

**PROBLEMÁTICA Y ESTABILIZACIÓN DEL TÚNEL 3 EN LA RUTA NACIONAL  
N°150, SAN JUAN, ARGENTINA**

Autor: Paula Aceituno Cieri

Dirección Nacional de Vialidad

Av. Guillermo Rawson 377(N) (5400) San Juan.

Te:(0264) 421-3534 / 421-3566 / 421-2532 - Int. 247 - Fax: (0264) 421-1533

Cel: 2644107455

[paula\\_cieri@hotmail.com](mailto:paula_cieri@hotmail.com)

## Resumen

La Ruta Nacional 150 forma parte del Corredor Bioceánico Central, que, en este tramo, atraviesa la sierra de Valle Fértil, en la Reserva Natural Ischigualasto, siguiendo fundamentalmente la quebrada del Río Agua de la Peña.

A lo largo de los 25 km del tramo, se construyeron distintas obras de arte entre las que se encuentran seis túneles emplazados en macizos rocosos de diferentes características geotécnicas, con longitudes que varían de 184m a 529m y una sección tipo de 90 m<sup>2</sup>. Fueron excavados según el método Austríaco de Convergencia - Confinamiento.

Uno de los túneles, el túnel 3, emplazado en el techo de un gran deslizamiento geológico, donde su portal de entrada está afectado por fallas directas y diaclasas subparalelas a la traza del túnel. Estas discontinuidades, segmentan las areniscas que afloran en la superficie, sobre el portal, formando cavidades y bloques dislocados sobre las fangolitas de pobres propiedades geomecánicas, donde se emplaza el portal del túnel. La tapada en el sector es mínima, lo que sumado a la geología, comprometen la estabilidad del portal. Las medidas de auscultación durante la construcción indicaron fuertes convergencias en los hastiales, por lo que debieron tomarse medidas especiales de estabilización para garantizar su estabilidad durante la excavación y explotación del túnel.

## Introducción:

La sierra de Valle Fértil está localizada al este de la Provincia de San Juan y en su extremo norte es atravesada por la Ruta Nacional N° 150 que forma parte del Corredor Bioceánico Central, que unirá los puertos de Porto Alegre en Brasil con Coquimbo en Chile, pasando por la región centro y Cuyo de nuestro país, por el paso de Agua Negra en San Juan a la IV Región de Chile.



Figura 1: Localización de la RN N° 150 en el corredor Bioceánico Central. Marcado con un círculo el sector objeto de este trabajo en la Sierra de Valle Fértil.

En este tramo, la Ruta atraviesa la sierra de Valle Fértil, dentro de la Reserva Natural Ischigualasto, siguiendo fundamentalmente la quebrada del Río Agua de la Peña, donde afloran las sedimentitas de una de las más grandes cuencas extensionales Carbonífero-Triásicas de Argentina (Cuenca de Paganzo – Cuenca de Ischigualasto–Villa Unión), compuesta por depósitos en paleoambientes mayormente fluvio-lacustres. La traza se encuentra dentro de la Reserva Natural de Ischigualasto, por lo que tiene restricciones ambientales. La configuración Geológica - Geotécnica de esta zona resulta compleja, caracterizada por bloques de basamento rocoso ascendidos y limitados por profundas y antiguas fallas que deforman por plegamiento/fallamiento la cobertera sedimentaria donde se emplaza la ruta.

A lo largo de unos 25 km de extensión se han realizado distintas obras de arte siendo las principales, seis túneles con forma de herradura y cinco puentes, dos de ellos en arco.

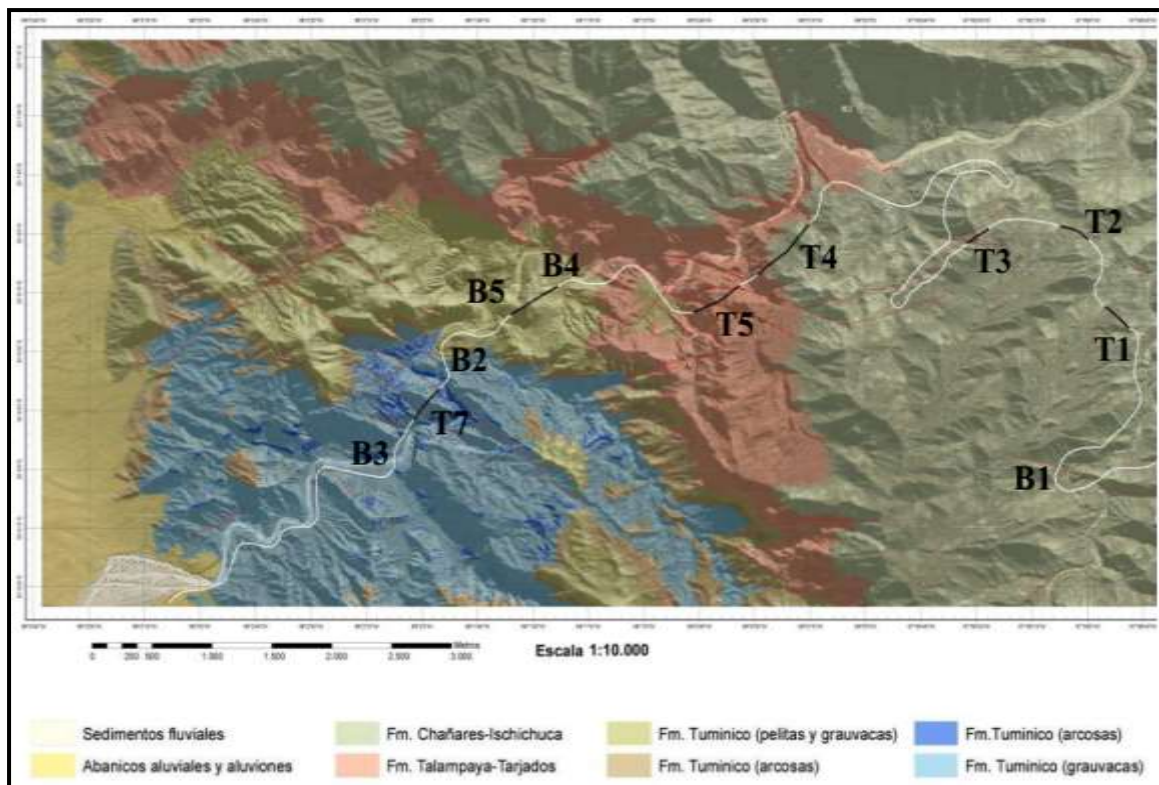


Figura 2: Ubicación de Túneles (Ti), Puentes (Pi) y Puentes en Arco (Ai) en los distintos ambientes geológicos.

Los túneles se construyeron en macizos rocosos de diferentes características geotécnicas, con longitudes que varían de 184m a 529m y una sección tipo de 70 m<sup>2</sup>. Fueron excavados según el método Austríaco de Convergencia - Confinamiento, que consiste básicamente en la capacidad de la propia roca de redistribuir las cargas solicitantes en el macizo rocoso circundante.

Uno de los túneles, el túnel 3, de 192 m de largo, está emplazado en uno de los sectores geológicamente más complejos, donde puede observarse la estructura del terreno, conformada por bloques limitados por fallas, algunos de estos elevados y otros hundidos (sistema de fosas y pilares). Este túnel, se ubica en el techo de uno de los bloques hundidos (figura 3), esta zona constituye una fosa o cubeta que en la antigüedad geológica fue colmatada por deslizamientos gravitacionales de las paredes inestables que lo limitan (planos de fallas extensionales), en consecuencia el túnel se ubica sobre estos depósitos compuestos por grandes bloques de areniscas cuarzosas dislocados embebidos en una matriz limo-arenosa, este conjunto con arreglo caótico (llamado en obra "escombrera geológica") apoya sobre lutitas de escasa calidad geomecánica que completan el panorama geológico del sector (figura 4).

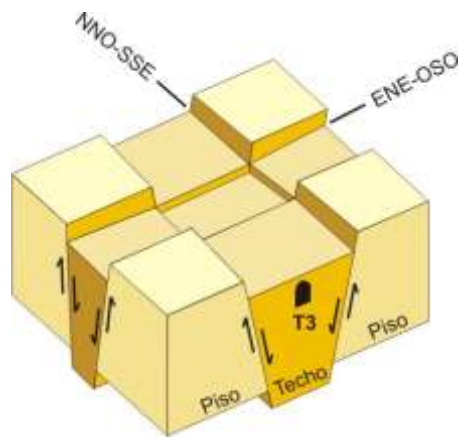


Figura 3: Estructura del macizo rocoso en bloques en sistema fosas y pilares, mostrando la ubicación del Túnel 3.

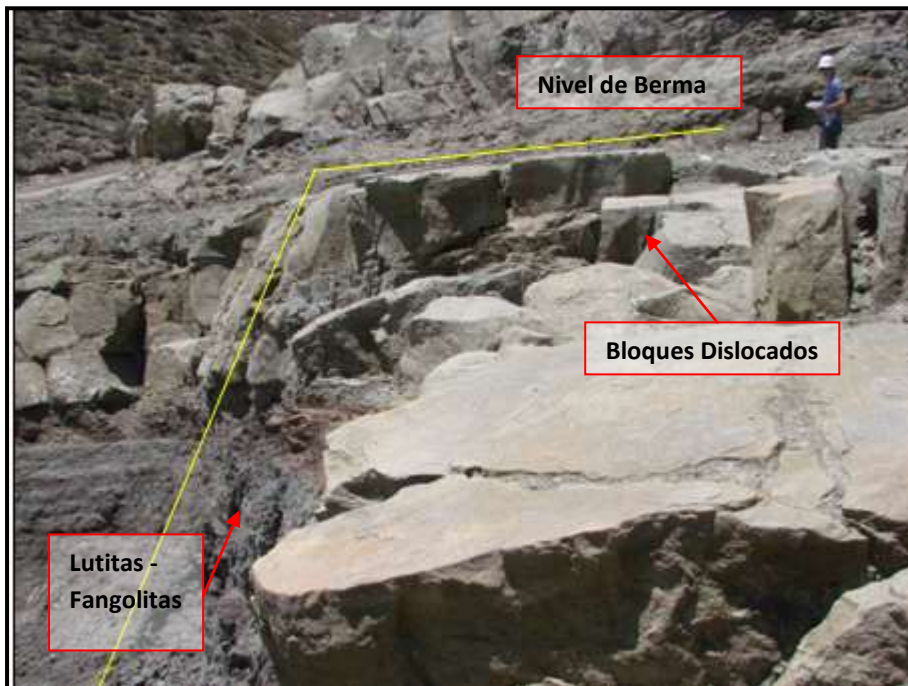


Figura 4: Vista lateral del portal, donde se observan los bloques dislocados sobre las lutitas y fangolitas.



Además, de la composición geológica compleja, la topografía natural del sector presenta a escasos metros sobre la clave del túnel una berma de aproximadamente 8m de profundidad, por lo que la tapada para el emboquille del túnel será mínima, dificultando su estabilidad global (figura 5).

Durante el desarrollo de las excavaciones de conformación del frente de acceso al túnel se identificó un esquema geoestructural que condiciona aún más la estabilidad del sector, al coincidir el portal del túnel con un sistema de fallas directas (de menor importancia que las antes mencionadas) y diaclasas subparalelas al eje del túnel, de hecho una de estas fallas de más de 1 m de rechazo coincide plenamente con la clave y la dirección del túnel.



Figura 5: Sistema de fallamiento en el portal de entrada del túnel 3, donde se observan también los bloques de areniscas dislocados y la base de fangolitas de pobre calidad geotécnica.

Las excavaciones de conformación del portal, dejaron a la vista las fracturas que segmentan los bloques de areniscas que conforman la clave del túnel y la berma superior, pudiendo observarse grandes oquedades hacia el interior del macizo donde se emplazaría el túnel (figura 6).

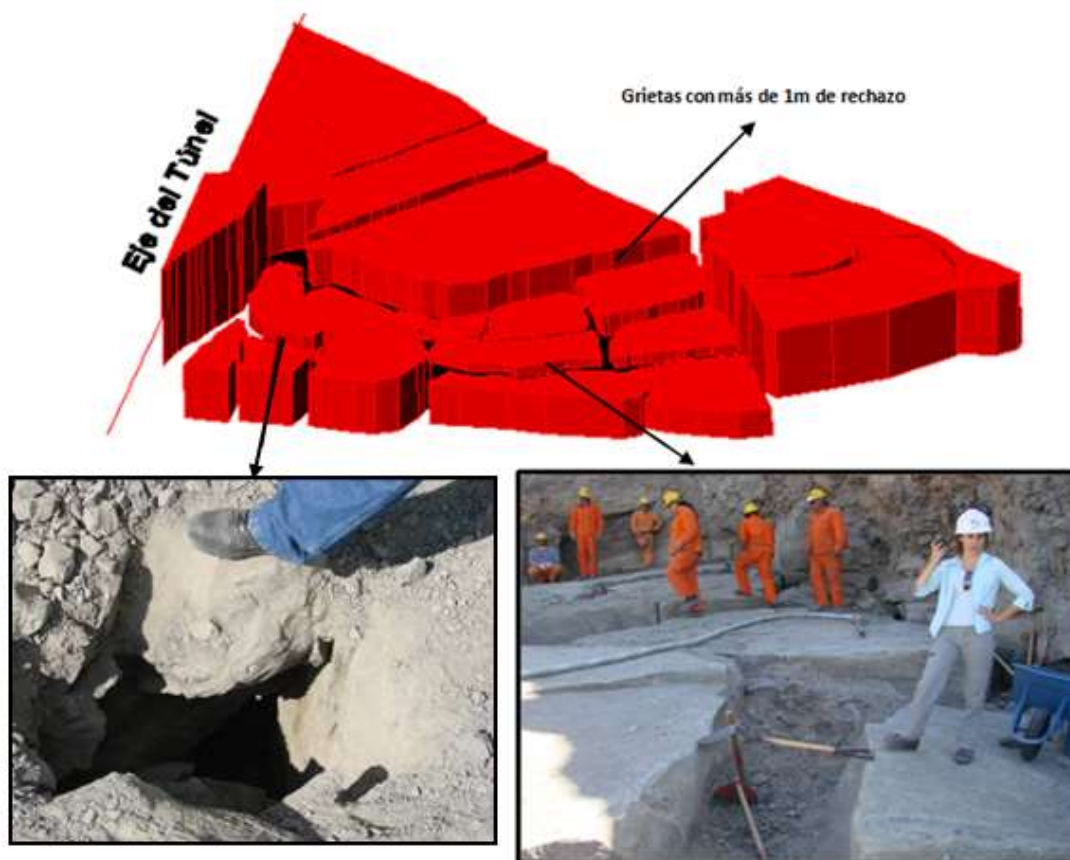


Figura 6: Esquema estructural y fotografía del sector de emplazamiento del túnel 3, mostrando los bloques de arenisca cuarzosa limitados por fracturas.

Tanto el panorama geoestructural como el topográfico pusieron en riesgo la continuidad del proyecto, barajándose diversas alternativas entre ellas la posibilidad de reemplazar el túnel por un gran corte de cajón, eliminando los riesgos de la excavación en mina, otra alternativa fue correr la progresiva de inicio del túnel hasta el límite interno de la berma para así sortear ese tramo de escasa tapada, pero por el estado geotécnico del talud considerando los sistemas de fallas detectados en la zona, ambas alternativas fueron descartadas optando por agregar elementos que mejoren la calidad del macizo rocoso para posibilitar la excavación en mina. Las tareas de mejoramiento consistieron en la Remediación de la berma remanente que involucre el llenado de las discontinuidades y oquedades con mortero de hormigón (figura 7), disminuyendo el ingreso de agua al macizo y con ello reduciendo también la posibilidad de formación de campanas (grandes derrumbes en la clave del túnel) durante la excavación. Instalación de micropilotes de 3 pulgadas de diámetro y de 9.3 m de longitud, con una inclinación del orden de 5° en el portal del túnel, de manera de asegurar la estabilidad del portal (figura 8). Ejecución de una viga de vinculación entre micropilotes (jaula compuesta como mínimo de una armadura anular de 4 diámetros 25 y estribos diámetro 8 cada 25 cm hormigonada con shotcrete de un espesor de al menos 0,30 metros). Tiene por función abrazar los micropilotes.

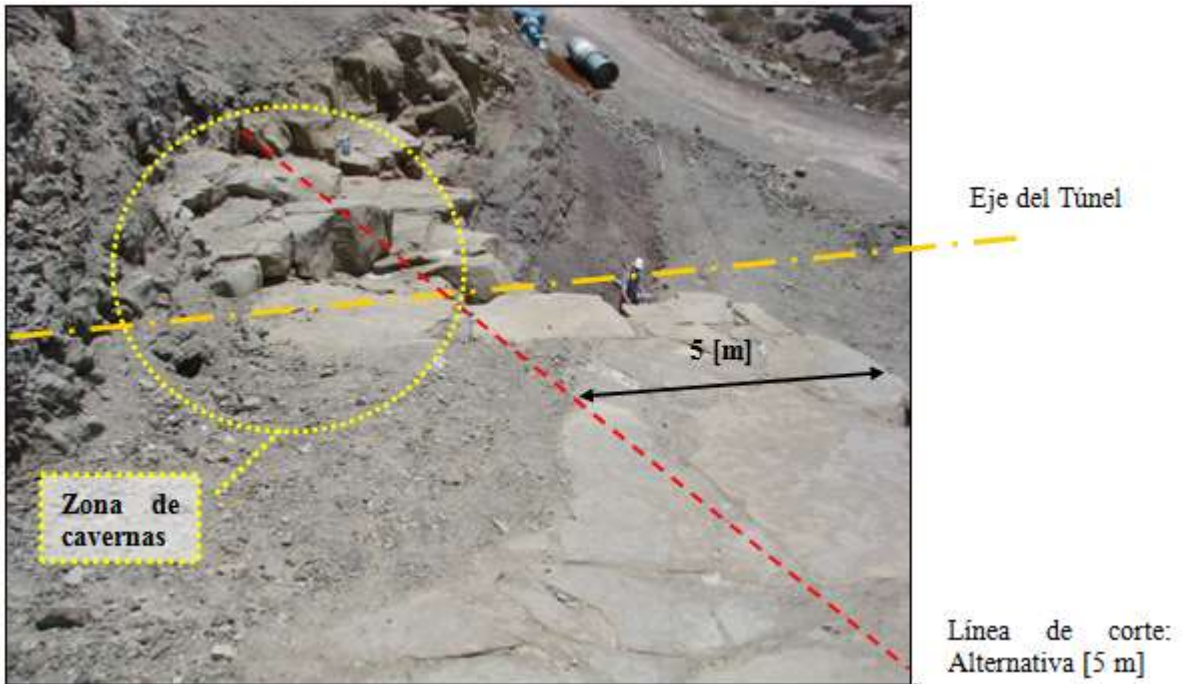


Figura 7: Se observan las fisuras y oquedades sobre la berma, rellenas con mortero.



Figura 8: Instalación del paraguas de micropilotes en el portal de entrada del túnel 3.



Este túnel, a diferencia de los demás construidos en el tramo, que fueron excavados por medio de perforación y voladura, debió ser excavado en forma combinada, utilizando perforación y voladura cuando se encontraran bloques de arenisca y excavación mecánica (rozadora y martillo neumático) para los sectores constituidos por sedimentos limo-arenosos y en sección partida, excavando primeramente clave y hastiales y en forma posterior el banco (Figuras 9, 10, 11 y12).



Figura 9: Mostrando los diferentes sectores de la excavación combinada en el túnel.



Figura 10: Mostrando la heterogeneidad del frente excavación en el túnel.



Figura 11: Sistema de excavación mecánica mediante rozadora (izquierda) y martillo neumático (derecha).



Figura 12: Jumbo realizando las perforaciones en los bloques de arenisca cuarzosa para su posterior excavación por medio de voladura suave.



Durante la excavación, el macizo fue clasificado geotécnicamente según el método Rock Mass Rating (RMR) de Bieniawski para determinar su calidad geotécnica y en consecuencia establecer el tipo de sostenimiento que se aplicará según la calidad del macizo rocoso encontrada. Dadas las complejidades de este sector, el reconocimiento geoestructural debió intensificarse, a fin de corroborar los requerimientos de sostenimiento en las proximidades del portal de acceso.

La auscultación del túnel durante la excavación se realizó según el método austríaco de convergencia - confinamiento que consiste en tomar medidas en puntos fijos del macizo para conocer sus movimientos relativos, mediante una cinta extensométrica (cinta metálica junto con un sistema que permite ponerla a una cierta tensión constante y un reloj comparador que aprecia como mínimo la décima de milímetro) como se muestra en la figura 13.

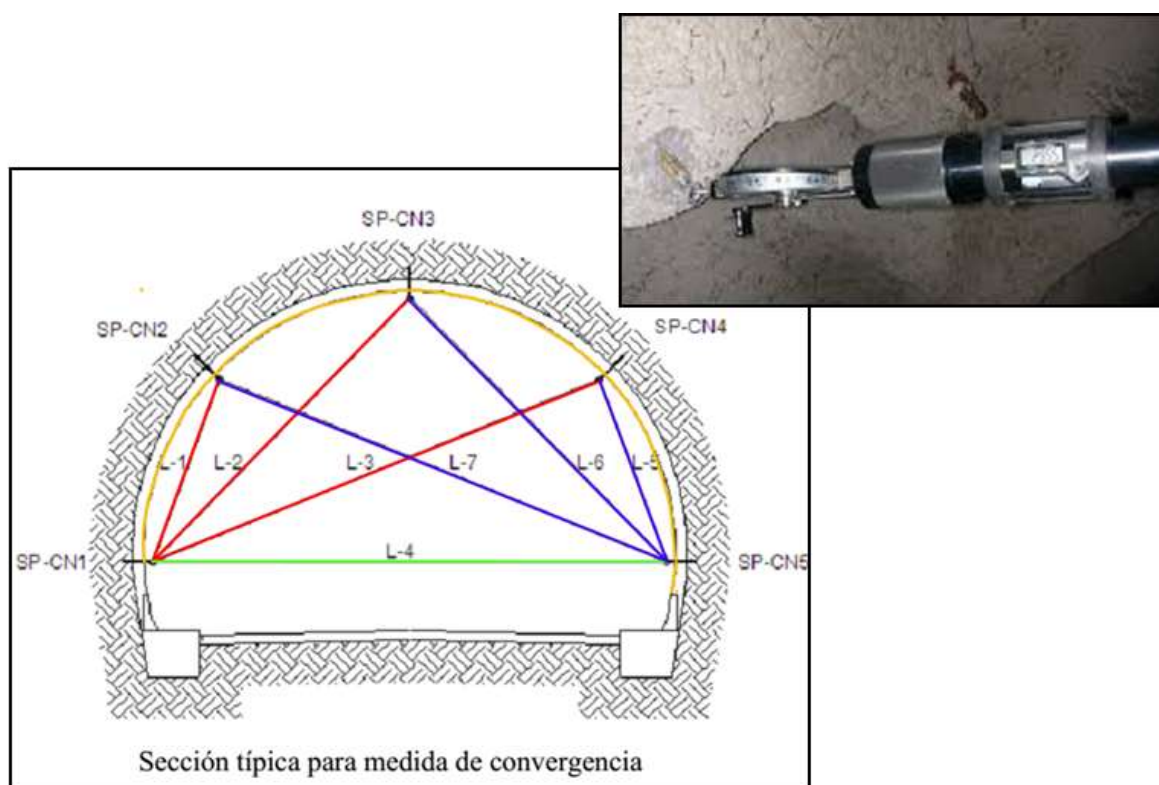


Figura 13: Sección típica de convergencia

En el portal, a pocos metros del inicio del túnel y cercana al frente de excavación se colocó una sección de auscultación para medidas de convergencia, a fin de corroborar la estabilidad del túnel y la efectividad del sostenimiento colocado. Cuando el frente excavación se encontraba a escasos 10m en el interior de túnel se detectaron fuertes convergencias de las paredes del túnel y al mismo tiempo agrietamiento en el hormigón proyectado en el exterior del mismo, por lo que se debió detener la excavación y estudiar la mejor opción para la estabilización del mismo (Figuras 14 y 15).

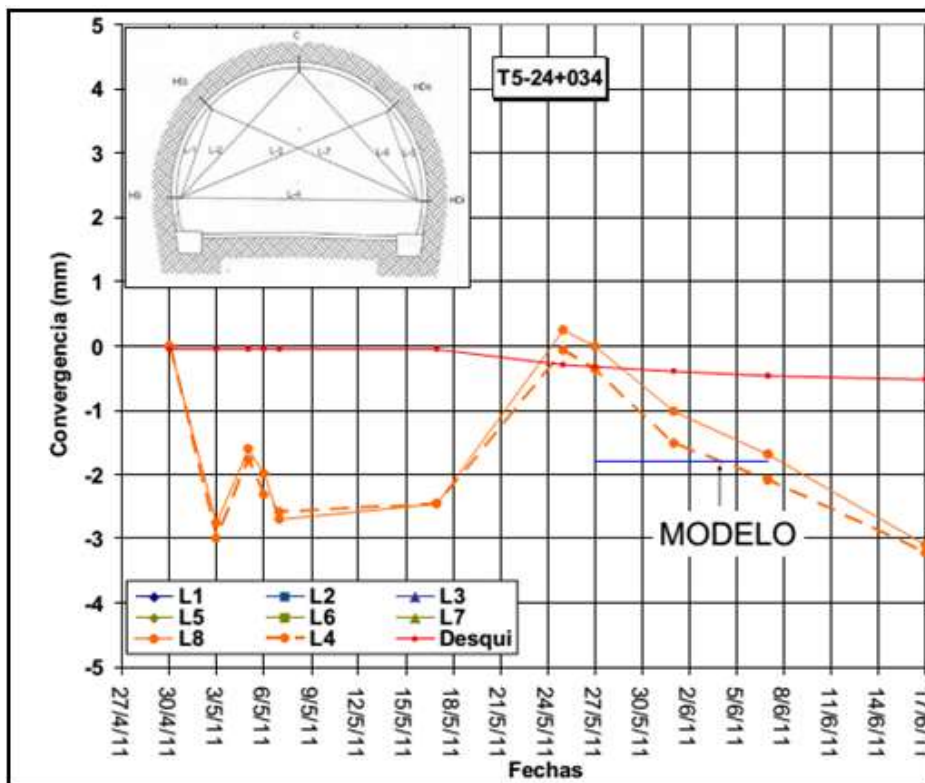


Figura 14: Lecturas de convergencia para la sección de auscultación del portal de entrada del túnel, donde pueden observarse los desplazamientos del macizo.

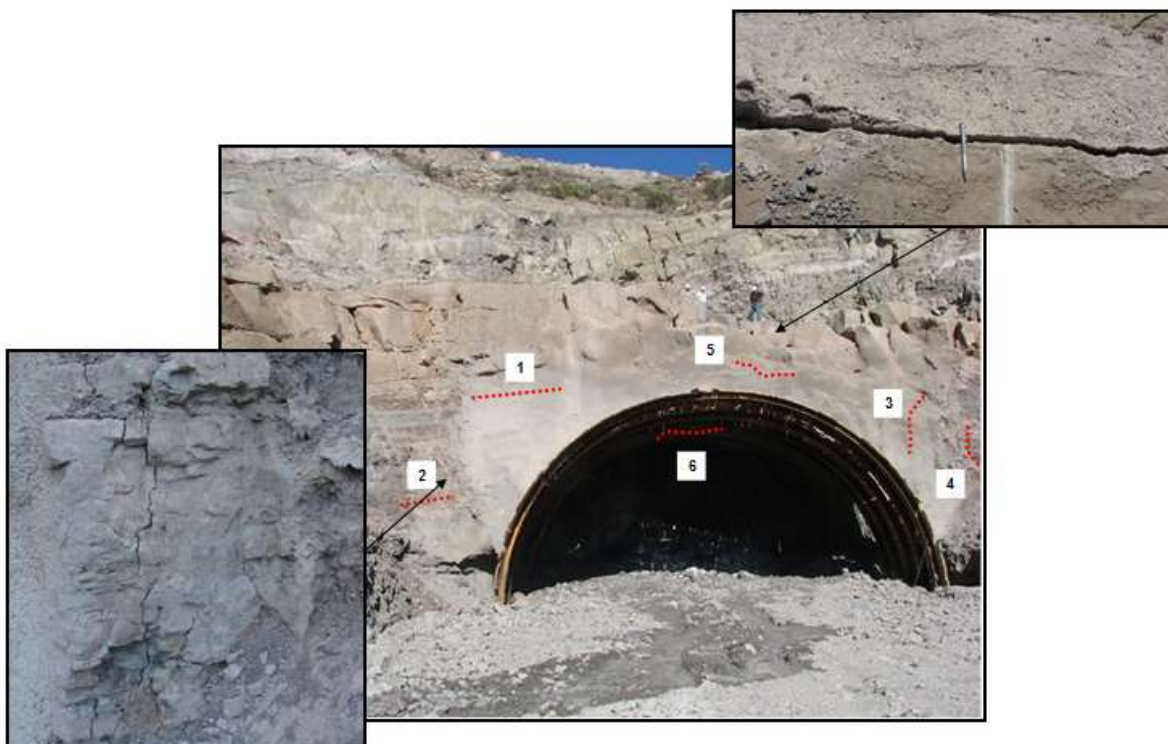


Figura 15: Agrietamiento de las paredes externas del túnel, observándose fracturas tanto en el hormigón como en la roca.



Se plantearon numerosas hipótesis sobre el origen de la convergencia, finalmente se determinó que ésta se debía a que las lutitas al ser excavadas no podían soportar el peso de los bloques de arenisca sobreyacentes. Estos bloques de areniscas cuarzosas, al encontrarse desarticulados sin ninguna vinculación entre ellos, resultan "pesos muertos" sobre las lutitas de escasa calidad portante donde se excava el túnel.

La medida de mitigación para la convergencia del macizo consistió en asegurar el túnel desde la superficie, estabilizando los bloques de areniscas situados bajo la berma y sobre las lutitas, mediante barras de anclajes de 6 metros de longitud en una disposición de 1 x 1 m, en coincidencia con la proyección de la planta del túnel sobre la berma. Los anclajes se colocaron convenientemente anclados a una losa superior construida en la berma para este fin, con terminación en escuadra, de tal forma que sus extremos apoyen en un sector de macizo que no se encuentre directamente afectado por los cambios tensionales generados por la excavación (figura 16). Esta losa se caracteriza una estructura de H<sup>0</sup>A<sup>a</sup> de 0.50 m de espesor y de 8 m de longitud en el sentido del progresivado x 18 m de ancho, se construyó armada para resistir el peso de los bloques transmitidos por las barras de anclaje. La armadura longitudinal debió ser de 25 mm de diámetro cada 15 cm y la transversal de 20 mm de diámetro cada 30 cm.

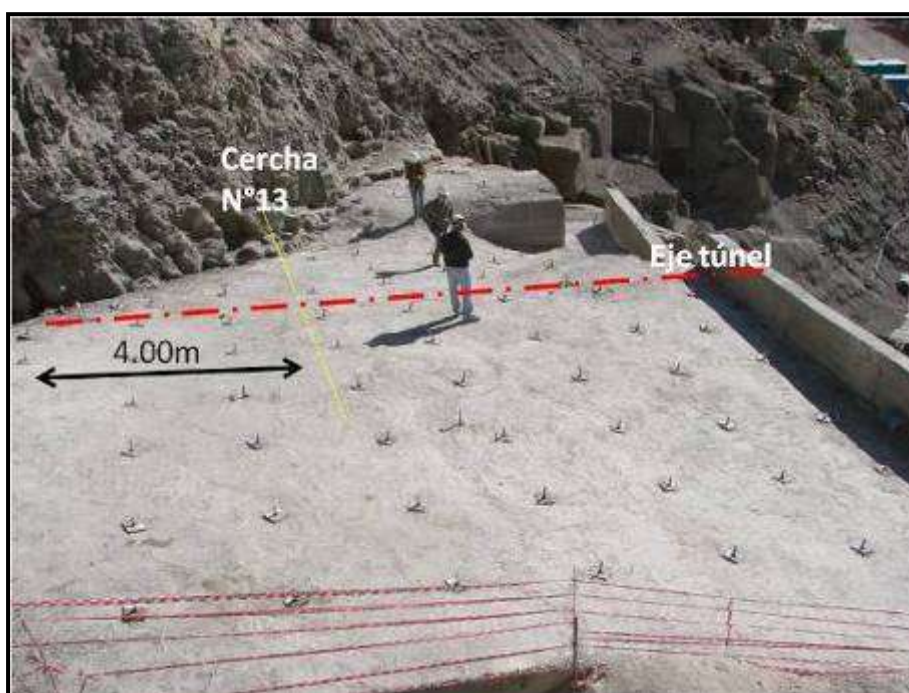


Figura 16: Vista de la berma una vez construida la losa, donde se observan los anclajes que cosen desde el exterior los bloques de areniscas.

Además se colocaron extensómetros sobre la losa, anclados en las areniscas dislocadas a fin de corroborar la estabilidad de los mismos y demostrar la efectividad del sistema, estableciendo valores máximo y mínimo de deformación tolerable en la excavación como se muestra en la figura 17.

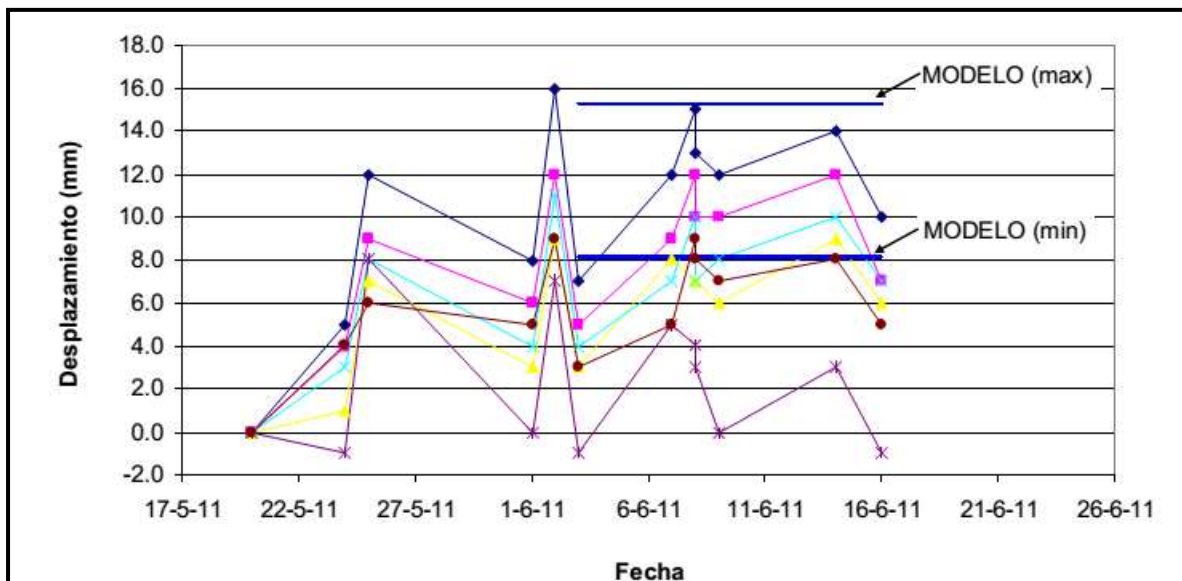


Figura 17: Desplazamientos verticales medidos en la losa, donde se indica también los límites de tolerancia máximo y mínimo para la deformación.

Una vez concluidas las tareas de estabilización, con los bloques de areniscas sostenidos desde el exterior por la losa de H<sup>0</sup>A<sup>a</sup>, se comenzó con las lecturas sistemáticas de convergencia para comprobar la efectividad de las intervenciones.

Una vez normalizadas las lecturas, con variaciones no significativas, se reanudó la excavación, manteniendo la idea conceptual del método previsto por contrato, siguiendo la teoría de convergencia -confinamiento, partiendo de la base de relevar el macizo rocoso y brindarle los sostenimientos necesarios en base a la clasificación del mismo, efectuando monitoreo de la convergencia para confirmar la estabilidad.

Por contrato se establecieron 5 tipos de sostenimientos S1 al S5, donde el S1 corresponde al refuerzo más liviano, por ende, para roca de mejor estado geotécnico, al que se le van agregando distintos elementos de refuerzo hasta llegar al S5 propuesto para rocas de muy mala calidad geotécnica y con RMR inferiores a 21. Estos esquemas de sostenimiento incluyen hormigón proyectado sin fibra (5 cm de espesor para sellado de la superficie), hormigón proyectado con fibra de acero de espesor variable de acuerdo al tipo de sostenimiento, pernos de acero de 4m de longitud dispuestos en clave y/o hastiales de acuerdo al tipo de roca y por último en los sostenimientos S4 y S5 se agregan marcos de acero o cerchas para rocas de escasa calidad geotécnica.

En general, estos elementos de sostenimiento previstos por contrato fueron suficientes para alcanzar la estabilidad de las excavaciones, aunque para este túnel debieron agregarse algunos elementos no previstos en contrato, tales como pernos tipo spilling que consisten en barras de acero inclinadas en dirección al avance de la excavación dispuestos en forma de paraguas a fin de evitar la formación de grandes campanas de roca y pernos activos tipo Swellex, utilizados para estabilizar en forma inmediata un sector puntual.

El túnel 3 debió realizarse en su totalidad siguiendo el esquema de sostenimiento S4 y S5 compuesto por los elementos que se citan a continuación ejecutados en el orden que se describen:

#### Tipo de Soporte S4:

- Sellado con hormigón Tipo H25 Proyectado de 5cm de espesor mínimo con 40kg de fibra de acero / m<sup>3</sup> de hormigón.
- Pernos de anclaje diámetro 25mm y 4,00 m de longitud, en paredes y techo, espaciados 1,25 m transversal y 1,25 m longitudinal.
- Primera capa de sostenimiento con H25 de 7cm de espesor mínimo proyectado con 40kg de fibra de acero/ m<sup>3</sup> de hormigón. En reemplazo de la fibra de acero puede utilizarse malla electrosoldada 100mm x 100mm x 6 mm de diámetro, si se considera que da un mejor resultado.
- Cerchas metálicas de perfil HEA ó HEB separadas 1,25 m entre ellas
- Segunda capa de Sostenimiento de hormigón proyectado H25 de 13cm de espesor mínimo con 40kg de fibra de acero/ m<sup>3</sup> de hormigón.
- Revestimiento con H25 proyectado de 10cm de espesor.

Parámetro de Clasificación de la roca:  $0.05 < Q(\text{Barton}) < 1$ ;  $10 < \text{RMR} < 35$ .

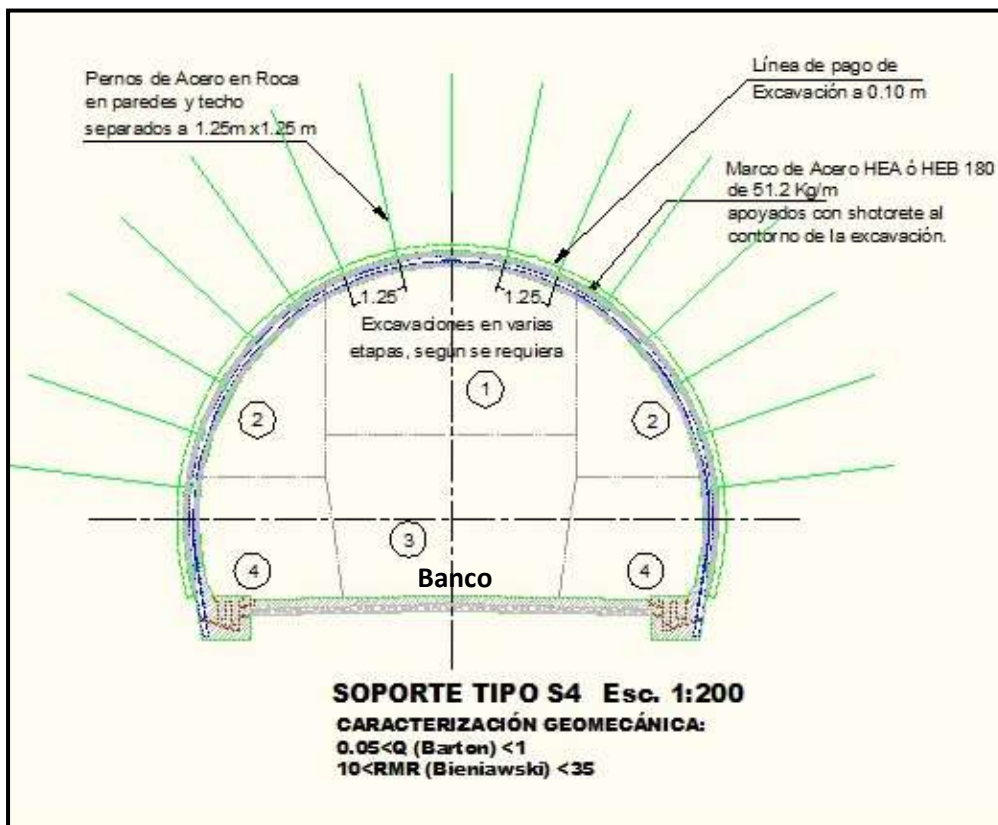


Figura18: Esquema típico del Soporte tipo S4

#### Tipo de Soporte S5:

- Sellado con hormigón Tipo H25 Proyectado de 5cm de espesor mínimo con 40kg de fibra de acero / m<sup>3</sup> de hormigón.
- Pernos de anclaje diámetro 25mm y 4,00m de longitud, en paredes y techo, espaciados 1,00 m transversal y 1,00m longitudinal.

- Primera capa de sostenimiento con H25 de 7cm de espesor mínimo proyectado con 40kg de fibra de acero/ m3 de hormigón
- Cerchas metálicas de perfil HEA ó HEB separadas 0,90m entre ellas.
- Segunda capa de Sostenimiento de hormigón proyectado H25 de 13cm de espesor mínimo con 40kg de fibra de acero/ m3 de hormigón.
- Revestimiento con H25 proyectado de 10cm de espesor.

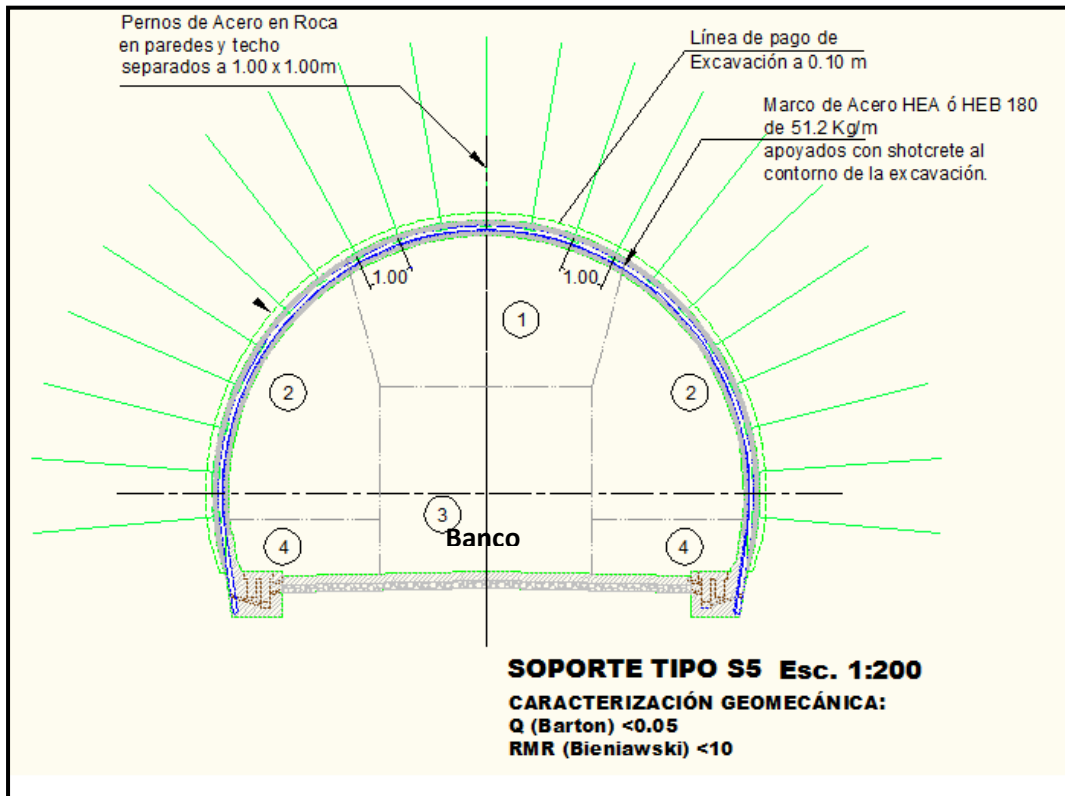


Figura 19: Esquema típico del Soporte tipo S5.

Bajo estas condiciones de macizo rocoso, la tasa de avance diario fue muy escasa, oscilando entre los 0,50 cm a 2m en el mejor de los casos, en contraposición con los demás túneles de la traza cuyo promedio de avance por turno fue de 3,5m a 4m.

El ciclo de avance para este túnel incluyó inyecciones de hormigón en clave y hastiales para rellenar las campanas generadas por la caída de grandes bloques de roca durante la excavación.

Una vez excavados y sostenidos los 192m de túnel, se procedió con la excavación del banco siguiendo con el mismo sistema de excavación - sostenimiento - auscultación.

La excavación del Túnel 3 de la Ruta 150 ha sido ejecutada de manera tal que las cerchas, dispuestas cada 0.90 m, no han recibido solicitaciones apreciables durante la excavación. Las tensiones del macizo han sido equilibradas mediante el sostenimiento primario de pernos y shotcrete. Pero se consideran hipótesis de desprendimiento de bloques debido a distintas causas posibles (por ejemplo, sismicidad) indicando posibles solicitaciones para el conjunto cercha-shotcrete. Por lo que para transmitir las solicitaciones verticales al terreno se



ejecutó una fundación en las patas de las cerchas (figura 20) con un ancho de 0.40 m, resultando tensiones de contacto de 3 kg/cm<sup>2</sup>. La capacidad admisible de la roca largamente excede este valor. Las solicitaciones laterales fueron tomadas mediante anclajes subhorizontales en el macizo. Se ejecutaron anclajes  $\phi 25$  separados 1.80 m (es decir, cercha de por medio). En función de las características de la roca, se colocaron anclajes de 3.0 m de longitud (figura 22).

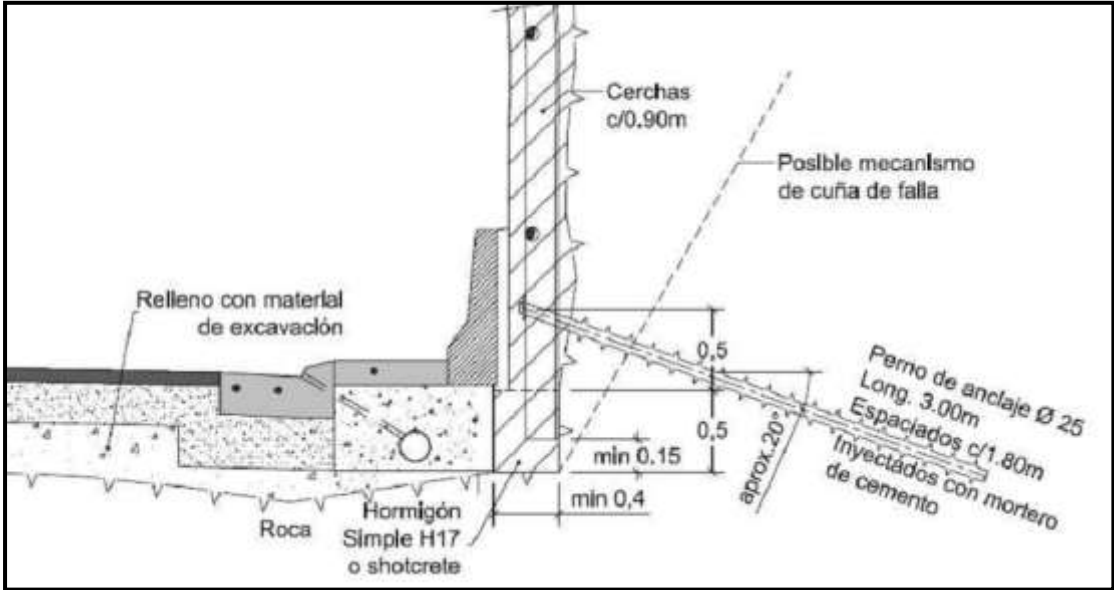


Figura 20: Esquema de fundación de las patas de los hastiales.

La excavación para la fundación de los hastiales se realizó a tres bolillos, de tal forma de no descalzar las dos patas de la misma cercha, como se muestra en la figura 21.



Figura 21: Excavaciones para las fundaciones de las cerchas.



Figura 22: Perforación para la colocación de anclajes para absorber las solicitaciones laterales.

Por otro lado, el sector de los emboquilles tanto la entrada como la salida del túnel presentan un riesgo adicional, constituido por las laderas verticales que conforman el talud del portal, donde se detectaron gran cantidad de bloques de diversos tamaños desde escasos centímetros a métricos apoyados sobre la ladera próximos a deslizarse sobre la calzada. Además la misma ladera compuesta por bloques de arenisca cuarzosa dislocados, representa un gran emisor de bloques por cuña, vuelco y deslizamiento.

Para mitigar el riesgo de caída de rocas, se implementaron distintos sistemas de estabilización de taludes, diseñados específicamente para cada portal de acuerdo a su configuración topográfica y geotécnica.

En el portal de entrada del túnel, sobre el emboquille del mismo, ubicada en la línea de desmonte con la ladera natural, se instaló una barrera dinámica de 345 KJ de capacidad de absorción de energía y de 4.00 metros de altura. Este sistema consiste en permitir el movimiento de los bloques desprendidos de la ladera y comienzan a descender por la misma, para interceptar su trayectoria durante la caída y retenerlos en un lugar adecuado, seguro y fácil de limpiar.

Estos elementos basan su eficacia en la retención de las rocas en movimiento absorbiendo su energía cinética y transformándola en energía de deformación, haciendo que el sistema se deforme lo suficiente como para equilibrar el valor de Energía Cinética que proporciona la roca que cae con la energía de deformación de la barrera. La particularidad de estas protecciones, además de su elevada capacidad de deformación y flexibilidad, es la de poder recuperar el sistema por completo, después que se produce un desprendimiento. Retirando el material caído, se puede posicionar nuevamente la barrera y sustituir eventualmente

algunos elementos que componen la pantalla (disipadores de energía – malla de alambre), dependiendo de la magnitud del impacto y de la energía cinética absorbida.



Figura 23: Sistema de protección de laderas para el portal de entrada del túnel 3.



Figura 24: Detalle de la imagen anterior donde se observa la barrera dinámica en la interfaz desmonte - ladera natural.

El portal de salida del túnel 3, presenta mayor complicación dado por las laderas de mayor altura, con 75° de inclinación y un intenso grado de fracturamiento, además cabe destacar que en este portal influye no solo el talud donde se materializó el túnel sino también la ladera lateral que se encuentra muy próxima al portal. En este sector bloques de areniscas frágiles



y dislocados dominan el talud, por lo que el diseño de protección de laderas para este emboquille resulta más complejo. Se instaló una barrera dinámica 345 KJ de H=4.00 metros, y 20m de longitud, ubicada en la línea de desmote con la ladera natural, por encima del emboquille del túnel, además se instaló otra barrera dinámica también de 345 KJ y H= 4.00metros pero con una longitud de 40 metros ubicada sobre la berma del talud, por debajo de esta barrera dinámica, se completó el diseño con la colocación de una malla de triple torsión reforzada con pernos y cables de acero para impedir la proyección de bloques sobre la calzada.



Figura 25: Sistema de protección de laderas para el portal de entrada del túnel 3.



Figura 26: Detalle de la imagen anterior, mostrando la barrera dinámica frontal y lateral del emboquille.



Este tramo del corredor Bioceánico Central se inauguro en octubre de 2014 y se encuentra en servicio sin mayores inconvenientes. Además cabe destacar, que este tramo de la obra constituido por los 6 túneles y 5 puentes fue distinguida en el mismo año por la Asociación Argentina de Carreteras como la obra vial del año.