
	Completo	Simétrico	Completo	Simétrico		
NODO 6	0,000023	0,000023	0,000000	0,000007		
NODO 11	0,001337	0,001337	0,000017	0,000051		
NODO 15	0,000053	0,000000	0,001335	0,000691	Diferencia(v)(%)	Diferencia(h)(%)
NODO 17	0,000002	0,000000	0,000157	0,000157	0,04707379	
NODO 18	0,000027	0,000027	0,000011	0,000011	0,47080979	0,37174721
NODO 195	0,000071	0,000071	0,000094	0,000095	0,42283298	0,56338028
NODO 213	0,000145	0,000145	0,000001	0,000007		

Al igual que ocurría en el anterior caso, los valores de las diversas variables, toman valores muy similares para cada uno de los modelos y nodos. Como *sorpres*a, los desplazamientos horizontales vuelven a ser idénticos para cada una de las secciones, cosa que ocurría para el caso *Tabular*.

El error medio cometido esta vez a la hora de elegir una u otra es del 0,3667 %. Aunque este valor es menor al anterior, sigue siendo muy similar el escaso error cometido en la elección de una u otra combinación.



Se ha calculado el error sobre los resultados de los nodos de la superficie, ya que serán los que se comparen en el último punto de éste análisis.

Visto el sentido indiferente a la hora de elegir una u otra distribución, es momento ahora de comparar el nivel diferente de magnitud que encontramos a la hora de utilizar una u otra distribución de presiones, *tabular* y *decay*.

En las mismas tablas aparecidas anteriormente se puede comparar de primera mano las diferencias existentes en la magnitud de los resultados con el uso de una distribución de presiones u otra. Para facilitar su apreciación, y sin necesidad de volver a repetir otra tabla como la anterior, se van a comparar los resultados más importantes de cara a la posterior aplicación de la norma, para poder comparar sobre éstos, las diferencias encontradas.

Siguiendo esta línea se han escogido de la superficie el *nodo 17* y de la línea media del terreno el *nodo 11*. Sobre ellos se ha calculado el error medio que se incurre al decantarse por una distribución u otra. Tras comparar resultados el error medio es de un 44,7% dato muy superior al error que se cometía al escoger una sección simétrica de una completa.

Este resultado, junto con el anterior, lleva a la siguiente conclusión para la idoneidad de escoger una distribución u otra, o un modelo u otro:

1. Al comparar el modelo completo del simétrico no se incurre en un error considerable a la hora de escoger uno de ellos, por lo que por razones meramente computacionales, es el modelo simétrico el que resulta más *cómodo*.

Los motivos de esta elección son simples si comparamos el tiempo de *trabajo* que le lleva al programa de elementos finitos ABAQUS en realizar un “*job*” con un modelo completo de uno simétrico. En esta última los tiempos se reducen de manera apreciable, en torno a un 40-50 %, por lo que debido a su escasa diferencia en los resultados obtenidos, hacen de la elección del modelo simétrico la mejor opción.

2. A la hora de elegir una de las dos distribuciones, *tabular* y *decay*, priman otro tipo de razones, y éstas son las de cálculo y prevención.



5.- Estudio numérico de explosiones en túneles con ABAQUS

Con la distribución *Decay* se obtiene valores, tanto de aceleración, velocidad y desplazamiento, sensiblemente mayores a los de su homónima *Tabular*. Siendo el tiempo efectivo de actuación de las dos distribuciones el mismo, 3 ms, la diferencia entra ambas radica en el carácter *exponencial de la decay* y el *lineal de la tabular*.

La distribución exponencial hace que la onda disminuya de manera más tenue que la lineal, por lo que es mayor la presencia de la onda, en valor, ante un mismo punto en el tiempo.

De ahí que, como se presupone, se sigue un análisis conservativo, la utilización de una distribución *Decay* genere resultados con índice más conservador que la *Tabular*.

Tras lo expuesto en estos dos apartados se utilizará para el siguiente punto del estudio una distribución **DECAY** y un modelo **SIMÉTRICO**.

5.3.3 Aplicación de la norma UNE

En este apartado, y tras los resultados obtenidos en el anterior, se va a analizar el criterio de prevención de daños que expone la norma *UNE 22.381/93* sobre el control de vibraciones. Como novedad, se incluye, la posibilidad de obtener resultados para un nuevo valor máximo de la onda de presión, 10 MPa.

Como se ha visto en apartado 5.3.1 *Ajuste de las constantes α y β* , la frecuencia a la que se obtenían mayores valores de la transformada de *Fourier* oscilaba entre los 40-50 Hz. Con este valor, y comparándolo con el rango de frecuencias que aparece en la *tabla 4.1*, el análisis de este proyecto se enmarcaría en el dominio de valores límite del criterio de entre 15 – 75 Hz.

Nota: se vuelve a incluir la mencionada tabla 4.1 para facilitar la comparación de valores.

TIPO DE ESTRUCTURA	FRECUENCIA PRINCIPAL (Hz)		
	2 – 15	15 - 75	> 75
	Velocidad (mm / s)	Desplazamiento * (mm)	Velocidad (mm / s)
I	20	0.212	100
II	9	0.095	45
III	4	0.042	20

Para este rango el valor máximo que indica el nivel de prevención de daños para los diversos grupos aparece en *mm*, por lo que compararemos los desplazamientos para los puntos de la superficie de la sección simétrica.

Estos valores se recogen en la siguiente tabla:

	DECAY			
	DESPLA. HORIZONTALES		DESPLA. VERTICALES	
	5 MPa	10 MPa	5 MPa	10 MPa
NODO 17	0,000	0,000	0,157	0,315
NODO 18	0,027	0,054	0,011	0,021
NODO 195	0,071	0,142	0,095	0,190

Figura 5.3.3.1: El color rojo se utiliza para la imposibilidad de edificación de cualquiera de los 3 grupos, el naranja para el grupo 2 y 3 y el amarillo sólo para el grupo 3.



Comparando dichos valores con lo que aparece en el criterio de daños de la norma, la casilla marcada con color rojo sobre pasa con creces el nivel máximo, para una onda de presión máxima de 10 MPa, correspondiente a las edificaciones del grupo 1, en teoría menos sensibles a la presencia de vibraciones. En 5 MPa se obtiene, marcada la casilla en color naranja, un valor del desplazamiento que permitiría la edificación del grupo 1, pero no así con los grupos 2 y 3, más sensibles a la presencia de vibraciones.

Con el resto de puntos y nodos se realiza la misma comparación, coloreando del color correspondiente a las diferentes casillas.

Las conclusiones que se extraen, partiendo de los valores que inicialmente han tomado las características mecánicas de los dos materiales que intervienen en este estudio, hormigón y terreno, son que para la onda de valor máximo 10 MPa no sería factible la edificación de cualquiera de los tres grupos en cualquiera de los puntos de la superficie y que para la onda de valor máximo 5 MPa sólo se permitiría la edificación de elementos del grupo 1.

Ahora bien si el coeficiente de amortiguamiento ζ pasa de valer 5% a un 10%, manteniendo el resto de valores iguales, constantes *alfa* y *beta* y demás, los valores que se obtienen ante la onda explosiva de 5 y de 10 MPa son los siguientes:

	DECAY			
	DESPLA. HORIZONTALES		DESPLA. VERTICALES	
	5 MPa	10 MPa	5 MPa	10 MPa
NODO 17	0,0000	0,0000	0,0988	0,1970
NODO 18	0,0147	0,0295	0,0056	0,0117
NODO 195	0,0425	0,0850	0,0575	0,1152

Figura 5.3.3.2: El color naranja se utiliza para identificar la imposibilidad de edificar tanto elementos del grupo 2 y 3 y el amarillo sólo para el grupo 3.

Se aprecia que en este caso no aparece ningún valor que sobre pase el nivel de edificación para el grupo 1, por lo que podría edificarse sin problema alguno. Directamente ligado a este hecho es que aumenten el número de casillas de color naranja.



5.- Estudio numérico de explosiones en túneles con ABAQUS

Se aprecia de igual forma que para el punto más alejado del “epicentro” de la explosión, *el nodo 18*, aumentan en sendas direcciones el valor de los desplazamientos y con ello el peligro para la edificación de edificios pertenecientes al grupo 3.

Al comparar sendas tablas, es notable que con el aumento del amortiguamiento disminuye la existencia de valores elevados de desplazamiento, pero aumenta la homogenización de los valores hacia un nivel medio, comparándolo con los resultados aparecidos en la primera tabla de este apartado.

Otro aspecto importante a destacar es el carácter de comportamiento lineal que refleja el terreno, el cual, al duplicarle la acción incidente, de 5 a 10 MPa, también duplica la respuesta, por lo que se puede establecer proporcionalidad en este sentido.

Sin embargo, en el amortiguamiento, no se aprecia dicho comportamiento lineal, no aumentando de manera proporcional la respuesta.

6. CONCLUSIONES

Las conclusiones que se han obtenido de la elaboración de este proyecto han sido las siguientes:

- Los elementos infinitos utilizado para la absorción de energía evitan el mencionado efecto caja, disipando esa energía hacia los bordes, infinito, que de otra forma se reflejaría en los contornos desvirtuando el resultado final.

Aunque los elementos infinitos son aproximados, no se ajustan del todo a la realidad, su utilización favorece la absorción de las ondas.

- Como se ha comentado la utilización de una disposición simétrica ahorra tiempo a la hora de simular, pero también, y esto no se ha comentado anteriormente, mejora los resultados, los afino, ya que elimino o reduzco un número de elementos infinitos presentes en el otro extremo que daría lugar a la sección completa.
- La distribución decay proporciona mayores aceleraciones, con lo que nos enmarca en resultados más conservadores. Se recomienda su uso a la hora de posibles cuantificaciones de ondas explosivas.
- La utilización de un modelo elástico lineal recoge la proporcionalidad esperada entre la presión máxima y la respuesta máxima. Esto se hace presente en los valores de aceleración y desplazamientos, los cuales aumentan con el aumento del valor máximo de la onda de presión.



- La norma UNE sobre el control de vibraciones, es muy poco específica y extremadamente generalista. Para la aplicación fielmente de la misma se ve necesario la regularización numérica de un modelo aproximado.

7. TRABAJOS FUTUROS

Acorde con lo presentado en este proyecto, se van a presentar una serie de trabajos que, en consonancia con éste, servirán para seguir ampliando la experimentación en este campo de análisis dinámicos.

- Implementar modelos de plasticidad de suelo.
- Implementar modelos de daño tanto en el suelo como en el revestimiento.
- La modelización de un perno de un revestimiento típico de túnel y el posterior estudio sobre éste de los efectos de una explosión/voladura de magnitud similar a la expuesta en este proyecto.
- Estudiar el efecto de las edificaciones colindantes en la propagación de ondas. Como por ejemplo la existencia de un túnel paralelo, pilotes, pantallas, etc.

8. REFERENCIAS

- [1] Acciona Infraestructuras S.A., “Curso de Túneles-Tuneladora”.
- [2] Arana, M., Vela A., San Martín M.L., Ibarra M., “Vibraciones producidas en edificios por voladuras en canteras: resultados y valoración”. Laboratorio de Acústica, Dpto. de Física. Universidad de Navarra.
- [3] Beltrán, F., “Teoría General del Método de los Elementos Finitos”, Departamento de Mecánica Estructural y Construcciones Industriales, ETSII, Madrid.
- [4] Chapman, T.C., Rose T.A., Smith P.D., “Blast wave simulations using Autodyn2D: A parametric study”, International Journal of Impact Engineering, 16(5/6), pp. 777-787, 1995.
- [5] Dasgupta, S.P., “Computation of Rayleigh damping coefficients for large systems”, Department of Civil Engineering.
- [6] Directiva 93/15/ CEE del Consejo, “Armonización de las disposiciones sobre puesta en el mercado y el control de los explosivos con fines civiles”
- [7] Domingo, J.F., “Comportamiento de las tuberías enterradas ante las vibraciones producidas por voladuras”
- [8] Hara, F. y Suzuki K., “Damping and energy dissipation”, Asme Pressure Vessels Piping 1993; vol. 256 pt 2, pp. 55-56.
- [9] Hewitt, V.M., “Respuesta no lineal y amortiguamiento en puentes de Concreto de Luces Largas”, Universidad de Los Andes, Bogotá, Colombia.
- [10] Hibbit, Karlsson and Sorensen Inc., “ABAQUS /Explicit User’s Manual Version 6.7.5”, 2008.
- [11] Jiménez-Aldasoro, F. J. y Guglieri, F. R., “Simulando explosiones con ABAQUS/Explicit”, Ingeniería IDOM Internacional S.A.

-
- [12] Tian L., Li Z.X., “*Dynamic response analysis of a building structure subjected to ground shock from a tunnel explosion*”, International Journal of Impact Engineering 35, 2008; pp. 164-1178.
- [13] Lysmer, J., “*Finite dynamic model for infinite media*”, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, 95(4), pp.859-877, 1969
- [14] Ministerio de la Presidencia, “*Instrucción de Hormigón Estructural (EHE08)*”, Capítulo III.
- [15] Ministerio de Vivienda, “*Código Técnico de la Edificación (CTE)*”.
- [16] Navarro, C., Samartín, A., “*Los problemas de borde en problemas geotécnicos estáticos analizados por el M.E.F*”, Revista Internacional de Métodos Numéricos para el Cálculo y Diseño en Ingeniería, 4(2), pp.237-246, 1988.
- [17] Pascual de Blas, J.A., “*Problemática de las vibraciones en las voladuras. Medición, Control y Regulación legal*”. Unión Española de Explosivos, S. A.
- [18] Roesset, J.M., Ettouney, M.M., “*Transmitting boundaries: A comparison*”, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1, pp.151-176, 1977.
- [19] Sánchez-Merino, A.L., “*Análisis sísmico de doble túneles*”. Tesis Doctoral, Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras, 2009.
- [20] Tunnel Builder, www.tunnelbuilder.es
- [21] World Tunnelling, www.worldtunnelling.com