

Problemas geotécnicos en torno a la ampliación de la red del metro de Madrid (*)

Por V. ESCARIO

Lab. de Carreteras y Geotecnia

J. M.ª GARCIA GONZALEZ

Subdirector G. de Infraestructura del Transporte

J. F. MOYA

Lab. de Carreteras y Geotecnia

C.S. OTEO

Lab. de Carreteras y Geotecnia

C. SAGASETA

Univ. Santander

Se presenta la segunda y última parte del trabajo cuya publicación se inició en el número de enero pasado. Se incluyen aquí los resultados de las observaciones efectuadas en la línea IX del metro de Madrid, instrumentación empleada, etc., continuando con el análisis de los resultados en las diversas líneas estudiadas y conclusiones generales del trabajo.

Este artículo reproduce el texto preparado por los autores para su presentación en el volumen n.º 4, del IX Congreso Internacional de Mecánica del Suelo (Tokyo) sobre descripción y comportamiento de obras ejecutadas.

6. RESULTADOS DE LAS OBSERVACIONES EFECTUADAS EN LA LINEA IX

6.1. Finalidad de la instrumentación

La finalidad de la instrumentación realizada en la línea a la que se refiere el presente capítulo fué el estudio del comportamiento de túneles de ejecución mecanizada y con revestimiento prefabricado.

Los objetivos que se propusieron en el plan de instrumentación fueron los siguientes:

a) Determinación de las propiedades geotécnicas del terreno afectado por la excavación mediante la adecuada toma de muestras y su ensayo, tanto en bloques en el frente de excavación como en sondeos que servirían para alojar los aparatos de auscultación. Algunos de los resultados así obtenidos (Oteo y Moya 1979), se han mostrado ya en el capítulo 2, integrados con los de los otros estudios geotécnicos.

b) Determinación de los empujes del terreno sobre el revestimiento desde su colocación y su evolución a lo largo del tiempo en varias secciones de ensayo.

c) Medida de esfuerzos en varios puntos de las dovelas que constituyen el revestimiento, así como la convergencia de éste.

d) Control de movimientos del interior del terreno en las proximidades de las secciones de ensayo.

e) Medida de la subsidencia y movimientos horizontales en superficie, a fin de analizar la influencia de la excavación sobre estructuras próximas.

(*) Se admiten comentarios sobre el presente artículo que pueden remitirse a la Redacción de esta Revista, hasta el 31 de mayo de 1981.

6.2. Terreno que aparece en la línea

En la línea instrumentada aparecen todos los tipos de suelos que se han descrito en el capítulo 2, excepto los yesos. En la figura 6.1 puede verse el perfil estratigráfico de la línea, que se describe a continuación, (Oteo y Moya, 1979 a. y 1979 b). Como se aprecia en dicha figura la zona estudiada está comprendida entre 4 estaciones.

Se parte desde el antiguo arroyo del Abroñigal, en cuyo cauce se encuentra hoy la autopista de circunvalación M-30, de forma que carriles de la estación están situados a una profundidad de 20 metros aproximadamente. En la parte superior del terreno aparecen capas de "tosco" y "arena de miga" y en la inferior la "peñuela". Desde la salida de la estación el túnel transcurre por la "peñuela" y la zona de transición "tosco-peñuela". El "tosco" típico no volverá a aparecer hasta cerca de la estación siguiente.

Predominan en esta zona los colores marrones y grises, a veces separados y en general juntos. Aparecen también vetas aisladas de color beige y muy jabonosas al tacto y numerosos "lisos". A unos 250 m. de salida de la estación desaparecen las capas superiores de "tosco" y "arena de miga". Los rellenos superficiales, que empezaron siendo de poco espesor, alcanzan su potencia máxima (8 m.) en el antiguo cauce del arroyo de las Pinillas. Hay en esta zona también algunos pozos de noria antiguos, hoy abandonados y rellenos, que provocaron graves dificultades en la conducción del escudo, debido a la presencia de grandes cantidades de agua y la consiguiente inestabilidad del frente de excavación.

Al pasar el cauce del arroyo Pinillas empieza a

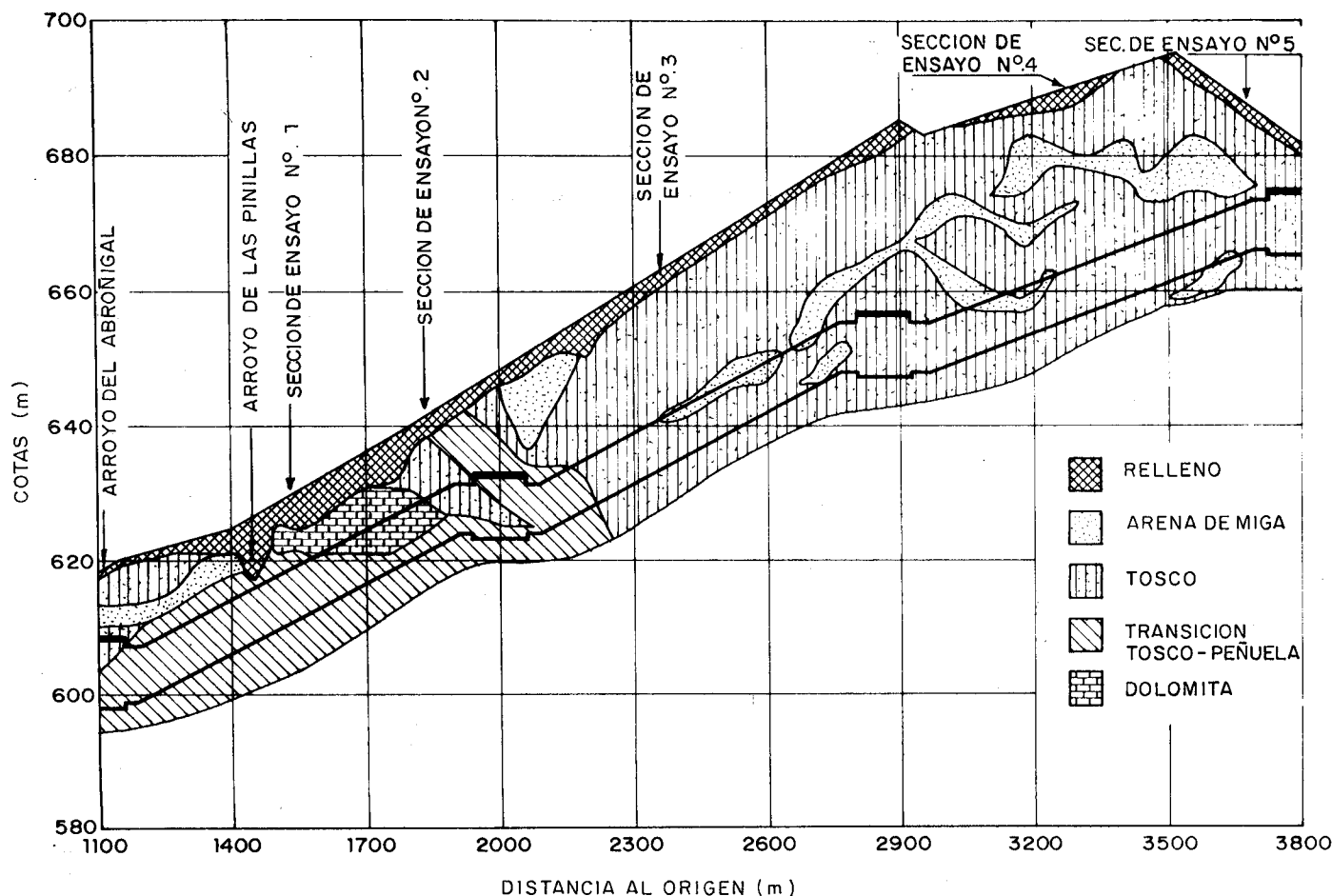


Fig. 6.1. Perfil geotécnico de la línea IX (Moratalaz).

aparecer, por encima del túnel, un lentejón con fuerte contenido de carbonato magnésico y que forma una verdadera roca del tipo de la dolomita. Paulatinamente se va introduciendo dentro de la sección del túnel y acaba por desaparecer cerca de la estación siguiente. En este lentejón de dolomita tuvo el escudo la avería más grave de la línea, ya que se llegaron a romper varios anillos del revestimiento recién colocados. Ello fué debido a que, por la gran resistencia del terreno, fue necesario proporcionar una gran presión a los gatos de empuje del escudo. Esto provocó una parada de 30 días.

En la misma zona en que empieza a disminuir la potencia del lentejón de dolomita, disminuye también el espesor de rellenos y aparecen en la parte superior del terreno capas de "tosco". Se entra en la segunda estación a unos 22 m. de profundidad y rodeada por el "tosco".

En estos dos tramos aparecen lentejones de "arena de miga", "tosco" arenoso y "tosco" arcilloso, si bien el "tosco" arenoso predomina. Empieza al túnel moviéndose dentro de una capa de

"tosco" bastante arcilloso. Los rellenos superficiales disminuyen hasta quedarse en 1 ó 2 metros, espesor que conservarán hasta el final de la línea.

A unos 800 m. de la segunda estación empieza a aparecer en la clave un lentejón de "arena de miga", que alternada con "tosco" arenoso continuará hasta la tercera estación situada a unos 33 m. de profundidad. Estas zonas en las que aparecía arena en la clave, fueron especialmente difíciles de ejecutar a causa de las filtraciones de agua y la inestabilidad del frente.

En el tercer y último tramo aparecen los mismos tipos de terreno, si bien solo al principio hay arena en la clave, siendo sustituida posteriormente por "tosco" arenoso y al final de la línea por "tosco" arcilloso. En este tramo el túnel va cada vez más cerca de la superficie, entrando en la última estación a una profundidad de 16 metros. Cerca de la entrada fue necesario pasar por debajo de una galería de conducción de agua de 6 metros de anchura y 4 de alto y situada a 5 metros sobre la clave del túnel.

6.3. Método de excavación. Instrumentación realizada

Para la excavación se utilizó un escudo Robbins 281 S. Algunas de sus características y forma de trabajo se han descrito ya en el apartado 3.3. y aquí se dan algunos datos adicionales. Tenía 8,87 m. de diámetro, 40 mm. de espesor de chapa y 9,00 metros de longitud, dividido en tres anillos articulados de 3,00 metros cada uno. La articulación entre los dos primeros anillos era regulable mediante gatos. La articulación entre los dos últimos era de enganche libre permitiendo a este último adaptarse al revestimiento ya colocado.

En el primer anillo o anillo de corte poseía un sistema de compuertas frontales de contención del terreno accionadas hidráulicamente. La excavación se realizaba, mediante un brazo excavador accionado hidráulicamente y capaz de alcanzar cualquier punto del frente del túnel. Este mismo brazo era en su parte inferior, una pala que empujaba los escombros a la cinta transportadora de evacuación. En la parte posterior del segundo anillo actuaban 24 gatos hidráulicos perimetrales con un empuje máximo de 42.000 KN que reaccionando contra el último anillo de revestimiento instalado permitían el avance del escudo. Finalmente en el anillo de cola poseía un sistema erector de dovelas.

El guiado del escudo se hacía mediante rayo laser con corrección de rumbo por ordenador, (Cabezas, 1976).

A la vez que el revestimiento salía de la cola del escudo se inyectaba el hueco que quedaba entre éste y el terreno con gravilla. Unos días después (aproximadamente 20 metros tras la cola) se realizaba una inyección de lechada de cemento.

6.4. Instrumentación

La finalidad de la instrumentación se ha mencionado ya en el apartado 6.1.

En lo que se refiere al control de la subsidencia superficial se dispusieron puntos de medida aislados sobre el eje del túnel y agrupados en varias secciones transversales (Oteo y Moya, 1979 a. y 1979 b). Los puntos aislados se colocaron a todo lo largo de la traza del túnel y a una distancia media de 50 metros. Las secciones de medida transversales constaban de tres alineaciones de puntos separadas entre sí 5 metros, como puede verse en la figura 6.2. En la figura 6.1. están señaladas las posiciones de las cinco secciones transversales de subsidencia que se instalaron. En las dos últimas (secciones 4 y

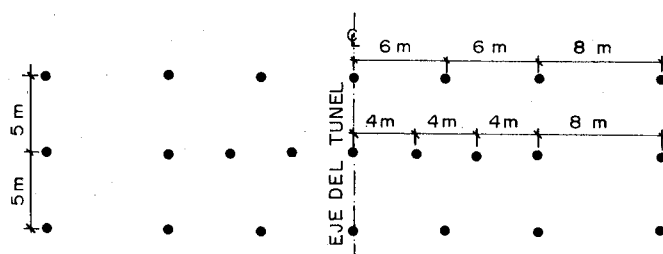


Fig. 6.2. Sección de tipo de subsidencia.

5) se midieron también los movimientos horizontales en superficie. Además, en la sección de control n.º 5 controlaron los asientos de la solera de la galería de conducción de agua, a la que se ha hecho referencia anteriormente, y de la propia tubería. Las medidas de asientos se hicieron con nivel de precisión (precisión de 0,05 mm.) y las de movimientos horizontales con cinta de invar sometida a tensión constante.

Los puntos de referencia para la medida de movimientos se colocaron a profundidades de 30 a 50 m. para protegerlos de agentes externos (tráfico, etc.). En todos los casos se atravesó totalmente el pavimento.

Para medir los movimientos profundos del suelo se instalaron en la sección de ensayo n.º 4 dos extensómetros mecánicos múltiples de cable, de ocho puntos, con anclaje por inyección. Uno se situó sobre el eje del túnel y otro a 8 metros de él. Para las medidas de movimientos horizontales se montaron dos inclinómetros ópticos (Escario, 1973, Uriel y Oteo, 1977) de 15 metros en las secciones 4 y 5 situados de 7,5 a 8 m. del eje del túnel.

Las medidas de empujes de tierras y tensiones en el revestimiento se realizaron mediante células de presión total, tipo gloëtzl, con mercurio como líquido de relleno de la célula y aceite como líquido de medida. Se instrumentaron las secciones n.º 3, 4, y 5, aunque por los motivos que se expondrán más adelante, fallaron las medidas de la sección n.º 3 y algunas de las de los n.º 4 y 5. Las medidas de convergencia del revestimiento del túnel se hicieron con cinta de invar sometida a tensión constante.

6.5. Movimientos del terreno

Como se ha dicho anteriormente, se dispusieron puntos de medida de subsidencia aislados, sobre el eje del túnel y a lo largo de la traza de éste. Los

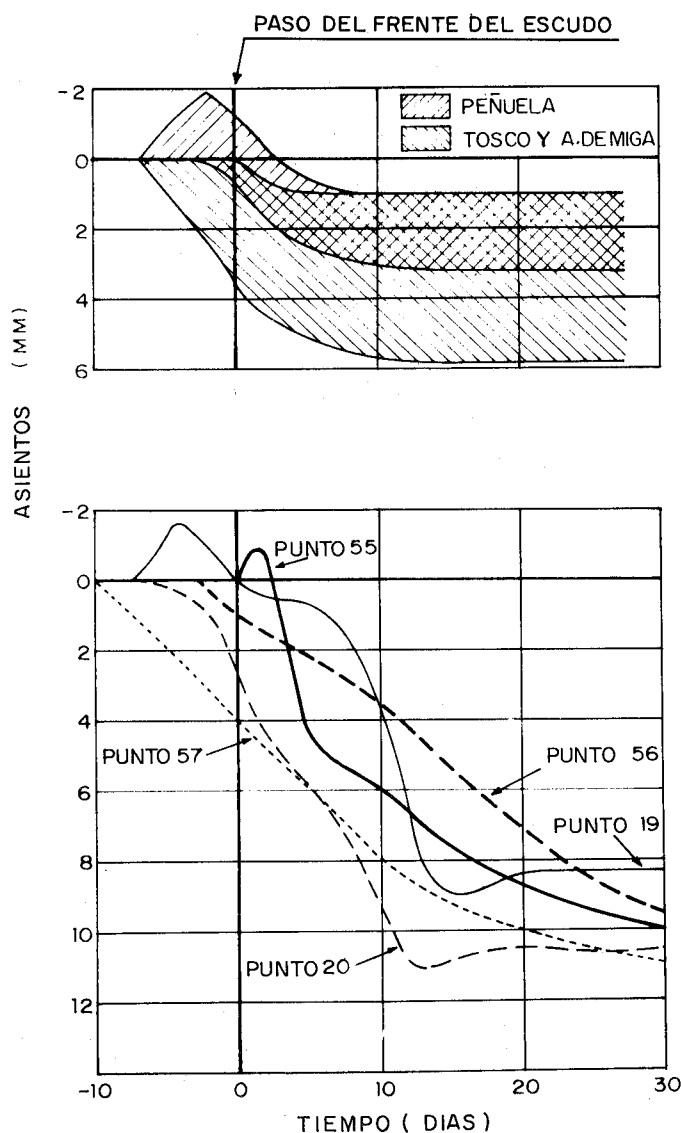


Fig. 6.3. Asientos medidos sobre el eje del túnel.

asientos finales medidos oscilaron entre 1 y 6 mm., como valores normales, llegando a veces a valores máximos de 11 mm. (Oteo y Moya, 1979 a y 1979 b)

En la figura 6.3. se han resumido estos asientos y su evolución con el tiempo. En la parte superior se han resumido los resultados que pueden considerarse como normales, distinguiendo entre el primer tramo ("peñuelas") y los otros dos ("tosco" y "arena de miga"). En la parte inferior se representan resultados que por una causa u otra no pueden considerarse como normales.

Como se puede ver, en el primer tramo se producen levantamientos del terreno de hasta unos 2 mm. de magnitud, antes de llegar el escudo al

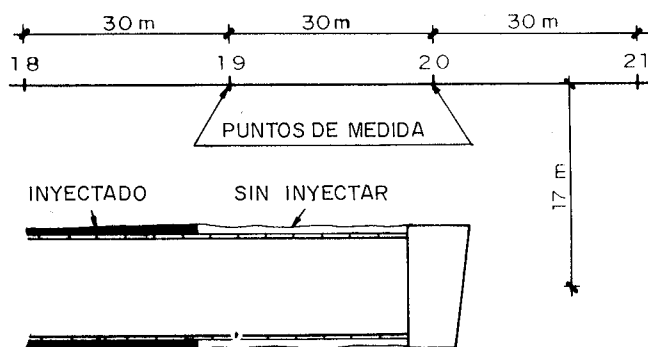


Fig. 6.4. Situación de los puntos de medida de asientos superficiales durante la parada del escudo.

punto de medida. El levantamiento comienza unos 5 días antes de llegar el frente del escudo y alcanza su máximo unos 2 días antes de pasar el escudo por la vertical del punto considerado. En ese momento es cuando se produce la máxima velocidad de asiento (máxima pendiente de la curva asientos-tiempo). La estabilidad del movimiento empieza a los 2 o 3 días después del paso del escudo, coincidiendo con la inyección de lechado de cemento. Los asientos en este primer tramo oscilan entre 1 y 3 mm. A los 8-10 días los movimientos se estabilizan prácticamente.

La zona que corresponde a los tramos 2 y 3 presenta variaciones respecto a la anterior. En primer lugar no se produce el levantamiento sistemático del suelo antes del paso del escudo, sino que desde el principio empiezan los asientos. La dispersión de resultados es bastante mayor que en la otra zona, ya que varían entre un mínimo de 1 mm. y un máximo de 6 mm. Estas variaciones pueden corresponder a las diferencias que existen en el contenido de arena en el terreno. Por lo que respecta a tiempo de estabilización y variaciones de velocidad de asientos las dos zonas son análogas.

En la parte inferior de dicha figura 6.3 se representan los casos anómalos de asientos. Los puntos denominados 19 y 20 corresponden al primer tramo y estaban situados sobre el lentejón de dolomita. Los puntos 55, 56 y 57, pertenecen al tercer tramo y se encontraban sobre la capa de arena que aparecen en la clave del túnel.

Los mayores asientos medidos en los puntos 19 y 20 se debieron a que, como se ha dicho anteriormente, el escudo tuvo graves problemas al atravesar el lentejón de dolomita debido a la dureza del terreno (los ensayos de resistencia a la compresión simple en este material llegaron a alcanzar valores máximos de 7 MPa). Esto provocó una parada de varios días. La situación del escudo durante la avería se ha representado en la figura 6.4. Como se puede observar el punto 19 quedó

sobre la zona ya revestida pero no inyectada con lechada de cemento. El punto 20 quedó sobre el frente del escudo. A causa de esta falta de inyección, el terreno siguió con un proceso de relajación tanto sobre el túnel como en el frente y los asentamientos que se produjeron fueron de 9 y 11 mm. (4 ó 5 veces mayores que los asentamientos médicos del tramo).

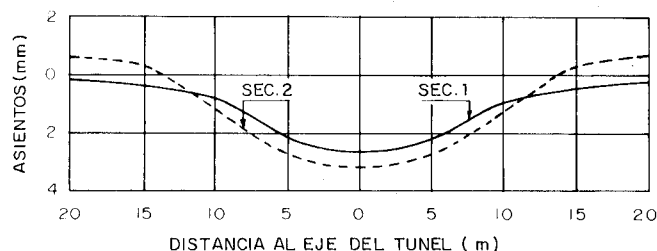


Fig. 6.5. Asientos transversales medidos en las secciones 1 y 2.

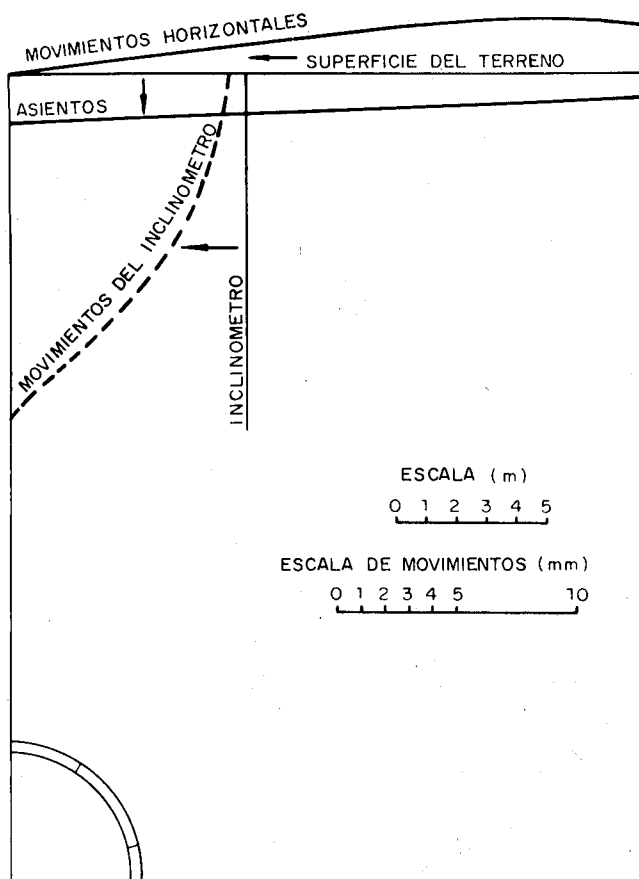


Fig. 6.6. Movimientos del suelo medidos en la sección 4.

Los asentamientos de los puntos 55, 56 y 57 se debieron también a un proceso de relajación, pero esta vez debido a la inestabilidad del frente de excavación.

Es decir que puede considerarse que los asentamientos de estos puntos correspondan al caso de que el túnel se encuentra sin ningún revestimiento, mientras que en los otros casos "normales" se mide la influencia de su colocación.

Por lo que respecta a las secciones transversales de asentamientos, pueden verse los resultados de las secciones transversales de asentamientos, pueden verse los resultados de las secciones 1 y 2 del primer tramo en la figura 6.5 y los correspondientes a las secciones 4 y 5 en las figuras 6.6 y 6.7 respectivamente. No hay resultados fiables en la sección N.º 3, ya que debido principalmente a lluvias caídas durante el paso del escudo, se produjeron entumecimientos superficiales en el terreno que enmascararon los asentamientos (se midieron movimientos irregulares con asentamientos de 2 mm. y levantamientos de hasta 8 mm.).

Como se puede ver en dichas figuras 6.5, 6.6 y 6.7 los asentamientos transversales presentan la forma típica parecida a una curva de distribución Normal.

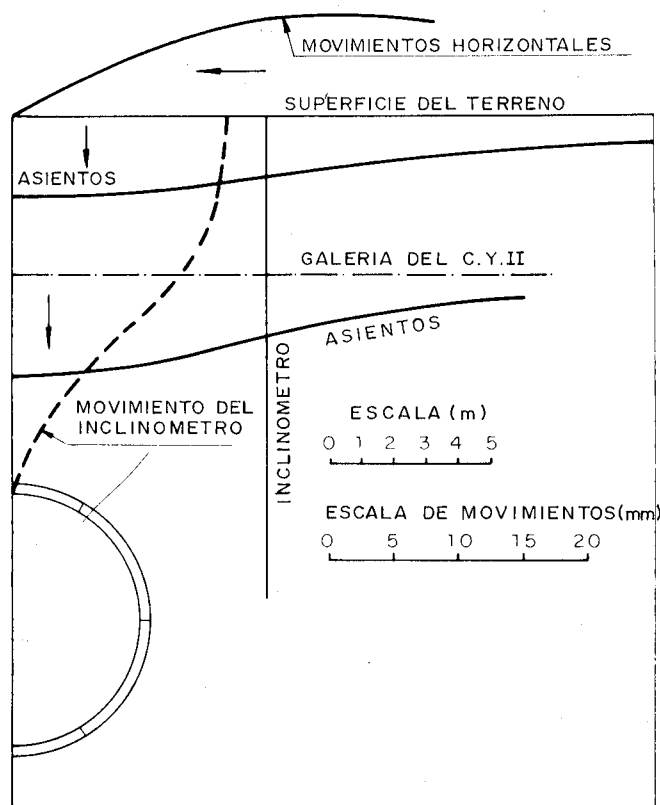


Fig. 6.7. Movimientos del suelo medidos en la sección 5.

Es de resaltar que los puntos de la sección n.º 1 situados a más de 13 metros del eje del túnel sufren levantamientos. Dado que la sección de medida terminaba a 20 metros del eje, debido a la presencia de edificios, no se pudo determinar hasta qué distancia llegaban estos levantamientos.

En la figura 6.7 pueden verse también los asientos producidos en la solera de la galería de conducción de agua, mencionada al final del apartado 6.2.

Los movimientos horizontales en superficie se han representado también las figuras 6 y 7. Como se observa presentan valores máximos del mismo orden o mayores que los asientos sobre el eje del túnel. Estos valores máximos vienen a estar situados aproximadamente, en el punto de inflexión de la curva de asientos.

En las mismas figuras 6.6 y 6.7 pueden verse los movimientos medidos en los inclinómetros, que debido a desviaciones en los sondeos realizados para su instalación, sólo se pudieron observar hasta 12 metros de profundidad. Los movimientos medidos fueron mucho mayores de lo esperado (en las figuras la escala de movimientos de inclinómetros está reducida a la mitad de los demás movimientos).

Los extensómetros instalados en la sección de control n.º 4, no registraron movimientos diferenciados apreciables. No están claras todavía las causas de esto, aunque pudo deberse a que la

lechada con que se inyectó el sondeo una vez colocado el aparato fue demasiado resistente e impidió que los anclajes acompañasen el movimiento del suelo.

6.6. Empujes, tensiones y deformaciones del revestimiento

Como se ha dicho anteriormente, las células empleadas para la medida de tensiones y empujes en el revestimiento fueron del tipo Gloëtzl con mercurio como líquido de relleno. Debido a que el curado de dovelas se hacía en fábrica con vapor, se considera que la célula pudo dilatarse, a pesar de que llevaba mercurio, con lo queda un hueco entre célula y hormigón, después del curado de dovelas. Esto hizo que no se transmitiesen bien las tensiones del hormigón en diversas células.

Debido a premuras de tiempo, este hecho no pudo comprobarse hasta después de montar la sección n.º 3. Posteriormente, en el resto de las dovelas se realizaron diversos trabajos de tarado que permitieron medir adecuadamente en muchas células. En otras el tarado indicó diversas oscilaciones de medida, como consecuencia de una falta total de adherencia con el hormigón. Por estar estas razones sólo se incluyen aquí las medidas de las que se tiene una garantía prácticamente absoluta.

En las figuras 6.8 y 6.9, se han representado la evolución con el tiempo de los empujes en las sec-

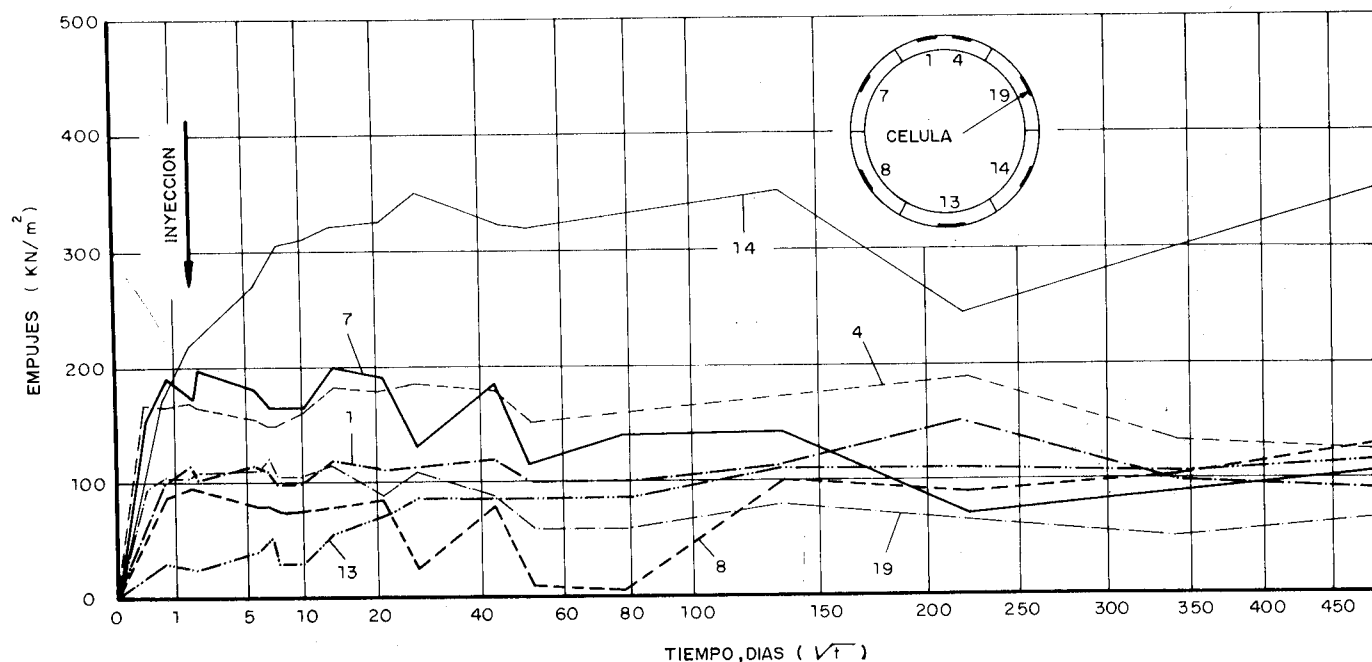


Fig. 6.8. Evolución de los empujes sobre el revestimiento medidos en la sección 4.

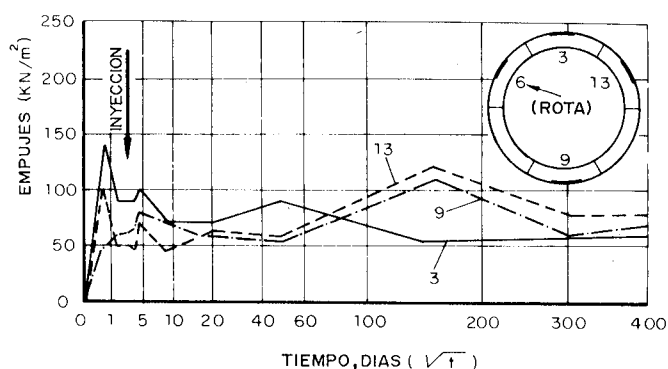


Fig. 6.9. Evolución de los empujes sobre el revestimiento medidos en la sección 5.

cciones 4 y 5. Como se puede ver la estabilización se produce, en general poco después de realizar la inyección con lechada de cemento. En las figuras 6.10 y 6.11, se representan los empujes finales sobre el revestimiento.

En la sección n.º 4, (fig. 6.8) se ha medido un empuje sobre el revestimiento prácticamente uniforme y de valor del orden de 110 KPa. Sin embargo, en una de las células (n.º 14) se midió un empuje de hasta 30 KPa, valor excepcional con respecto al resto de las medidas. Se considera que esta presión puede corresponder más a las acciones

de empuje de los gatos del escudo —que tuvo que corregir su dirección en esa zona— que a empujes reales del terreno.

En la sección n.º 5 los empujes medidos sobre el revestimiento, también resultan ser del orden de 110 KPa, llegando a un valor de 180 KPa.

En cuanto a la medida de las tensiones de trabajo de las dovelas, cabe indicar que la mayor parte de las células defectuosas corresponden a las que deberían haber medido dichas tensiones. Por ello no se incluyen los resultados detallados. Sin embargo, por las operaciones de tarado efectuadas (pruebas de carga de las dovelas), puede indicarse que todas las células trabajaban a compresión y que, con gran probabilidad, no estuvieron sometidas a presiones superiores a 200 KPa.

En cuanto a las medidas de convergencia del revestimiento solo se pudo medir la variación del diámetro horizontal del túnel, ya que en los momentos iniciales la posición de la cinta transportadora y de los motores del escudo impedían otras medidas. Para realizarlas era necesario esperar aproximadamente unos dos días y entonces ya se habían estabilizado los movimientos. Las variaciones del diámetro horizontal fueron de acortamientos de 12 mm. y 8 mm. respectivamente en las secciones de ensayo 3 y 4 y de alargamiento de 2 mm. en la sección n.º 5.

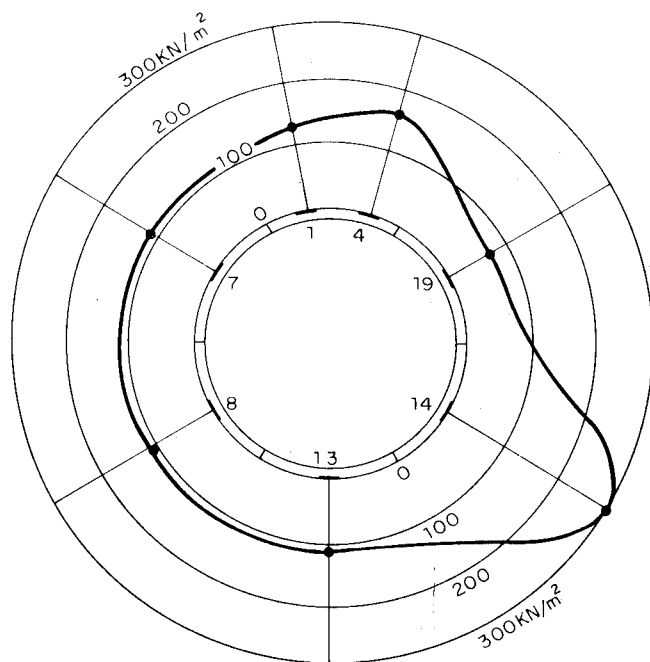


Fig. 6.10. Empujes de tierras sobre el revestimiento medidos en la sección 4.

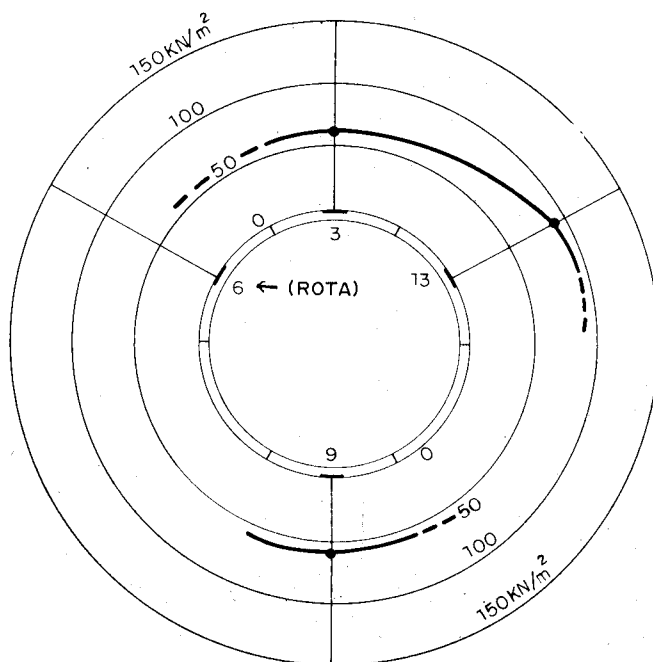


Fig. 6.11. Empujes de tierras sobre el revestimiento medidos en la sección 4.

7 ANALISIS DE LOS RESULTADOS

7.1. Línea VI

Como se ha dicho anteriormente, los resultados de la instrumentación en las secciones 1 y 2 fueron coincidentes, siendo sus principales características:

1) La distribución de momentos flectores en la bóveda, fue justo la contraria a la que cabía esperar para un arco cargado verticalmente, con compresiones máximas en el intradós de la clave.

2) Los esfuerzos axiles en el revestimiento son también máximos en la clave, con valores pequeños en los hastiales.

3) El empuje medio de tierras contra los hastiales fue de 130 KN/m^2 en la sección n.º 1 y de 70 KN/m^2 en la n.º 2.

4) El asiento máximo del suelo en la sección n.º 2, fue de 3 mm. en la superficie del terreno y de 12 mm. en la clave del túnel.

Los empujes de tierras sobre los hastiales están dentro de los límites de esperados. Los valores medidos corresponden a un coeficiente de empuje lateral de 0,18 a 0,20 (σ'_H / p^Z). Estos valores son congruentes con la alta resistencia del suelo y el hecho de que entre la excavación de la destroza y la excavación y ejecución de los hastiales transcurrió tiempo suficiente como para que la presión lateral decreciese desde el valor del empuje al reposo al del empuje activo.

Las tensiones en el revestimiento, como se ha dicho antes, muestran una distribución totalmente inesperada. Sin embargo, un examen cuidadoso de las propiedades del suelo y de los detalles constructivos muestran algunos factores que pueden inducir tales efectos:

Realmente la distribución de momentos flectores de la figura 5.6 puede atribuirse a que las cargas horizontales predominan sobre las verticales. Esto puede significar dos cosas, o bien las cargas horizontales son mayores que las esperadas, o bien las verticales son menores. Un valor alto de empuje horizontal puede deberse a las causas siguientes:

1) Tensiones internas horizontales elevadas en el suelo. Esta posibilidad se tuvo en cuenta, a causa de la existencia de numerosos planos de deslizamiento ("lisos") en la peñuela y en los niveles inferiores del tosco. Estos lisos, como se dice en el capítulo 2, pueden asociarse con el levantamiento de la cercana sierra del Guadarrama, lo cual produjo fuertes empujes horizontales en los estratos miocénicos de Madrid. Los bajos empujes laterales medidos en los hastiales no están en contradicción

con esta hipótesis, porque las condiciones de deformación son más parecidas a las de empuje activo que a las de empuje al reposo, como se ha dicho anteriormente. Por lo tanto, debe considerarse la posibilidad de un coeficiente de empuje al reposo elevado.

2) Presiones de hinchamiento debidas a las propiedades expansivas de la arcilla. En la sección n.º 1, el potencial expansivo era muy elevado. Por esta razón, puede hacerse una primera interpretación de las medidas de acuerdo con esta posible explicación (Escario y Sagaset, 1972). Sin embargo, en la sección n.º 2, el potencial expansivo será moderado y, no obstante, la distribución de tensiones en el revestimiento muestra una tendencia similar a la observada en la sección n.º 1, por lo que se llega a la conclusión de que tiene que existir otra razón para que los empujes horizontales sean mayores que los esperados.

Respecto a la hipótesis de presiones verticales menores que las esperadas, las posibles causas pueden relacionarse con el proceso constructivo, es decir, a una falta de contacto entre el suelo y el revestimiento de la clave. Es un hecho bien conocido la existencia de un hueco en esta zona en los túneles con revestimiento realizado *in situ*, así como con revestimientos con dovelas. Un vertido cuidadoso en la clave no es suficiente para evitar la falta de contacto si el suelo es suficientemente resistente como para sostenerse en un hueco de 1 ó 2 metros.

La única manera de resolver esto es inyectar el trasdós. En el caso presente, se siguió este procedimiento, pero como puede verse en las figuras 5.4 y 5.5, la inyección se realizó demasiado tarde, cuando los empujes y las tensiones en el revestimiento habían alcanzado los valores finales de equilibrio. Por estas razones, debe tomarse en cuenta la existencia de un hueco en la clave.

Para lograr esto, se utilizó el modelo de elementos finitos descrito anteriormente (apartado 4.2). Como los resultados de la instrumentación fueron parecidos en ambas secciones, solo se incluye aquí el análisis correspondiente a la sección n.º 2.

Como análisis previo, se realizaron cálculos con hipótesis de propiedades del suelo y del proceso constructivo que se consideraban razonables. Los resultados teóricos se muestran en las figuras 7.1 y 7.2 superponiendo los valores medidos. En la figura 7.1 se han dibujado los momentos flectores en la bóveda, en la figura 7.2 pueden verse los empujes en todo el revestimiento. Los empujes de tierras calculados coinciden muy bien con dos medidos,

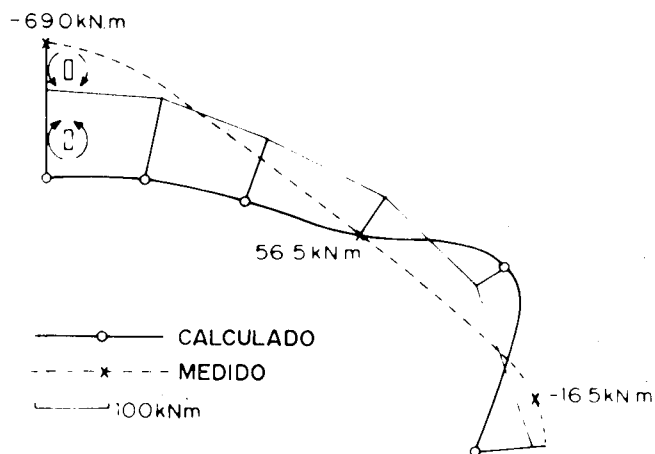


Fig. 7.1. Análisis previo: Momentos flectores en la bóveda.

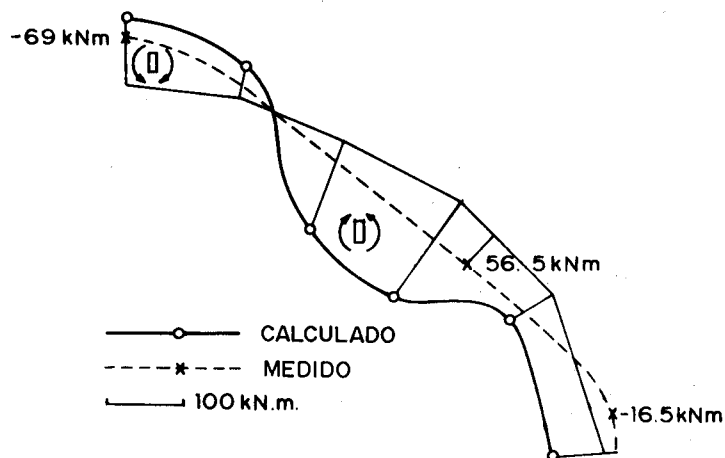


Fig. 7.3. Hueco en clave: Momentos flectores calculados y medidos.

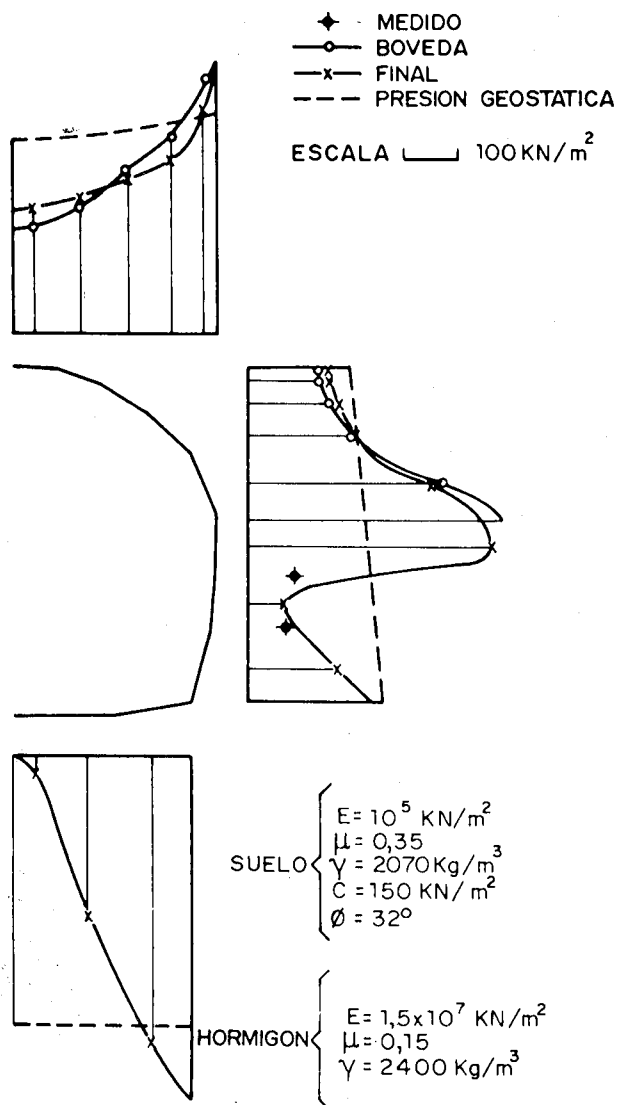


Fig. 7.2. Análisis previo: Empujes.

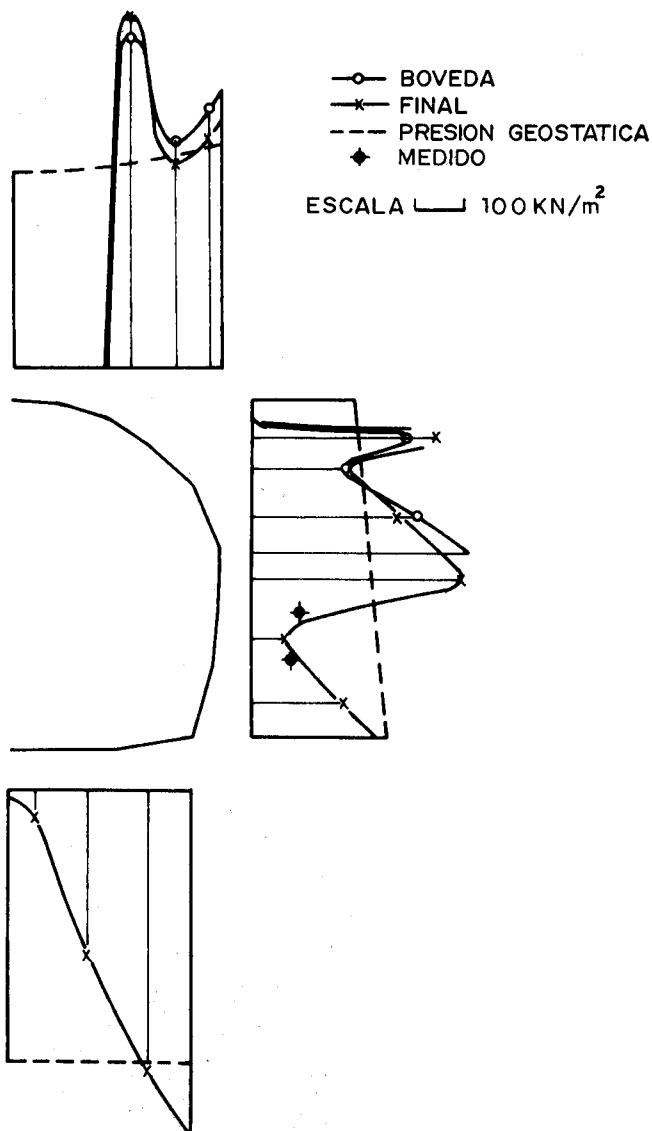


Fig. 7.4. Hueco en clave: Empujes.

mientras que la distribución de momentos flectores discrepa claramente.

Un segundo análisis se hizo suponiendo la falta de contacto entre el suelo y hormigón en la zona de la clave. En las figuras 7.3 y 7.4 se hacen las mismas comparaciones que en el análisis previo. Como

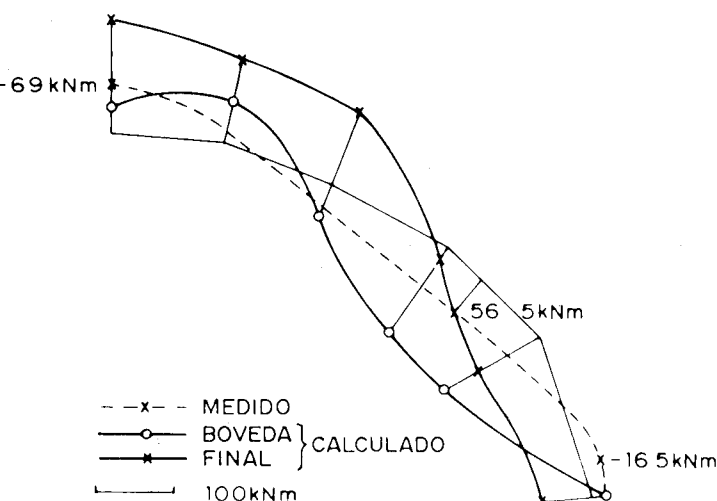


Fig. 7.5. Momentos flectores en la bóveda.

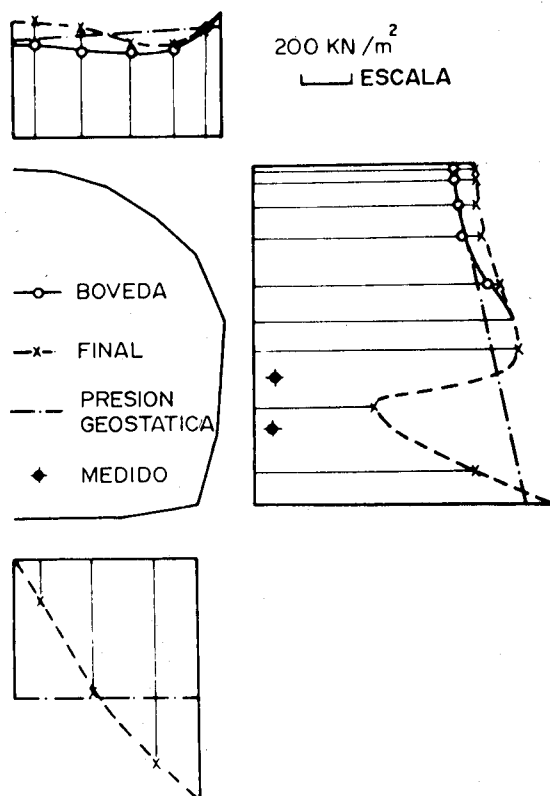


Fig. 7.6. Empujes.

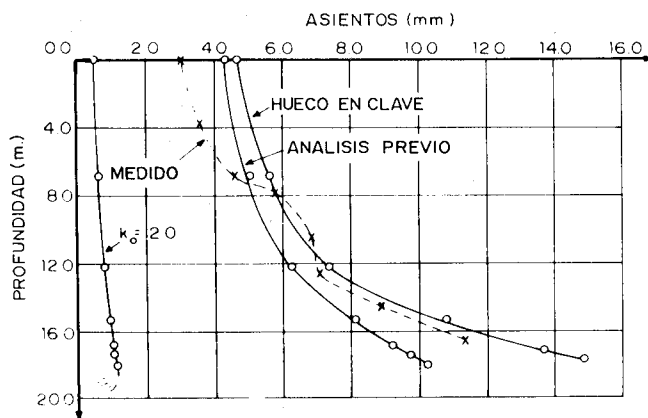


Fig. 7.7. Movimientos verticales del terreno sobre la clave.

puede verse, la influencia del hueco en clave es suficientemente importante como para invertir completamente la distribución de momentos flectores. La coincidencia con los valores medidos es relativamente buena.

La posible influencia de tensiones horizontales residuales elevadas se investigó también mediante análisis adicionales con valores del coeficiente de empuje al reposo, k_0 , de 0,5; 1,0; 1,5 y 2,0. En las figuras 7.5 y 7.6 se muestran los resultados para el caso $k_0 = 2,0$. Como puede observarse, la coincidencia es buena para la distribución de momentos flectores. Sin embargo, los empujes en los hastiales son mayores que los medidos. En la figura 7.7. se han dibujado los asentamientos del terreno sobre la clave del túnel dados por el análisis previo, la hipótesis de hueco en clave y para el caso de $k_0 = 2,0$. Como puede verse, la coincidencia es buena para los dos primeros análisis, mientras que para el tercero ($k_0 = 2,0$) los valores calculados son solamente el 10 por ciento de los medidos. Esta discrepancia no puede atribuirse a diferencias de los módulos de deformación determinados en laboratorio con los de ensayos *in situ* y su valor real en el terreno. Para este análisis el módulo de deformación considerado fué igual al obtenido en los ensayos de placa de carga (100 MN/m^2).

7.2. Línea IX

7.2.1. Empujes sobre el revestimiento

Como ya se ha indicado en el epígrafe 6.4, se considera que las medidas de empujes sobre el revestimiento en la sección 1 no tenían suficiente confiabilidad como para ser analizados. Sin embargo, los empujes del terreno registrados en las

PROBLEMAS GEOTECNICOS EN LA AMPLIACION DE LA RED DEL METRO DE MADRID

secciones 2 y 3 si pueden considerarse representativos de la realidad.

Estos empujes son, salvo las medidas obtenidas en una célula de la sección 2, bastante uniformes y varían entre 80 KN/m^2 y 130 KN/m^2 , por lo que cabe indicar que se han obtenido empujes del mismo orden de magnitud que los medidos en la Línea VI.

A diferencia de lo que se venía suponiendo antiguamente en Madrid, los empujes horizontales resultan similares a los verticales, lo cual puede ser debido a la presencia de fuertes tensiones horizontales internas del terreno, originadas por el hecho de tratarse de materiales sobreconsolidados.

La relación entre los empujes medidos y la presión vertical debida a la sobrecarga de tierras varía entre 0,22 y 0,24 en las dos secciones controladas. Estos valores son, pues, ligeramente mayores que los obtenidos en la Línea VI, lo cual resulta compatible con el hecho de que la excavación mecanizada de la línea IX, supone que el período entre excavación y equilibrio tenso-deformacional del sistema suelo-revestimiento es menor.

En la sección 2 se midió una presión de 300 KN/m^2 en una célula, la cual se cree que corresponde realmente a una reacción del terreno y no a un empuje. Efectivamente, en la zona de la sección de control, el escudo tuvo que rectificar su dirección, por lo que fué necesario aplicar empujes con los gatos en las proximidades de la célula que ha dado medidas anómalas.

Es decir, que en conjunto los empujes de tierras medidos están en consonancia con los obtenidos en la Línea VI.

En cuanto a las tensiones en el revestimiento, ya se ha comentado que se tienen diversas dudas sobre valores absolutos obtenidos. Cabe indicar que todas las células indicaron compresiones, que variaron entre 150 y 1.500 KN/m^2 . Estos valores resultan menores que los que deben originar los empujes medidos, razón por la que no se consideran representativos y no se han reproducido en este trabajo.

7.2.2. Subsistencia

Los asentamientos medidos sobre la clave del túnel son generalmente menores que los valores que pueden estimarse con los métodos sencillos realmente útiles. En la figura 7.8 se comparan con los asentamientos obtenidos con las soluciones de Sagaseta y Oteo (1974 a y b), descritas por Oteo y Moya (1979 a y b).

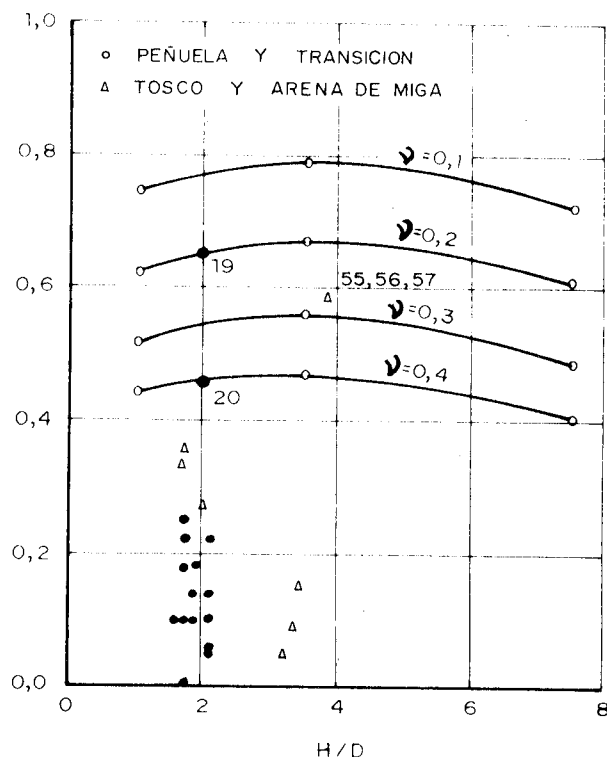


Fig. 7.8. Comparación entre los asentamientos medidos y calculados sobre el eje del túnel.

En esta comparación el módulo de deformación del suelo (supuesto comportamiento elástico), se ha determinado a partir de los ensayos triaxiales, para una deformación vertical del 1 %.

Esta deformación se ha escogido empíricamente, porque los resultados obtenidos con los correspondientes valores de E , se considera que conducen por término medio a una buena coincidencia con los valores medidos. Posteriormente se harán algunas consideraciones sobre esta hipótesis.

Realmente, en los casos en que la presencia del revestimiento puede no tenerse en cuenta (puntos 19, 20, 55, 56 y 57) los valores medios se corresponden perfectamente con los teóricos. La influencia del proceso constructivo es bastante clara, ya que en los puntos donde el revestimiento se colocó rápidamente y las operaciones de inyección se realizaron inmediatamente, los asentamientos son del orden de la tercera parte de los que se pueden obtener dejando deformar al suelo libremente.

Una forma de mostrar este hecho con más claridad consiste en dibujar los resultados como en la figura 7.9 donde los asentamientos adimensionales se han relacionado con la velocidad de avance del escudo, distinguiendo entre peñuela (primer tramo contro-

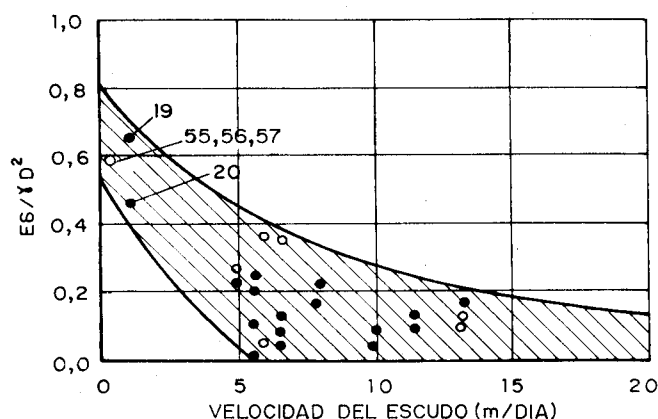


Fig. 7.9. Asientos adimensionales máximos en función de la velocidad del escudo.

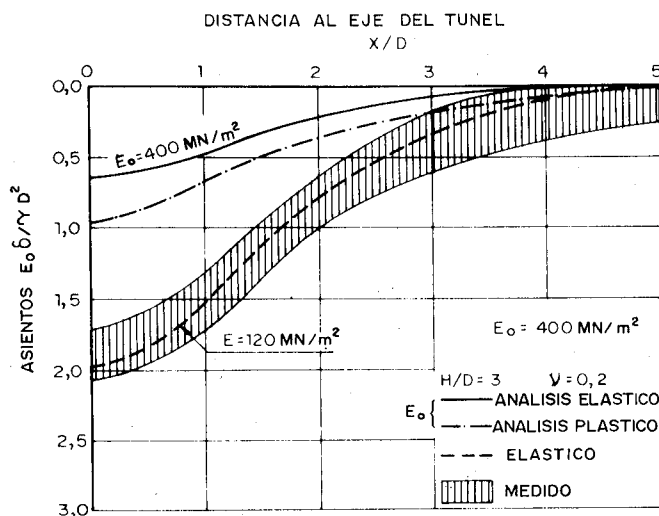


Fig. 7.10. Comparación entre los asientos superficiales medidos y calculados.

lado) y el tosco y la arena de miga, (segundo y tercer tramo). Como se puede apreciar, los asientos tienden a decrecer sensiblemente con la velocidad de perforación. El punto blanco que aparece en la zona rayada corresponde a los puntos 55, 56 y 57, en los que hubo problemas debido a la inestabilidad del frente.

Por estas razones, en los casos en que el revestimiento se colocó rápidamente, puede usarse el módulo de deformación deducido de los ensayos triaxiales drenados. Sin embargo, en los casos en que el revestimiento se colocaba rápidamente, el suelo no se deforma libremente y se comporta con un módulo de deformación elevado. No obstante, debe recordarse que, como se ha mencionado al

principio de este apartado, la deformación, del 1 % para la determinación del módulo de deformación a partir de los triaxiales, se ha escogido de forma empírica. Como el suelo en estas secciones se compone de tosco esta deformación lleva a E a valores del orden de 120 KN/m^2 , los cuales son considerablemente menores que los determinados a partir de las medidas hechas en un edificio de gran altura en Azca (Escario, 1978, Capítulo 2). A partir de estas medidas y suponiendo un incremento lineal de E con la profundidad, la ley de variación correspondiente de E se determina en el capítulo mencionado. Si se supone que esta ley es aplicable también a las zonas de las secciones de ensayo es necesario suponer para E un valor del orden de 100 MN/m^2 en la superficie y de 1.000 MN/m^2 en la profundidad del túnel. No obstante, no se puede estar seguro de esto y, como al tiempo que se desarrollaba este análisis, los datos de las medidas de Azca, no eran todavía fiables, la discusión siguiente se ha basado en un valor de E de 400 MN/m^2 , y no en los derivados de los asientos del edificio. Como la discusión que sigue (Salas, 1979), es más de naturaleza cualitativa, pensamos que las conclusiones no están afectadas esencialmente por las diferencias mencionadas.

Considerando la profundidad media del túnel en la línea IX ($H/D = 3$), en la fig. 7. 10 aparecen comparados los asientos medidos cuando no actuaba el revestimiento y los calculados con el método de elementos finitos (Sagaseta y Oteo, 1974) en régimen elástico. Si se considera el valor de $E_0 = 400 \text{ MN/m}^2$ ("caso elástico inicial") los asientos teóricos son del orden de la tercera parte de los medidos. Si se tiene en cuenta la posible plastificación del terreno ("caso plástico inicial"), con $E_0 = 400 \text{ MN/m}^2$ no es posible justificar los asientos obtenidos. Utilizando, sin embargo hipótesis elástica y $E_0 = 120 \text{ MPa}$ (módulo reducido de ensayos triaxiales para $\gamma = 1 \%$, es decir, "caso elástico empírico") el ajuste entre medidas y cálculo resulta adecuado.

Para explicar esta diferencia entre los resultados obtenidos con el módulo característico de compresión y el que permite una buena estimación, SALAS, (1979) ha analizado los cambios tenso-deformacionales que induce la excavación subterránea. A tal efecto ha estudiado el caso plástico con $E_0 = 400 \text{ KN/m}^2$ y las condiciones que aparecen en la fig. 7.11. En esta figura se han representado las tensiones verticales sobre la clave del túnel y en los hastiales, así como los asientos del terreno sobre la clave. En esta fig. 7.11 puede verse que en la zona situada inmediatamente sobre la clave se produce una fuerte disminución de las

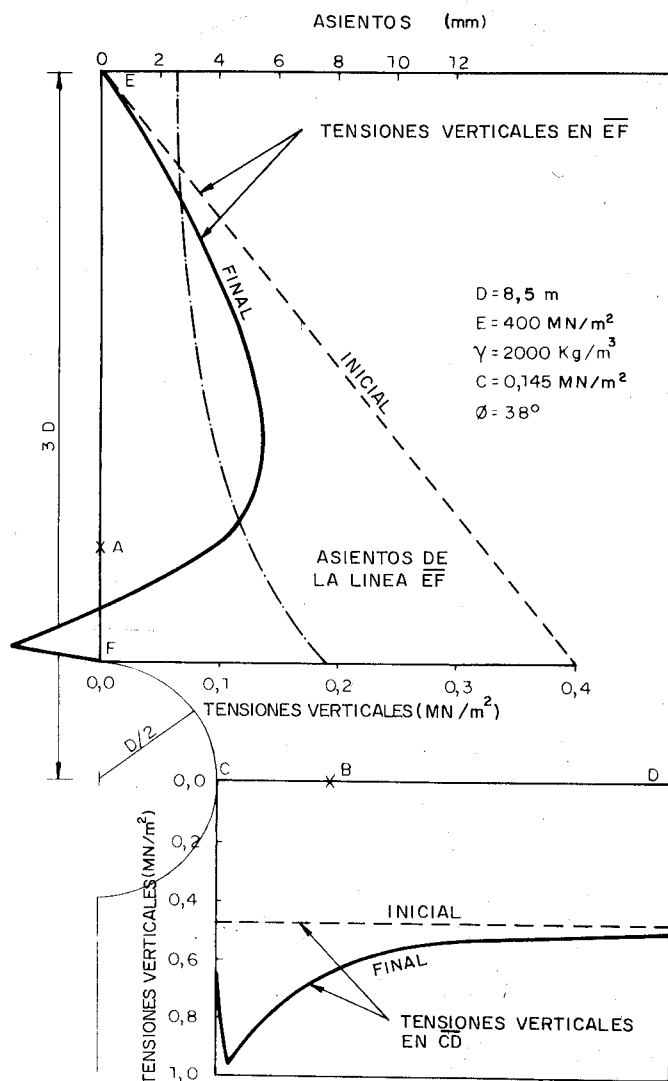


Fig. 7.11. Tensiones verticales y asientos sobre la clave.

tensiones verticales, σ_z . Ello origina una extensión del terreno, como lo indica la variación de σ_z dibujada en la fig. 7.11 y lo patentizan los asientos que se producen en la vertical de la clave. Por el contrario en la zona de hastiales aumenta y el terreno sufre una compresión.

Ello da lugar a que las trayectorias de tensiones sean muy diferentes en los puntos A y B de la fig. 7.11, lo cual supondrá que también lo serán los incrementos de deformación que experimenten. Es decir, que los módulos de deformación aparente serán muy distintos según la zona de terreno considerada, ya que los módulos secantes son diferentes de extensión que en compresión (fig. 7.12). La relación entre módulos en compresión y

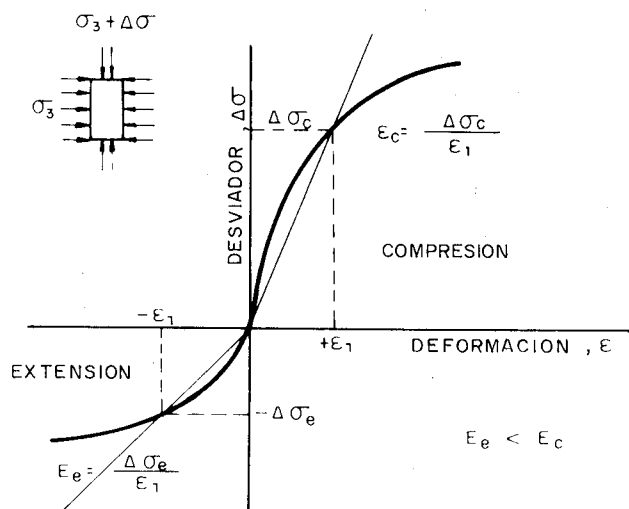


Fig. 7.12. Diferencias entre el módulo de deformación secante en compresión y en extensión.

en extensión puede llegar a ser de 2,5 veces en suelos como el "tosco" y la "arena de miga".

Si se adopta, por tanto, un módulo de deformación de 400 MN/m², correspondiente a problemas de compresión, se induce entonces un claro error al elegir el módulo representativo del comportamiento global del terreno, ya que no se tiene en cuenta las zonas en extensión, ni los fenómenos de fluencia a lo largo del tiempo que se producen en las proximidades del túnel, por no estar éste revestido. Sin embargo, el adoptar el valor medio de 120 MN/m² parece que permite tener en cuenta, de forma global, estos problemas, aunque obviamente se trate de una actuación de tipo empírico.

Es decir que deben tenerse en cuenta los fenómenos reales que se presentan en las proximidades del túnel a la hora de establecer los parámetros de deformabilidad representativos para estimar la subsidencia:

a) Extensión en la zona de terreno próxima a la clave.

b) Niveles de plastificación apreciables en las proximidades del túnel, lo cual aumenta su pérdida de sección. (En el caso del terreno de Madrid, las deformaciones plásticas no son importantes, como ya se comentó en el apartado 4.3).

c) Deformaciones de fluencia en las proximidades del túnel, cuya magnitud dependerá del nivel de deformación alcanzado en los primeros momentos de la excavación, del tipo de deformación, (extensión o compresión, etc.).

Estos problemas pueden solventarse utilizando reologías adecuadas que tengan en cuenta estos fenómenos, sobre todo la fluencia y el diferente comportamiento en extensión y en compresión. A este efecto, en el Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo de Madrid se trabaja, actualmente, en un modelo —de tipo hiperbólico que tenga en cuenta los valores de los módulos de deformación medidos en Azca (párrafo 2), las trayectorias de tensiones, un criterio de rotura como el de Mohr-Coulomb, etc. Sin embargo, a efectos simplificativos, puede considerarse el terreno de las proximidades del túnel como heterogéneo (fig. 7. 13), con zonas representativas de los diferentes fenómenos ya comentados (extensión y plastificación) y teniendo en cuenta las deformaciones medias de fluencia para estimar el valor del módulo de deformación de cada zona. De esta forma pueden obtenerse unos resultados teóricos similares a los medidos y a los obtenidos con terreno homogéneo y $E = 120 \text{ MN/m}^2$.

Sin embargo, estos análisis no son sencillos, por lo que se considera que utilizan el método de Sagaseta y Oteo (1974), descrito en el Capítulo 4 puede ser más práctico. Para introducir la influencia del tipo de terreno considerado, fluencia, etc. puede utilizarse la siguiente expresión: (Oteo y Moya, 1979).

$$\delta_{\max} = \frac{\nu D^2}{E} (0,85 - \nu) \cdot \psi$$

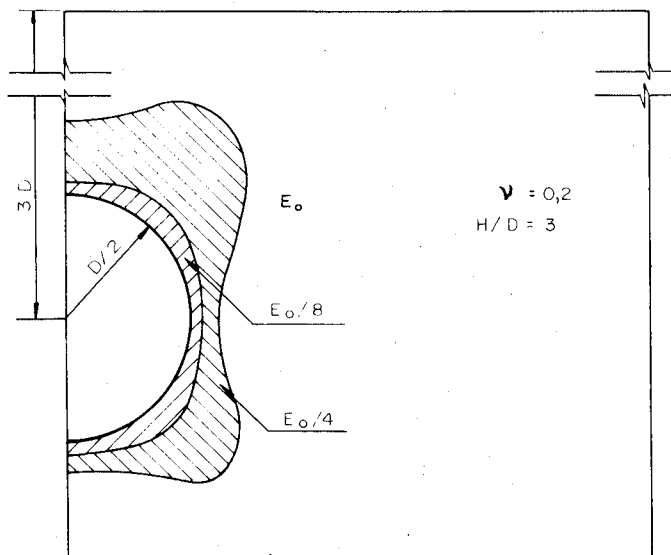


Fig. 7.13. Definición de las zonas con diferentes módulo de deformación (caso heterogéneo).

Esta expresión es la deducida del análisis de Sagaseta y Oteo (1974), incluyendo un factor de corrección ψ que trata de tener en cuenta la viscosidad del terreno y el proceso constructivo. Para $\psi = 1,0$ se obtiene el máximo asiento posible (no actúa el revestimiento). Si se consideran las velocidades de avances medias de la fig. 7.9 y los tipos de terreno atravesados, puedan tomarse los siguientes valores medios:

$$\psi = 0,5 \text{ en tocos; } \psi = 0,4$$

en las formaciones fuertemente carbonatadas (dolomitas); y $\psi = 0,25$ para las peñuelas. El valor de ψ en dolomitas es mayor que en peñuelas debido a que la velocidad de perforación es menor en el primer caso. Para el cálculo de δ_{\max} el valor de ν que debe adoptarse es del orden de 0,2, correspondiente a la clara influencia de los fenómenos de extensión, ya que, como se ha visto en el Capítulo 2, parece que el valor de ν representativo en casos de compresión es del orden de 0,35. En cuanto a la forma de la ley de asientos, como se aprecia en la fig. 7.10, es similar a la de una curva de distribución normal, como indica Peck (1969). Si se determina con esta hipótesis, la posición del punto de inflexión i , en los casos medidos en Madrid, la correlación que se obtiene con la ley de variación de i/R propuesta por Sagaseta y Oteo (1974) es bastante buena (fig. 7.14). Por ello Oteo y Moya (1979) han propuesto una fórmula para determinar el valor de i , a partir de la solución de Sagaseta y Oteo:

$$\frac{i}{R} = \eta \left(1,05 \frac{H}{2R} - 0,42 \right)$$

en que R es el radio del túnel, H su profundidad y η un factor de fluctuación estadística, que varía (según las medidas dibujadas en la fig. 7.14) entre 0,7 y 1,3, con un valor medio de 1,0.

7.2.3. Desplazamiento horizontales.

En las secciones 4 y 5 se midieron los movimientos horizontales del terreno, tanto superficialmente como en profundidad. Los desplazamientos horizontales alcanzaron sus valores máximos prácticamente donde puede situarse el punto de inflexión de la ley de asientos superficiales, como es habitual. Pero debe notarse que los máximos desplazamientos horizontales alcanzan valores muy importantes con respecto a los

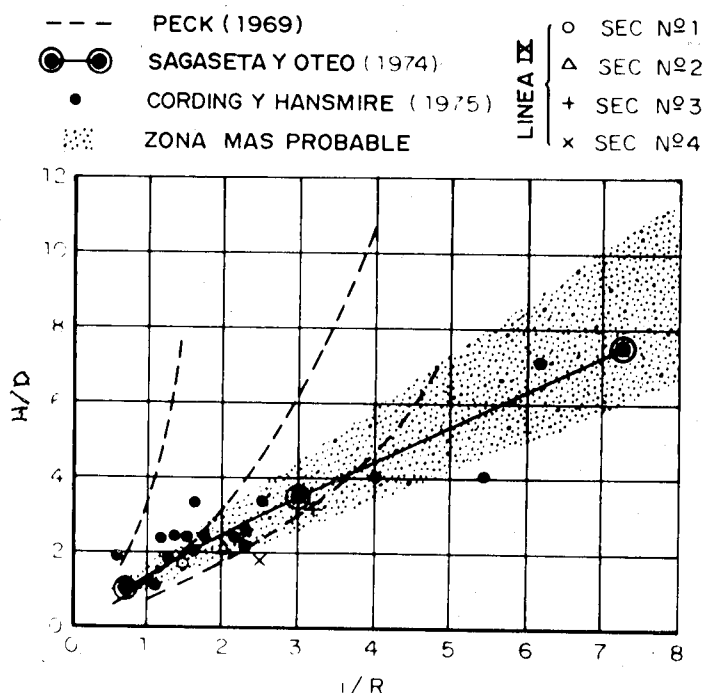


Fig. 7.14. Comparación entre la abscisa del punto de inflexión medida y calculada.

máximos asientos de la misma sección, puesto que son iguales o superiores a éstos.

Los desplazamientos horizontales en profundidad son también muy considerables y alcanzaron valores del mismo orden de magnitud en las dos secciones (25 a 30 mm.). No puede establecerse una clara comparación con los desplazamientos verticales del terreno en la misma zona, ya que no se han medido movimientos verticales diferenciales apreciables entre superficie y túnel (puesto que variaron entre 0,1 y 1 mm.). Puede considerarse que estos movimientos verticales están mal medidos, pero también puede considerarse que corresponden a valores de un k_0 elevado. En la fig. 7.7 ya se vió que si $k_0 = 2$ prácticamente los asientos son constantes a lo largo de la vertical situada sobre la bóveda.

En este caso, es decir k_0 elevado, el hecho de haber medido fuertes movimientos horizontales tendría mucho sentido. Con esa idea la excavación del túnel supondría la liberación parcial de las tensiones horizontales residuales y supondría que los desplazamientos horizontales tendrían que ser mayores que los verticales.

7.2.4. Aspectos constructivos.

Durante la construcción del túnel ocurrieron, aunque no frecuentemente, fenómenos de inestabilidad en el frente de excavación. Estos fenómenos tuvieron lugar, generalmente, cuando aparecían capas de arena en la clave del túnel, y estaban siempre acompañados de grandes cantidades de agua. El límite de separación entre la arena de miga y el tosco (25 % de finos), aunque establecido por mera apreciación visual (Escario, 1970), ha resultado muy efectivo para separar las zonas en las que aparecía inestabilidad de las que no. La arena de miga, a causa de su contenido en finos, es normalmente estable (en Madrid son frecuentes excavaciones verticales en este material de varios metros de profundidad sin necesidad de entibación). En los casos de excavación de túnel, la inestabilidad se origina por la presencia de agua.

Los sondeos ejecutados a lo largo de la línea trataban de detectar las capas de arena a fin de evitar problemas durante la construcción. En varias ocasiones las descripciones de los sondeos no mostraban la presencia de arena, la cuál, sin

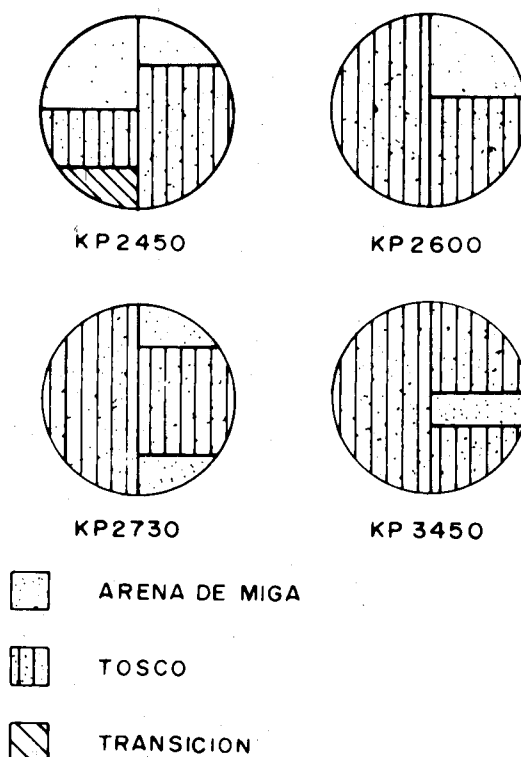


Fig. 7.15. Comparación entre el suelo detectado en sondeos (izquierda) y el aparecido en el túnel (derecha).

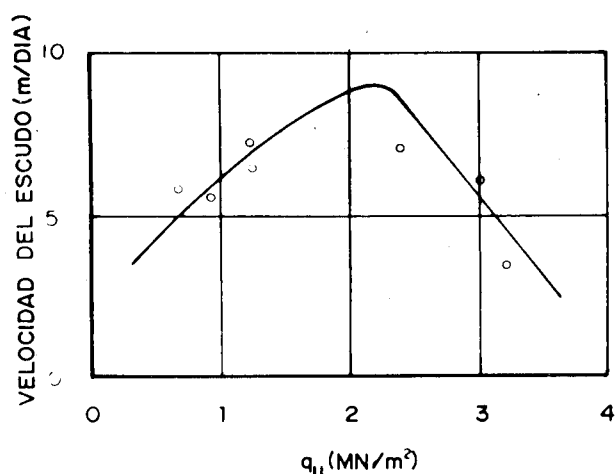


Fig. 7.16. Relación entre la resistencia a la compresión simple y la velocidad del escudo.

embargo aparecía en el túnel. En la figura 7.15 se comparan algunos perfiles del suelo según los sondeos y los realmente aparecidos en el túnel. En estos puntos, surgieron en el frente del túnel dificultades de diversa importancia a causa de la presencia real de la arena.

Por esta razón es necesario tomar precauciones especiales durante la ejecución de los sondeos en las zonas próximas al túnel, a fin de detectar más claramente la presencia de arena.

Otro problema constructivo importante es la variación de la rigidez del suelo a lo largo de la traza del túnel, ya que a veces es el origen de paradas en los trabajos.

En la figura 7.16 se ha dibujado la velocidad media del escudo en cada tipo de suelo en relación a la resistencia a la compresión simple del material. La curva muestra un rendimiento óptimo para resistencias comprendidas entre 1,5 y 3,0 MN/m². Para valores altos (peñuelas con carbonatos) y bajos (tosco con contenido de arena notable) la velocidad del escudo sufre un serio descenso. Los suelos arenosos con pequeño contenido en finos (cuyas muestras no pueden tallarse y en los que la velocidad de avance fue un menor) no se han incluido en este gráfico.

Estos rendimientos, que pueden usarse como base de referencia para el proyecto de nuevas líneas, corresponden al escudo tipo Robbins ya descrito.

8. RESUMEN Y CONCLUSIONES

1.- El suelo de Madrid, a lo largo de la profundidad afectada por la construcción del metro, está formado por los materiales siguientes (empezando desde el fondo):

a) La "peñuela", constituida normalmente por arcillas grises preconsolidadas duras, a veces con un alto contenido en carbonatos, a menudo con características expansivas y cruzadas por planos de rotura ("lisos"). En sus niveles inferiores tiene un contenido muy alto de yeso.

b) La transición "tosco-peñuela", formada por arcillas marrones y verdes con contenido variable de carbonatos. A menudo son muy plásticas llegando a ser bentonitas; a veces también se encuentra sepiolita.

c) El "tosco", formado por arcillas duras arenosas o limosas marrones o amarillas. Su límite líquido es normalmente menor de 50 %.

d) La "arena de miga", formada por arenas detríticas con menos del 25 % de finos. Normalmente se encuentra en estado muy denso.

e) Rellenos cuaternarios.

2.- Las características de resistencia y deformación de estos materiales se han estudiado en laboratorio (ensayos de compresión simple y triaxial), en campo (ensayos de placa de carga) y siguiendo los asentamientos de un edificio de altura durante su construcción. En el capítulo 2 se ha comentado el rango de valores correspondientes a cada tipo de suelo. Respecto a la deformabilidad del tosco, que es uno de los materiales que aparecen en las secciones de ensayo de la línea XI, el módulo de deformación, E , obtenido mediante ensayos de carga con placa de 30 x 30 cm. se mueve generalmente (para el tosco típico no muy plástico) entre 80 y 150 MN/m². De la curva carga-asentamientos de un edificio cimentado en una losa de 22 x 44 m. ha resultado sin embargo, un valor medio de 600 MN/m² aproximadamente. Este valor tan elevado se ha atribuido a un incremento del valor de E con la profundidad, cuya ley se ha definido en este artículo. Los ensayos triaxiales conducen a valores del mismo orden de magnitud que los ensayos de placa de carga si se coge el módulo secante para un 1 % de deformación.

3.- La ampliación de la red se ha llevado a cabo siguiendo diversos métodos constructivos: desde los métodos manuales convencionales con sección en herradura para los túneles y grandes bóvedas en las estaciones, hasta los altamente mecanizados que permiten la excavación de túneles circulares

mediante escudos y con revestimientos prefabricados.

A la hora de definir las secciones para los túneles en herradura y estaciones, además de los cálculos estructurales, se ha prestado especial atención al proceso constructivo a emplear, así como se ha tenido en cuenta la amplia experiencia obtenida en la red primitiva.

4.- Para el estudio de problemas especiales, como los producidos por la interpretación de los resultados obtenidos en las secciones de ensayo, se han desarrollado varios estudios teóricos basados en el empleo del método de los elementos finitos. Estos estudios han permitido el análisis de diferentes variables, considerando aproximadamente el proceso constructivo real.

5.- Se han instrumentado dos secciones convencionales en herradura en la línea VI y cinco circulares excavados por métodos mecanizados en la línea IX. En estas secciones de ensayo se han medido empujes de tierras, tensiones en los revestimientos, movimientos internos del suelo y subsidencias superficiales. Los detalles de las células y métodos utilizados se encuentran en dos capítulos 5 y 6 de este artículo.

6.- La relación entre los empujes horizontales del terreno y la sobrecarga vertical efectiva ($\sigma'_H / \gamma Z$) ha variado entre 0,18 y 0,20 en la línea VI, y entre 0,24 y 0,25 en la línea IX. Estas relaciones corresponden a terrenos de alta resistencia, como es el "tosco", especialmente en los niveles inferiores, donde se encuentran las secciones de ensayo. La diferencia entre los resultados obtenidos en una y otra línea puede explicarse por el mayor tiempo necesario para completar la excavación y construir el revestimiento en la línea VI, en la que la relajación habrá sido mayor que en la IX. Debe indicarse, sin embargo, que se dispone de pocas medidas como para tomar esta relación de $\sigma'_H / \gamma Z$ como definitiva.

7.- En el caso del túnel circular los empujes del terreno sobre el revestimiento han resultado casi uniformes, con valor medio del orden de 110 KN/m². En un caso excepcional se midió un empuje muy grande (300 KN/m²), pero se considera que se trata, en realidad, de una reacción del terreno, motivada por maniobras realizadas por el escudo para corregir su dirección. Sin embargo, por dicho motivo, se considera claramente recomendable que en futuras instrumentaciones se preste atención especial a la medida del empuje de los gastos del escudo.

8.- En dos secciones de la línea VI, excavado a mano, se han medido tensiones en el revestimiento que indican que los momentos flectores en la bóveda son de signo contrario a los esperados normalmente. Desechada la hipótesis de hinchamientos del terreno, dos causas posibles se han analizado:

a) La presencia de un hueco en la bóveda, posible debido a la excavación normal y al tipo de entibación.

b) Posible existencia de fuertes tensiones horizontales residuales en el terreno, como consecuencia de movimientos tectónicos, preconsolidación, etc. La coincidencia entre los momentos flectores medidos y los calculados es razonablemente buena en ambas hipótesis, no pudiendo afirmarse cuál de ellos es preponderante en el caso estudiado.

9.- En cuanto a los asientos del terreno sobre la clave del túnel, la coincidencia entre valores medidos y calculados, es aceptable, tanto en el análisis con la hipótesis de hueco en clave como con la hipótesis de hueco en clave como con la hipótesis original de contacto perfecto entre hormigón y terreno. Sin embargo, la introducción de un coeficiente de empuje al reposo elevado conduce a unos asientos calculados mucho menores que los medidos. Por ello parece que la explicación basada en el hueco en clave encaja mejor de forma global en el caso presente, si bien es precisarían más observaciones para una extrapolación fiable de los resultados. Puede, sin embargo, ocurrir que se haya producido una combinación de los dos factores apuntados en el punto anterior.

10.- En la línea IX, se han medido movimientos horizontales, tanto en superficie como en el interior del terreno, de considerable magnitud. Los desplazamientos horizontales en superficie llegan a ser iguales o mayores que los asientos. Estas medidas, junto con la obtenida distribución de empujes del terreno casi-uniforme, parecen avalar la hipótesis de la existencia de tensiones horizontales residuales en el terreno. Sin embargo, se considerará que no se dispone de un conjunto de mediciones repetitivas como para asegurar definitivamente tal hecho.

11.- Se ha prestado atención especial al fenómeno de la subsidencia debida a la excavación de un túnel circular. Se ha expuesto un método para estimar la ley de asientos superficiales. Para ello se ha supuesto que es una curva de distribución normal, hipótesis hoy día extendida lo cual está de acuerdo con las medidas obtenidas en el Metro de Madrid y de otras ciudades. El asiento máximo puede obtenerse con una fórmula aproximada, basada en las soluciones teóricas que se comentan

en el párrafo 4.3, en función de la profundidad del túnel, su diámetro, el módulo de deformación del terreno y su módulo de Poisson. A efectos de incluir la viscosidad del terreno, la velocidad de excavación, etc., se ha introducido en dicha fórmula un factor de corrección para cada tipo de terreno característico de Madrid. También se ha obtenido una fórmula aproximada para obtener la posición del punto de inflexión de la ley de asentos, que resulta prácticamente independiente del tipo de terreno, y cuyo acuerdo con diversas medidas de campo es bastante bueno.

12.- El módulo de deformación utilizado para todas estas comparaciones ha sido mucho menor que el que se puede deducir de medidas de campo realizadas con compresión del terreno. Se ha llevado a cabo una discusión para explicar este hecho y ello se ha atribuido a las grandes diferencias que pueden existir entre los valores de E trabajando en compresión y los correspondientes a la decompresión originada por la excavación del túnel.

Se han discutido varios métodos para avalar estas circunstancias específicas. Finalmente, se ha decidido que en el caso de Madrid pueden obtenerse asentos muy razonables utilizando el criterio simplificado que supone un solo valor de E correspondiente al módulo secante para una deformación del 1 %, obtenido mediante ensayos triaxiales con drenaje. Este criterio puede, no obstante, no ser adecuado en otros casos.

9. AGRADECIMIENTOS

Agradecemos al Prof. J. A. Jiménez Salas, Director del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo "Jose Luis Escario", su estímulo en la preparación de este artículo, así como su participación específica en alguno de sus capítulos. También queremos agradecer a la 1.^a Jefatura de Estudios y Construcciones de Ferrocarriles del Ministerio de Obras Públicas, hoy perteneciente al Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Subdirección General de Planificación y Obras, bajo la dirección del Dr. J. M. García González, también coautor de este artículo, la promoción de todos los estudios mencionados aquí, con su correspondiente ayuda financiera. Los ingenieros de la 1.^a Jefatura J. Aponte (director) y J. V. Cabezas participaron especialmente en estos trabajos y ofrecieron una ayuda inestimable en esta investigación. Los contratistas de la construcción de los tramos donde se

situaron las secciones de ensayo, MZOV, S.A. (línea VI) y Entrecañales y Távora, S.A. (línea IX), también prestaron una colaboración positiva para la instalación y recogida de datos de las células y los otros dispositivos de medidas.

10. REFERENCIAS

- ABOLLADO, J. (1940). "Informe no publicado". Servicio Geológico de Obras Públicas. Madrid.
- BRONN, P.T. y GIBSON, R.E. (1973). "Rectangular loads on inhomogeneous Elastic Soil". Journ. of the Soil Mech. and Found. Eng. ASCE. Vol. 99, SM 10, pp. 917-920.
- CABEZAS, J. V. (1976). "Algunas reflexiones sobre la conducción de escudos en túneles para F.C. Metropolitano y una solución ensayada con éxito". Simposio Nacional sobre Rocas Blandas. Madrid. Vol. II. pp. 191-200.
- CORDING, E. J. y HANSMIRE, W.H. (1975). "Displacement around soft ground tunnels". G. Report, 5 th. Panam. Conf. on Soil Mec. and Found. Eng. Buenos Aires. General Report. Vol. V.
- CUELLAS, V. y ESCARIO, V. (1978). Datos geotécnicos no publicados.
- DEERE, D.V.; PECK, R.B.; MONSES, J. E. y SCHMIDT, B. (1969). "Design of Tunnel Liners and Support Systems. Final Report, Dept. of Civil Eng., Univ. of Illinois, Urbana, Illinois.
- DEL AGUILA, A. (1972). Informe no publicado. Servicio Geológico de Obras Públicas, Madrid.
- ESCARIO, V. (1970). "Los suelos de Madrid". Publ. n.º 25, Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo "José Luis Escario". Madrid.
- ESCARIO, V. (1973). "An Optical Method for Measuring the Deformations of Concrete Diaphragm Walls and Similar Structures". Proc. 8 th. Int. Conf. on Soil Mech and Found. Eng. Moscú. Special Session n.º 1.
- ESCARIO, V. (1978). "The Soil, of Madrid and the Deformability of the tosco, determined by the settlements of a Tall Building". Proc. of the III Int. Congress. I.A.E.G., Madrid, Sec. III, Vol. 2, pp. 251-259.
- ESCARIO, V. y SAGASETA, C. (1972). "Esfuerzos laterales en una sección experimental del Metro de Madrid". Proc. of the 5 th. Europ. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Madrid, Vol. II, pp. 499-508.
- GARCIA GONZALEZ, J. M. (1972) "Spain: Madrid Metro". Tunnel and Tunnelling. March - pp. 147-153.
- GARCIA YAGUE, A (1973). "La geología de Madrid". Revista de Obras Públicas. Madrid. Diciembre pp. 1.043-53.
- KALDJIAN, M. J. (1969). Discussion of "Design procedures for dynamically loaded foundations". by R.V. Whitman and F.E. Richart, Jr. Paper No. 5569, Journ. Soil Mech and Found. Div. Poc., ASCE 95, No. SM1, Jan.
- OTEO, C.S. y MOYA, J.F. (1979). "Settlements induced by tunnel in miocenic soft rocks of Madrid". Proc. 4 th Congress of the Int. Soc. of Rock Mech. Montreux.

PROBLEMAS GEOTECNICOS EN LA AMPLIACION DE LA RED DEL METRO DE MADRID

- OTEO, C.S. y MOYA, J. F. (1979 b). "Estimation of the Soil parameters of Madrid in relation to the tunnel construction". Proc. 7 th Europ. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Brighton.
- PECK, R.B. (1969). "Deep excavation and tunnelling in soft ground". G. Report. 7 th Int. Conf. on Soil Mech and Found. Eng. México. State of the Art. Volume, pp. 225-258
- SAGASETA, C. (1973). "Estado tensodeformacional alrededor de un túnel excavado en un medio elastoplástico con especial consideración de la influencia del proceso constructivo". Tesis Doctoral. Univ. Politécnica. Madrid.
- SAGASETA, C. y ESCARIO, V. (1974). "Influence of construction procedures on ground pressures around tunnel". Proc. 3rd. Congress of the Int. Soc. of Rock Mech, Denver.
- SAGASETA, C. y OTEO, C.S. (1974). "Análisis teórico de la subsidencia originada por la excavación de túneles". 1.º Simposio Nacional sobre Túneles. Madrid. Vol. I, Comunicación II, 10.
- SAGASETA, C. y OTEO, C.S. (1974 b). "Influencia de la plasticificación del terreno alrededor de un túnel en los asientos superficiales". 1.º Simposio Nacional sobre Túneles. Madrid. Vol II, pp. 76-79.
- SALAS, J. A. J. (1979). "Deux cas de subsidence en Espagne". Proc. 4 th Int. Cong. on Rock Mech. Montreux.
- SALAS, J. A. J. y ESCARIO, V. (1968). "Estudio geotécnico para el proyecto de ampliación del Ferrocarril Metropolitano de Madrid - Líneas IV, VI y VII". Informe no publicado, Madrid.
- TINAJERO, J. y VIEITEZ, L. (1972). "Asentamiento en la vecindad de túneles perforados con escudo". Ingeniería, Abril-Junio. pp. 209-220. Univ. Autónoma de México.
- URIEL, S. y OTEO, C.S. (1977). "Stress and Strain besides a Circular Trench Wall". Proc. 9 th. Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Tokyo. Vol. I, pp. 781-788.