

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



La primera línea del Metro de Madrid se inauguró en 1919, pero por varias razones económicas y políticas, después de terminar los primeros 20,6 km. la construcción no se reanudó prácticamente hasta 1955, con un ambicioso programa de expansión de varias decenas de kilómetros. Una parte considerable de este programa se ha cumplido ya, y los métodos constructivos usados han sido los sistemas convencionales para las primeras fases y distintos tipos de modernos sistemas mecanizados durante los últimos años. Durante esta expansión se han realizado exploraciones detalladas del subsuelo, las cuales se han permitido una definición bastante completa de los suelos de Madrid. Durante la construcción se han instalado varias secciones de ensayo, a fin de medir los empujes de tierra y tensiones en los revestimientos, así como la subsidencia y los movimientos internos del suelo. Los resultados obtenidos se comparan con los ya conocidos y con modernos métodos teóricos y empíricos a fin de comprobar su validez y aplicar las correcciones y parámetros apropiados.

1. INTRODUCCION

La construcción del Ferrocarril Metropolitano de Madrid comenzó en 1917, durante la primera Guerra Mundial, en la que afortunadamente, España no estuvo involucrada. El primer proyecto fue realizado por dos ingenieros: Mendoza, y Otamendi y González Echarte. La primera línea construida unía la Puerta del Sol con Cuatro Caminos, y se inauguró en octubre de 1919. Desde este año hasta 1936, cuando comenzó la Guerra Civil española, se construyeron 20,6 km. de red y 37 estaciones, que transportaban 140 millones de pasajeros al año. No se controló el pasaje pero sus límites fueron determinados por la compañía explotadora basándose en la variación de pasaje del transporte de superficie (García González, 1972).

Como resultado de los cambios económicos y sociales ocasionados por la Guerra Civil, entre 1939 y 1955 el Gobierno decidió controlar el pasaje,

particularmente en Madrid. Como consecuencia la compañía explotadora redujo los trabajos de construcción ya que, no solamente sus ingresos eran ahora insuficientes, sino que los costes de construcción se habían elevado tres o cuatro veces sobre el nivel anterior a la guerra. A pesar de ello se construyeron 7,5 km. y 15 nuevas estaciones.

En esta situación era predecible la crisis de transporte urbano que se produjo. El desarrollo de la red de metro se retrasó respecto al crecimiento de Madrid, lo que ocasionó problemas e inconvenientes a la población a la que no llegaba el servicio del Ferrocarril Metropolitano. El Gobierno decidió por lo tanto, mantener por un lado controlado el pasaje, y por otro que el Ministerio de Obras Públicas construyese las nuevas líneas y que luego se hiciese cargo del servicio la Compañía del Metropolitano de Madrid, dueños y explotadores de las líneas originales. Siguiendo este nuevo criterio, se han construido hasta la fecha (30 - 6 - 79) aproximadamente 64,5 km. de infraestructura de la ampliación de la red. Hay 5,9 km. de infraestructura en construcción y 29,4 km. en fase de proyecto. Sumando a estas longitudes los 28,1 km. de la red

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

construida por la Compañía del Metropolitano de Madrid, se obtiene una longitud total de 127,9 km., sin incluir el ferrocarril suburbano.

Antes de la construcción de esta ampliación de las líneas del metro se realizaron reconocimientos detallados del suelo mediante sondeos con toma de muestras inalteradas y pozos de reconocimiento, donde se tomaron muestras en bloque a profundidades de cerca de 40 m. (Salas y Escario, 1968)

Como resultado de esta exploración del subsuelo, junto con los datos recogidos en otros estudios geotécnicos, se obtuvo una definición bastante completa de la estratificación y de las propiedades de los suelos de Madrid (Escario, 1970), ya que hasta entonces sólo eran aprovechables descripciones geológicas y algunos datos geotécnicos aislados.

En este artículo, después de hacer una descripción breve de la estructura subterránea de los suelos de Madrid y de sus propiedades, se describen los principales tipos de construcción y las dificultades encontradas. A fin de estudiar la aplicabilidad de las diferentes teorías existentes para el cálculo de empujes de tierras sobre los revestimientos de túneles y la subsidencia causada por la excavación, se instrumentaron algunas secciones de ensayo. Como resultado de la comparación entre las predicciones y los resultados de las lecturas, se ha comprobado su fiabilidad y se han determinado los parámetros a aplicar según los diferentes factores que tienen influencia en el problema.

2. LOS SUELOS DE MADRID

2.1. Descripción General

La estratigrafía de la ciudad de Madrid puede considerarse prácticamente horizontal en un área extensa. En la figura 2.1. pueden verse un corte típico de los diferentes estratos existentes, con valores aproximados de las cotas a las que se encuentran. En la figura 2.2. se muestra el perfil completo de la línea VI.

Como se observa, empezando desde la superficie y hacia abajo, se encuentran a menudo rellenos artificiales que pueden tener varios metros de profundidad. En algunas zonas hay depósitos cuaternarios, normalmente de arena, que llenan los valles excavados por la erosión en los estratos antiguos infrayacentes.

A continuación se muestran los sedimentos del

Plioceno, cuando no han sido completamente erosionados. En la parte superior predominan las arenas que son denominadas localmente "arenas de migas"; en los niveles bajos llegan a ser arcillosas y limosas, denominándose entonces "tosco". Ambas capas son de color marrón o amarillo.

Después aparece el Mioceno, primero con una zona de transición de definición imprecisa perteneciente probablemente al Pontiense y luego con un potente estrato del período Sarmatiense. Este último horizonte está formado predominantemente por arcillas grises, denominadas localmente "peñuelas" y que descansan a menudo en una capa con un gran porcentaje de yeso puro.

La estratigrafía descrita es típica de una extensa zona de Madrid. Parece no obstante, que hay desviaciones importantes respecto a esta tendencia general a lo largo del río Manzanares, al menos hacia el norte desde el Puente de la Princesa (Abollado, 1940; Aguila, 1962; García Yagüe, 1973; Escario, 1978). Los datos disponibles no son muy precisos pero puede existir un contacto erosivo o un cambio lateral de facies. No obstante, en este artículo no se tratará de este caso especial, ya que no afecta a las líneas en construcción.

2.2. Principales características de los diferentes Estratos

En los párrafos siguientes se describen detalladamente las características de los diferentes estratos del que puede llamarse perfil normal (fig. 2.1), empezando desde el fondo (Escario, 1970).

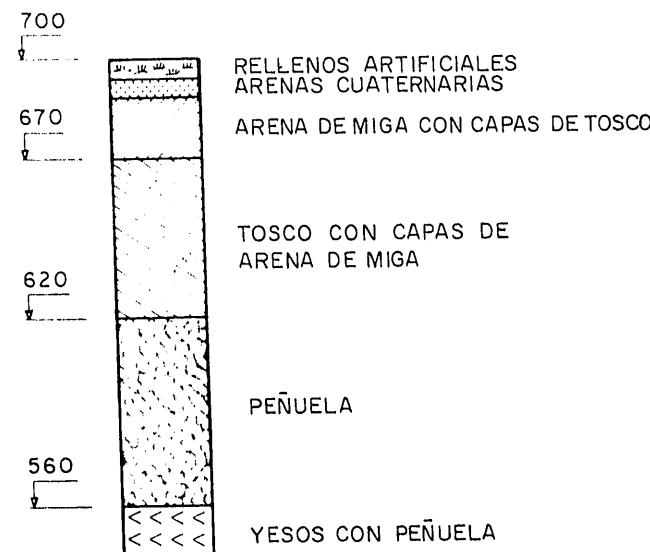


Fig. 2.1. Columna estratigráfica típica de los suelos de Madrid (Escario, 1970). Las cotas que se señalan son características pero no generales.

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

Además de las propiedades plásticas y granulométricas, se comenta algo sobre su comportamiento básico, resistente, pero la resistencia al corte y sus características deformacionales se estudian en párrafos separados.

a) La "Peñuela"

La peñuela es una arcilla dura gris o verde que en ciertos lugares contiene proporciones variables de carbonatos llegando a ser en algunos sitios verdadera roca caliza o dolomita, normalmente en capas no muy gruesas. Esta masa de arcilla está a menudo cruzada por planos de fractura brillantes y estriados (llamados "lisos") que muestran claramente un desplazamiento. Como no se han encontrado fallas semejantes en los estratos Pliocenos superiores, parece probable que se originaron durante la elevación de la Sierra del Guadarrama. Los empujes horizontales correspondientes nos llevan la existencia de tensiones horizontales residuales y un valor de k_0 relativamente alto.

El límite líquido de estos materiales se mueve normalmente entre 50 y 80 y los puntos se sitúan por debajo de la línea A del gráfico de Casagrande. La resistencia a la compresión simple es en general superior a los 1.000 kN/m^2 , pero valores de 1.500 a 2.000 kN/m^2 e incluso superiores se encuentran a menudo, especialmente en zonas fuertemente carbonatadas (en una muestra de dolomita se llegó a 8.000 kN/m^2).

Esta arcilla es fuertemente expansiva en algunas zonas, aunque en magnitudes totalmente irregulares. A menudo se encuentran valores de la presión de hinchamiento de 400 a 600 kN/m^2 , pero algunas veces se han detectado valores tan altos como 1.000 a 1.200 kN/m^2 e incluso en casos excepcionales 3.000 kN/m^2 , con valores de hinchamiento libre de 24% ; no debe olvidarse una posible desecación de las muestras. En el contacto entre la peñuela y el yeso se ha encontrado en varios sitios una arcilla gris oscura, no demasiado dura (resistencia a la compresión simple de 200 a 500 kN/m^2)

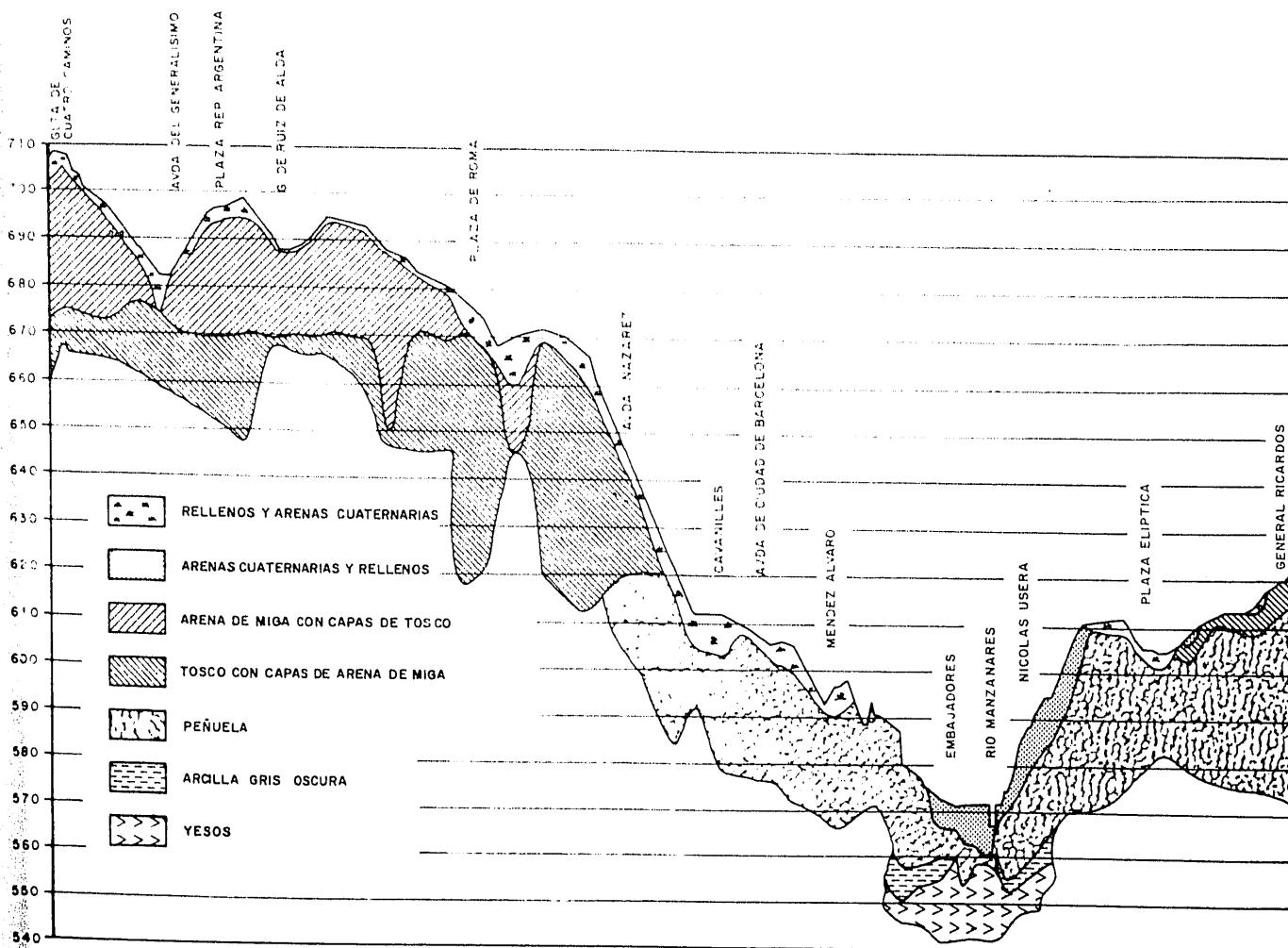


Fig. 2.2. Perfil geotécnico de la línea VI, del Metro (Escario, 1970).

en un estrato de solo unos pocos metros de espesor.

b) Esta transición comprende, como se ha mencionado, al Sarmatiense superior que podemos llamar Preponiente e incluye las capas superiores de peñuela, todavía de color gris o verde, y las capas inferiores de tosco marrón. Lo diferenciamos porque es normalmente en estas cotas donde se puede encontrar lo que podría denominarse como el material más peculiar del subsuelo de Madrid.

A menudo se encuentran capas de arcilla muy plástica, que a veces llegan a ser de bentonita pura, y también estratos de sepiolita (un silicato altamente absorbente). Estos dos tipos de suelos pueden formar capas independientes o mixtas. Se ha encontrado bentonitas cárnicas con límites líquidos tan altos como 220. Intercalados en esta zona, aparecen a veces capas no muy gruesas de caliza y lentejones de pedernal. También se encuentran planos de deslizamiento o fallas de las mismas características que las descritas en la peñuela, y los comentarios hechos sobre valores de k_0 pueden aplicarse también aquí.

c) El "Tosco"

Bajo esta denominación, se incluyen realmente una amplia gama de materiales. La única característica común es el color marrón, amarillo o rojizo y su composición predominantemente arcillosa o un poco limosa.

En los niveles inferiores el tosco puede ser una arcilla muy plástica y, en general, la plasticidad tiende a decrecer conforme nos elevamos, aunque no de una manera continua ni regular. Pueden también encontrarse intercaladas capas de arena densa, que en algunos casos están saturadas y pueden causar dificultades durante las operaciones de construcción.

Al menos las capas superiores de tosco se consideran como Plioceno y el límite líquido es normalmente menor de 50, situándose por encima de la línea A en el gráfico de Casagrande. El porcentaje que pasa por el tamiz n.º 200 es del orden del 60 %, llegando a menudo al 80 %. Pero en los niveles inferiores de alta plasticidad puede alcanzar el 100 %, ya que puede ser bentonítico.

La resistencia a la compresión simple está por encima de los 400 kN/m^2 , alcanzando a menudo 1.000 kN/m^2 . En algunos casos, sin embargo, se han obtenido valores de 2.000 kN/m^2 o mayores. Las variedades de tosco más plásticas pueden ser expansivas, como podría esperarse.

d) La "Arena de Miga"

Bajo esta denominación se incluye también una amplia gama de arenas amarillas o marrones, variando desde prácticamente limpias a bastante arcillosas o arenas limosas. En la mayor parte de los materiales típicos de esta clase el porcentaje que pasa por el tamiz n.º 200 es menor del 25 %, pero no hay una diferenciación acusada con el tosco y por esto existe una gama completa de materiales intermedios. Realmente, tanto la arena de miga como al menos las capas superiores de tosco son de origen detrítico, debido a la erosión de las formaciones de granito y gneis de la Sierra de Guadarrama. Intercaladas en las cotas típicas de estas arenas, pueden encontrarse a veces capas de tosco, más o menos abundantes según las zonas consideradas.

El límite líquido de las arenas de miga es normalmente menor de 40. Generalmente se encuentran en estado denso, con valores del ensayo de penetración Standard (S.P.T.) alrededor de 40 ó 50, alcanzando a menudo los 100 golpes o incluso más.

e) Depósitos cuaternarios

Usualmente hay capas freáticas colgadas en los contactos entre depósitos permeables y los suelos impermeables. En este caso, por ejemplo, en los rellenos artificiales y sedimentos cuaternarios que descansan sobre la superficie del tosco o la peñuela. Por esta misma razón, se pueden encontrar a menudo niveles freáticos colgados en el contacto de la arena de miga con la primera capa de tosco.

En las capas arenosas intercaladas con el tosco hay a veces agua abundante, que causa serias perturbaciones a las construcciones subterráneas. Naturalmente, en los depósitos fluviales, de este tipo, del Manzanares, se encuentra un nivel freático como el mencionado anteriormente.

A causa de la presencia de yeso en los estratos inferiores se comprende fácilmente la existencia de sulfatos en el agua freática, a veces incluso en los niveles del Plioceno. También se encuentra magnesio en algunas zonas, especialmente en los horizontes correspondientes a la peñuela. Por estas razones, el agua freática puede ser muy agresiva, agravando en algunos casos la situación la infiltración de aguas residuales.

2.3. Características de la resistencia al corte

Las características de resistencia al corte del tosco y la peñuela se han determinado con ensayos de compresión simple, ensayos de penetración in situ, ensayos triaxiales y ensayos de placa de carga. Los resultados de los dos primeros tipos de ensayos se han comentado ya en el párrafo 2.2. para cada tipo de suelo. Aquí se va a tratar solamente de los triaxiales y de los ensayos de placa de carga.

2.3.1. Ensayos triaxiales

Los ensayos triaxiales se han realizado con muestras inalteradas y remoldeadas. En todos los casos se han saturado con presión de cola. Con las muestras procedentes de lo que se denominará "1er. reconocimiento" (Escario, 1970) se ejecutaron ensayos consolidados con drenaje. En las correspondientes a lo que llamaremos "Moratalaz" se ha seguido el mismo método, excepto para algunas muestras del tosco, donde se han medido las presiones intersticiales en ensayos sin drenaje (Otero y Moya, 1979). Debido a la naturaleza dura de los materiales ensayados, se han tratado los resultados con precaución, sobre todo los de la peñuela, que además es altamente plástica. No obstante pensamos que puede ser útil dar el intervalo normal de valores obtenidos para obtener un cuadro general de las características de resistencia al corte del material.

Respecto al tosco, las muestras inalteradas ensayadas correspondientes al primer reconocimiento (8 muestras) dan una envolvente de Mohr (en el rango de presiones entre 100 y 1000 kN/m²) con cohesiones efectivas comprendidas generalmente entre 80 y 250 kN/m², con valores predominantes de aproximadamente 100 kN/m²; y los valores de ϕ varían entre 25° y 35°. Las 7 muestras remoldeadas, con un valor de la cohesión próximo al cero, dan valores de ϕ comprendidos entre 21° y 31°.

Las 7 muestras ensayadas de tosco de Moratalaz dan un intervalo para c' de 130 a 180 kN/m²; el rango para ϕ fue de 30° a 40,5°.

Las muestras inalteradas ensayadas de peñuela procedentes del primer reconocimiento dan un rango de c' comprendido generalmente entre 100 y 250 KN/m². Respecto a los valores de ϕ , 5 de los 8 ensayos varían entre 27° y 31°; los otros 3 entre 41,5° y 52°. De Moratalaz solo se ensayaron dos muestras de la zona de transición tosco-peñuela con valores medios de $c' = 310$ KN/m² y $\phi = 36^\circ$.

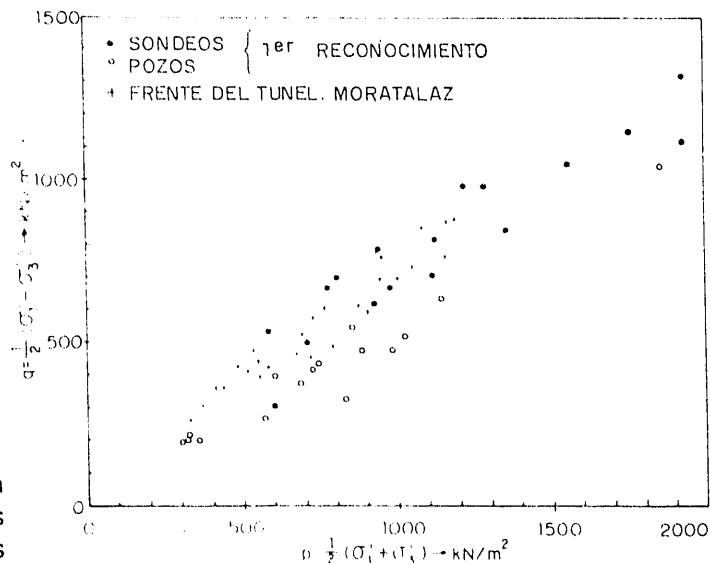


Fig. 2.3. Resultado de ensayos triaxiales con muestras inalteradas de tosco.

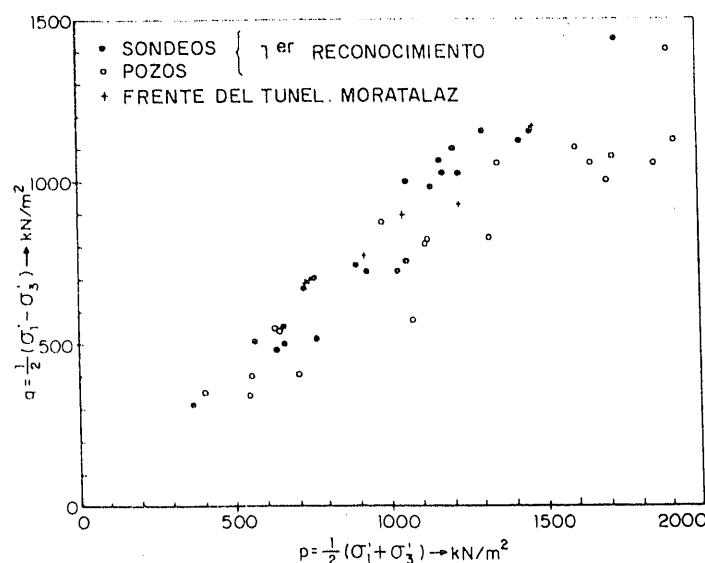


Fig. 2.4. Resultado de ensayos triaxiales con muestras inalteradas de peñuela y zona de transición tosco-peñuela.

Esta gran dispersión parece lógica si se tiene en cuenta las muy amplias variaciones en calidad de estos tipos de materiales y las dificultades mencionadas anteriormente para ensayarlos.

En las figuras 2.3. y 2.4. se han dibujado los diagramas p - q ; [$p = 1/2 (\sigma'_1 + \sigma'_3)$; $q = 1/2 (\sigma'_1 - \sigma'_3)$] para ambos tipos de materiales. Se puede observar como las muestras del primer reconocimiento muestran en general una resistencia al corte menor que las de Moratalaz.

2.3.2. Ensayos de placa de Carga

Se realizaron varios ensayos de carga con placa de 30 x 30 cm. tanto en el primer reconocimiento como en el estudio geotécnico de Azca. Los resultados pueden resumirse como sigue (Escario, 1970):

En la arena de miga las cargas de rotura de 4 ensayos en los que el suelo estaba sumergido variaron entre 1.700 y 2.600 kN/m². No obstante, en un caso fue mayor de 2.700 kN/m² para arenas no sumergidas.

En las capas superiores del tosco en Azca la carga de rotura varió entre 1000 y 1.500 kN/m² (5 ensayos), sin embargo, en otros dos ensayos fue mayor de 2.300 kN/m². En el primer reconocimiento para el metro se determinaron 2 valores de 1.800 y 2.200 kN/m² y también algunos resultados mayores de 2.300 kN/m².

En la peñuela, debido a la gran dureza de este material, rara vez ha sido posible llegar a la rotura, en un caso con 2.500 kN/m² y en otro con 6.300 kN/m². No obstante, la existencia de superficies de falla altamente pulidas pueden tener un efecto importante en la capacidad de carga donde tales discontinuidades están presentes. Por otra parte, la existencia de áreas fuertemente carbonatadas mencionadas antes, pueden elevar la capacidad de carga a valores muy altos en ciertas capas.

2.4. Características deformacionales.

2.4.1. Deformabilidad del tosco

Se han realizado varios ensayos mediante placas standard de 30 x 30 cm. También se ha hecho un ensayo en una gran losa de cimentación para un edificio de gran altura.

a) Ensayos de carga con Placa.

Como se ha mencionado anteriormente, se han ejecutado dos grupos principales de ensayos de placa de carga, uno en la zona de Azca y otro en las galerías de ensayos perforadas adyacentemente a los pozos de reconocimiento excavados para lo que hemos denominado primer reconocimiento de las nuevas líneas del metro. Los resultados obtenidos se compilaron en otro lugar (Escario, 1970) y aquí se comentarán brevemente.

Los ensayos de carga con placa de 30 x 30 cm. de Azca (6 ensayos en el tosco) se realizaron en el fondo de pozos de reconocimiento de 10 m. de

profundidad. El propósito principal de esta campaña fue la determinación de la carga de rotura del tosco y de la arena de miga. Las medidas de las deformaciones no fueron muy precisas porque se realizaban en el extremo superior de la columna de transmisión; la reducción correspondiente de la longitud bajo carga, sólo puede deducirse para tramos rectos de secciones de acero, pero no para las juntas, las cuales, debido a su diseño, son bastante deformables. Por consiguiente, los valores obtenidos pueden considerarse como una cota inferior y se sitúan generalmente entre E = 60 MN/m² y E = 100 MN/m² (para $v = 0,35$).

Los resultados obtenidos en el primer reconocimiento no presentan estas dificultades ya que las deformaciones se midieron directamente en las placas. Hay a la vez ensayos horizontales y verticales en las estrechas secciones de las galerías excavadas con este fin. A pesar de esto, pueden mostrar algunas desviaciones de los valores propios debido al particular estado de tensiones existente en el suelo y paredes de la galería.. El lugar de estos ensayos se encontraba muy lejos de Azca y algunos de ellos en diferentes niveles del tosco. Los resultados obtenidos (10 ensayos en 4 lugares distintos) fueron superiores generalmente a 120 MN/m² y en dos ensayos alrededor de 250 MN/m² para $v = 0,35$.

b) Determinación de la curva cargas-asientos de un gran edificio en Azca.

En el solar de Azca se ha construido un edificio de 34 plantas, 5 de ellas de sótano. La cimentación estaba constituida por una losa de hormigón armado de 2,0 m. de espesor. Al mismo tiempo, esta losa se apoyaba sobre una capa de hormigón pobre, de un espesor aproximado de 1,3 m. La losa de cimentación era rectangular de 21,7 x 44,0 metros, de la misma manera que el relleno inferior de hormigón pobre. El edificio tiene un núcleo central, que incrementa algo la rigidez total de la losa de cimentación. El suelo de cimentación está constituido, a lo largo de la profundidad de influencia de la losa, por un grueso estrato de tosco con algunas capas intercaladas de arena densa, que es corriente en este tipo de formaciones, como se ha descrito anteriormente. Todos los detalles de este caso se han descrito en otro lugar (Escario, 1978).

En la figura 2,5 se ha dibujado la curva carga-asientos. Como puede verse, hay una primera parte que muestra algunas pequeñas irregulares cuya interpretación puede verse en la referencia mencionada anteriormente.

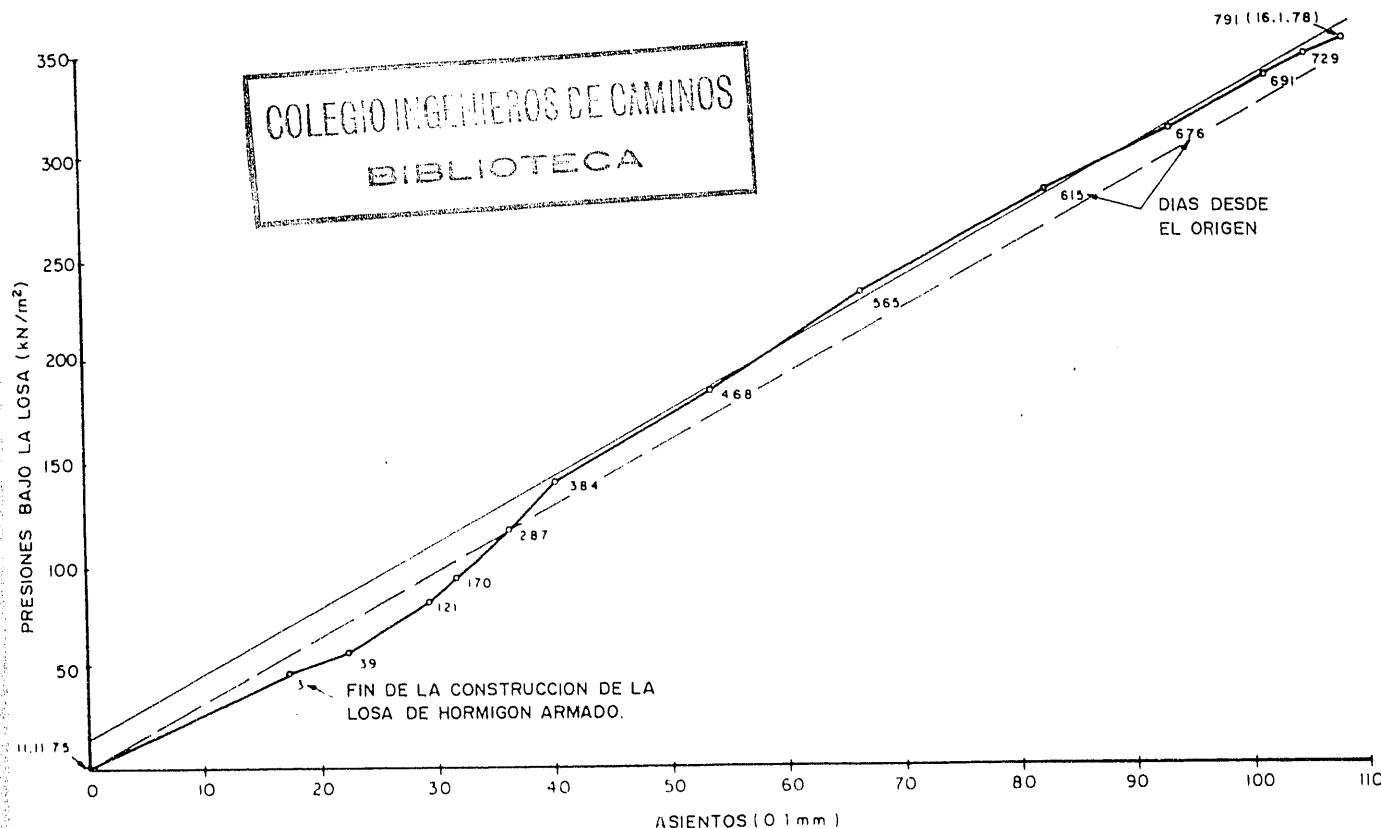


Fig. 2.5. Curva carga asientos de la losa de un edificio de altura en Azca (Escario, 1978).

A partir de una presión de 140 KN/m², la curva es aproximadamente una línea recta. Una interpretación previa de los resultados suponiendo un material homogéneo e isótropo da un valor del módulo de deformación de $E = 600 \text{ MN/m}^2$ para un coeficiente de Poisson = 0,5. No obstante, cabe indicar que, dada la naturaleza del tosco, puede esperarse un incremento del módulo de deformación con la profundidad.

El coeficiente de Poisson, ν , se ha determinado hace poco mediante ensayos geofísicos dinámicos en dos localizaciones en el tosco y la arena de miguel de Madrid, y, para el estado actual de conocimientos, puede cogerse como 0,35 (Cuéllar y Escario, 1978). Suponiendo un efecto de rozamiento en las caras verticales de los lados de la losa de aproximadamente el 15 % de la carga total vertical (obtenido según Kaldjian, 1968, aproximadamente), el cual no se había deducido en la interpretación previa, este valor de ν conduce de nuevo a un E medio de 600 KN/m². No obstante, este valor y los que se dan a continuación, deben tomarse solo como una aproximación ya que están obtenidos con los asientos de un solo edificio y con dificultades de interpretación por los efectos de empotramiento,

miento, construcciones circundantes y excavaciones, etc.

Como se ha mencionado anteriormente, los valores del módulo E en superficie tampoco son seguros. Sin embargo, a partir de los ensayos de carga con placa de 30 x 30 cm. de Azca y del estudio del metro, puede suponerse que el rango de valores de E varía de 80 MN/m² a 150 MN/m² para placas de ese tamaño. Para valores de E de 100 y 150 MN/m², las leyes correspondientes de incremento con la profundidad se han determinado utilizando la aproximación de Brown, y Gibson (1973) para $\nu = 0,35$. Los resultados son:

$$E = 100 + 40z$$

$$E = 150 + 33z$$

(para E en MN/m² y la profundidad z en metros).

Durante las diferentes fases de proyecto y construcción del metro se realizaron gran número de ensayos triaxiales. El módulo de deformación tangente en el origen y el módulo secante correspondiente a una deformación del 1 % se dibujaron en función de:

$$\sigma'_{\text{oct}} = 1/3 (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)$$

En el mismo gráfico, se dibujó también, la variación de E con z (obtenido de la derivación de las leyes de variación de E con la profundidad, z). Para esto solamente es necesario expresar que en el terreno natural sin carga:

$$\sigma'_{oct} = 1/3 (1 + 2 K_0) z \gamma$$

Los resultados no se han reproducido aquí, ya que se veía claramente que los valores de E obtenidos a partir de la losa de cimentación eran mucho mayores que los obtenidos a partir de los ensayos triaxiales con drenaje. Hay muchas razones para esperar tales diferencias, las cuales han sido tratadas frecuentemente en la literatura. Un hecho adicional en este caso particular es que las muestras del triaxial se saturaban mediante contrapresión, lo cual no sucede necesariamente en el suelo de cimentación.

Posteriormente se verá en este mismo artículo como hay argumentos convenientes para usar un valor relativamente bajo de E cuando se calcula la subsidencia originada por excavaciones subterráneas.

2.4.2. Deformabilidad de la Peñuela.

El número de ensayos de placa de carga es más escaso en este tipo de material y todos ellos se hicieron en pozos o galerías excavadas para el estudio geotécnico del metro. Durante el recono-

cimiento de la línea VI, se ejecutaron 8 ensayos de carga con placa de 30 x 30 cm. en la peñuela y arcillas bentoníticas de la zona de transición en 6 lugares diferentes. Los resultados obtenidos para E (Escario, 1970) variaron generalmente entre 500 y 1000 KN/m², aunque un valor superó los 1.700 MN/m².

Como se ha mencionado en el apartado 2.2a., la peñuela puede estar fuertemente carbonatada hasta llegar a ser prácticamente una roca. Como consecuencia, puede alcanzar valores mucho más altos que los mencionados, pero usualmente solo en lentejones de espesor limitado. También puede llegar a ser muy dura cuando en los niveles inferiores tenga un contenido muy alto de yeso.

3. TECNICAS CONSTRUCTIVAS Y PRINCIPALES CARACTERISTICAS DE LAS REDES ANTIGUA Y NUEVA

3.1. Construcción de la primera red del metro

Las líneas antiguas se construyeron generalmente justo por debajo de la superficie, en excavaciones abiertas o con revestimiento de fábrica o de ladrillo, y requiriendo trabajos muy pesados. Sin embargo, al incrementarse el tráfico de superficie, no fue posible cortar las calles sistemáticamente en toda la longitud de la línea y por lo tanto, se hizo necesario la ejecución en túnel. Esto requirió el empleo de especialistas en labores mineras creando un tipo de artesano hoy clásico en Madrid, llamado "piqueta" (hombre capaz de excavar, entibar y embovedar con ladrillo con rendimientos muy altos). Alrededor de 1960, no era difícil encontrar "piquetas" que podían colocar entre 1.500 y 2.000 ladrillos (25 x 12 x 4,5 cm.) por jornada de ocho horas con la ayuda de dos peones.

No obstante, con el tiempo, este trabajo llegó a ser poco atractivo para los trabajadores y se han ido abandonando estas profesiones.

Por esta causa, hacia el comienzo de los sesenta fue necesario cambiar el método de construcción, abandonando las obras tradicionales de ladrillo y sustituyéndolo por hormigón en masa, aunque manteniendo la misma sección de herradura ya en uso. Una buena parte de las líneas V, VI, VII y IX se construyeron utilizando esta técnica con resultados satisfactorios, evitando o reduciendo el empleo de los ya escasos trabajadores especializados.

La construcción de los túneles se llevó a cabo

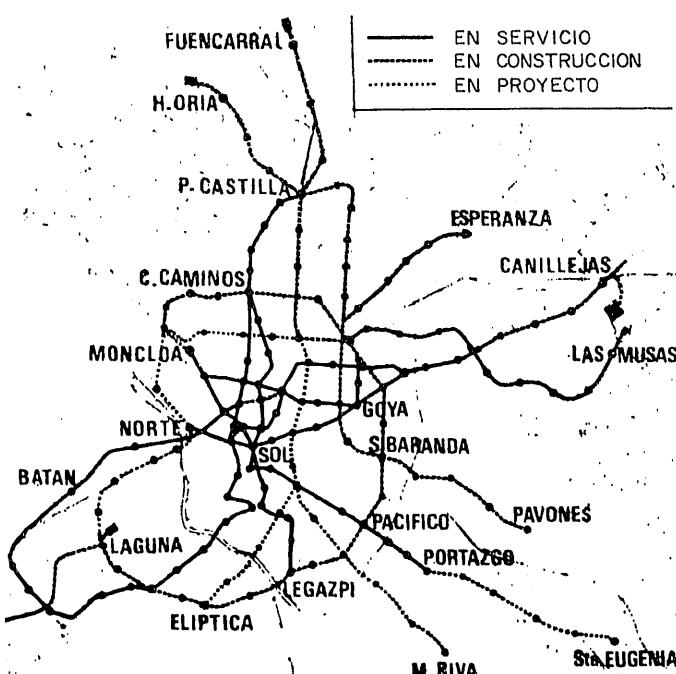


Fig. 3.1. Plano del metro de Madrid.

mediante el método belga, ligeramente modificado con colocación del revestimiento después de la excavación. Como el suelo en Madrid, consiste principalmente en arenas arcillosas y arcillas arenosas se requiere un sostenimiento provisional completo de madera. Una vez terminada la bóveda, se construían los hastiales o muros laterales, completando el revestimiento con una contrabóveda.

Las estaciones se construyeron utilizando el método Austríaco, construyendo en primer lugar los hastiales mediante galerías revestidas con ladrillo y hormigonando de adelante a atrás, una vez terminados los hastiales la clave se construía sobre ellos evitando de este modo asientos debidos a apuntalamientos defectuosos. Se podría haber utilizado el método belga pero, debido a la gran luz de la bóveda, existía el peligro de serios accidentes durante el avance.

3.2. Algunas características de la extensión de la red.

En la figura 3.1. se muestra un plano de las líneas de metro de Madrid, diferenciando entre las que se encuentran en servicio, en construcción o solo en la

etapa de proyecto, en el momento de redactar este artículo.

Se estudiaron cuidadosamente varios tipos de secciones de túnel teniendo en cuenta las dimensiones del material rodante y sus características dinámicas, y finalmente se escogió lo que se muestra en la figura 3.2.a. y se utilizó en bastante longitud de las nuevas líneas.

También se modificaron las secciones de estación, llegando al tipo que se muestra en la figura 3.2.b, utilizando túneles gemelos con luces muy reducidas en algunas estaciones de gran anchura con dos vías y tres andenes y en algunas ocasiones especiales para el caso normal dos vías y dos andenes. Esto se hizo porque las ventajas estéticas de grandes luces eran contrarrestadas por los problemas constructivos que podían aparecer.

Al progresar los trabajos resultó que el procedimiento utilizado llegó a ser inadecuado a pesar del uso de hormigón en masa. De este modo, cuando se iba a abordar nueva parte del programa, llegó a ser necesario considerar la utilización de un escudo o excavadora mecánica.

Después de un estudio detallado de la conveniencia de construir, bien túnel doble de una vía o

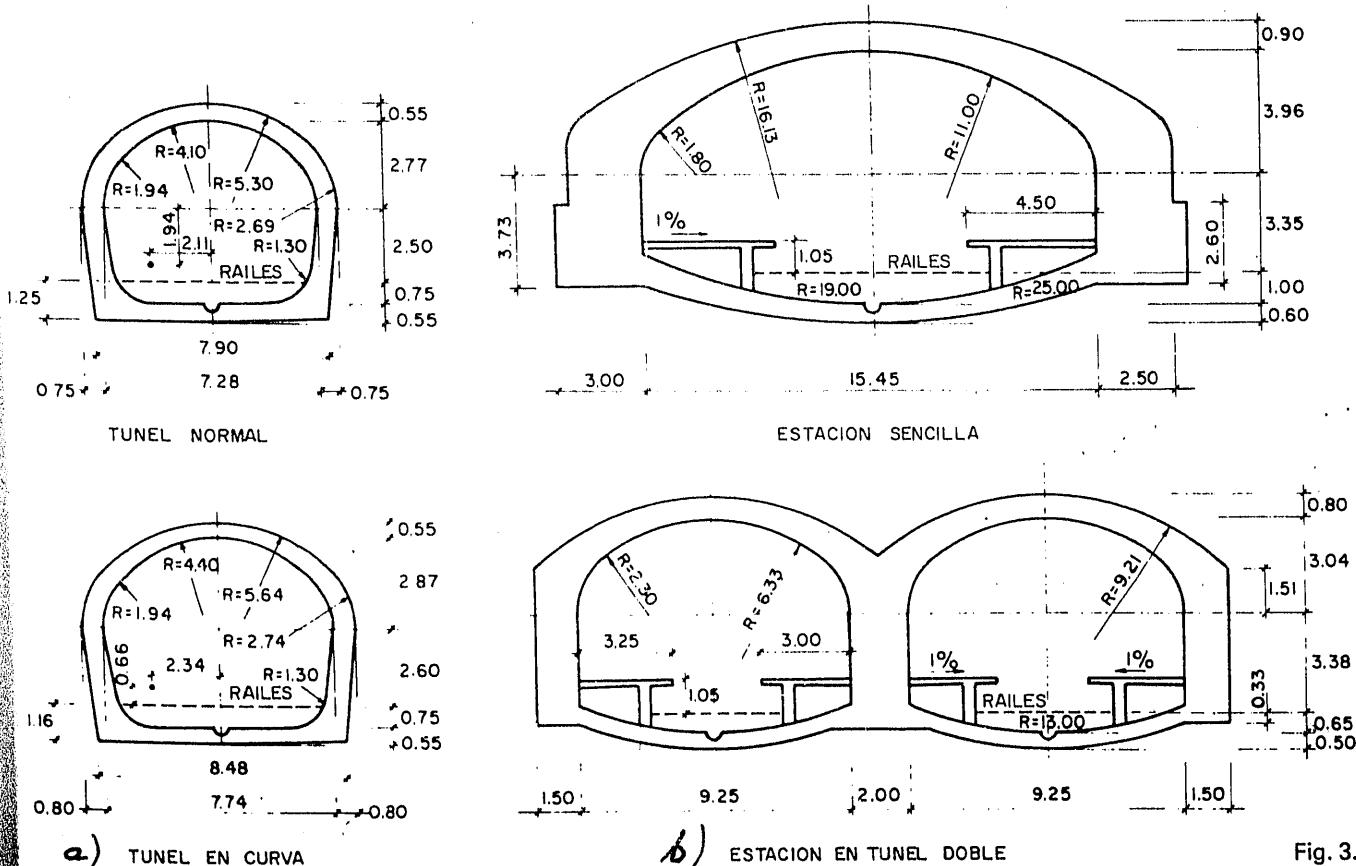


Fig. 3.2.

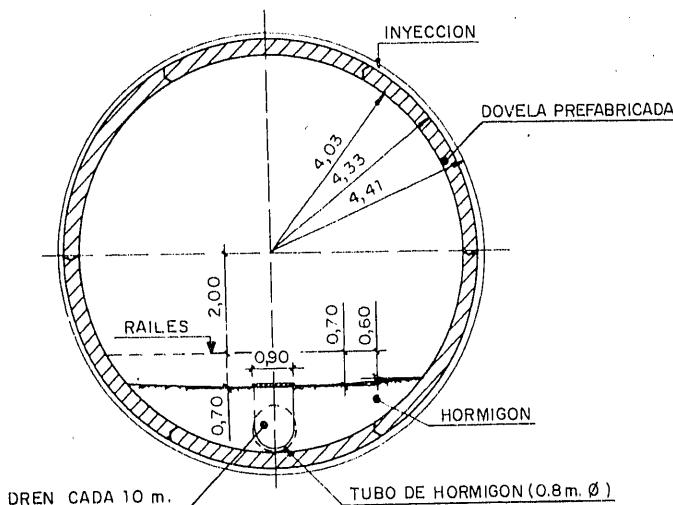


Fig. 3.3. Sección circular de túnel con dovelas prefabricadas.

túnel simple de dos vías, se concluyó que la última era la mejor solución para la primera fase, siendo circular la sección considerada, con un diámetro interior de 8,06 m. tanto para tramos rectos como para curvas (fig. 3.3.).

3.3. Técnicas constructivas empleadas para la ampliación de la red.

Para las nuevas líneas se han utilizado dos sistemas básicos:

a) Tramos construidos utilizando métodos convencionales con sección en herradura y vía doble, en una longitud de 46,6 km.

b) Tramos ejecutados utilizando escudos totalmente mecanizados, con una sección circular para dos vías con revestimiento prefabricado, en una longitud de 17,9 km.

a) En los tramos construidos mediante sistemas convencionales se utilizó el método belga modificado. En el apartado 5.3., donde se muestran las secciones de ensayo instrumentadas en la línea VI, se describen todos los detalles de este método directamente aplicado a este caso.

Antes de utilizar este sistema, se probó el método austriaco modificado con un tipo de entibado utilizando cerchas de sección en Ω que se unían en la sección excavada para permitir el uso de una pala neumática tipo Alpine o similar, como la utilizada en la construcción del metro de Barcelona. Este sistema falló, porque el suelo de Madrid no se

presta a este tipo de operación. Las roturas de la entibación produjeron en una de ellas el triste resultado de una muerte.

Las estaciones construidas en estas líneas eran de dos tipos. Una con bóveda sencilla y otro con bóveda doble. El de bóveda simple, de 21,45 m. de luz, se ejecutó utilizando el método austriaco. Los hastiales se construyeron en dos fases. En primer lugar se excava una galería de altura la mitad de los hastiales que se entibaba mediante vigas en Ω ; debajo se excavaba una segunda galería que se llenaba de delante a atrás desde la galería superior, la cual se hormigonaba después de completar la galería inferior. En el resto de la construcción se procedía normalmente colocando las vigas de clave en los hastiales y luego excavando la sección completa y hormigonando la contra bóveda.

Las estaciones de bóveda doble se construían ejecutando una galería central mediante un sistema similar al expuesto anteriormente y luego construyendo las bóvedas desfasadas cuatro anillos entre la construcción de la de la derecha y la de la izquierda, completando una excavación parcial de la sección, los hastiales exteriores y la solera como en un túnel en herradura normal.

b) En el método constructivo de las líneas más recientes se emplea un escudo que excava un túnel circular de 8,06 m. de diámetro interior con un revestimiento de 0,30 m. de espesor (fig. 3.3.). Uno de los tipos de escudo utilizado lleva una excavadora capaz de trabajar en cualquier tipo de suelo de los que pueden encontrarse en Madrid y está equipada con una cuchara de 1,50 metros cúbicos con una amplitud de movimiento de 360°, que puede adoptar cualquier posición y descargar en una cinta transportadora que por turno carga un tre movido por batería instalada en esa misma unidad. La extracción de los materiales excavados se hace mediante una rampa del 15 % sobre la cual se han instalado cintas transportadoras que cargan directamente en camiones o en tolvas. Otros detalles de este tipo de escudo pueden verse en el apartado 6.3 donde se describen las secciones de ensayo instrumentadas en la línea 9. (Cabezas, 1976).

El revestimiento está formado por seis dovelas prefabricadas de hormigón armado o, en algunos casos, siete cuando el revestimiento se comprime contra el suelo circundante. Los huecos que quedan se inyectan con gravilla de 8-10 mm.

Otro tipo de escudo que también se utiliza para excavaciones circulares a sección completa está

provisto con elementos rozadores. El revestimiento utilizado es similar al descrito previamente.

Las estaciones, en estos casos con siempre de bóveda sencilla y se construyen por métodos convencionales de la misma manera que las secciones en herradura.

4. ESTUDIOS TEORICOS EN RELACION CON EL PROYECTO DE TUNELES

4.1. Consideraciones Generales

La experiencia adquirida durante la construcción de las primeras líneas del Metro de Madrid ha sido un importante pilar sobre el que se han asentado los proyectistas de las sucesivas ampliaciones. Es decir, el proyecto del revestimiento del túnel en diversas líneas excavadas por métodos normales, se ha basado fundamentalmente en los resultados prácticos obtenidos en las primeras excavaciones. Además se ha seguido, en estos casos, la tendencia de estudiar el problema principalmente desde el punto de vista de su ejecución, analizando tanto la influencia del proceso constructivo en la marcha de los trabajos de excavación, como el aspecto estructural del revestimiento.

Gracias a las características del terreno de Madrid, se ha podido realizar la construcción de las líneas con ayuda de un solo túnel, con dos direcciones de circulación, salvo en algunos casos particulares de pequeña longitud. Los problemas de estabilidad del frente que se han presentado —casi siempre debido a la presencia de agua en capas arenosas y a atravesar antiguas vaguadas con sedimentos poco compactos— han sido ocasionales. Además cabe indicar que los procedimientos normales, han permitido hacer frente en buenas condiciones a los mencionados problemas.

Por eso, en las antiguas líneas se prestaba mayor atención al detalle del proceso constructivo que al proyecto estructural del revestimiento del túnel. Para este último aspecto se determinaban los empujes sobre la sección del túnel utilizando los métodos de Terzaghi y Protodiakonoff, a causa de que los terrenos situados por encima de la clave eran de naturaleza arenosa o arcillo-arenosa.

Dado que la profundidad de los túneles en Madrid no ha sido, en general superior a los 30 m. y que la anchura del túnel era del orden de 8,5 m., las máximas presiones verticales de cálculo sobre la bóveda del túnel han sido del orden de la sobrecarga de tierras.

Con estos empujes y considerando la sección en herradura equivalente a un arco biapoyado a nivel de solera podía procederse a comprobar el revestimiento.

Sin embargo, al proyectar las más recientes líneas de la Red del Metro, dado que se previó la utilización de modernos métodos de excavación (escudos, rozadoras, etc.) y el empleo de revestimientos prefabricados, ha sido necesario prestar más atención al aspecto del cálculo estructural del revestimiento.

En este sentido debe indicarse que se han utilizado tanto los métodos ya citados para prever los empujes, como otros más sofisticados para el cálculo de los esfuerzos en el revestimiento. Diversos programas de ordenador de cálculo de estructuras se han utilizado para discretizar las secciones diseñadas y determinar sus esfuerzos. También se ha utilizado el método de Bougayeva para considerar la influencia de la deformabilidad del terreno y del revestimiento en los esfuerzos finales. Algunos de los datos de deformabilidad y resistencia calculados en el Capítulo 2, han servido de base a estos proyectos.

En el caso de las líneas construidas con revestimiento prefabricado los proyectistas prestaron especial interés en el diseño de las dovelas, en el de las juntas, transmisión de esfuerzos entre dovelas, esfuerzos concentrados actuantes durante la colocación de las dovelas y avance del escudo, etc. En estos casos los proyectistas fueron prestando atención especial a los problemas que iban surgiendo durante la construcción, a fin de solucionar las circunstancias especiales que iban surgiendo, dado que la excavación con maquinaria compleja y revestimiento prefabricado hace menos flexible el diseño del túnel. Se han buscado soluciones a una conducción adecuada del escudo, de manera que se siguiesen de forma adecuada las trazas establecidas. (Cabezas, 1976).

4.2. Estudios especiales

En los párrafos anteriores, se han descrito los métodos normales de proyecto. Para problemas particulares asociados con el proyecto y construcción de túneles, se han llevado a cabo análisis más completos.

Con este propósito se ha desarrollado un modelo de elementos finitos especialmente concebido para

ello. Los detalles del modelo pueden verse en Sagaseta (1973) y Sagaseta y Escario (1974) pero aquí se da una breve idea de ellos.

Se supone que el suelo se comporta como un material elasto-plástico; dentro de la zona elástica, sigue la ley de Hooke. La condición de rotura viene dada por el criterio de Mohr-Coulomb. Más allá de este estado el suelo experimenta deformaciones plásticas como un material perfectamente plástico, sin rigidización ni reblandecimiento. Se ha adoptado la ley de fluencia de Drucker-Praguer. Sin embargo, en el revestimiento, se ha supuesto un comportamiento elástico lineal.

Se ha prestado especial atención a la simulación del proceso constructivo. Para lograr esto, se han incluido en el modelo las posibilidades siguientes:

- a) Aplicación de cargas en etapas sucesivas.
- b) Cambios de geometría:
 - b-1) Eliminación de elementos (excavación).
 - b-2) Adición de elementos (revestimiento).
 - b-3) Eliminación y adición simultánea (excavación entibada).

La primera posibilidad se realiza mediante cambios sucesivos de las fuerzas modales externas y no precisa más comentario. Sin embargo, los cambios geométricos implican cambios en la matriz de rigidez global. La última operación mencionada (excavación y adición simultáneas) incluye la primera y la segunda como casos particulares en los que el material antiguo y nuevo tienen módulo de deformación de valor cero. Eliminación y adición se simulan retirando o añadiendo matrices elementales a la matriz general y aplicando las fuerzas modales apropiadas.

Se utilizan dos tipos de elementos: para el suelo, triángulos de deformación constante (CST), escogidos debido a su simplicidad.

Para el revestimiento, sin embargo, este tipo de elementos no es apropiado, a causa del excesivo gradiente de tensiones producidos por los momentos flectores. Por esta razón, se han utilizado para el revestimiento elementos lineales, con variación cúbica de desplazamientos transversales.

Este modelo se ha desarrollado especialmente para la interpretación de los resultados de la instrumentación y se ha empleado también para algunos análisis especiales adicionales, principalmente para problemas de subsidencia.

4.3. Análisis de la subsidencia inducida por la excavación de los túneles.

4.3.1. Métodos semiempíricos.

En el interior de las ciudades los problemas derivados de los movimientos de la excavación de túneles deben ser considerados con especial interés para Metros.

Por ello, el Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo de Madrid ha prestado especial interés a este problema, a fin de disponer de métodos de estimación de estos movimientos.

La contribución más difundida sobre el estudio de la subsidencia hecha hasta ahora es probablemente la descrita por Peck (1969) en el congreso de México. Basándose en medidas obtenidas en observaciones de campo, Peck, sugiere adoptar una campana de Gauss invertida como ley transversal de asientos en la superficie del terreno. Justifica su propuesta en que las formas de las curvas de los asientos producidos son parecidas a la campana de Gauss, y dada la simplicidad de definición de esta curva, solo se necesitan dos parámetros.

Los factores que analiza en su estudio, y a los cuales asigna la influencia principal en la forma de la ley de asientos son:

- Tipo de material (roca, arcilla, etc.)
- Profundidad del centro del túnel (H)
- Radio del túnel (R)
- Asiento máximo sobre el eje del túnel (δ_{\max})
- Distancia del punto de inflexión al eje del túnel (i)
- Área encerrada entre la curva de asientos y la superficie original del terreno o volumen de asientos (Δ_1).

La figura 4.1. define la ley propuesta por Peck, y la figura 4.2 muestra la relación entre la situación del punto de inflexión y la profundidad del túnel en función del tipo de suelo.

Con esta figura 4.2., puede establecerse la situación del punto de inflexión y, conociendo el volumen de asientos, Δ_1 , el asiento máximo viene dado por la expresión:

$$\delta_{\max} = \frac{\Delta_1}{2,5 \cdot i}$$

El interés en determinar el valor de i es doble, por una parte permitir definir la ley de asientos superficiales, y, por otras, situa la zona de máxima inclinación de la superficie del terreno, esto es, la zona en la cual pueden producirse los mayores daños en los edificios próximos al túnel.

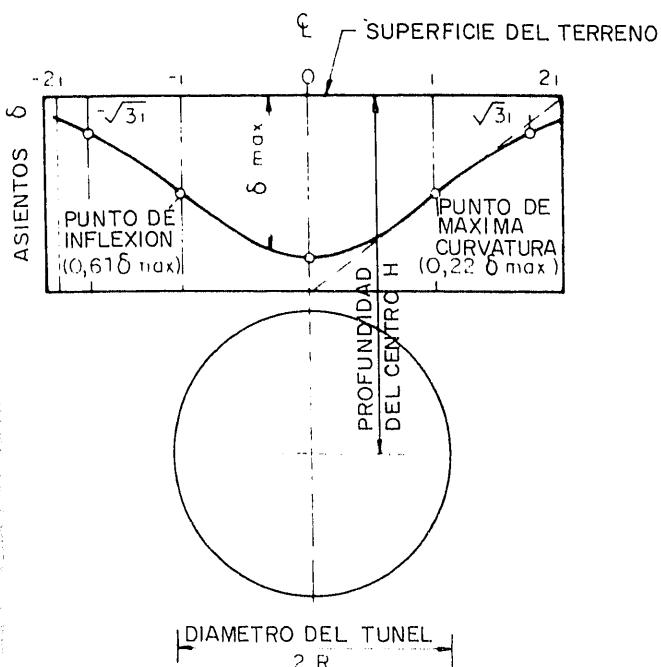


Fig. 4.1. Ley de asientos propuestos por Peck (1969).

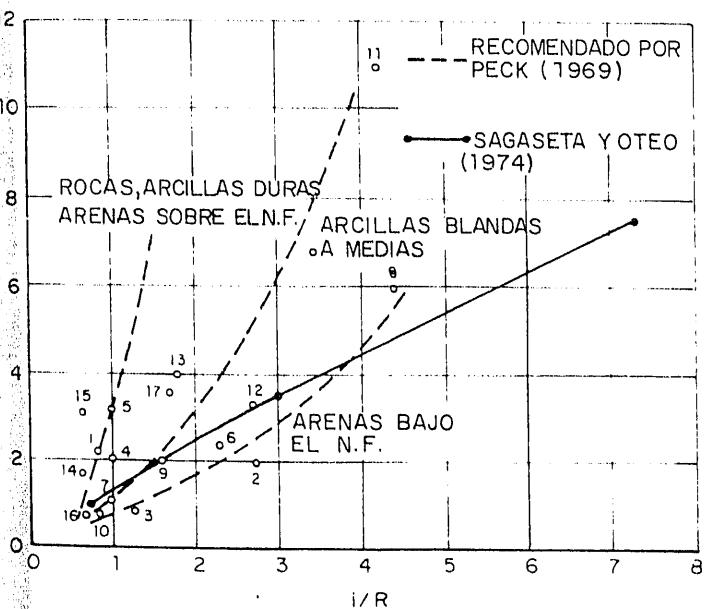


Fig. 4.2. Situación del punto de inflexión.

Parece por consiguiente, que el problema se reduce a estimar el área de asientos de alguna manera. Lo que generalmente se hace es suponer que este área es igual a la variación elástica o plástica que experimenta la sección del túnel, o una fracción de esta variación de volumen. Deere et al (1969) dan una serie de fórmulas con este propósito, asimilando el túnel a un agujero realizado en un espacio elástico y elastoplástico, sometido a una compresión biaxial.

Así, para resolver el problema se iguala la pérdida de sección del túnel, Δ , calculada de esta forma con el volumen de asientos en la superficie del terreno Δ_s . Como el punto de inflexión está determinado por las características geométricas y el tipo de suelo, la curva propuesta por Peck queda definida.

Hay varias objeciones que pueden hacerse a este método. En primer lugar, el proceso constructivo del túnel no se toma en consideración, y su importancia parece ser muy significativa (Sagasta, 1973). Para tener esto en cuenta, Peck propone coger un volumen de asientos del 60 al 70 % de la pérdida de volumen del túnel, pero esta recomendación no parece suficiente, porque, como se verá en este mismo trabajo, el simple hecho de variar la velocidad de excavación en el frente del túnel produce diferencias muy importantes en los asientos.

Por otra parte, la definición de la situación del punto de inflexión es muy imprecisa. El hecho de definir el suelo de una manera cualitativa y no cuantitativa puede introducir errores subjetivos de estimación importantes, y las zonas para cada tipo de suelo son bastante amplias. Aparte de esto, observaciones posteriores a la propuesta de Peck (Tinajero y Vieitez, 1972) muestran diferencias importantes respecto a la abcisa del punto de inflexión, i , que pueden incrementarse en un porcentaje del 60 por ciento al 80 %, porcentaje en el que aproximadamente disminuye δ_{\max} . Los asientos diferenciales pueden también decrecer en una magnitud importante.

4.3.2. Análisis teóricos

Tratando de salvar esta situación Sagasta y Oteo (1974) presentaron un estudio del fenómeno de la subsidencia, combinando un análisis adimensional con el método de los elementos finitos. Este estudio se ha aplicado en varios casos en los metros de Madrid y Caracas.

El problema estudiado consistió en un túnel circular, sin revestimiento, excavado en un suelo homogéneo, elástico e isotrópico y con el peso del terreno como única acción exterior.

Las variables introducidas en el análisis fueron:

- Profundidad del centro del túnel (H).
- Diámetro del túnel (D).
- Módulo de deformación del suelo (E).
- Coeficiente de Poisson del Suelo (ν).
- Densidad aparente del suelo (γ).
- Asientos superficiales o subsidencia (δ).

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

Mediante un análisis adimensional se llegó a la expresión siguiente:

$$\frac{E \delta}{\gamma D^2} = f(H/D, \nu)$$

Esta ecuación se resolvió por métodos numéricos utilizando un programa de ordenador de elementos finitos (Sagaseta, 1973), haciendo variar H/D y ν .

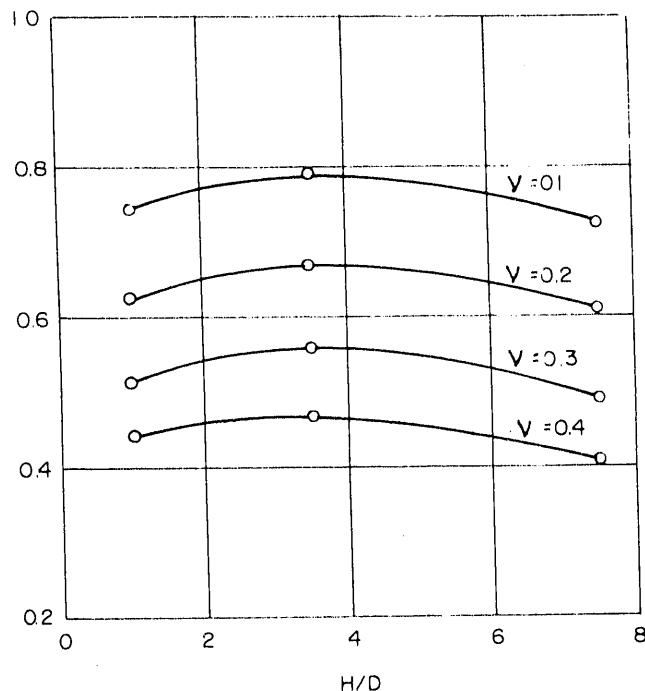


Fig. 4.3. Asiento máximo sobre el eje del túnel (Segaseta y Oteo, 1974).

En la figura 4.3. se representan los valores del asiento máximo adimensional $E \delta / \gamma D^2$ en función de la profundidad relativa, H/D , y el coeficiente de Poisson, ν . En la figura 4.2. se ha representado la situación teórica del punto de inflexión de la ley de asientos, i/R , suponiendo que dicha ley es una campana de Gauss, con respecto a la profundidad relativa, H/D . La influencia del valor del coeficiente de Poisson del suelo en la magnitud de i/R puede considerarse despreciable.

Sagaseta y Oteo (1974), han estudiado también las relaciones entre el volumen de asientos, Δ_1 , y la pérdida de volumen del túnel, Δ , con el resultado de que el primero es generalmente menor que el segundo. Esta relación es similar a la reducción recomendada por Peck (60 - 70 %).

En la figura 4.4. se representa la relación entre esas dos áreas, expresadas de modo adimensional y

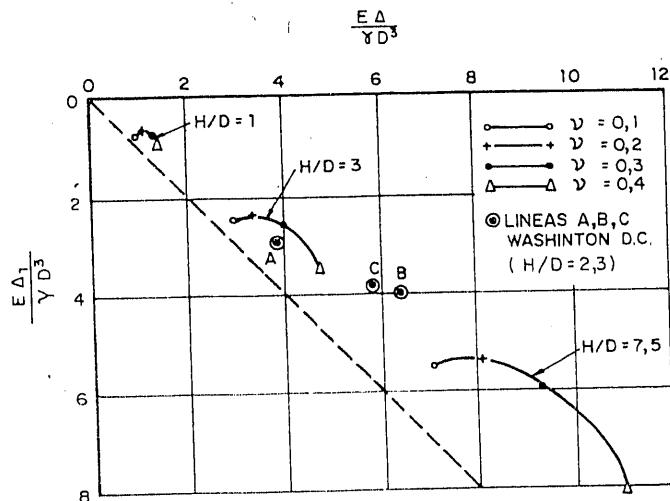


Fig. 4.4. Relación entre el volumen de asientos y la pérdida de sección del túnel calculados según Sagaseta y Oteo (1974).

deducidas de los datos de la comunicación mencionada anteriormente, en función de la profundidad relativa (H/D). También se incluyen valores de medidas obtenidos por Cording y Hasmire (1975) en el metro de Washington. En esta figura puede verse que el volumen de asientos es menor que la pérdida de sección del túnel (65-80 %, aproximadamente). Los valores teóricos son similares en orden de magnitud a las medidas en el metro de Washington.

Posteriormente, Sagaseta y Oteo (1974 b) han introducido la influencia de la posible plastificación del suelo y de variación del ángulo de dilatancia en la subsidencia superficial, lo cuál requiere un análisis para cada caso considerado. Sin embargo, como conclusión indican que para cohesiones del orden de 1,35 veces la presión de tierras ($C/\gamma D = 1,35$) es posible considerar el suelo como semiespacio elástico.

En la figura 4.5. se ha determinado este efecto para un ángulo de rozamiento interno, ϕ , de 30° y un ángulo de dilatancia, ν_ϕ , variable de 0° a 30° . Como puede verse en la figura, la influencia de la dilatancia es muy pequeña. En el caso en que la plastificación es importante, la superficie de asientos puede ser bastante diferente de la determinada sobre la base elástica, como se ve en la figura 4.6. ($C/\gamma D = 0,5$).

En los suelos de Madrid, suponiendo una cohesión mínima del orden de 100 KN/m^2 y un ángulo de rozamiento interno de 35° , el grado de plastificación alrededor del túnel es muy pequeño y, por consiguiente, parece justificado, en principio, considerar el terreno en estado elástico para la estimación de la subsidencia.

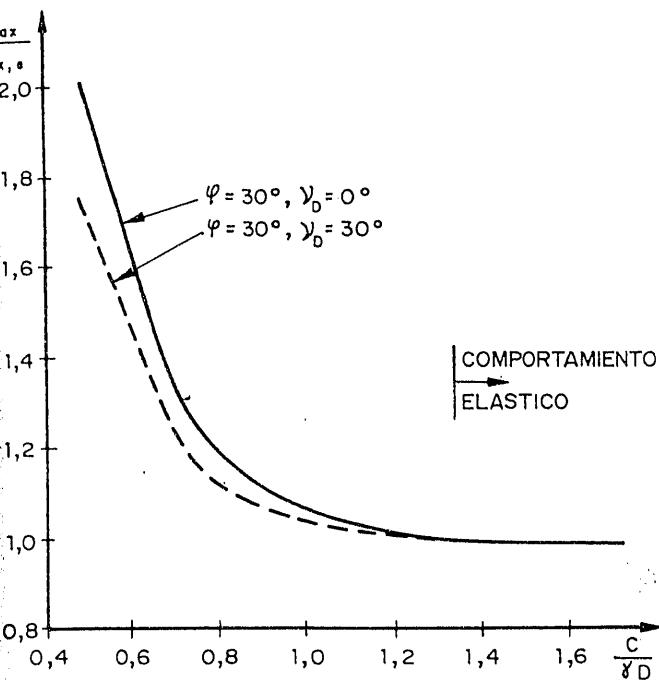


Fig. 4.5. Asientos sobre la clave. Influencia de la cohesión.

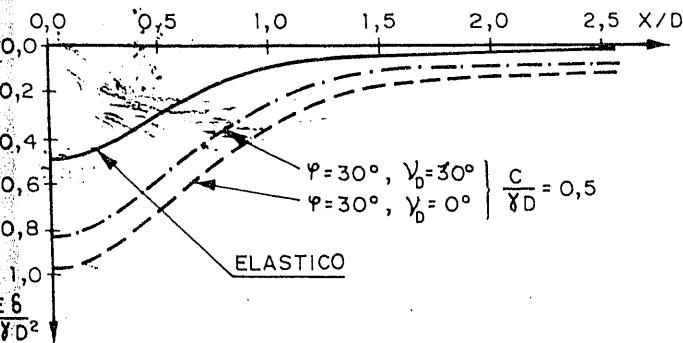


Fig. 4.6. Asientos en superficie. Influencia de la cohesión.

Recientemente, Cording y Hansmire (1975), han hecho una nueva recopilación de mediciones llevadas a cabo en túneles de metro.

Reintroducen el concepto de "ángulo límite" vertical, ya utilizado en minería, o ángulo a partir del cual se transmiten las deformaciones. La zona principal de subsidencia la evalúan en 2,5 i a cada lado del eje del túnel. Esta zona puede calcularse también utilizando el ángulo límite vertical, β , desde el extremo de la zona excavada.

Los ángulos límite propuestos por Cording y Hansmire se han representado en la figura 4.7. Las mediciones dadas por estos autores se han superpuesto en esta misma figura, así como la curva teórica deducida por Sagaseta y Oteo (1974). Aunque

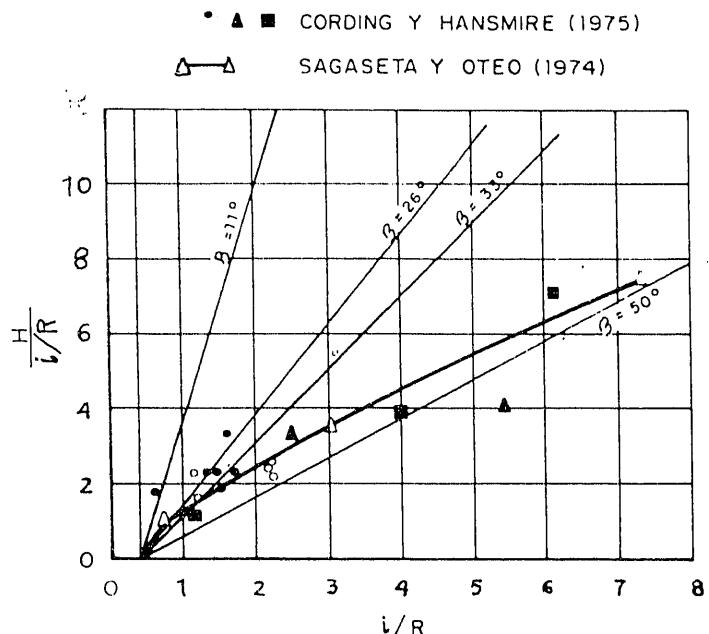


Fig. 4.7. Situación del punto de inflexión deducida según varias medidas de campo.

las líneas que representan los ángulos límite se ajustan a los datos de campo mejor que las zonas definidas por Peck, puede observarse que la solución teórica dada por Sagaseta y Oteo presenta una correlación muy buena con las medidas de campo, independientemente del tipo de suelo.

Debido a todas estas razones, las soluciones teóricas de Sagaseta y Oteo (1974) se han utilizado en Madrid para evaluar la subsidencia y así estimular el asiento máximo sobre la clave del túnel y la localización del punto de inflexión así como la ley de asientos superficiales suponiendo que corresponde a una campana de Gauss.

Posteriormente, al analizar las medidas realizadas en el metro de Madrid, se comentarán varios aspectos del comportamiento del suelo alrededor del túnel desde el punto de vista de la deformación que se considera representativa del comportamiento global del suelo (influencia de la decompresión originada por la excavación, fenómenos de fluencia, etc.).

5. RESULTADOS DE LA INSTRUMENTACION EN LA LINEA VI

5.1. Propósito de la instrumentación

La línea VI era una de las últimas construidas por los métodos tradicionales de excavación por fases, con sección en herradura. La instrumentación

realizada tenía por finalidad el conocimiento del comportamiento de este tipo de sección para su comparación con otras secciones y métodos constructivos más modernos (secciones circulares, excavación con máquinas tuneladoras, revestimientos prefabricados).

El objetivo primordial de la instrumentación eran los esfuerzos en el revestimiento y los empujes del terreno sobre éste, tanto en lo que respecta a su valor final como a su evolución en el tiempo. Por otra parte, interesaba conocer las deformaciones del terreno circundante con la doble finalidad de estudiar su interacción con el revestimiento y su posible repercusión en estructuras próximas.

La realización de las mediciones citadas fue encomendada al Laboratorio de Transporte y Mecánica del Suelo "José Luis Escario", comenzándose por el montaje de la secciones de estudio. Ambas se encuentran en el tramo Plaza de Roma - Pacífico. La sección n.º 1 está situada en el P.K. 920,22, a 71 m. del pozo de ataque n.º 2 (calle Ibiza) en dirección a Pacífico. La sección n.º 2 está situada en el P.K. 1.462,99 a 680 m. de la rampa de acceso n.º 5 (Plaza Conde de Casal) en dirección a Plaza de Roma.

En los párrafos siguientes se hace una descripción del plan de instrumentación, instalación y resultados. Detalles adicionales pueden verse en Sagaseta (1973), Escario y Sagaseta (1972) y Sagaseta y Escario (1974).

5.2. Propiedades del suelo

Para el proyecto y construcción del túnel, el suelo se había definido suficientemente bien en las investigaciones geotécnicas previas de la zona. No obstante, y para un conocimiento exacto de las propiedades del suelo, se realizaron sondeos adicionales en los puntos de las secciones de ensayo, con toma y ensayo en laboratorio de muestras inalteradas. Además, en el frente del túnel se tomaron muestras en bloque inalteradas de muy buena calidad. En las figuras 5.1. y 5.2. se muestran para ambas secciones un resumen de los resultados de los ensayos. En estas figuras se ha representado esquemáticamente la situación del túnel; la profundidad de la clave era de 31 m. en la sección 1 y 18 en la 2.

La sección n.º 1 estaba situada entre las cotas 632 y 639, que corresponden a los niveles inferiores del "tosco". Desde la superficie del terreno y hasta aproximadamente el tercio superior del túnel, se

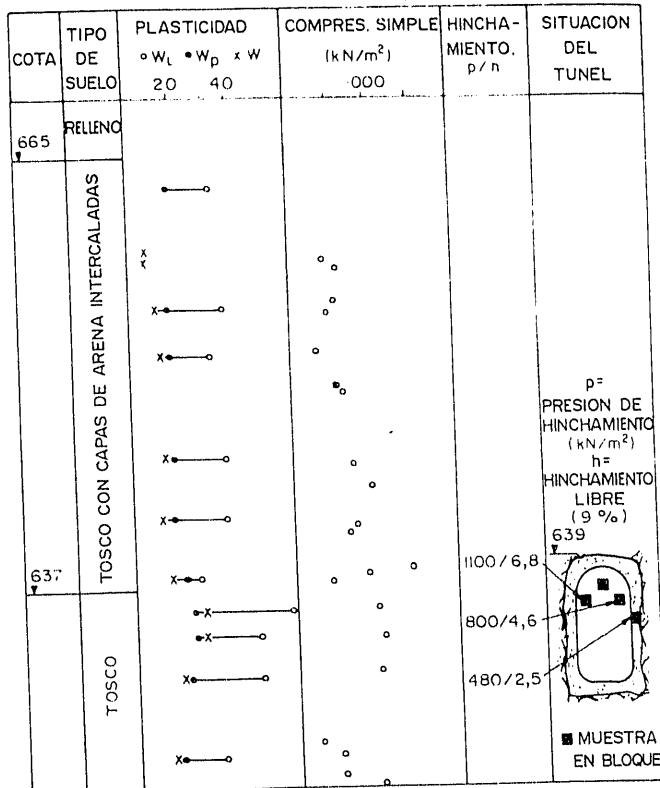


Fig. 5.1. Propiedades del suelo en la sección 1.

encontraban frecuentes capas de arena de 10 a 50 metros de espesor. Los resultados del SPT en esta arena muestran valores de N muy altos, no siendo posible muy frecuentemente alcanzar la penetración requerida de 30 cm. Por debajo de la cota 637, el suelo es toso arcilloso. En la figura 5.1. se muestran las características plásticas así como los parámetros de resistencia y deformabilidad. Es importante destacar los altos valores de la presión de hinchamiento (de 480 a 1.000 KN/m²) obtenida en muestras en bloque tomadas del frente del túnel. Sin embargo, estas muestras no pudieron ensayarse hasta 4 meses después de su extracción. Aunque fueron protegidas cuidadosamente, debe tenerse en cuenta alguna desecación producida durante este período. No obstante, en los estudios geotécnicos previos (capítulo 2) se encontraron capas de alto potencial expansivo, por lo que cabe la posibilidad de que los valores de la presión de hinchamiento e hinchamiento libre de la figura 5.1 representen las condiciones "in situ" reales del suelo. La resistencia sin drenaje está suficientemente bien definida a partir de los ensayos de compresión simple y la resistencia con drenaje a partir de los ensayos triaxiales consolidados sin drenaje con comedia de las presiones intersticiales. Buscando los parámetros de deformabilidad, se ejecutó un

COTA	TIPO DE SUELO	PLASTICIDAD • W_L • W_p x W 40 80	COMPRES. SIMPLE (kN/m ²) 1000	COMPRE- SIBILIDAD C_c / C_s	ANCLAJES DEL EXTENSON.
645	RELLENO				
635	TOSCO	x--o	o		⊕ 8
		x--o	o		⊕ 7
		x--o	o		⊕ 6
		x--o	o		⊕ 5
		x--o	o		⊕ 4
		x--o	o		⊕ 3
620	ARCILLA MARRÓN DURA	x--o	o	0,09/ 0,03	629
		x--o	o	0,03/ 0,01	⊕ 2
		x--o	o	0,02/ 0,01	
		x--o	o	0,06/ 0,02	
	PEÑUELA	x--o	o		■ MUESTRA EN BLOQUE

Fig. 5.2. Propiedades del suelo en la sección 2.

ensayo de placa de carga en los muros de la galería de clave en el frente del túnel, pero la influencia de capas de arena en esta zona no permite una interpretación adecuada de los resultados.

La sección 2, se situó entre las cotas 622 y 629, que corresponden a capas de arcilla marrón dura de la zona de transición "tosco" - "peñuela". Esta arcilla muestra un comportamiento similar a la peñuela, siendo el color la principal diferencia. Como la "peñuela" presenta numerosos "lisos". Como puede verse en la figura 5.2., las propiedades expansivas son moderadas en esta sección. Inmediatamente bajo la solera del túnel se encuentra peñuela de color verdoso.

5.3. Descripción de las fases constructivas

Aunque en el capítulo 3 se hace la descripción general de dos métodos de construcción, se da aquí un breve resumen de los detalles que afectan a la sección de ensayo, para interpretar adecuadamente los resultados de la instrumentación.

La construcción del túnel se realizó mediante el método belga con algunas pequeñas diferencias entre las secciones 1 y 2.

En la sección 1, el proceso constructivo fué el siguiente:

a) Excavación de la galería de avance, en clave, de 1,50 m. de alto y 0,80 m. de anchura, entibando el techo de la misma.

b) Excavación de la parte correspondiente a la bóveda, entibando mediante longarinas metálicas y tablas transversales; el avance se hacía por anillos de 2,50 m. en sentido longitudinal, apoyándose las longarinas en el trasdós del anillo anterior, ya hormigonado, y apuntalando en el frente de avance.

c) Hormigonado de la bóveda, descimbrándose a los 5 días.

d) Excavación, de la destroza, dejando sin excavar y con un pequeño talud la parte de los hastiales para apoyo de la bóveda.

e) Excavación, sin entibación ni apuntalamiento, y hormigonado de los hastiales directamente contra el terreno.

f) Inyección del trasdós de la bóveda.

g) Hormigonado de la solera.

Normalmente la distancia entre el frente de excavación de la bóveda y de la galería de avance era de 10 a 15 m. La misma distancia, se dejaba entre el frente de excavación la construcción de los hastiales.

Los bataches de los hastiales se hacían contrapesados con los de la bóveda, de forma que cada anillo de bóveda se apoyase en dos bataches. En la sección 1, esta disposición se modificó, hormigonando un batache especial de 1,50 m. en hastiales, lo cual, como se comenta más adelante, fué la causa de que las mediciones de esfuerzos axiles en los hastiales fueron erróneas, como se comentará más adelante.

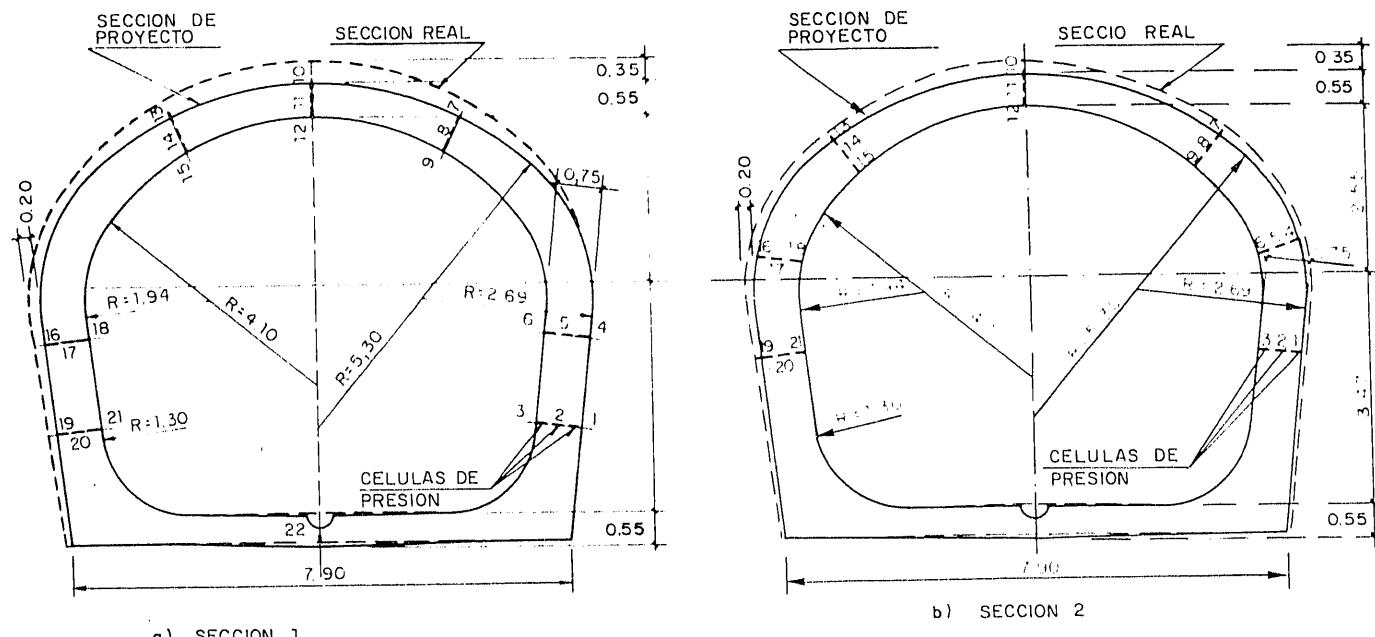
En la sección 2 el proceso constructivo fue similar, pero suprimiendo la galería de avance, asimismo, la entibación del avance de la bóveda no se hacía con longarinas y tablas, sino con un escudo formado por segmentos independientes empujados por gatos hidráulicos.

Con este sistema se eliminó la entibación permanente proveyendo un contacto directo entre el hormigón de la bóveda y el suelo. La velocidad de avance se incrementó también en un 15 % aproximadamente.

5.4. Tensiones en el revestimiento

Con este propósito se utilizaron células Glöetzl. Las células eran rectangulares de 10 x 20 cm. con tubo de presión, que se colocaron antes de hormigonar. En la figura 5.3. se muestra la distribución de las células en ambas secciones. Como puede verse, hay tres células en cada punto de medida, a fin de determinar la distribución transversal de tensiones normales. En la sección n.º 1 había siete puntos de

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



a) SECCION 1

b) SECCION 2

Fig. 5.3. Secciones del túnel. Situación de las células de presión.

medios clave, riñones, principio y final de los hastiales y una célula aislada en la losa de fondo. En la sección n.º 2, las células del nivel superior de hastiales se trasladaron a los arranques de la bóveda y se suprimió la célula de solera, que en la sección 1 había quedado inutilizada el poco tiempo de su instalación por la acción de la maquinaria que operaba en el túnel.

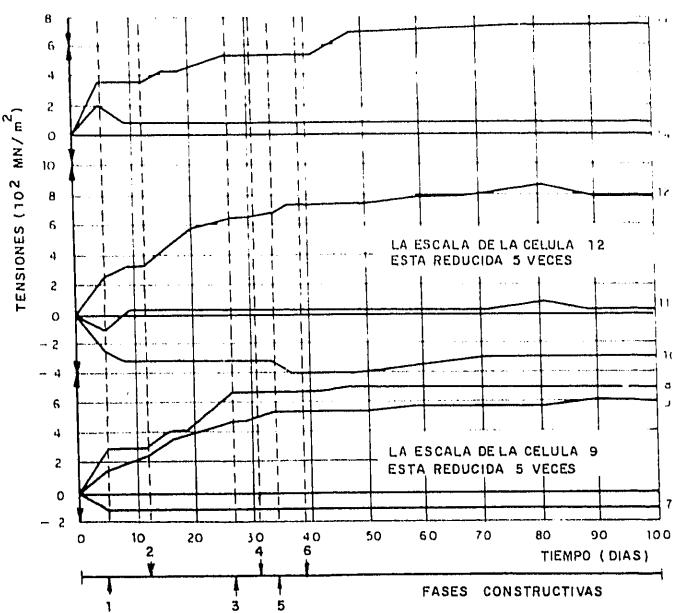


Fig. 5.4. Tensiones medidas en la sección n.º 1.
 1, descimbrado; 2, destroza; 3, hastial derecho; 4, hastial izquierdo; 5, inyección; 6, solera.

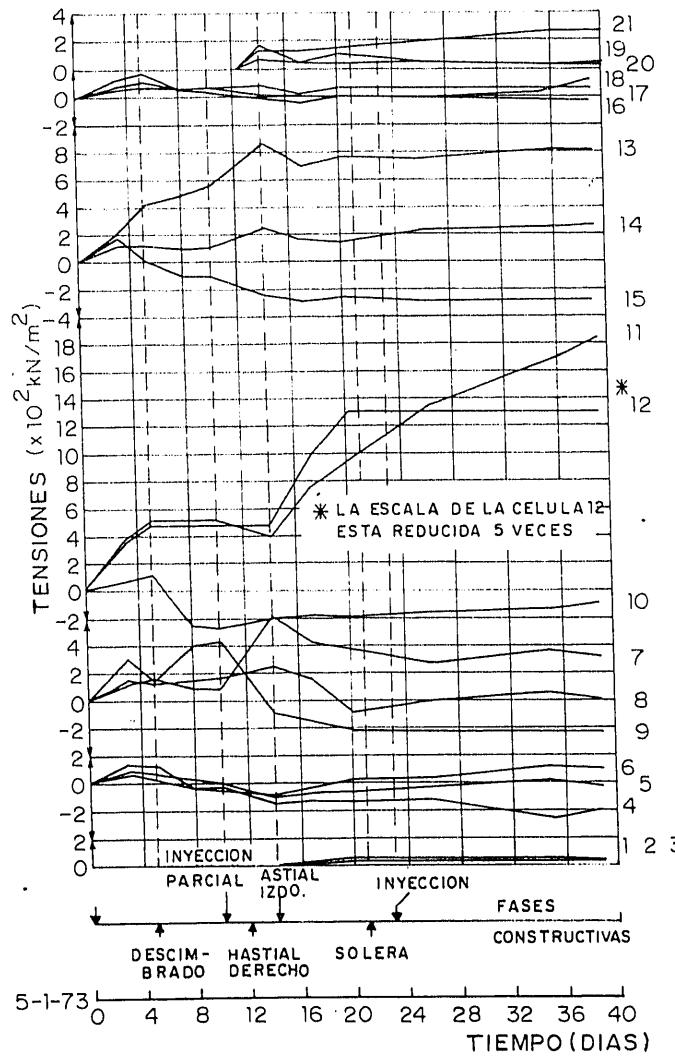
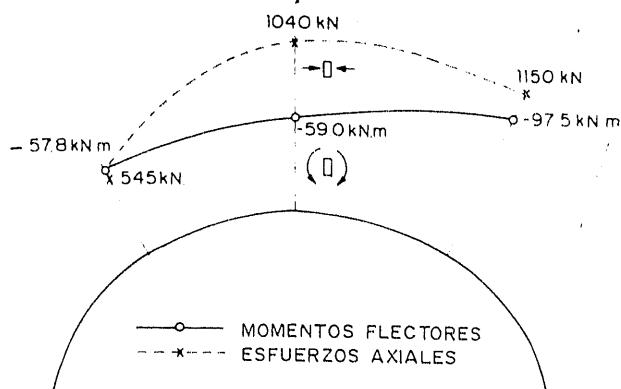
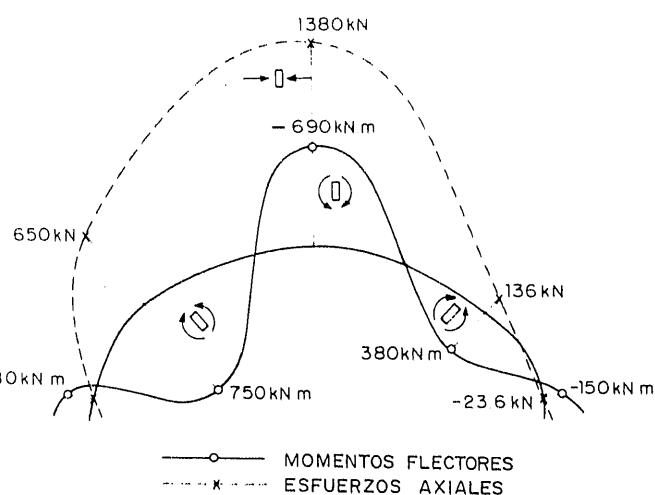


Fig. 5.5. Tensiones medidas en la sección n.º 2.

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



a) SECCION 1



b) SECCION 2

Fig. 5.6. Momentos flectores y esfuerzos axiales en la bóveda.

En las figs. 5.4. y 5.5. pueden verse los resultados de las mediciones en ambas secciones de estudio. En las mismas figuras se han señalado las diversas fases del proceso constructivo. Como puede observarse, las tensiones alcanzan sus valores finales en un mes aproximadamente.

La distribución de tensiones en la bóveda es relativamente similar en ambas secciones. La máxima compresión se produce en el intradós de la clave (célula 12), con un valor entre 4.000 y 4.500 KN/m² en la sección 1 y de 6.500 KN/m² en la sección 2. En el trasdós de la clave, por el contrario, aparecen tracciones en ambas secciones. En la figura 5.6. se han dibujado las leyes de momentos flectores y esfuerzos axiles. La forma de estas dis-

tribuciones no es representativa de una bóveda sometida a cargas verticales y más bien parece que las cargas horizontales predominan sobre las verticales.

En cuanto a los esfuerzos en los hastiales, las tensiones medidas son pequeñas, menores de 200 KN/m².

5.5. Empujes del terreno

Dado el proceso constructivo seguido (apartado 5.3.) la instalación de células de medida de empujes en el trasdós de la bóveda era muy problemática y difícilmente podía conducir a resultados fiables. La existencia de la entibación de longarinas y tablas en la sección 1 y la de los segmentos del escudo en la sección 2, hacían prácticamente imposible la instalación de células que, una vez hormigonada la bóveda, estuvieran en perfecto contacto con el hormigón y cuyas lecturas fuesen representativas del empuje medio del terreno.

Por esta razón, se desistió del propósito de medir empujes del terreno sobre la bóveda, limitándose únicamente a la determinación del empuje lateral sobre los hastiales, en los que, al hacerse el hormigonado directamente contra el terreno, era posible la instalación de las células de presión correspondientes.

Para la medida de estos empujes se eligieron también células Glötzl, de 20 x 30 cm., colocando cuatro células en cada hastial. Se decidió colocarlas totalmente embebidas en el hormigón del revestimiento, a una distancia de 15 cm. del trasdós, suficiente para que el hormigón pueda penetrar fácilmente entre el terreno y la célula.

A fin de proteger las células de la influencia de las tensiones verticales y tangenciales en los hastiales

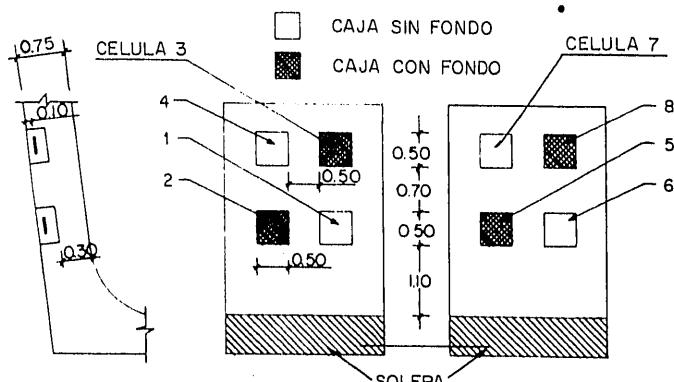
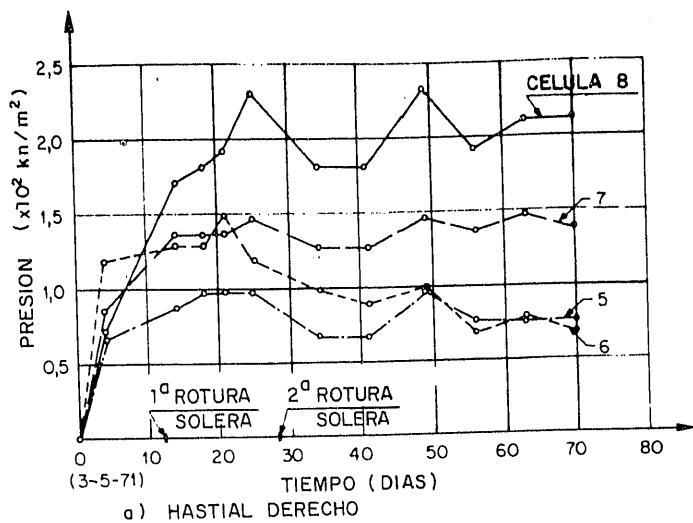
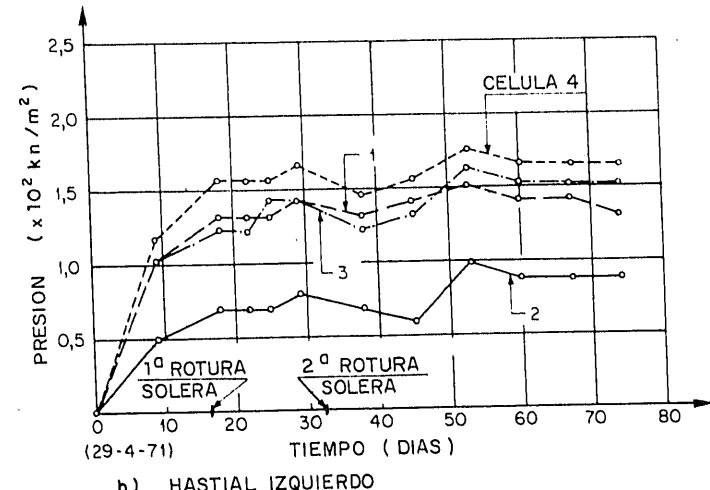


Fig. 5.7. Situación de las células de empuje de tierra.

se decidió aislarlas mediante cajas de acero rectangulares revestidas lateralmente con una capa de corcho en todo su perímetro, (fig. 5.7.). La caja estaba abierta por la zona del extradós. Para la selección de las dimensiones de la caja se realizó un análisis por elementos finitos de la distribución de tensiones a través del muro. Las posibilidades estudiadas fueron de cajas individuales para cada célula o de una caja grande para cuatro células. Los resultados de los análisis mostraron que las tensiones laterales normales eran más uniformes dentro de la caja de la primera solución, por lo que se escogió el esquema de instalación de la figura 5.7. A fin de garantizar un mejor aislamiento de las células respecto a las tensiones cortantes del muro, se pensó que el resultado podía mejorar poniendo a las cajas un fondo metálico. En la sección 1, cuatro de las cajas se prepararon de esta manera (fig. 5.7.) con fondo de acero embetunado.



a) HASTIAL DERECHO

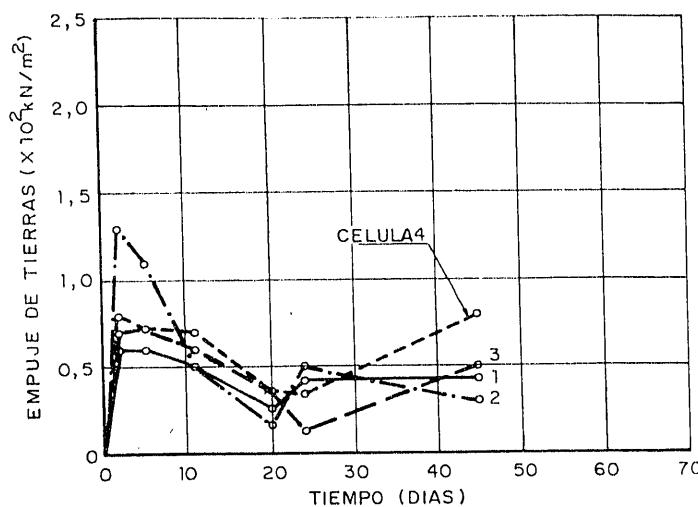


b) HASTIAL IZQUIERDO

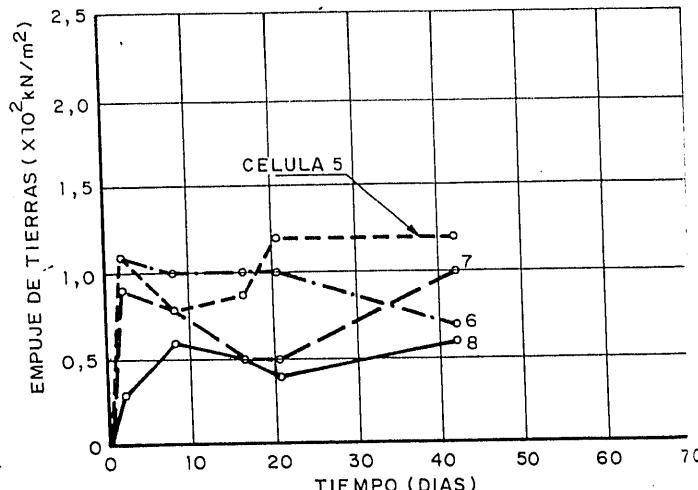
Fig. 5.8. Sección 1. Evolución de los empujes sobre los hastiales.

No se observaron diferencias significativas entre el funcionamiento de los dos tipos de cajas, por lo que en la sección 2 todas se pusieron sin fondo.

En las figuras 5.8. y 5.9. se muestran los empujes de tierras medidos. No puede detectarse una tendencia significativa de variación vertical de los empujes. La presión media es de 130 KN/m^2 en la sección 1 y de 70 KN/m^2 en la sección 2. Esta diferencia se podía esperar, ya que la profundidad del túnel en la sección 1, es al menos el doble que en la sección 2.



a) HASTIAL DERECHO



b) HASTIAL IZQDO.

Fig. 5.9. Sección 2. Evolución de los empujes sobre los hastiales.

5.6. Movimientos del terreno

Los movimientos del suelo solo pudieron medirse en la sección 2. Los asientos superficiales se midieron con un nivel topográfico convencional (precisión ± 1 mm.). Los valores medidos fueron siempre menores de 5 mm., con un valor medio de 3 mm. La distribución transversal de estos asientos no pudo establecerse, porque la dispersión de las medidas era demasiado grande, enmascarando completamente el perfil de asientos. Los movimientos verticales en el interior del terreno se midieron con un extensómetro múltiple de cable, instalado sobre la clave del túnel desde la superficie del terreno antes de la construcción del túnel. Se instalaron en el extensómetro ocho puntos de medida cuyas posiciones se muestran en la figura 5.2. Las lecturas se complementaron con una nivelación topográfica de precisión de la cabeza del extensómetro (precisión $\pm 0,1$ mm.).

Los resultados de los movimientos del suelo pueden verse en la figura 5.10. El punto de medida n.º 1 estaba situado justo sobre la clave del túnel y se dañó durante las operaciones de excavación. Como puede observarse, los movimientos verticales delante del frente del túnel son pequeños, se aceleran con la excavación de la bóveda y continúan en los días siguientes. La excavación de la destroza produce nuevos incrementos de la subsidencia. Los movimientos alcanzan su valor final aproximadamente 30 días después de la excavación de la bóveda lo cual concuerda bastante

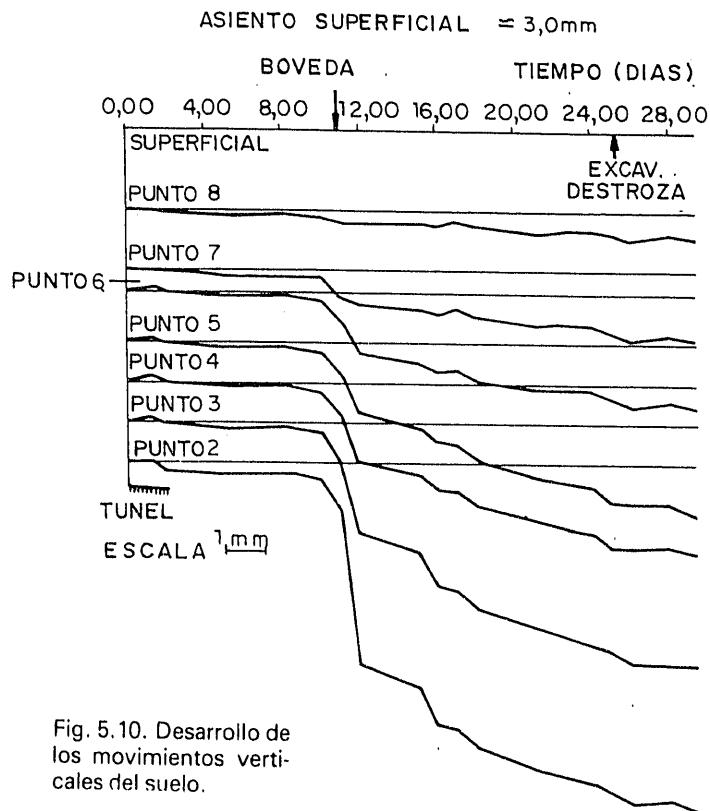


Fig. 5.10. Desarrollo de los movimientos verticales del suelo.

bien con el período de estabilización de las células de presión del revestimiento.

El asiento final, relativo entre la superficie del terreno y la clave del túnel fue aproximadamente de 9 mm.