

Inestabilidad en el túnel de Vega de Ciego entre el p.k 46+271 y el p.k 46+318

The instability in the tunnel of Vega de Ciego between k.p 46+271 and k.m 46+318

R. Angosto Pérez⁽¹⁾, J. Saiz Rey⁽²⁾, E. Pradera Gámez⁽³⁾, A. Ruiz Martínez⁽⁴⁾,

⁽¹⁾ Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Jefe de Infraestructura^(*)

⁽²⁾ Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Director de Obra^(*)

⁽³⁾ Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos^(**)

⁽⁴⁾ Ingeniero de Minas^(**)

^(*) ADIF.

^(**) ICYFSA, Avda. de Viñuelas nº27, 1ºD, 28760, Tres Cantos (Madrid). icyfsa@icyfsa.com

Abstract: *This paper describes the instability in the tunnel of Vega de Ciego and the method constructive to stabilize the section. This instability was caused by an unexpected fault and it consisted of large vertical displacement. At first step, the excavation stopped to reinforce the support of the tunnel. This reinforcement was composed of bolt and a concrete base. At second step, the excavation continued using the reinforced support. Finally, when the top heading excavation was finished, the support was rebuilt to recover the section.*

Key words: *instability, tunnel, support, bolt*

INTRODUCCIÓN

El túnel de Vega de Ciego es uno de los dos túneles que comprende el Lote VII de la Variante de Pajares, también denominado tramo Campomanes - Pola de Lena. El túnel de Vega de Ciego, de 2.465 metros de longitud, se inicia en el p.k 44+885 y finaliza en el p.k 47+350, presentando un recubrimiento máximo de 80 metros.

La construcción del túnel se ha planteado bajo la filosofía del Nuevo Método Austriaco (NATM), ejecutándose la excavación en dos fases de avance y destroza. La excavación del avance se realizó simultáneamente de desde ambas bocas.

Entre el p.k 46+320 y el p.k 46+279 se produjo una inestabilidad asociada a la presencia de una banda de falla no prevista en Proyecto. Se trata de un tramo que se excava parcialmente bajo la aldea de Ronzón, con un recubrimiento medio sobre clave de 35 metros.

En esta ponencia se exponen las distintas medidas constructivas adoptadas para la estabilización del túnel en fase de avance, así como los refuerzos previstos para la ejecución de la destroza.

INESTABILIDAD Y REFUERZOS DE URGENCIA

A finales del mes de enero de 2.009, en el tramo comprendido entre el p.k 47+320 y el p.k 47+279 donde se situaba el frente, se observaron numerosas grietas en

el hormigón. Consecuentemente se detuvo la excavación procediendo al sellado del frente, al refuerzo del túnel y a la colocación de secciones adicionales para el control de deformaciones.

Anteriormente a la inestabilidad del túnel ya se estaba aplicando un sostenimiento pesado, formado por cercha HEB-140 a metro, y bulones tipo swellex de 4 metros de longitud dispuestos en una cuantía de dos unidades por hastial y colocados en los pies de cercha. El espesor de hormigón proyectado aplicado era de 25 cm en los 12 últimos metros y 20 cm en los pases anteriores.

El refuerzo inmediato del túnel consistió en la colocación de 4 bulones tipo swellex, dos unidades por hastial, en los 25 metros de túnel más próximo al frente.

A partir del control de deformaciones se constató que la inestabilidad del túnel consistía básicamente en importantes movimientos verticales, con descensos máximos del orden de 40 cm en clave, produciéndose un fenómeno de "clavado" del túnel, principalmente en el hastial derecho al que acompañaba la clave. Estas deformaciones produjeron daños significativos en el sostenimiento, generándose grietas transversales junto a las cerchas, la rotura del hormigón en hastiales (figura 1) y el clavado de las placas de algunos bulones swellex. En superficie, se produjeron asientos que causaron grietas en varias edificaciones de la aldea de Ronzón.

Una vez comprobado que la incidencia se debía fundamentalmente al clavado del túnel, se consideró que el refuerzo inmediato más adecuado era el bulonado de la sección, principalmente en hombros y bóveda, con la finalidad de “colgar” el túnel.

Este bulonado consistió en la ejecución de 15 bulones autoperforantes por anillo, de forma que se alcanzase una dotación de bulonado próxima a 1x1 metros. De los 15 bulones, los 4 dispuestos en clave se colocaron con 9 metros de longitud, mientras que los 11 bulones restantes, distribuidos uniformemente en el resto de la sección, fueron de 6 metros de longitud.



FIGURA 1. Rotura de hormigón en hastiales.

Fecha	P.k	Actuación
28 enero	46+279	Parada del frente
28/29 enero	46+279 / 46+306	Bulones swellax
29 ene. / 3 feb.	46+279 / 46+312	Bulones autoperforantes
31 enero	46+279 / 46+313	Solera

TABLA 1. Cronología de las actuaciones.

Dado que parte del tramo afectado se disponía bajo la aldea de Ronzón, siguiendo un criterio conservador, se procedió a la construcción de una solera provisional de hormigón armada con mallazo electrosoldado. Si bien la losa constituye un refuerzo más apropiado frente a los movimientos horizontales, también puede contribuir a la

reducción de las deformaciones verticales al mejorar el apoyo por efecto de la curvatura del hastial y por el efecto de confinamiento de la solera, por lo que se consideró que podría contribuir a limitar los asentamientos en superficie. Por otra parte, se trata de un elemento de rápida ejecución que podía solaparse con el refuerzo de bulones autoperforantes, que por su elevada cuantía y longitud su construcción se prolongaría varios días

ORIGEN DE LA INESTABILIDAD

La excavación del túnel de Vega de Ciego en el tramo inmediatamente anterior a la zona inestable, se realizaba en un macizo rocoso formado por lutitas y limolitas pizarrosas, con intercalaciones areniscosas. El valor medio del RMR básico se situaba en torno a 40-45 puntos.

La causa de la inestabilidad se achaca en gran medida a la existencia de una banda de falla, orientada de forma prácticamente paralela al túnel, y que se observó en el frente de avance en el tramo comprendido entre el p.k 46+291 y el p.k 46+259. Esta zona de falla, de más de 10 metros de espesor, está formada por una brecha presentando en su base una banda arcillosa de pésimas condiciones.

En la fotografía 2, se muestra la disposición de la falla en el frente situado en el p.k 47+284. En esta sección la falla afecta a la mayor parte del perímetro del túnel, exceptuando el hastial izquierdo de acuerdo con el sentido de la kilometración y que corresponde al lado derecho en la fotografía. Esta disposición geométrica justifica porque el clavado en el hastial izquierdo es mínimo, ya que su apoyo se realiza en roca, mientras que el apoyo del hastial derecho se realiza sobre la banda de falla.

Esta hipótesis geotécnica se corroboró con la sección de control C-51, colocada en el p.k 46+279 de parada del frente. Tras la reanudación de la excavación, se midieron descensos en clave y hastial derecho similares, de 112 y 98 mm respectivamente, mientras que los descensos en hastial izquierdo fueron tan solo de 9 mm, es decir de un orden de magnitud diez veces menor.



FIGURA 2. Fotografía del frente. La falla afecta a 2/3 del frente, presentando una traza descendente de hombro izquierdo a hastial derecho.

En el levantamiento del frente realizado en el p.k 47+259 la brecha de falla únicamente aparece en clave y hombro derecho, no afectando ya al apoyo del sostenimiento. Esta disposición permitía suponer el fin de la inestabilidad, lo que se comprobó mediante el control topográfico de clave y hastiales, que mostraron descensos similares, en torno a 35 mm.

REANUDACIÓN DE LA EXCAVACIÓN

Una vez finalizados los refuerzos y tras deducirse del análisis de las deformaciones una clara tendencia a la estabilización del túnel, se reanudó la excavación dos semanas después de la parada del frente.

El nuevo sostenimiento adoptado consistió en: 25 cm de hormigón proyectado, cercha HEB-160 cada metro, paraguas de micropilotes y 15 bulones por sección, 9 de ellos tipo swellex Mn-24 de 4 metros de longitud, y los 6 restantes del tipo autoperforante y 6 metros de longitud.

La reanudación de la excavación produjo nuevas deformaciones, en general de orden milimétrico excepto en la sección donde se detuvo el frente, en la cual los descensos fueron de orden centimétrico.

Tras una semana de trabajos se procedió a la construcción de una solera provisional en los 15 metros excavados desde la reanudación, y a la perforación adicional de 3 bulones autoperforantes de 9 metros por anillo colocados en zona de clave. En los sucesivos pases, se incorporaron dos nuevos bulones autoperforantes de 6 metros al sostenimiento.

Fecha	P.k	Actuación
12 febrero	46+279	Reanudación excavación
19 febrero	46+270 / 46+288	Bulones autoperforantes
20 febrero	46+264 / 46+279	Solera

TABLA 2. Cronología de actuaciones tras la reanudación de la excavación.

DESCENSOS DE CLAVE Y REFUERZOS

A continuación se presenta el análisis de los descensos de clave controlados en la sección C-50, colocada en el p.k 46+285 inmediatamente tras la parada del frente y situada a 6 metros del mismo, y el efecto que sobre estos movimientos tuvieron los refuerzos ejecutados.

En el gráfico de la figura 3 se han representado los descensos de clave de la sección C-50 junto con los principales hitos constructivos.

Los descensos de clave en los dos primeros días mientras se realizaba el refuerzo de bulones y la losa fueron elevados, de 57 mm el primer día y 32 mm el segundo. El tercer día la velocidad decreció rápidamente, produciéndose un descenso de tan solo 8 mm. Al coincidir esta primera deceleración de la velocidad con la finalización de la solera podría deducirse una relación entre ambas, que sin embargo y como se justificará más adelante no existe, o al menos no de una forma directa.

El refuerzo de bulones autoperforantes finalizó dos días después de la construcción de la solera. Durante esta actuación, los descensos de clave se mantuvieron constantes, entre 4 y 7 mm/día.

Tres días después de terminados los bulones, se produjo una reducción de la velocidad de descenso de clave, con valores diarios de 1 a 0,5 mm/día, lo que indicaba una clara tendencia a la estabilización del túnel. Esta segunda deceleración podría relacionarse con la entrada en carga de los bulones, lo cual se habría producido con movimientos acumulados de 2 a 3 cm.

En estas condiciones se reanudó la excavación del túnel. El alejamiento del frente produjo como era esperable nuevos descensos de clave. Sin embargo, y dado que tras una semana y con el frente a más de 20 metros de distancia la velocidad de descenso no se reducía, sino que permanecía constante, se procedió a reforzar el túnel con tres nuevos bulones autoperforantes de 9 metros de longitud dispuestos en bóveda.

Dos días después, y tras 2 cm de descenso acumulado, se produjo una nueva deceleración en el movimiento vertical de la clave. Hasta esta tercera deceleración, tanto el periodo de tiempo transcurrido tras el nuevo bulonado como las deformaciones acumuladas son similares a los obtenidos tras la segunda deceleración, por lo que ambas se asocian al refuerzo de bulones.

Con esta conclusión puede retomarse el análisis de la primera deceleración del descenso de clave, que se produjo dos días después del refuerzo de bulones, con un descenso acumulado de 4 cm.

Si la primera deceleración también puede asociarse al refuerzo de bulones, cabe concluir que, como era esperable, la solera no es un elemento eficaz por sí solo para la reducción de las deformaciones verticales. De hecho ya con la losa construida se produjo una aceleración de los descensos, que sólo pudo frenarse con la perforación de bulones adicionales.

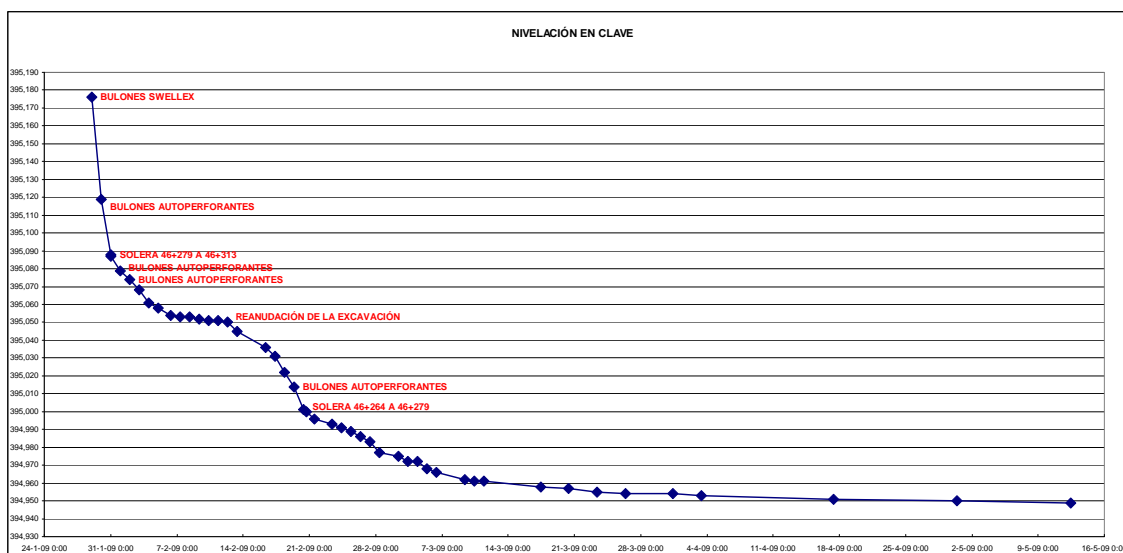


FIGURA 3. Descensos en clave en la sección C-50, en p.k 46+285.

DEFINICIÓN DEL SOSTENIMIENTO

Las elevadas deformaciones verticales sufridas por el túnel de Vega de Ciego supusieron la entrada del sostenimiento en la sección de revestimiento en un tramo de 45 metros. Esta situación obligaba a la restitución de la geometría del túnel, para lo cual era necesario demoler y posteriormente restituir el sostenimiento.

La definición del nuevo sostenimiento y el planteamiento constructivo debía considerar que, aunque el túnel se encontraba estabilizado en avance, aún debía realizarse la destroza, en la que previsiblemente se producirán nuevos descensos al descalzarse el apoyo del sostenimiento en el hastial derecho. Por otra parte, la excavación de la destroza supone la demolición de la solera provisional. Este elemento, que si bien no parece haber sido fundamental en la estabilización del túnel frente al efecto de clavado, muy probablemente se encuentre solicitado a compresión, por lo que su eliminación se traducirá sin duda en nuevas cargas sobre el sostenimiento con las consiguientes deformaciones.

Para la definición del nuevo sostenimiento y la cuantificación de la sobreexcavación necesaria para compensar las posibles deformaciones originadas en la destroza, se realizó un estudio tenso-deformacional mediante el programa de elementos finitos Phase2.

El estudio no pretendía reproducir con exactitud la inestabilidad, ya que las elevadas deformaciones finales situaban el modelo en el límite de la convergencia de los cálculos, sino que trataba de analizar el efecto que tendría sobre el túnel la demolición de la solera provisional y la excavación de la destroza.

De esta forma, se elaboró un modelo en el que se ajustaron las deformaciones verticales y horizontales controladas en la sección C-50 desde la construcción de la solera. Esta sección se escogió por considerarse representativa de las secciones colocadas en el tramo de reforzado con solera, pero con un nivel de deformación mayor, lo que suponía una mayor carga sobre la solera, y por tanto una mayor sollicitación sobre el sostenimiento tras su demolición.

Para reducir los descensos verticales se planteó la posibilidad de introducir elementos tipo “pata de elefante” en el sostenimiento. En cuanto a la posibilidad de que la solera se encontrase solicitada y su desconexión de los hastiales supusiese importantes deformaciones horizontales e incluso cierto descenso, se propuso la inclusión de anclajes activos de 15 metros de longitud en los hastiales.

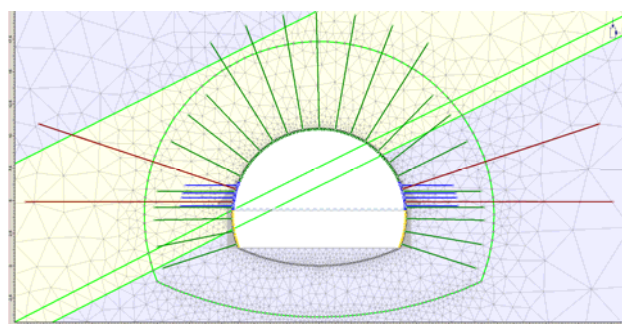


FIGURA 4. Modelo de cálculo.

Para analizar el efecto de los anclajes y la pata de elefante se realizaron un total de 6 modelos de cálculo, divididos en dos grupos: con pata de elefante y sin ella. En cada uno de ellos, se realizaron tres hipótesis de anclajes activos: sin anclaje; con dos anclajes por hastial, perforados horizontalmente; y con dos anclajes por hastial, perforado horizontalmente el inferior y con disposición radial el superior

En la siguiente tabla se muestran los resultados de las deformaciones horizontales y verticales obtenidas en cada hipótesis de cálculo:

Modelo		Destroza	
		Def horiz. (mm)	Def vert. (mm)
Con pata de elefante	Sin anclaje	80	86
	Anclaje horiz	24	44
	Anclaje radial	17	35
Sin pata de elefante	Sin anclaje	165	157
	Anclaje horiz	86	86
	Anclaje radial	81	63

TABLA 2. Deformaciones tras la destroza en la sección de avance del túnel respecto de la fase de restitución del sostenimiento.

Tras este estudio se concluyó la necesidad de la pata de elefante y la idoneidad de los anclajes de 15 metros. En los cálculos, los anclajes se definieron con una carga de tesado de 5 toneladas, obteniéndose durante el proceso una sollicitación máxima de 35 toneladas, definiéndose el refuerzo con una capacidad nominal de 50 toneladas.

A partir de las deformaciones obtenidas en el cálculo, se decidió la reposición del sostenimiento con una sobreexcavación de 10 cm en previsión de posibles descensos causados por un hipotético fallo de los anclajes.

Adicionalmente, se incluyeron micropilotes de recalce en la pata de elefante, que mejoran el apoyo de este elemento y proporcionan un refuerzo en los hastiales que garantiza el procedimiento frente a posibles imprevistos.

PROCESO CONSTRUCTIVO: REPOSICIÓN DEL SOSTENIMIENTO Y DESCONEXIÓN DE LA SOLERA

El proceso constructivo seguido para la reposición del sostenimiento de avance y la desconexión de la solera provisional ha sido:

Fase 1. Repaso de secciones.

En una primera fase se procedió a comprobar que no existían zonas con pérdida de sección fuera del tramo comprendido entre el p.k 46+272 y el p.k 46+318.

Fase 2. Desconexión solera entre p.k 46+264 y el p.k 46+272.

En este tramo se construyó solera provisional y sin embargo no existía pérdida de sección, por lo que inicialmente no era necesario restituir el sostenimiento. La desconexión de la solera de este tramo se planteó previamente a la restitución del sostenimiento en el

tramo inestable, ya que existían dudas sobre el nivel de sollicitación de la solera. De esta forma, si se produjesen deformaciones elevadas por encontrarse sollicitada, se procedería a conectarla nuevamente y debería procederse a la restitución del sostenimiento con pata de elefante y el sobreancho para deformaciones.

Finalmente, tras la desconexión de la solera apenas se produjeron movimientos, ya que tanto los descensos como las convergencias fueron inferiores a 1 cm.

Fase 3. Reposición del sostenimiento.

La reposición del sostenimiento de avance consistió en:

- Cercha HEB-160 cada metro.
- 25 cm de hormigón proyectado HMP-30.
- Pata de elefante de 1 metro de anchura con apoyo en contrapendiente 2H:1V.
- Micropilote de 89 mm de diámetro y 9 metros de longitud en cada hastial espaciado un metro.
- Recuperación de los bulones existentes colocando placas de 20 cm de lado y 1 cm de espesor.

La restitución del sostenimiento se realizó en pases de un metro, que es el espaciado aproximado entre cerchas. El proceso constructivo seguido fue el siguiente:

- Demolición del sostenimiento. Retirada de la placa de los bulones, picado de hormigón y corte y eliminación de la cercha.



FIGURA 5. Descubrimiento de la cercha

- Excavación. Sobreancho de 10 cm y pata de elefante de 1 metro de anchura y un apoyo con inclinación 2H:1V.



FIGURA 6. Excavación

- Reposición de sostenimiento. Colocación de cercha con apoyo topográfico, proyección de hormigón, colocación de placas de bulones y perforación de los micropilotes.



FIGURA 7. Proyección de hormigón

- Conexión de la solera. Una vez repuesto el sostenimiento se conectó la solera al hastial mediante la proyección de hormigón.
- Sección de control. De manera inmediata a la finalización del sostenimiento, se procedió a la colocación de una sección de control cada 5 metros,

para la medición de convergencias y movimientos verticales.

Fase 4. Ejecución de los anclajes.

En el tramo de túnel donde se produjo una pérdida de sección y además se disponía de solera provisional, se ejecutaron dos anclajes por hastial de 50 toneladas, 15 metros de longitud y 10 metros de bulbo.

Los anclajes del nivel inferior se perforaron horizontales mientras que los del superior se dispusieron radialmente. El anclaje inferior se colocó de forma alterna a 50 y 100 cm de la cota de avance, mientras que el superior se ubicaba un metro más arriba, a 1,5 y 2 metros respectivamente.

Los anclajes se dispusieron entre cerchas, con la cabeza apoyada sobre perfiles UPN de un metro de longitud, que en sus extremos se soldó a las cerchas contiguas, regularizando con mortero el apoyo del perfil sobre el hastial.



FIGURA 8. Perforación de anclajes

El tesado inicial se limitó a 5 toneladas, previéndose que, únicamente en caso de grandes deformaciones o velocidades elevadas, se procederá a aumentar la carga de tesado. Mientras tanto, el bulbo de los anclajes permitirá a estos elementos trabajar como un bulón pasivo.

En el momento de la redacción de la ponencia, se está procediendo a la finalización de esta cuarta fase. Cada 5 metros, y coincidiendo con las secciones de control, se está instalando una célula de presión en el anclaje superior de cada hastial, que permitirá conocer su sollicitación mientras se realice la desconexión de la solera y durante la fase de destroza.

Fase 5. Desconexión de solera entre p.k 46+272 y el p.k 46+311.

Una vez ejecutados los anclajes se procederá a la desconexión de la solera, que consiste en el corte de la losa en una banda de 50 cm de anchura junto al hastial.

Esta fase no se iniciará hasta comprobar que las secciones de convergencia se encuentran estabilizadas con deformaciones mínimas.

y Ángeles Álvarez, como al personal de la contrata UTE Campomanes: Javier Sanz, Enrique Castells, José Colunga, Daniel del Valle, Fernando Varela, etc ...

CONCLUSIONES

La inestabilidad sucedida en el túnel de Vega de Ciego es un ejemplo del riesgo que supone el empleo de sostenimientos escasamente bulonados en terrenos de mala calidad.

Habitualmente se justifica la ausencia de bulones en los sostenimientos definidos para zonas de paso de fallas o alteración en la hipótesis de que estos elementos no trabajan en este tipo de materiales.

Sin embargo, en caso de inestabilidad no se duda en recurrir al bulonado de la sección, ya que la experiencia demuestra que se trata de una medida eficaz para controlar las deformaciones, al margen de la garantía que estos elementos aportan cara a la estabilidad en secciones con fuertes movimientos y de forma muy especial previniendo roturas colapsos de tipo frágil del sostenimiento.

Ciertamente, en terrenos de mala calidad la capacidad de carga del bulón se reduce, de forma que ésta no vendrá delimitada por la resistencia de la barra, sino por la adherencia bulbo-terreno. Esta limitación en la adherencia supone que, para obtener una misma carga en roca y en un terreno alterado, es necesario únicamente incrementar la longitud de los bulones o el diámetro de perforación.

En lo referente a la solera provisional, se trata de un elemento eficaz ante una situación de elevadas convergencias, pero muy limitado ante movimientos verticales. En este tipo de problemática, es aconsejable retrasar o incluso evitar, siempre que sea posible, la construcción de la solera provisional en fase de avance.

La razón de ello estriba que la solera, por su rigidez, es un elemento capaz de absorber importantes sollicitaciones que, tras su posterior desconexión durante la destroza dan lugar a cargas adicionales en el sostenimiento y las correspondientes deformaciones. Esta sollicitación adicional condiciona la fase de destroza, pudiendo llevar a al cierre de la sección a poca distancia del frente de excavación. Por ello en zonas especialmente conflictivas es recomendable desconectar la solera antes de la excavación de la destroza, efectuando en la sección de avance los refuerzos pertinentes que permitan asumir con garantías la carga absorbida por la solera.

AGRADECIMIENTOS

Los autores de la ponencia agradecen su colaboración en este artículo tanto al personal de la ACO UTE Brañalavera: Miguel López-Aranguren, Diego Vizcaíno