

# Inestabilidad en los túneles de San José (Las Palmas)

## Failure in the San José tunnels (Las Palmas)

**Carlos S. Oteo Mazo.** Prof. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
Catedrático de Ingeniería del Terreno. Madrid (España). carlosoteo@telefonica.net  
**José M. Maya Cáceres.** Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
Gobierno de Canarias. Las Palmas (España). jmaycac@gobiernodecanarias.org  
**Justo Vicente Pelegrini.** Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
Acciona Infraestructuras. Madrid (España). justo.vicente.pelegrini@acciona.es

**Resumen:** El Tercer Cinturón de Las Palmas (Gran Canaria) inició su servicio hace unos diez años. Sin embargo la zona de comunicación con el mar retrasó dos años su entrada en servicio, al producirse una inestabilidad en uno de sus túneles (San José), de casi 20 m de anchura. El terreno excavado era tipo volcánico (fonolitas, arcillas expansivas y formaciones gruesas cuaternarias). El colapso tuvo lugar en el túnel derecho, con una longitud de unos 90 m y hubo que adoptar importantes medidas para resolverlo, teniendo en cuenta que, en superficie, había viviendas. En este trabajo se describe el problema, las soluciones adoptadas y los controles llevados a cabo.

**Palabras Clave:** Túneles; Tratamientos del terreno; Terrenos volcánicos

**Abstract:** The third Las Palmas Ring Road (Canary Islands, Spain) has been started in operation about ten years. The communication with the sea zone has been a retard of two years, due to the instability problems generated in the San José Tunnels (around 20 m width). The excavated ground is of the volcanic kind (fonolites, expansive clays and gross quaternary formations). The failure – 90 m length – is recorded in the straight tunnel. In the surface general old houses are affected by the induced movements. In this paper the problems adopted solutions and the controls carried out are described.

**Keywords:** Tunnelling; Ground reinforcements; Volcanic materials

### 1. Introducción

Los túneles de San José (dos túneles carreteros paralelos, de 19 m de anchura, cada uno) se construyeron como una comunicación del tercer cinturón de Las Palmas de Gran Canaria (Canary Island, Spain) con la Avenida costera. Estos túneles se desarrollan perpendicularmente a la costa de la isla. La excavación afectó (Fig. 1) a:

- Rocas basálticas, en algunos puntos de contra-bóveda (ignimbritas).
- Formación Las Palmas: Conglomerados cuaternarios, cementados, con algunos bolos sueltos (que llegan a tener diámetros medios de 1,5 m).
- Tobas arcillosas marrones y blanquecinas (con esmectitas, o sea minerales expansivos).

- Brecha volcánica, heterogénea y con grado de cementación variable sobre estos materiales aparecían importantes espesores de rellenos antrópicos, heterogéneos y de consistencia variable con bolos gruesos y arcillas (espesores de hasta 15 m, como se ve en la Fig. 1, (1)).

### 2. La obra y tratamientos previos del terreno

#### 2.1. Emboquilles

El emboquille lado tierra no tuvo ningún problema (zona de conglomerados de la Formación Las Palmas. o sea bolos cementados). A continuación se realizó la excavación del túnel, utilizando el método Bernold en el avance, con una destroza central y

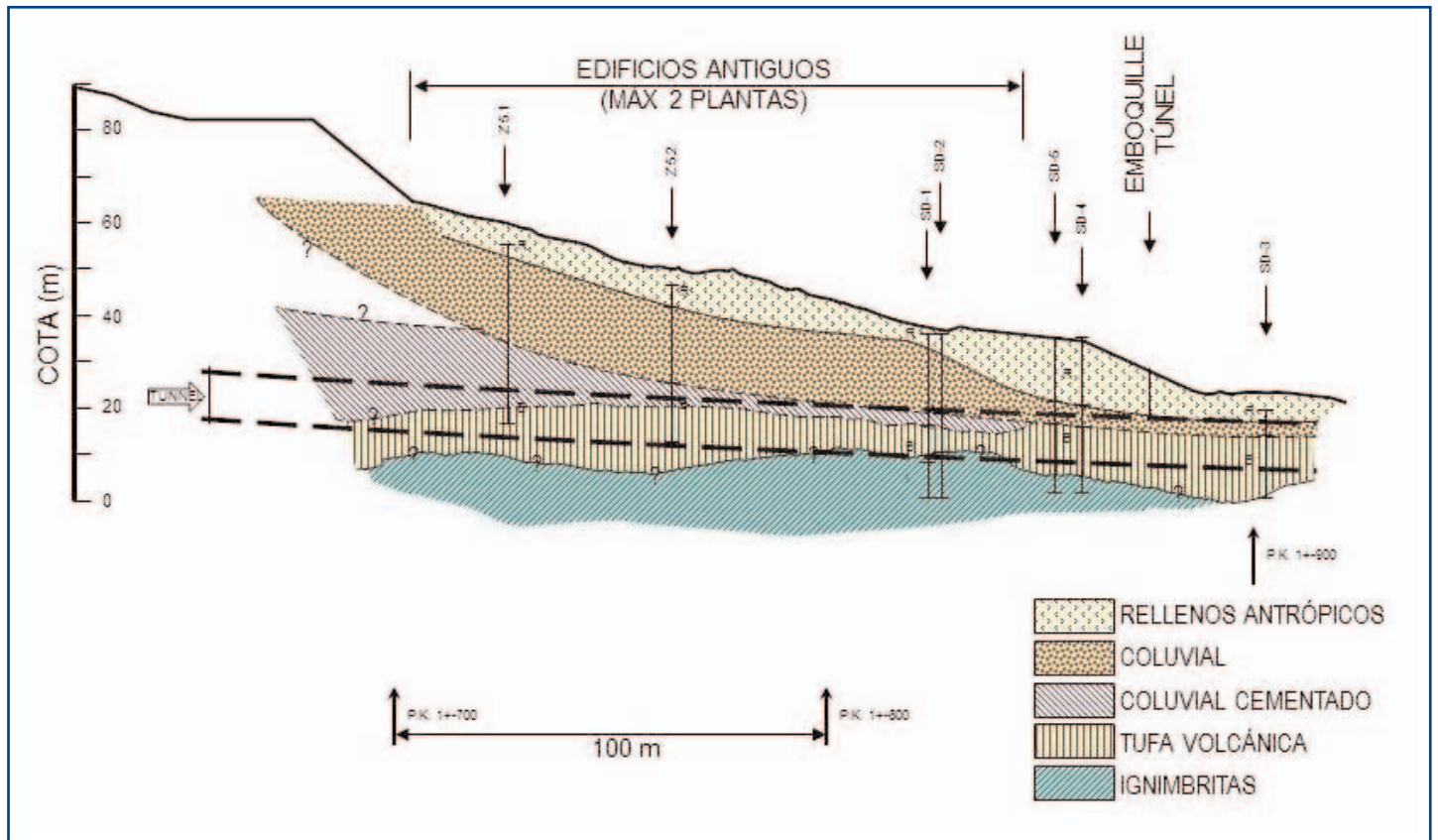


Fig. 1. Estratigrafía de la zona

ejecutando los hastiales por el sistema de bataches laterales alternados y hormigonando cada panel excavado. La sección del túnel puede verse en la Figura 2 en la que se incluye un posible tratamiento con jet-grouting que aparecía en Proyecto. En la obra se cambió este posible tratamiento por el de uso de micropilotes o enfilajes, dado que la presencia de gruesos invalidaba el uso del jet-grouting. En el lado mar, el emboquille fue más complicado, por la presencia de casas, recubrimiento resistente de poco espesor y la existencia de rellenos antrópicos.

Como se deduce del perfil estratigráfico de la Fig. 1, en la zona del emboquille, lado mar (P.K. 1+870, aproximadamente) el espesor de los rellenos antrópicos (muchas veces, especialmente en esa zona, vertidos), procedentes de diversas excavaciones próximas, variaba entre 10 y 15 m. Su contenido incluía gruesos y bolos, ya que, casi siempre, el origen de estos rellenos es la Formación Las Palmas, por lo que considerar que podía haber bolos de 1 m de diámetro no era extraño. De hecho, superficialmente, en la zona del talud en el que se había de si-

tuar el emboquille, se apreciaba la presencia de bolos de 30-60 cm de diámetro medio.

El Proyecto contemplaba:

- La construcción de una pantalla continua de hormigón armado en la cabeza del talud existente (Fig. 1, donde se había hecho el sondeo SD-4), con las técnicas habituales de contención de las paredes de la excavación con bentonita.
- Anclaje de la pantalla con tirantes inclinados, buscando terrenos competentes.
- Protección de las cimentaciones de edificios próximos con taladros inyectados (en 5 filas horizontales), perforados desde un pozo vertical a situar en la zona horizontal de los rellenos, cerca de la pantalla. Estas líneas horizontales – muy próximas a las cimentaciones de los edificios: 1,5 m – podían permitir realizar inyecciones de compensación.

Ante esta situación se propuso el cambio siguiente:

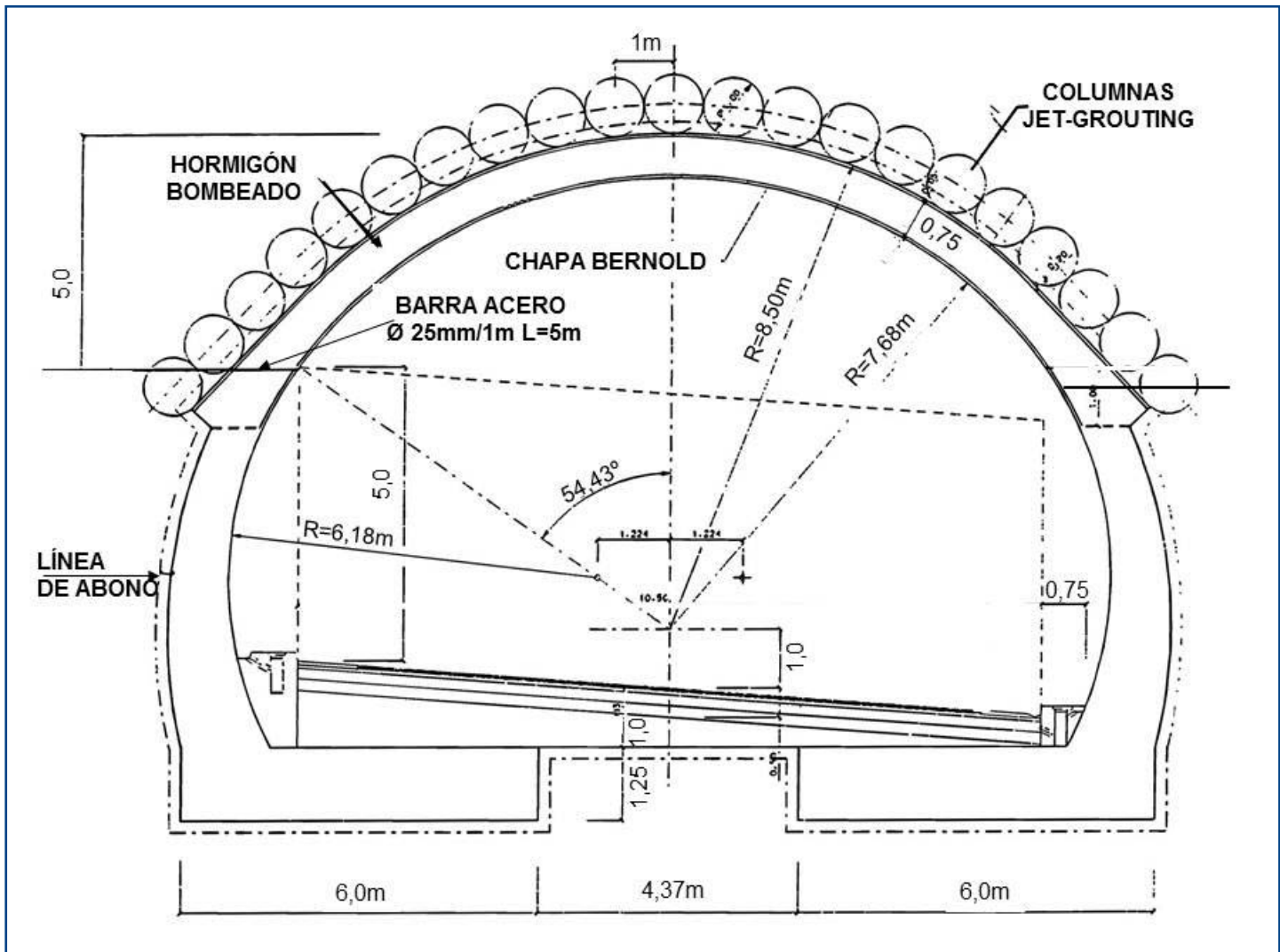


Fig. 2. Sección del túnel, incluyendo posible prebóveda con columnas de jet-grouting. (Sustituido por enfilajes de micropilotes metálicos).

- Realizar una pantalla de pilotes  $\varnothing$  1500 mm (de los que suelen llamarse tangentes, que no lo son, y que se separan unos 25 cm entre generatrices próximas), a fin de poder excavar en un medio con bolos con sistema rotatorio y evitar emplear el trépano cerca de edificios. Estos pilotes podían excavar al abrigo de tubería metálica. Esta pantalla se situó en la parte media del talud existente tras retirar parte de él y realizar una plataforma horizontal.
- Anclajes largos (dos niveles), que llegaran a las rocas volcánicas, ya que tenían que ser permanentes.
- Protección de los edificios con taladros horizontales (en dos filas, nada más), alejadas de las débiles edificaciones (estructuras antiguas, con muros de bloques, de no más de dos alturas y con cimientos poco resistentes y poco o nada armados). Se conside-

ró que llegar a la compensación era excesivo y que podía ser dañino para ese tipo de estructuras. Por ello se diseñó un tratamiento con inyección dotadas de tubos manguitos (cada 0,5-1,0 m de distancia), para construir una "losa armada" que amortiguara los efectos de las excavaciones (emboquille y túnel) sobre edificaciones próximas (en mal estado de conservación).

- Instrumentación de los edificios (regletas y referencias tipográficas en las calles) para controlar movimientos durante las operaciones de inyección y excavación.

La Fig. 3 permite ver, en planta, la situación de los edificios existentes, la pantalla de emboquille y la zona a tratar con inyecciones, así como la situación de los túneles.

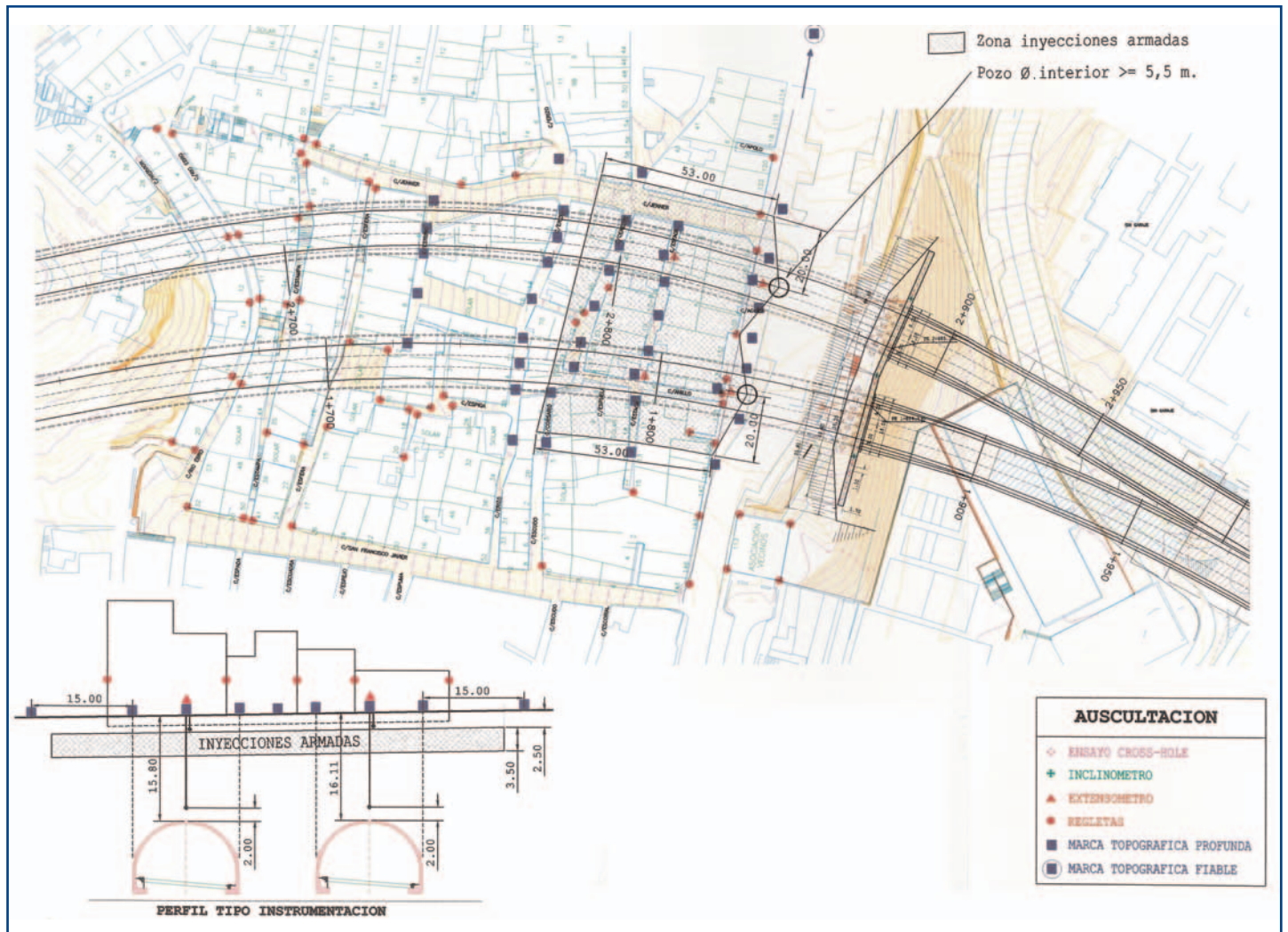


Fig. 3. Planta y sección transversal con la posición relativa de túneles y edificios.

En la Fig. 4 puede verse una sección de la pantalla de pilotes, anclada en dos niveles. El tratamiento con jet-grouting (prebóveda y un poco más) para permitir la entrada en el túnel no se llegó a ejecutar. Y en la Fig. 5 puede verse, en planta, la situación de los dos pozos verticales que se llevaron a cabo para realizar los taladros (horizontales y en abanico, en dos filas no superpuestas) para el tratamiento con la técnica de tubos-manguito (T.A.M.), así como la situación de edificios y regletas y referencias topográficas de control. Esta técnica es la que suele denominarse como "inyecciones armadas" (2), y pretende construir una especie de losa reforzada entre el túnel y las cimentaciones de los edificios.

En la Fig. 6 puede verse un aspecto de la pantalla de pilotes ya acabada y con el túnel ya iniciado, así

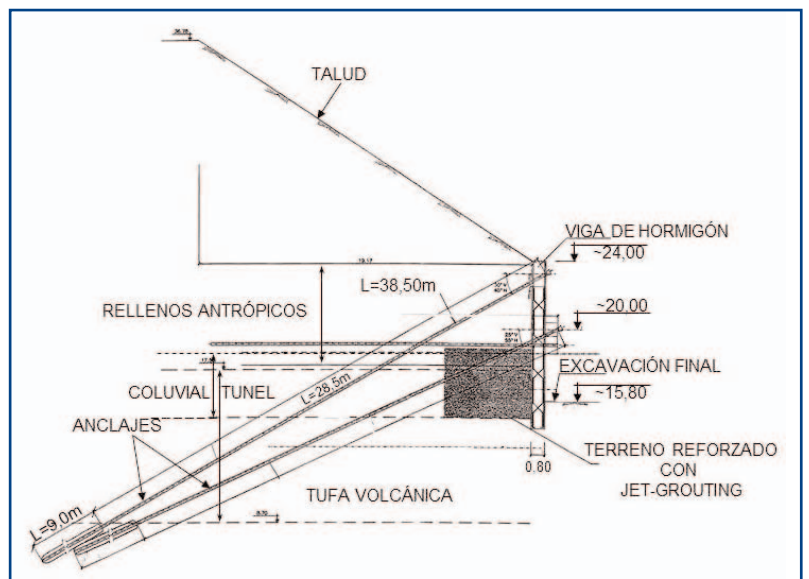


Fig. 4. Sección longitudinal al túnel en la zona del emboquille lado mar.

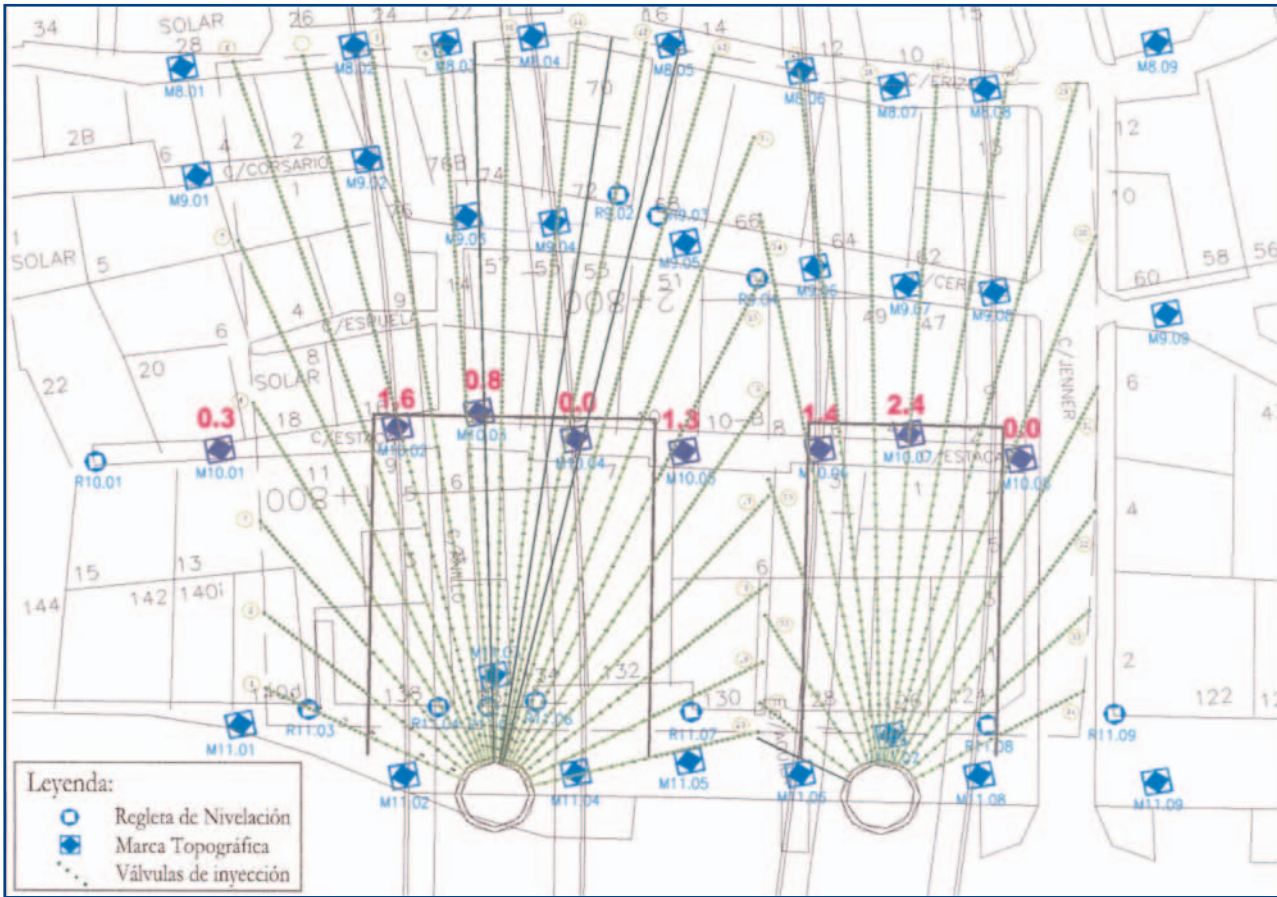


Fig. 5. Tratamiento para protección de edificios desde pozos.



Fig. 6. Emboquille lado mar.

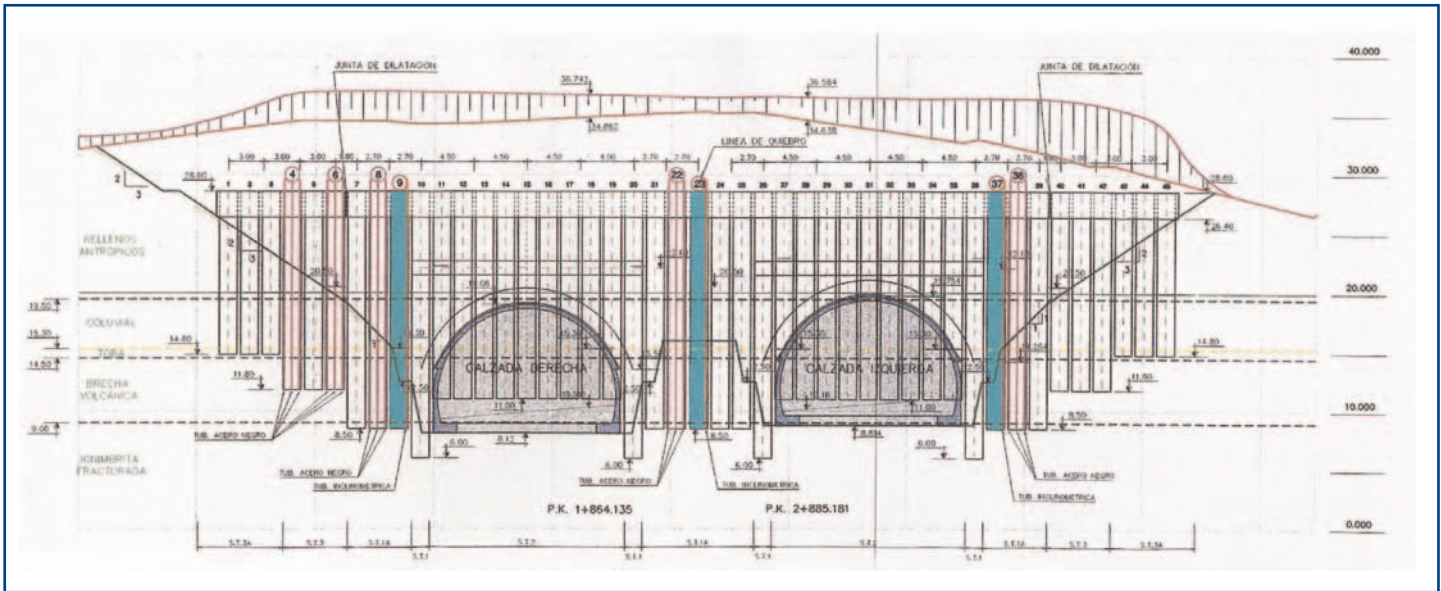


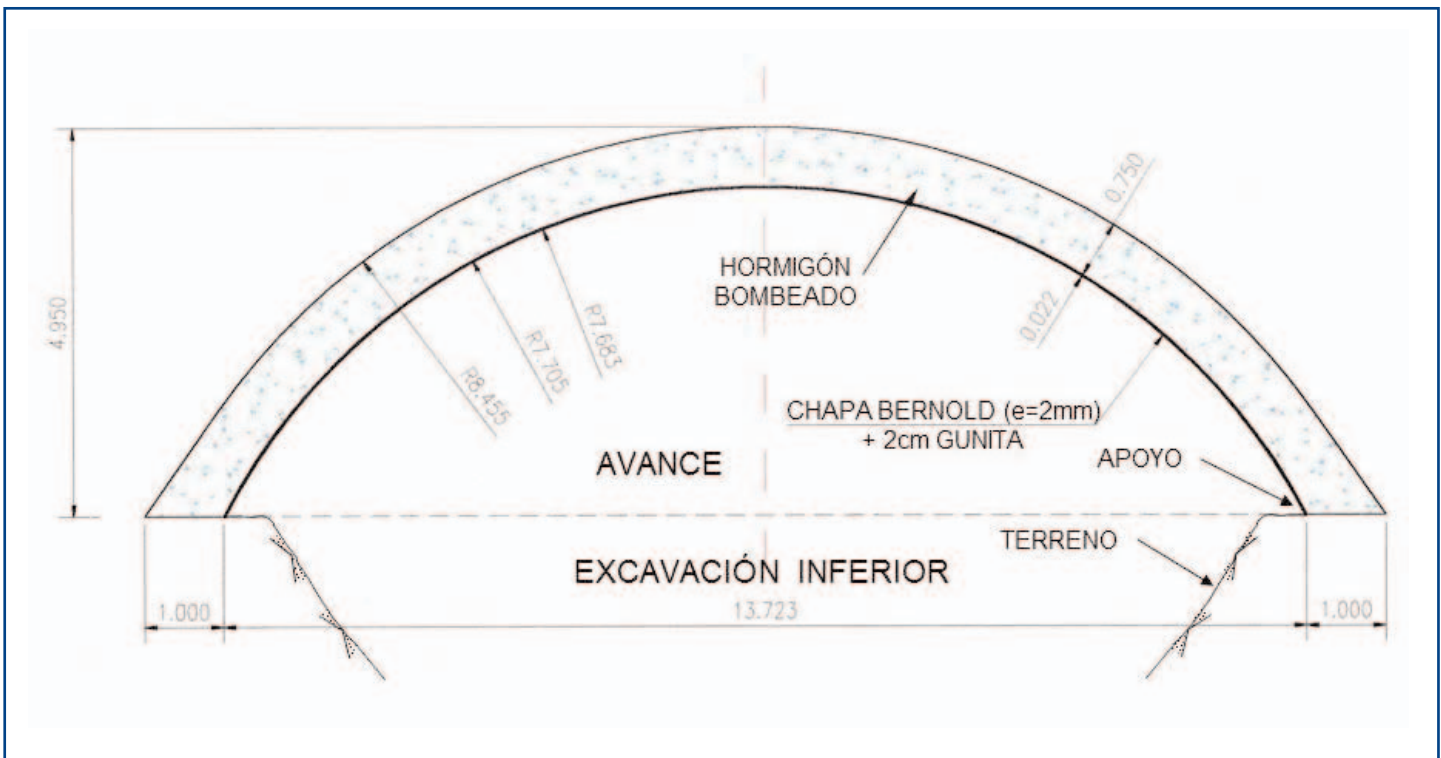
Fig. 7. Aspecto frontal de las pantallas y de los túneles (Emboquille lado mar).

como la proximidad de algún edificio. En esta pantalla se instalaron tres inclinómetros, en el Eje entre túneles y junto a los hastiales externos de los mismos (Fig. 7). Los movimientos horizontales máximos registrados por estos inclinómetros llegaron a unos 15 mm, lo que queda dentro de lo que se suele admitir en obras urbanas, para pantallas de más situadas a 15 m de fachadas de edificios (3).

Fig. 8. Túnel de San José: Sección tipo de avance.

## 2.2. El colapso del túnel

El túnel, como ya se ha indicado, se inició con el avance mediante método Bernold, desde las dos bocas. La destroza se comenzó a continuación, dejando apoyada la bóveda del sostenimiento en unas pequeñas bermas (Fig. 8). Por diversas razones constructivo-organizativas, se dejó mucho tiempo abierta esta situa-



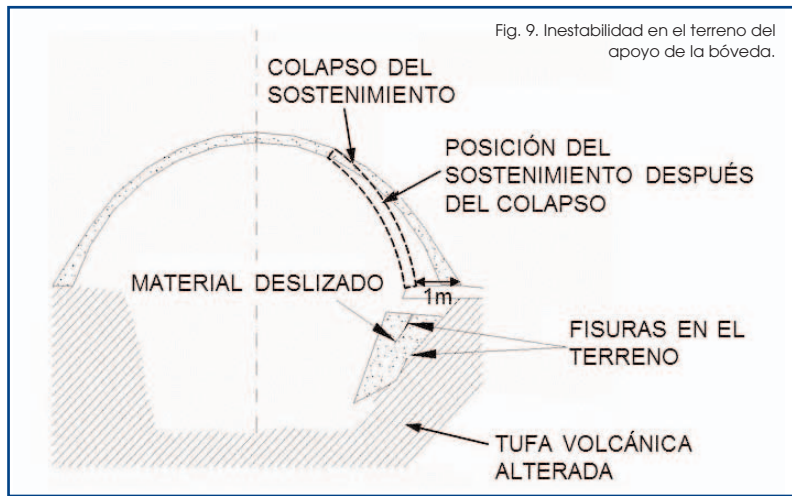


Fig. 9. Inestabilidad en el terreno del apoyo de la bóveda.

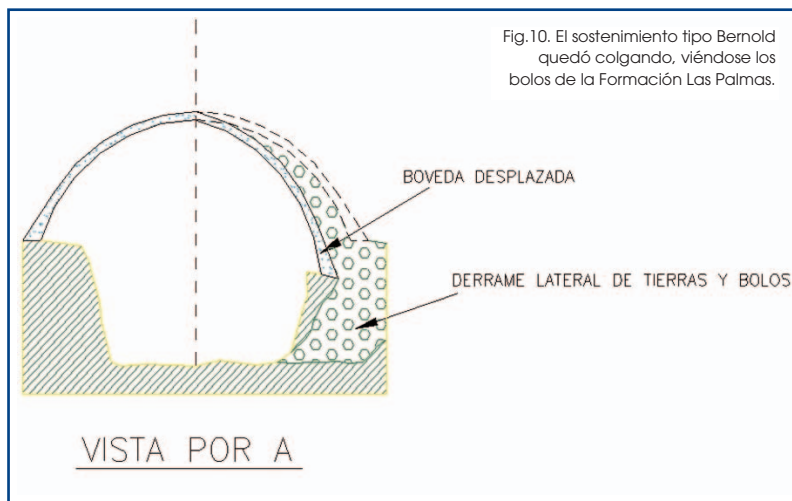


Fig. 10. El sostenimiento tipo Bernold quedó colgando, viéndose los bolos de la Formación Las Palmas.

ción, ya que el avance de los bataches para los hastiales (excavados desde la destroza y hormigonados agrupando varios anillos de la armadura) era muy lento.

Poco antes del colapso del túnel derecho, la situación de construcción del túnel era la siguiente:

- Avance desde las dos bocas (después de hacer el emboquille lado mar, (Fig. 1).
- La destroza central estaba excavada a lo largo de una longitud muy grande.
- El apoyo de la bóveda se iba haciendo con bermas pequeñas (Fig. 8).
- La excavación de la destroza abierta permitía la desecación del terreno en la zona de bermas, en que el terreno era una toba arcillosa con minerales esmectíficos (expansiva), abriéndose fisuras importantes en la misma.

Con esta situación se produjo un fallo de las bermas en uno de los túneles, a través de las fisuras abiertas en la toba arcillosa y se produjo el derrumbe de la bóveda. En la Fig. 9 puede verse el esquema del deslizamiento de cuñas en la toba, volcánica alterada y en la Fig. 10 cómo quedó colgando el sostenimiento Bernold, lo que permitió ver la presencia de grandes bolos.

Este derrumbe afectó a unos 90 m, en total, en el túnel derecho, con diferente aspecto en el lado tierra y en el lado mar. Para limitar el problema se ordenó construir (antes de 24 horas de haberse produ-

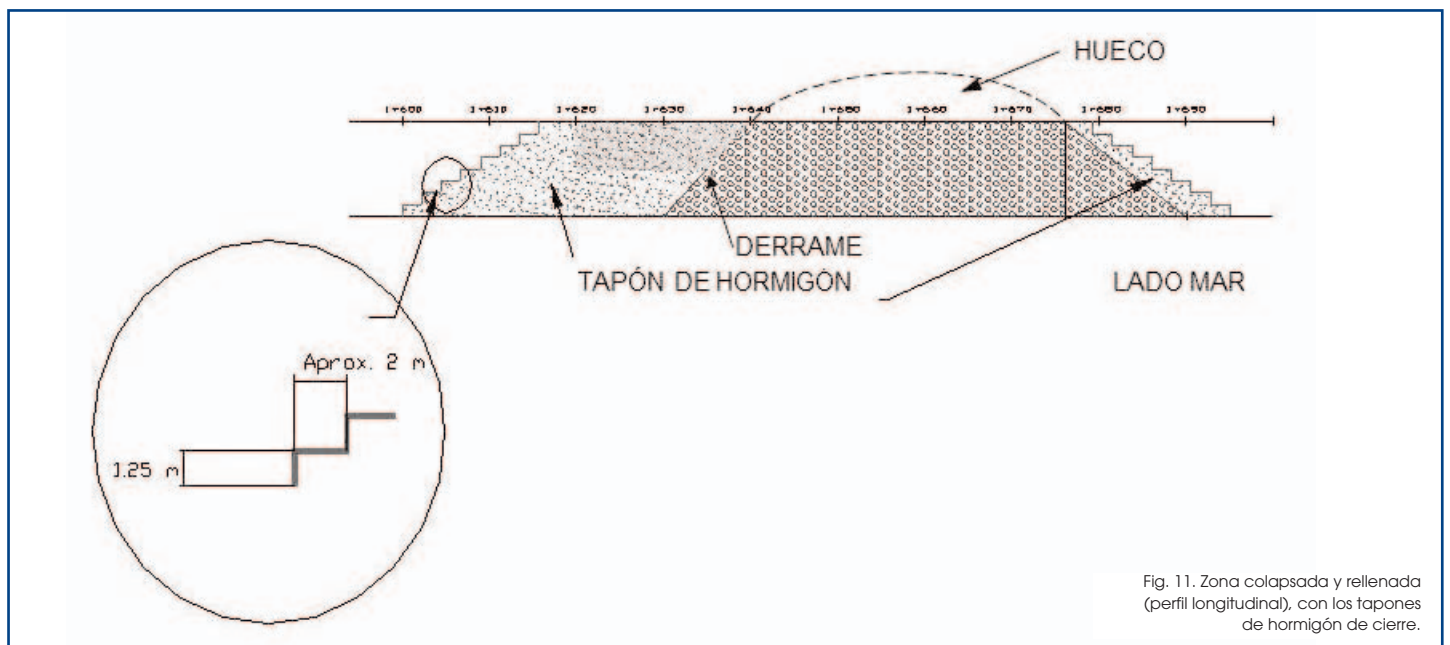


Fig. 11. Zona colapsada y rellenada (perfil longitudinal), con los tapones de hormigón de cierre.

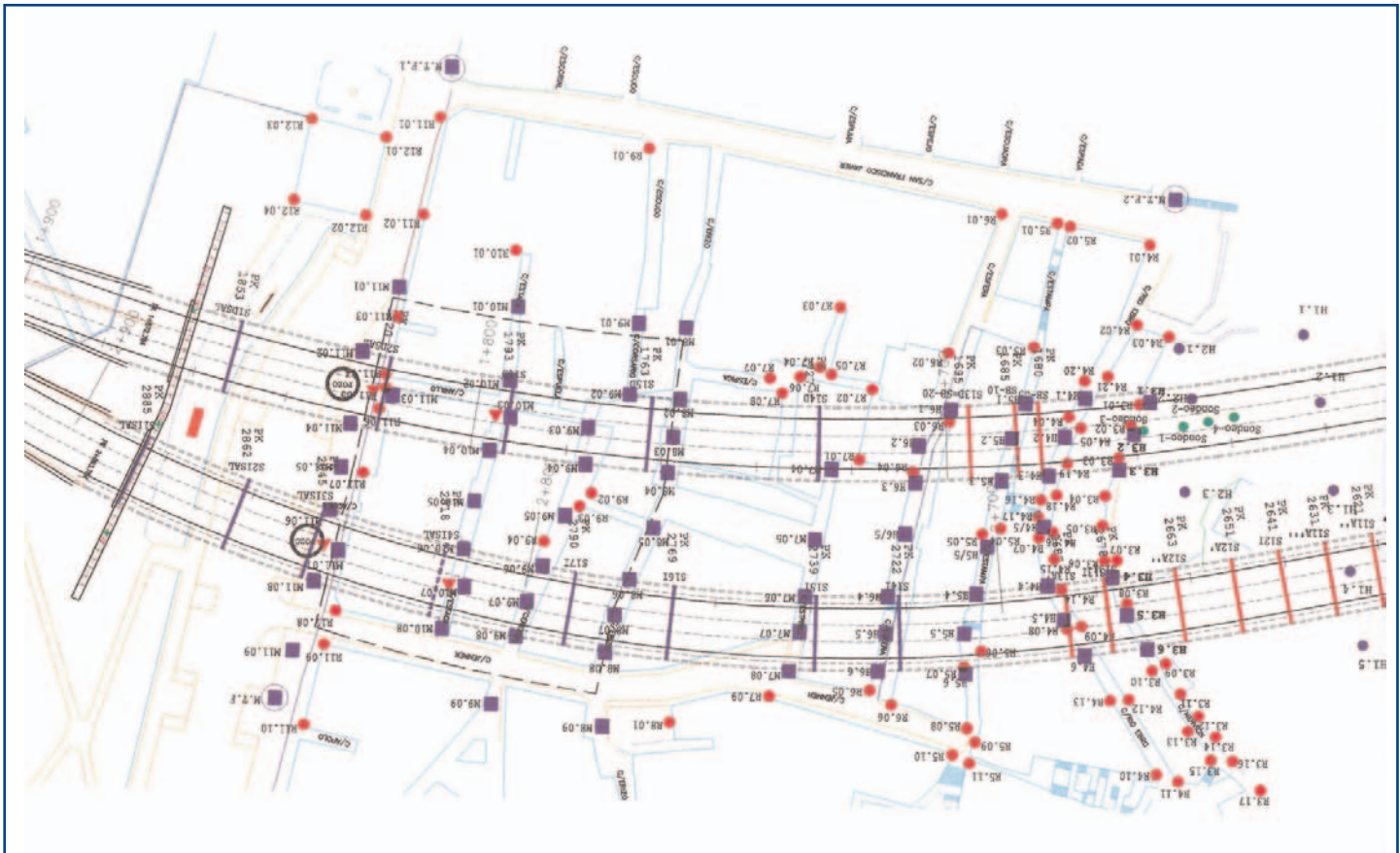


Fig. 12. Aumento del control de movimientos en superficie.

cido el colapso), taponos de hormigón, a fin de cerrar y limitar las zonas inestables (Fig. 11).

### 3. Solución adoptada

Desde el primer momento (al día siguiente del hundimiento) se consideró que el hundimiento se debía a la conjunción de la presencia de la toba alterada (con arcillas expansivas) en el apoyo de la bóveda, la formación de grietas por desecación en las bermas excavadas en dicho material y a la presencia de bolos menos cementados en bóveda, probablemente debido a la existencia de una paleovaguada, lo que se dedujo de la aportación de algo de agua en bóveda (como luego se confirmó).

Ante estas circunstancias se consideró que:

- Debía rellenarse de mortero y hormigón toda la zona afectada por el hundimiento (ambos extremos), para que no pudiera continuar la inestabilidad (Fig. 11).

- Reforzar el otro túnel (el izquierdo) para que no siguiera el camino del primero.
- Establecer medidas en superficie, para que el hueco sobre la bóveda (en la zona hundida) no llegará a superficie. Se dedujo que se había formado una “campana” sobre el hundimiento pero no había llegado a superficie.

A tales efectos se adoptaron, desde el primer momento, las siguientes medidas:

- Aumento del control de convergencias en el túnel izquierdo y en las proximidades de la zona hundida, en el túnel derecho.
- Aumento de la auscultación de superficie, sobre todo sobre la zona hundida y alrededores, mediante regletas en edificios (Fig. 12).
- Perforación de varios sondeos para localizar la “campana”. A continuación y periódicamente, se bajaba un útil que permitía posicionar la bóveda de la “campana” en cuatro puntos y vigilar su posible evolución (Figs. 13 y 14).



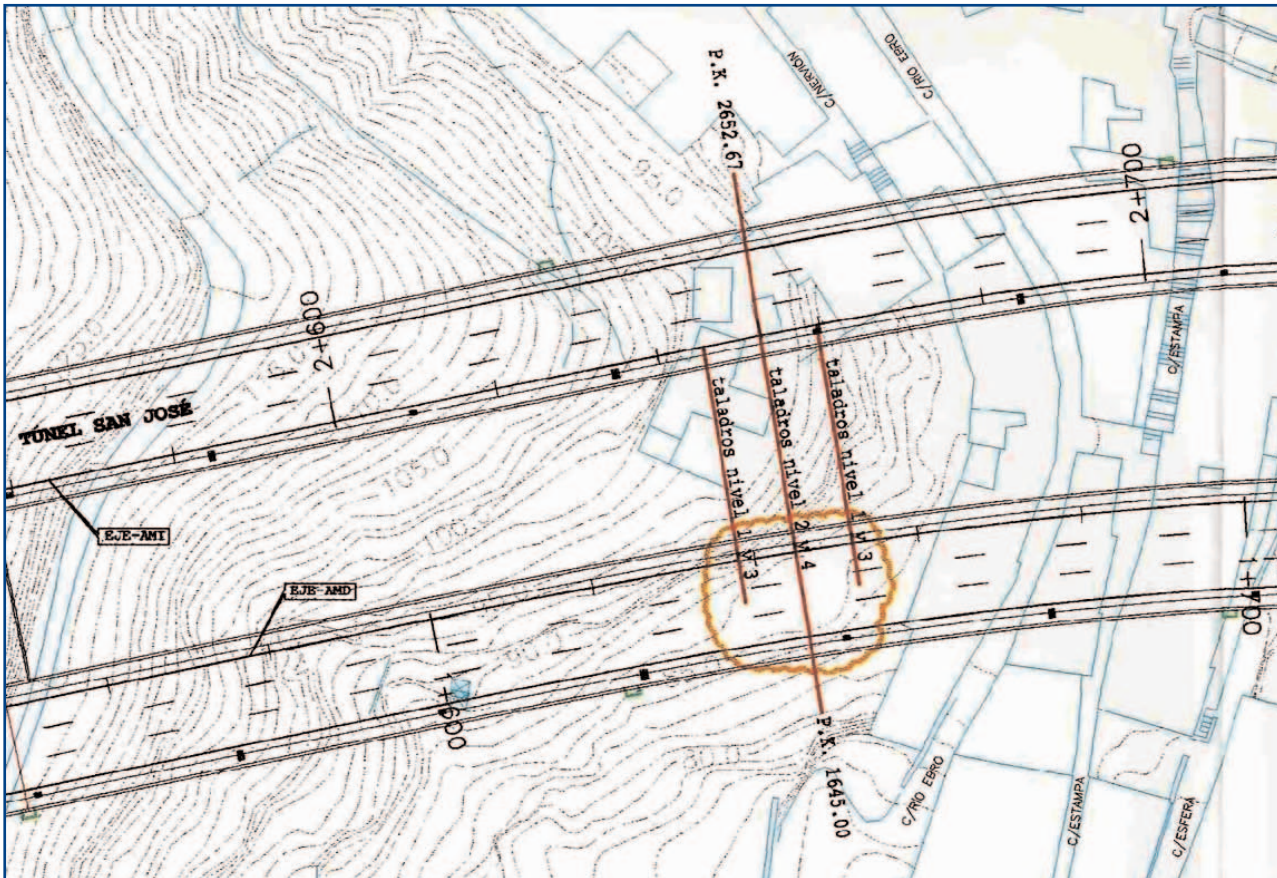


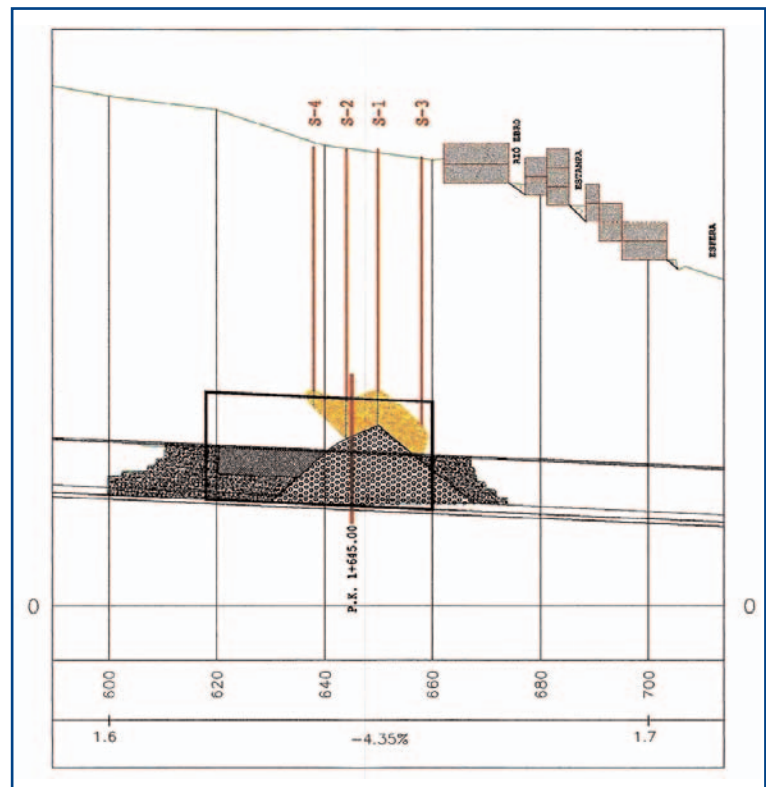
Fig. 13. Situación de la "campana" en planta.

Fig. 14. Control de la "campana" y de movimientos en superficie.

- Refuerzo de la bóveda del túnel izquierdo, con 8-10 cm de gunita y mallazo, a fin de "luchar" contra posibles empujes verticales.
- Refuerzo del apoyo de la bóveda del túnel izquierdo con micropilotes autopercutores inyectados (cada 2 m), formando 8 y 28° con la horizontal, a fin de "luchar" contra posibles empujes horizontales.

Así mismo se decidió que, para poder excavar la zona hundida era necesario realizar un tratamiento de esa zona suelta con inyecciones armadas, para crear una "prebóveda" (con un paraguas "pesado") y "coser" el frente de avance. Al mismo tiempo, era necesario realizar perforaciones, tomando ángulos de 10-15°, para llegar a la zona de la campana y rellenarla con mortero, además de ejecutar en esa zona algunas inyecciones armadas para dar una resistencia de conjunto a ese relleno y que no se limitase a ser un "peso muerto" sobre la nueva prebóveda.

También se decidió que, cuando se excavara, se construyera una contrabóveda en la zona de toba alterada o con agua.



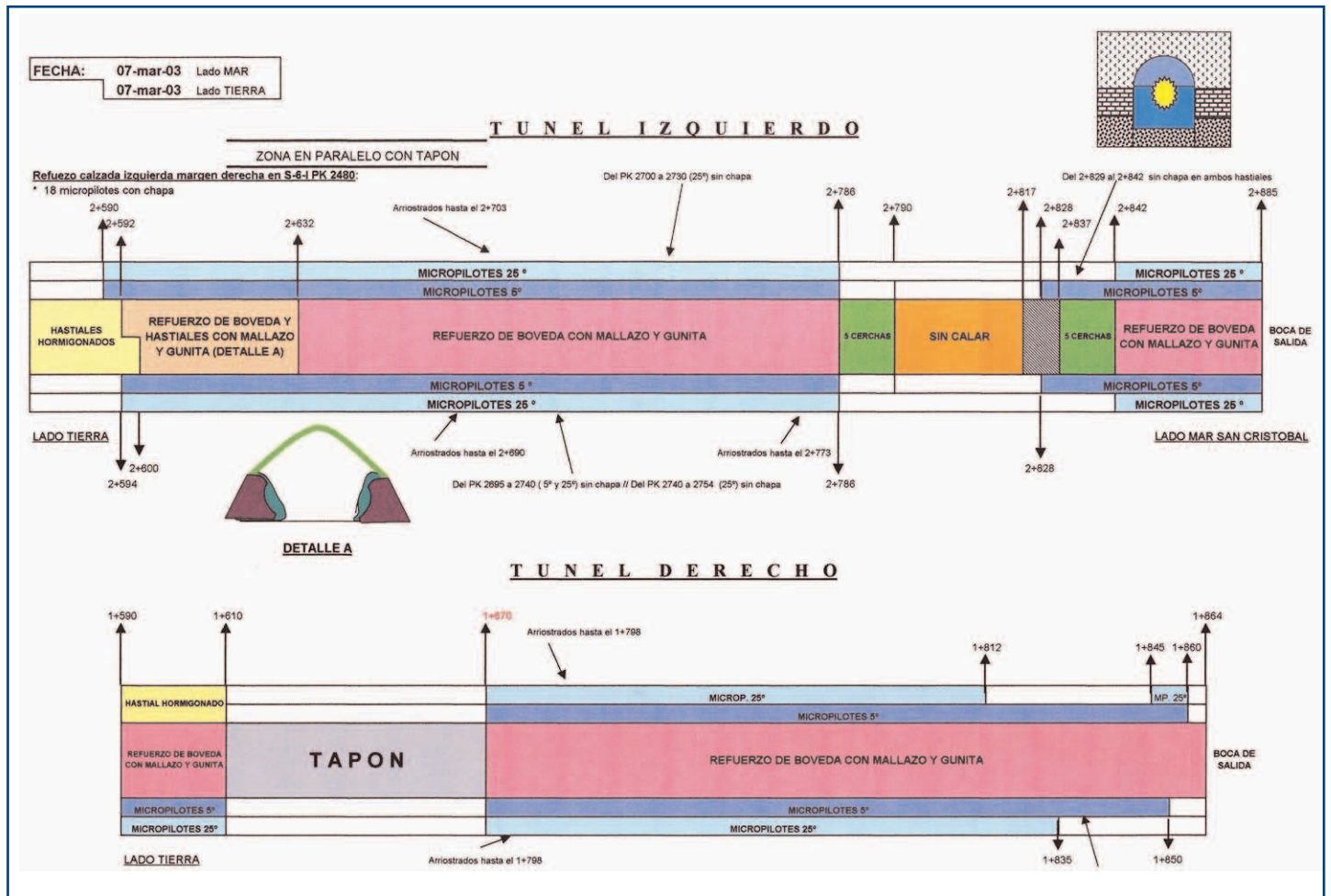


Fig. 15. Medidas adoptadas en los túneles.



Fig. 16. Derrumbe lado mar.

En la Fig. 15 pueden verse, resumidas, las medidas adoptadas en el interior de los túneles.

La Fig. 16 muestra el talud del derrumbe lado mar, con grandes bolos sueltos (de diámetro entre 1,0 y 1,5 m), mientras que en la Fig. 17 puede verse el hormigonado de la parte inferior del tapón, lado tierra, y en la Fig. 18 el tapón de cierre del lado tierra, totalmente hormigonado.

La definición necesaria para las perforaciones de relleno y armado de la "campana", en su nivel más superior, se ha esquematizado en la Fig. 19. Este mismo sistema se repitió con perforaciones formando diversos ángulos con la horizontal (11, 13 y 15°). En la Fig. 20 puede verse una fotografía obtenida durante la realización de estas perforaciones. En todas ellas se controlaba:

- Dureza de perforación.
- Velocidad de avance.
- Volumen inyectado.
- Presión de inyección.



Fig. 17. Hormigonado de la parte inferior del tapón de cierre, lado tierra.



Fig. 18. Tapón de cierre del lado tierra.

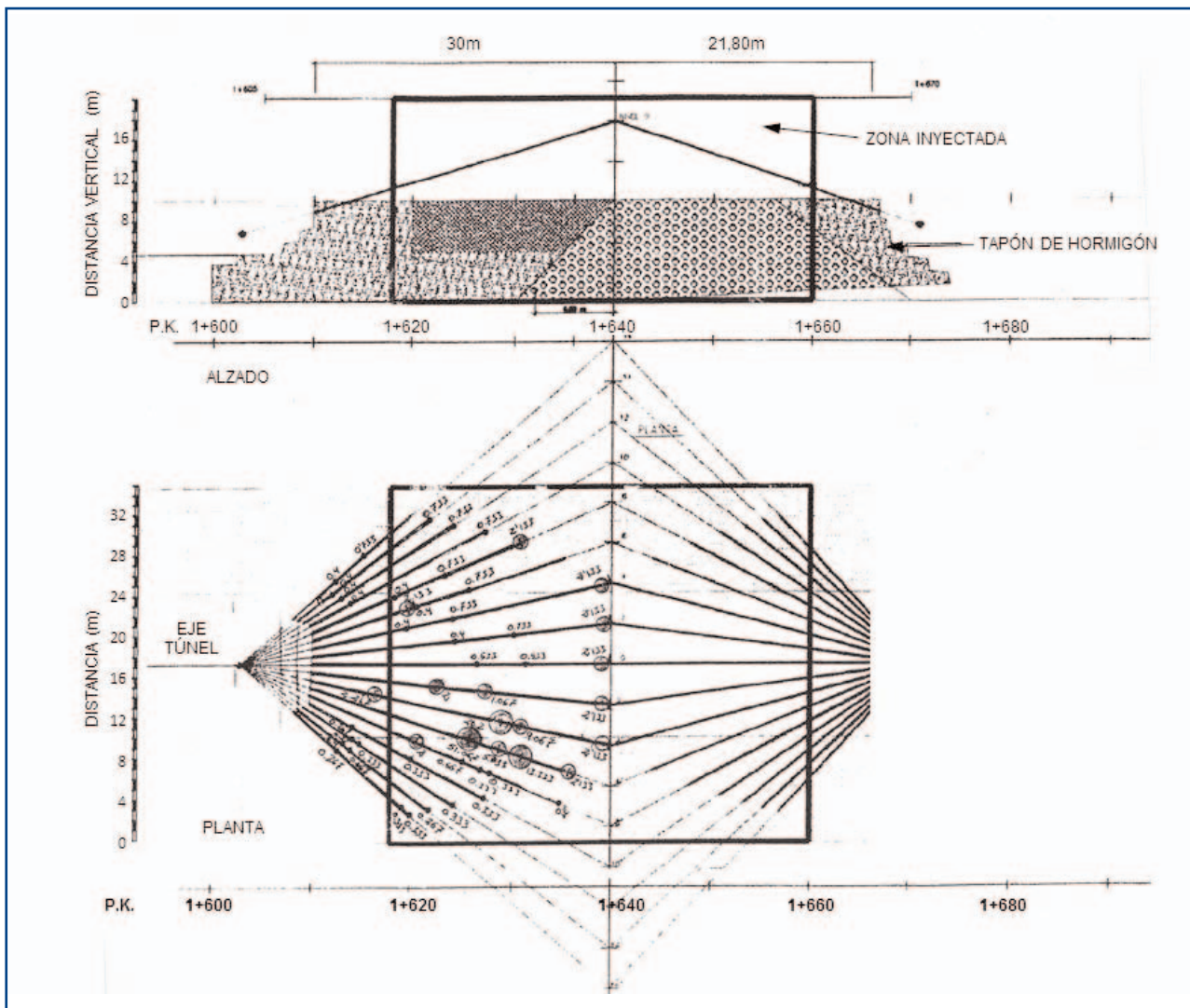


Fig. 19. Esquema del tratamiento en su parte superior.

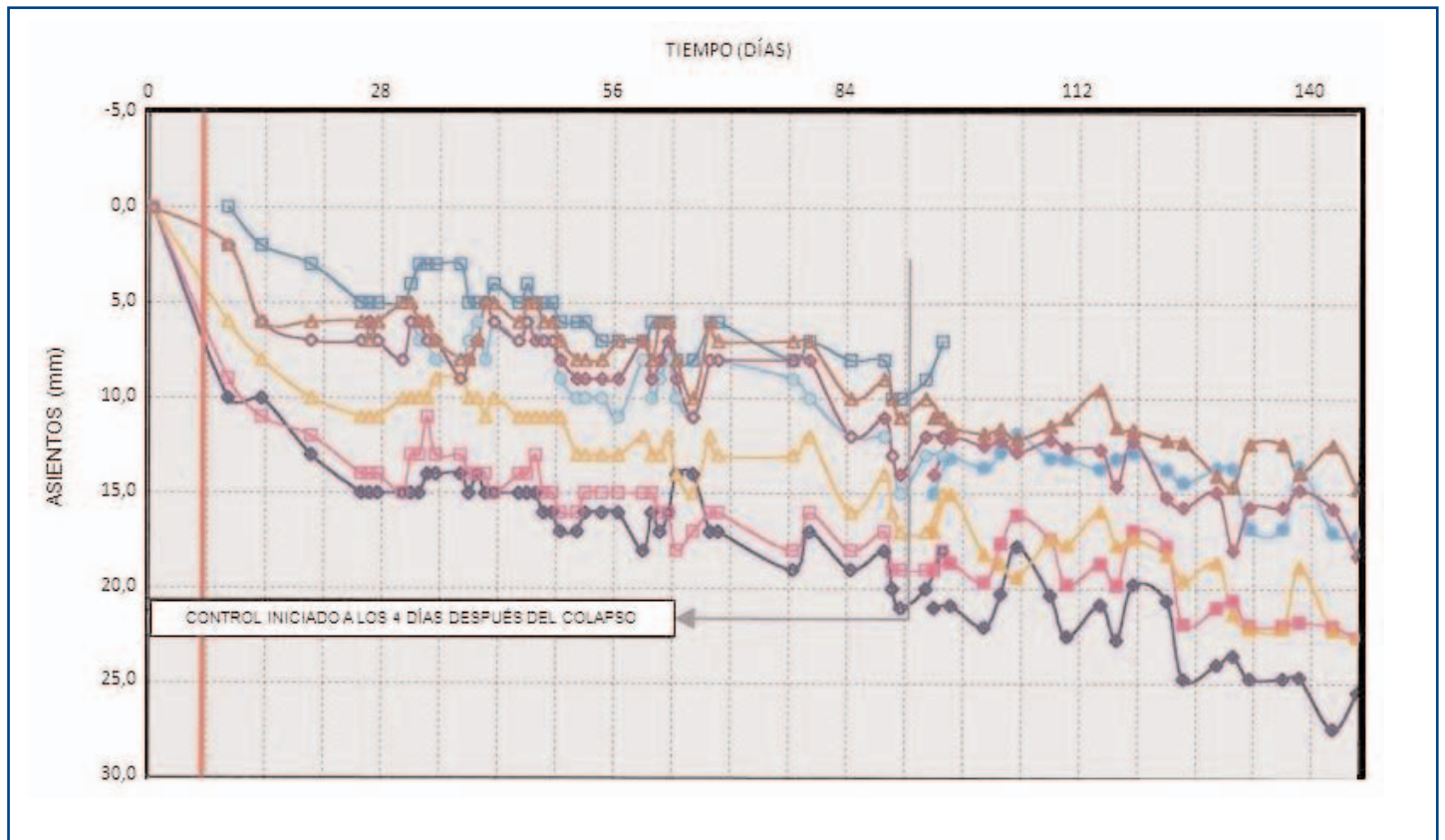
Fig. 20. Realización de perforaciones para el tratamiento.



Fig. 21. Asientos superficiales medidos. El control se inició 4 días después del colapso del túnel.

Según el plan de tratamiento para preparar la excavación de la zona hundida y crear una prebóveda, se realizaron perforaciones de  $\varnothing$  133 mm, armadas con tubo de acero ST-52, de  $\varnothing$  88,9 mm y 6,3 mm de

espesor. La presión máxima de inyección aplicada fue de 15 bares (en primera fase y 20 bares en segunda) y, en cada fase de inyección, se aportaron 150 l por manguito. Estos estaban situados cada metro.



Siempre se inyectó desde las perforaciones extremas hacia las interiores y cuando se detectaban huecos importantes, se cambiaba la inyección a través de manguitos por inyección de mortero ligero desde boca del taladro.

Generalmente, no se hicieron más de dos fases de inyección por taladro, salvo en el caso de las perforaciones para la prebóveda, en que se llegó a una tercera fase, para macizar el interior del micropilote (las válvulas estaban situadas cada metro).

#### 4. Movimientos controlados

Se han representado algunos datos de asientos en superficie, que fueron controlados inmediatamente después del colapso del túnel, ya que había algunas casas encima, con recubrimiento de unas 3,5 veces la altura del túnel. Al excavar, en la zona del desprendimiento se detectaron grandes bolos, con diámetros medios de hasta 1,60 m, de tamaño superior al previsto.

Los movimientos (registrados y reproducidos en la Figura 21), sobre el túnel colapsado, alcanzaron casi los 30 mm. En otras zonas extremas no llegaron a los 15 mm. Por precaución, se desalojaron las viviendas que estaban inmediatamente encima de la "chimenea" que se formó en la zona hundida y se controló la posible evolución de dicha "chimenea", dejando un útil, similar al torpedo de un inclinómetro, dentro de tres perforaciones. Todos los días - varias veces - se controlaba la distancia de la superficie a la bóveda de la chimenea, distancia que, prácticamente, no varió en todo el proceso de reparación.

#### 5. Finalización de la obra

Ejecutado el relleno de la chimenea (parte si hizo desde arriba y con mortero, una vez hecho el paraguas pesado de protección e inyectada de forma secundaria la zona a excavar), se reemprendieron las labores de perforación del túnel, con el mismo método Bernold, llevando destroza y bataches cerca del avance.

Esta vez, pudo ejecutarse la excavación de los dos túneles sin problemas.

Investigaciones posteriores al colapso permitieron confirmar que, además del fallo del apoyo de la bóveda de sostenimiento del apoyo sobre una pequeña berma sobre toba arcillosa que se desecó, influyó la presencia de una paleovaguada que avanzaba transversal y esviada a los túneles, lo que aportó agua y empujes adicionales. En el segundo túnel (izquierdo) que cruzó la paleovaguada más tarde que el derecho, el refuerzo diseñado y el no dejar desecar el apoyo del sostenimiento evitaron los problemas.

#### 6. Agradecimientos

Los autores quieren expresar su gratitud al Gobierno de Canarias, por su permiso para publicar este artículo. También quieren agradecer la colaboración de las empresas RODIO y TERRATEST, especialistas que se encargaron de los trabajos de tratamiento del terreno, al Contratista principal (ACCIONA / FERROVIAL-AGROMAN), a INASTECAN-INECO, Asistencia Técnica a la obra y, especialmente, a la geóloga Francisca Ruiz, que desarrolló una labor increíble de control y manejo de la información durante todo el proceso de tratamiento y excavación final del túnel. ♦

#### Referencias:

-(1) OTEO, Carlos; MAYA, José M. y VICENTE, Justo. "San José tunnels reparation of a ground col-

lapse". *Int. Congress on Rock Mechanics*, Beijing, Oct. 2011, Vol. 2.

-(2) OTEO, Carlos. "Tratamientos de mejora del terreno". *Manual de Túneles y Obras Subterráneas*, 2010. Ed. C. López Jimeno. Vol. 2 pp. 1003-23.

-(3) OTEO, Carlos. "Movimientos controlados durante la Ampliación del Metro de Madrid (1995-99)". *Revista de Obras Públicas*. 2001. Dic.

## Failure in the San José tunnels (Las Palmas)

The San José tunnels (two parallel 19 m wide road tunnels) were built to connect the third ring-road section around Las Palmas de Gran Canaria (Canary Island, Spain) with the coastal road, the Avenida Maritima. These tunnels run perpendicular to the coastline. The excavation affected:

- a) basalt rock, in certain points of the tunnel base (ignimbrite);
- b) Las Palmas Formation: cemented quaternary conglomerates with some loose boulders (with average diameters of up to 1.5 m);
- c) brown and white clayey tuffs (with smectites or expansive minerals);
- d) volcanic heterogeneous breccia with a variable degree of cementation;
- e) considerable layers of anthropic and heterogeneous rockfill over these materials of variable consistency and containing large boulders and clayey material (thicknesses of up to 15 m).

The tunnel mouth on the land side did not present any problem (area of conglomerates of the Las Palmas Formation, that is to say cemented boulders). The tunnel was then excavated by the Bernold method with a central bench excavation and the side walls were formed using the alternate side wall system and concreting every excavated panel. The tunnel mouth on the seaward side was made more complicated by the presence of buildings, shallow tunnel cover and the presence of anthropic backfill.

The Project considered: the construction of a continuous anchored reinforced concrete retaining wall at the head of the existing cutting and protecting the foundations of nearby buildings by jet grouting (in 5 horizontal rows), perforated from a vertical bore to allow compensation grouting.

In view of the situation, a  $\varnothing$  1500 mm anchored pile wall was proposed to allow the excavation through the boulder strewn soil by rotary boring.

The tunnel heading was started by the Bernold method from the two mouths and then followed by the bench excavation, leaving the crown supported on small berms. For various constructional-organizational reasons this temporary situation was left for a long time and led to the collapse of the tunnel. The excavation of the open bench allowed the drying out of the soil in the berms and where the soil was formed by clayey tuffs with smectite (expansive) minerals, and causing considerable cracking within the same. The cracking in the clay tuffs then led to the failure of the berms to one of the tunnels

and caused the collapse of the roof of the tunnel. The collapse affected a total length of around 90 m in the right tunnel.

Consideration was then given to:

- a) The backfilling of the entire area affected by the collapse (both ends) with mortar and concrete;
- b) Strengthening the other tunnel;
- c) Establishing measures on the surface to prevent the void (pocket) over the tunnel arch from reaching the surface.

The following measures were immediately adopted:

- a) Increased control over converging areas in the left tunnel and in the proximity of the collapsed area, in the right tunnel;
- b) Increased auscultation from the surface;
- c) Drilling of various bore holes to locate the "pocket";
- d) Strengthening of the roof to the left tunnel using 8-10 cm of shotcrete and reinforcement;
- e) Strengthening the support to the left tunnel roof with self-drilling injection micropiles (every 2 m) at 8 and 28° to the horizontal.

It was similarly decided that in order to excavate the collapsed area it was necessary to treat this loose fill area with reinforcing grouting to create a preform arch (heavy "umbrella" arch) and "tie up" the tunnel face. It was also necessary to make bores at angles of 10-15° to reach the area of the pocket and to fill this with mortar as well as making a series of reinforcing grout injections to add resistance to the body of this backfill.

In accordance with the pre-established soil treatment plan to prepare the excavation of the collapsed area and create an umbrella arch, 133 mm diameter bores were made and reinforced with 88.9 mm diameter x 6.3 mm thick ST-52 steel tubing. The maximum injection pressure applied over the first stage was 15 bars which was then increased to 20 bars over the second stage, and 150 litres were supplied by hose during each injection stage. These injections were spaced every metre.

The movements recorded at ground level over the collapsed tunnel reached almost 30 mm, while in other areas these did not exceed 15 mm.

Following the soil treatment works, the excavation was successfully continued until the tunnel was completed. ♦