6.11

ÁREA: B
MÓDULO: DISEÑO Y PROYECTO DE TÚNELES

TÚNELES URBANOS. ESTIMACIÓN DE SUBSIDENCIAS

Ponente: Davor Simic
Dr. Ingeniero de Caminos
Día: 29/03/07
Hora: 17:00 a 18:00

TÚNELES URBANOS: DAÑOS POR ASIENTO DE LAS EDIFICACIONES

Davor Simic Sureda
Ferrovial-Agromán
Univesidad Politécnica de Madrid

INDICE

1.- Introducción

2.- ¿Cómo interactúan el edificio y el túnel? Problemas inherentes

3.- Métodos semiempíricos para la estimación de los movimientos del terreno

4.- Efecto de los movimientos sobre las edificaciones

5.- Ejemplo de aplicación de la metodología al túnel de María de Molina

TÚNELES URBANOS: DAÑOS POR ASIENTO DE LAS EDIFICACIONES Y MEDIDAS DE CORRECCIÓN

1.- INTRODUCCIÓN

Los movimientos del terreno y su influencia sobre las estructuras, en lo que se refiere tanto a las patologías que lleva asociada esta interacción como a su eventual remediación, constituyen una preocupación creciente en el ámbito socio-económico de la construcción civil. La necesidad de mejorar las infraestructuras de transporte en entornos cuya superficie está densamente urbanizada ha llevado al desarrollo de un urbanismo subterráneo cuya viabilidad está directamente vinculada a la predicción de cual será el comportamiento de los edificios y estructuras existentes frente a las nuevas excavaciones subterráneas.

En efecto, de un modo general puede decirse que la excavación de un túnel provoca unas deformaciones verticales y horizontales en el terreno que pueden afectar a las edificaciones, servicios y otras infraestructuras que se encuentran en su entorno, ya que se ven sometidas a solicitaciones adicionales a aquellas para las que han sido proyectadas, las cuales pueden producir daños que pueden variar desde una ligera afección de tipo estético hasta graves perjuicios de orden funcional o, incluso ruina estructural.

En ciudades con una ya considerable experiencia acumulada en la ejecución de obras subterráneas existe la conciencia de la importancia de desarrollar métodos eficaces a la vez que económicos para la protección de edificaciones y servicios dado el impacto social de estas obras. Así, en las zonas urbanas del Reino Unido (Burland, Standing, Mair, Linney, Jardine, 1996) los sobrecostes de las excavaciones, inducidos por la protección de edificios colindantes son crecientes y, frecuentemente, condicionan decisivamente el método de excavación y sostenimiento del túnel. En España (Melis, 2000) la política seguida por la Administración en el Plan de Ampliación del Metro de Madrid 1995-1999 ha sido la de no contratar los trabajos de construcción bajo la

modalidad de precio fijo, sino articular contratos que permitieran desarrollar los correspondientes Proyectos Complementarios cuyo alcance se definiría en función de los problemas detectados en el curso de la construcción con ayuda de un exhaustivo sistema de control de movimientos del terreno y cuyos costes fueran acordados con los contratistas adjudicatarios, todo ello bajo la supervisión geotécnica de un panel de expertos contratados por la Dirección de los trabajos. Igual que en el caso londinense antes citado, también aquí se reconoce que la seguridad de los edificios y otras estructuras urbanas situadas encima o en las proximidades de los túneles ha condicionado la elección de los métodos constructivos de las obras, con lo que se pone de manifiesto la relevancia que, como dato básico del Proyecto de un túnel, tiene el estudio integral de la afección sobre las edificaciones.

2.- ¿CÓMO INTERACTÚAN EL EDIFICIO Y EL TÚNEL? PROBLEMAS INHERENTES

Para el propósito de este estudio es conveniente discernir los distintos aspectos implicados en el problema que, tradicionalmente, se han estudiado separadamente en el ámbito de la Geotecnia, viendo cuáles son las condiciones para una adecuada integración de los métodos de análisis.

A) EL PROBLEMA DE LOS MOVIMIENTOS ADMISIBLES

Aunque es sabido que los movimientos del terreno en el que se cimentan las edificaciones introducen solicitaciones tanto en la estructura como en la tabiquería y otros elementos arquitectónicos, afectando a su integridad estructural y funcional, todo ingeniero (geotécnico o estructural) sabe que su análisis es extraordinariamente complejo por razones que atañen tanto a la cimentación como a la estructura, no existiendo todavía criterios satisfactorios generales para traducir de modo eficaz el nivel de riesgo tolerable (Frank, 1991 y Simic, 2000). Como se repasará más adelante, existen recomendaciones sencillas basadas en observaciones experimentales que tienen la limitación de ser sólo representativas de las situaciones de las que

fueron deducidas (edificios relativamente uniformes, sometidos a un asiento debido a su peso propio, cimentados en terrenos particulares) por lo que su extrapolación desde la simple interacción gravitatoria entre el edificio y su terreno de cimentación al caso del movimiento del terreno originado por una acción externa (el túnel) requiere una importante labor de análisis.

B) EL PROBLEMA DE LA ESTIMACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS DEL TERRENO INDUCIDOS POR LA CONSTRUCCIÓN DEL TÚNEL

La excavación de un túnel acarrea unas deformaciones verticales y horizontales del terreno que arrastran a los edificios cimentados en su zona de influencia. El establecimiento del riesgo potencial de afección constituye, por tanto, una parte esencial del proyecto del túnel, con la finalidad de prever las eventuales medidas preventivas de protección y refuerzo.

Como se verá más adelante, existen métodos suficientemente contrastados fiables para predecir la distribución de subsidencias transversales en la superficie libre de un terreno de características geotécnicas "tipo" con arreglo a ciertas reglas empíricas (Simic, 2000). Sin embargo, ello no quiere decir que todavía subsistan importantes áreas de incertidumbre (Burland, Standing, Mair, Linney, Jardine, 1996) en muchos aspectos de considerable relevancia práctica tales como:

- Superposición de distintos túneles.
- Estado transitorio de las subsidencias longitudinales durante la construcción de un túnel.
- Distribución de movimientos horizontales.
- Movimientos (verticales y horizontales) bajo la superficie del terreno.

C) EL PROBLEMA DE LA INTERACCIÓN TERRENO-ESTRUCTURA

Las soluciones de este problema se encuentran considerablemente menos desarrolladas que las de los dos anteriores, por cuanto, de manera tradicional, se han venido utilizando los aproximaciones clásicas de cimentación infinitamente flexible (que permite modelizar el edificio como carga uniformemente repartida), mientras que el efecto de la rigidez relativa de la estructura respecto del terreno, así como de las características físicas de la interfaz (lisa, rugosa, despegue en tracción, etc.) exigen un estudio integral de interacción. Sin embargo, un repaso de las conferencias más recientes de estado del arte en esta materia (Standing, 2002) permiten constatar el poco avance registrado en esta materia en lo que se refiere a criterios generales de diseño, a pesar de los cada vez más numerosos casos de análisis numérico de interacción túnel-estructura publicados en la literatura técnica. La conclusión que va emergiendo de los estudios parciales que se van publicando es que ignorar los efectos de interacción suelo-estructura puede conducir a importantes sobreestimaciones de la afección, por lo que toda investigación que se haga en esta línea tiene un interés evidente para mitigar tanto la preocupación de los distintos agentes implicados en el Proyecto y Construcción de obras subterráneas en entornos urbanos como los costes innecesariamente elevados de las medidas preventivas de protección de los edificios.

3.- MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS PARA LA ESTIMACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS DEL TERRENO

3.1.- Geometría de la cubeta de asientos

Fue Peck (1969) quién, en su informe de estado del arte del Congreso Internacional de Mecánica del Suelo de Méjico, sentó las bases de un procedimiento para la estimación de asientos en superficie que, por su simplicidad, iba a tener una gran difusión y que, con algunos

perfeccionamientos producto de la experiencia, sigue siendo ampliamente utilizado hoy día. Basándose en la recopilación de medidas de asientos en 17 túneles y la interpretación de B. Schmidt (1969) en su trabajo de tesis doctoral, establece que la distribución de asientos en superficie por la excavación de un túnel se ajusta a una curva de Gauss. Ello no se deriva de ninguna justificación teórica sino que se propone en base a la simplicidad de manejo de la curva (bastan dos parámetros para definirla), así como el buen ajuste que se obtiene al reproducir medidas reales. De una manera convencional la curva se define mediante la siguiente expresión (véase figura 1):

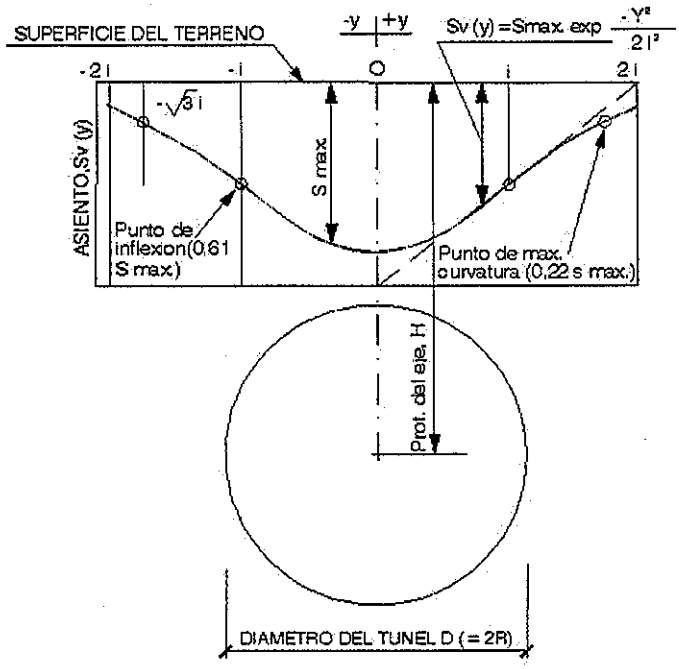


Figura 1. Ajuste gaussiano de la curva de asientos. Peck, 1969.

$$S_v = S_{vmax} \exp \frac{-y^2}{2\,i^2} \qquad (2.1)$$

donde:

S_v: Asiento bajo la abcisa y

S_{vmax}: Asiento máximo, coincidente con la vertical de la clave del túnel.

i: Abcisa del punto de inflexión de la curva de Gauss

De las propiedades geométricas de la curva de Gauss resulta fácil expresar el asiento máximo S_{vmax} en función del volumen V_s de la cubeta de asientos por metro lineal de túnel

$$V_s = \int_{-\infty}^{+\infty} S_v(y)\, dy = \sqrt{2\,p}\ .\ i\ .\ S_{vmax} \qquad (2.2)$$

Por otra parte, para la determinación de la abcisa i del punto de inflexión de la curva de Gauss, Peck (1969) propuso una relación empírica con la profundidad y diámetro del túnel y la naturaleza del terreno (véase figura 2).

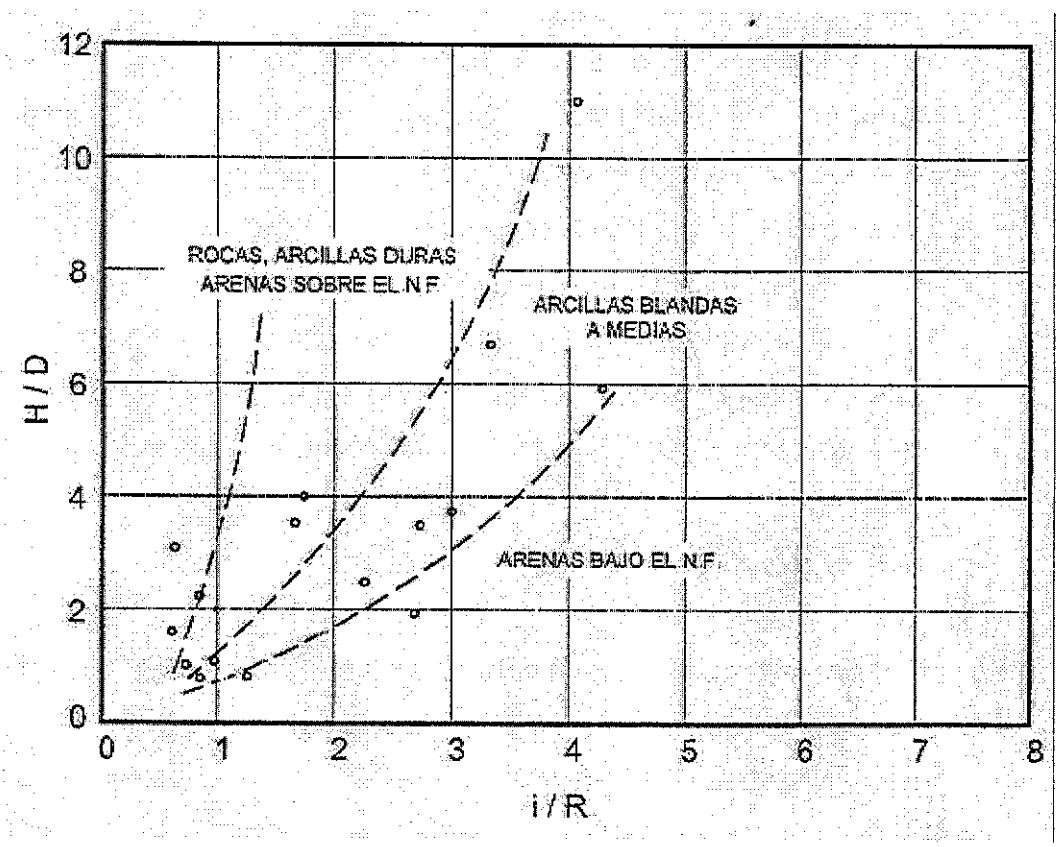


Figura 2. Abcisa de inflexión de la curva de asientos. Peck, 1969.

La curva de asientos queda totalmente definida mediante los parámetros V_s e i. En los apartados siguientes se discute su determinación.

3.2.- Valores usuales del volumen de asientos

Hay que señalar que, en muchos casos, la práctica habitual recomendada para la determinación de V_s consiste en la utilización de valores empíricos basados en los datos medidos durante la construcción de túneles parecidos en terrenos semejantes (Schmidt, 1969, Peck, 1969, Attewell y Yeates, 1986; O' Reilly y New, 1982). Más recientemente Mair (1996) establece las siguientes conclusiones generales:

a) La excavación sin confinamiento del frente en arcillas duras como la arcilla de Londres conduce a volúmenes de asientos comprendidos entre el 1% y el 2%.
b) La utilización del Nuevo Método Austriaco en arcillas duras puede resultar efectiva para el control de los movimientos del terreno, con valores de volúmenes de asientos (del orden del 0,5% al 1,5%) comparables a la excavación con escudo abierto.
c) La utilización de tuneladoras con confinamiento del frente (escudo de presión tierras o escudo de lodos) permite conseguir un gran control de los asientos, especialmente en arenas donde son frecuentes volúmenes de asientos tan bajos como el 0,5%. Incluso en arcillas blandas se consiguen volúmenes de asiento del 1% al 2%, sin contar asientos de consolidación.

3.3.- Determinación de la abcisa i del punto de inflexión

Si V_s nos da una medida de la magnitud de las subsidencias, i nos da una medida de su distribución. Para determinar la abcisa i del punto de inflexión de la curva de asientos, Schmidt (1969) y Peck (1969), hicieran unas primeras recomendaciones y, posteriormente, Sagaseta y Oteo (1974) analizan estas recomendaciones de Peck a la luz de los resultados de un análisis paramétrico por elementos finitos de un túnel circular excavado en un semiespacio elástico homogéneo e isótropo. Los autores proponen una expresión lineal relacionando $\frac{i}{R}$ y $\frac{H}{2R}$, cuya ecuación viene dada por (Oteo, 1982):

$$\frac{i}{R} \approx 1{,}05\,\frac{H}{2R} - 0{,}42 \qquad (2.26)$$

siendo:

i: Abcisa del punto de inflexión

R: Radio del túnel

H: Profundidad del eje del túnel

La figura 3 (Oteo, 1982) muestra el resultado de la comparación realizada superponiendo además los datos de diversas medidas obtenidas de la instrumentación de diversos túneles.

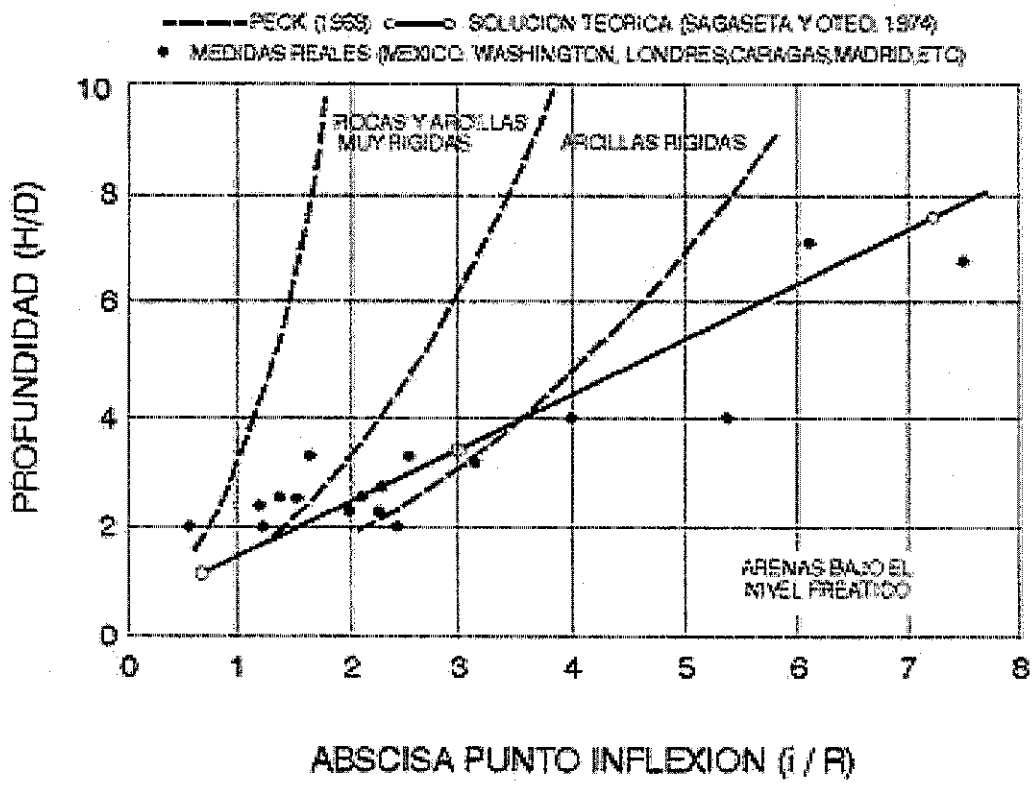


Figura 3. Abcisa del punto de inflexión en función de la profundidad del túnel. Sagaseta y Oteo (1974)

O' Reilly y New (1982), analizando los datos de asientos de diversos túneles británicos excavados en arcillas llegaron a la conclusión de que i es lineal con la profundidad Z_0 del eje del túnel (salvo para recubrimientos inferiores a un diámetro) siendo, además, independiente del procedimiento constructivo del túnel y de su diámetro.

Aunque la ley estadística que ajustaron era algo mas compleja (tenía un término independiente), los autores recomendaban a efectos prácticos la utilización de una expresión muy simple y que hará fortuna a partir de entonces:

$$i = K Z_o \qquad (2.28)$$

siendo:

i: Abcisa del punto de inflexión

Z_o: Profundidad del eje del túnel

K: Parámetro de anchura de cubeta, que, para estos autores, toma el valor de 0,5 para túneles excavados en arcillas y 0,25 para túneles excavados en arenas y gravas (hay que tener en cuenta que en este último caso los únicos datos que se habían utilizados se limitaban a túneles muy someros, con Z_o variando de 6 m a 10 m).

Con posterioridad a las recomendaciones de O'Reilly y New (1982), Mair y Taylor (1997) confeccionan una importante compilación de datos publicados en la literatura y representaron por separado los resultados de suelos cohesivos (figura 4) y granulares (figura 5).

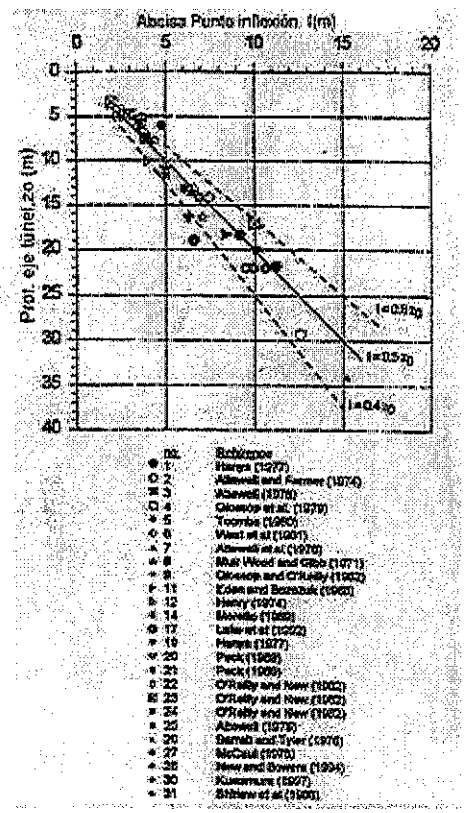


Figura 4. Variación de la abcisa del punto de inflexión con la profundidad del eje para túneles en terrenos cohesivos. Rango de parámetros K de anchura de cubeta. (Mair et al., 1997)

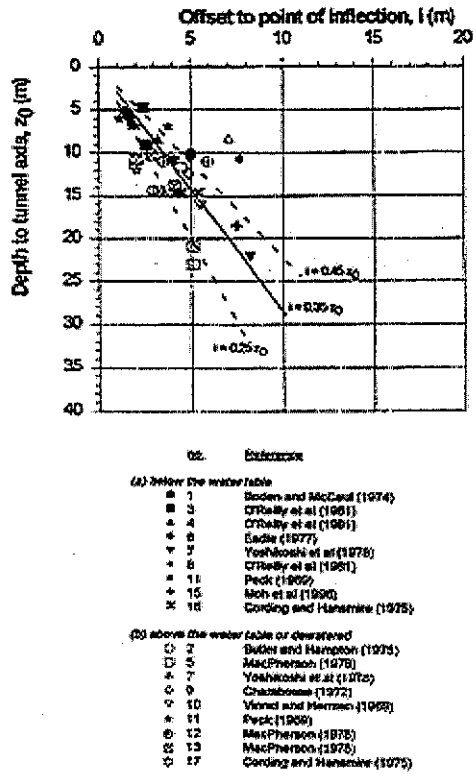


Figura 5. Variación de la abcisa del punto de inflexión con la profundidad del eje para túneles en terrenos granulares. Rango de parámetros K de anchura de cubeta. (Mair et al., 1997)

Para túneles en arcillas los datos caen dentro del huso $0,4 \leq K \leq 0,6$, con una moda en K = 0,5 que, además, es independiente tanto de si se trata de arcillas duras o blandas como del procedimiento constructivo. No obstante, los autores hacen una llamada de atención al fenómeno de la consolidación (más significativo en arcillas blandas), que tiende a producir asientos postconstructivos a largo plazo caracterizados por cubetas más amplias.

Movimientos horizontales

Aunque estos movimientos también afectan a las edificaciones, han sido mucho menos instrumentados que los asientos en túneles reales. En el año 1982, O'Reilly y New propusieron para túneles en arcillas la hipótesis de que el campo vectorial de deformaciones inducido por la construcción del túnel convergía en el centro del túnel tal como se muestra en la figura 1 del inicio de este capítulo. Si se denominan S_V y S_h las respectivas componentes del asiento y el movimiento horizontal, con la hipótesis de vector desplazamiento pasando por el centro del túnel se tiene:

$$S_h = \frac{Y}{Z_o} S_v$$

Siendo Z_o la profundidad del eje del túnel, e y la abcisa.

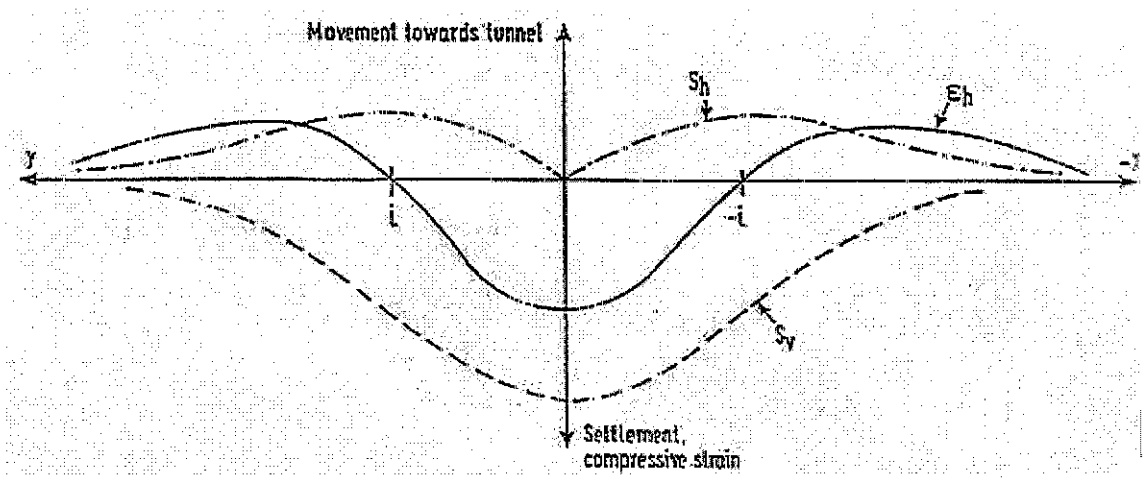


Figura 6. Distribución de movimientos horizontales S_h y deformaciones unitarias horizontales ε_h en la superficie del terreno, según las ecuaciones 2.33 y 2.35. Burland, 1997.

La figura 6 muestra la distribución de movimientos horizontales S_h y deformaciones unitarias ε_h en la superficie del terreno de acuerdo con las anteriores expresiones 2.33 y 2.35. También se ha representado la correspondiente curva de Gauss de asientos S_v pudiéndose comprobar que los movimientos horizontales máximos se producen en las abcisas $y = \pm i$ con un valor:

$$S_{hmax} = 0{,}61\ K\ S_{vmax}$$

Siendo:

S_{hmax} : Movimiento horizontal máximo.

K: Coeficiente de O'Reilly y New (1982).

S_{vmax}: Asiento máximo.

4.- EFECTO DE LOS MOVIMIENTOS SOBRE LAS EDIFICACIONES

4.1.- Introducción

Los movimientos del terreno en el que se apoyan las edificaciones inducen unas deformaciones sobre las estructuras de cimentación que, al transmitirse a

los restantes elementos de estructura y cerramientos, las solicitan con esfuerzos adicionales. En los apartados anteriores se ha estudiado el campo deformacional inducido por un túnel en la superficie del terreno (o a la profundidad a la que estaría cimentado un posible edificio), con la hipótesis de campo libre, es decir sin que haya ninguna restricción al campo deformacional aparte del propio terreno y el túnel. Si ahora tratamos de analizar los efectos que sobre el edificio tienen estas deformaciones, se plantean dos problemas:

a) Determinación del nivel admisible de deformaciones sobre la edificación, lo cual exige primeramente una adecuada definición de las deformaciones potencialmente dañinas, ya que un edificio que experimente movimientos de sólido rígido (tanto de traslación como de giro) no sufre afección.
b) Como afecta la presencia del edificio al campo de deformaciones inducido por la construcción del túnel, el cual ha sido determinado en condiciones de "campo libre", cuando resulta evidente que se trata de un problema de interacción suelo-estructura y que, por tanto, salvo que se trate de un edificio infinitamente flexible su presencia afectará al perfil de asientos y a los movimientos horizontales.

Resulta patente la importancia de este análisis para un proyecto y construcción de la obra subterránea, satisfactorios desde el punto de vista técnico y económico en un entorno urbano. Ello requiere por parte del ingeniero geotécnico, un cierto conocimiento de la respuesta de los edificios frente a los asientos si se quiere evitar un enfoque "de compartimientos estancos" del proyecto que ha sido criticado muchas veces (Tschebotarioff, 1973, Burland, Broms y De Mello, 1977) por ser causante de algunos fallos sonados o, en otras ocasiones, por dar lugar a diseños excesivamente conservadores.

En los siguientes apartados se expone la metodología sobre la estimación del daño potencial en edificaciones debido a los movimientos inducidos por los túneles siguiendo un enfoque de complejidad creciente, describiendo en primer lugar los criterios más sencillos basados en ciertos parámetros de la curva de asientos y de la distribución de movimientos horizontales de campo libre, para luego proponer un cierto modelo (no interactivo) de respuesta del edificio. A

continuación se introducirá el efecto de interacción suelo-estructura. Finalmente se revisan las metodologías de aplicación de modelos numéricos para la estimación de daños con el fin de proceder a una comparación de la eficacia de los distintos procedimientos (numéricos y no numéricos), contrastada con el análisis de casos reales.

4.2.- Estados límites impuestos por las deformaciones del terreno

El proyecto de Código Técnico de la Edificación (Ministerio de Fomento, 2003), denomina estados límite aquellas situaciones que, de ser superadas, puede considerarse que la estructura no cumple alguna de las funciones para las que ha sido proyectada. En el artículo 3.3 del Documento Básico de Seguridad Estructural se clasifican los estados límites en:

- Estados Límites Últimos: aquellos que, de ser superados, constituyen un riesgo para las personas o el medio ambiente, ya sea porque producen una puesta fuera de servicio de la estructura o el colapso total o parcial de la misma.
- Estados Límites de Servicio: son los que, de ser superados, afectan al confort y al bienestar de los usuarios, al correcto funcionamiento del edificio o a la apariencia de la construcción.

Cabe señalar que las deformaciones originadas en el terreno (como las producidas por la excavación de túneles), según su magnitud, pueden considerarse tanto un estado límite último (el DB de Seguridad estructural, apartado 3.3.1 incluye el fallo por deformación excesiva como uno de los estados límites últimos) como un estado límite de servicio, pues el apartado 3.3.2 del citado documento cita textualmente: "las deformaciones que afecten a la apariencia de la obra (elementos estructurales y no estructurales)..." y también: "... los daños y deterioros que puedan afectar negativamente a la apariencia, durabilidad o funcionalidad de la obra."

Burland y Wroth (1974) realizaron un estudio basado en la hipótesis de que el estado límite de deformación de la estructura estaba relacionado con la

fisuración de algunos de sus elementos la cual, a su vez, dependía de su deformación unitaria de tracción ε. Esta hipótesis ya había sido avanzada por Polshin y Tokar (1957), quienes fijaban en ε = 0,05% el valor límite para el inicio de la fisuración. Ensayos realizados por el Building Research Station en muros de ladrillo indicaban que el umbral de la fisuración se producía a deformaciones 0,038% $\leq \varepsilon \leq$ 0,1% y en vigas de hormigón armado (Burland, Broms, De Mello, 1977) se podía tomar ε = 0,05 % como la deformación que produce una fisura de 0,1 mm de ancho. Es importante señalar que aquí sólo se están considerando deformaciones unitarias en tanto producen fisuración visible del elemento constructivo y no representan la resistencia a la tracción del material.

Por otra parte resulta necesario relacionar estas deformaciones con la magnitud del daño de la edificación. Para ello, Burland, Broms y De Mello, 1997 se basaron en un estudio realizado por el National Coal Board británico en el que se establecía una clasificación fenomenológica por categorías de los daños visibles en muros en función de la facilidad de reparar el enlucido, la estructura de ladrillo o la mampostería. Los autores estimaban la anchura aproximada de la grieta de cada una de las categorías de daño como un indicador la intensidad de la afección en términos de su mayor o menor facilidad de reparación. Esta clasificación con pequeños retoques realizados por Mair, Taylor y Burland (1996) es la que se presenta en la Tabla 1 adjunta.

TABLA 1

Clasificación de los daños visibles. Según Burland, Broms, de Mello (1977), Boscardin, Cording (1989) y Mair, Taylor y Burland (1996)

CATEGORÍA E INTENSIDAD DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN DEL DAÑO TÍPICO	ANCHURA DE GRIETA (mm.)	ε_{lim} DEFORMACIÓN LÍMITE DE TRACCIÓN (%)
0 Despreciable	Pelos y grietas de menos de 0,1 mm.	< 0.1	0.0 – 0.05
1 Muy ligera	Pelos y grietas que pueden ser tratados con el pintado. Fracturas aisladas en paredes de ladrillo.	1	0.05 – 0.075
2 Ligera	Grietas fácilmente rellenables. Probablemente precise redecoración. Varias facturas ligeras apreciables en el interior. Las grietas se aprecian externamente, exigiendo un repintado. Puertas y ventanas pueden sufrir deformaciones ligeras en sus marcos.	5	0.075 - 0.15
3 Moderada	Las grietas requieren un picado y obra de albañilería. Los revestimientos adecuados pueden enmascarar las grietas recurrentes. Posiblemente parte de la fachada de ladrillo requiera sustitución. Las puertas y ventanas se atascan. Las cañerías y bajantes pueden romperse. Empeora la resistencia meteorológica del edificio.	5 a 15 más de 3 grietas	0.15 - 0.3
4 Severa	Reparación extensa incluyendo demolición y restitución de porciones de muros, especialmente sobre puertas y ventanas. Los marcos de puertas y ventanas se deforman y el suelo se inclina apreciablemente. La tabiquería se inclina y abomba. Algunas vigas se descuelgan y las cañerías quedan fuera de servicio.	15 a 25 aunque dependa del número de grietas	>0.3
5 Muy severo	Se requiere una gran reparación, con reconstrucción parcial o total del edificio. Las vigas se descuelgan, los muros se inclinan tanto que requieren apuntalamiento. Las ventanas revientan por la distorsión. Hay peligro de inestabilidad.	Usualmente > 25 aunque depende del número de grietas	

Como se puede ver, la tabla establece seis categorías de daño numeradas de 0 a 5 según una intensidad creciente aunque, de acuerdo con Mair, Taylor y Burland (1996) el límite comprendido entre las categorías 2 (daño ligero) y 3 (daño moderado) es importante ya que, hasta la categoría 2, los daños suelen ser originados por una diversidad de causas (actuando a menudo conjuntamente) tanto internas al edificio (retracción o efectos térmicos) como referidas a los movimientos del terreno mientras que, a partir de la categoría 3 de daños moderados la importancia relativa del daño suele ir asociada a causas predominantemente atribuibles a los movimientos del terreno.

4.3.- Análisis del comportamiento de un muro de carga como viga de flexión y de corte

Todas las investigaciones realizadas (Polshin y Tolkar, 1957, Burland y Wroth, 1974, Boscardin y Cording, 1989, muestran que los daños producidos en muros

de carga de ladrillo ocurren por fisuración una vez se supera la deformación límite de tracción ε_{lim} analizada en el apartado anterior por lo que interesa relacionar dicha deformación límite con los movimientos del terreno de cimentación. Para ello se modeliza el comportamiento de un muro de carga como una viga elástica isótropa sin peso de luz L, canto H y ancho unidad (véase figura 7), que se deforma a flexión y a cortante acompañando a los asientos y deformaciones horizontales del terreno.

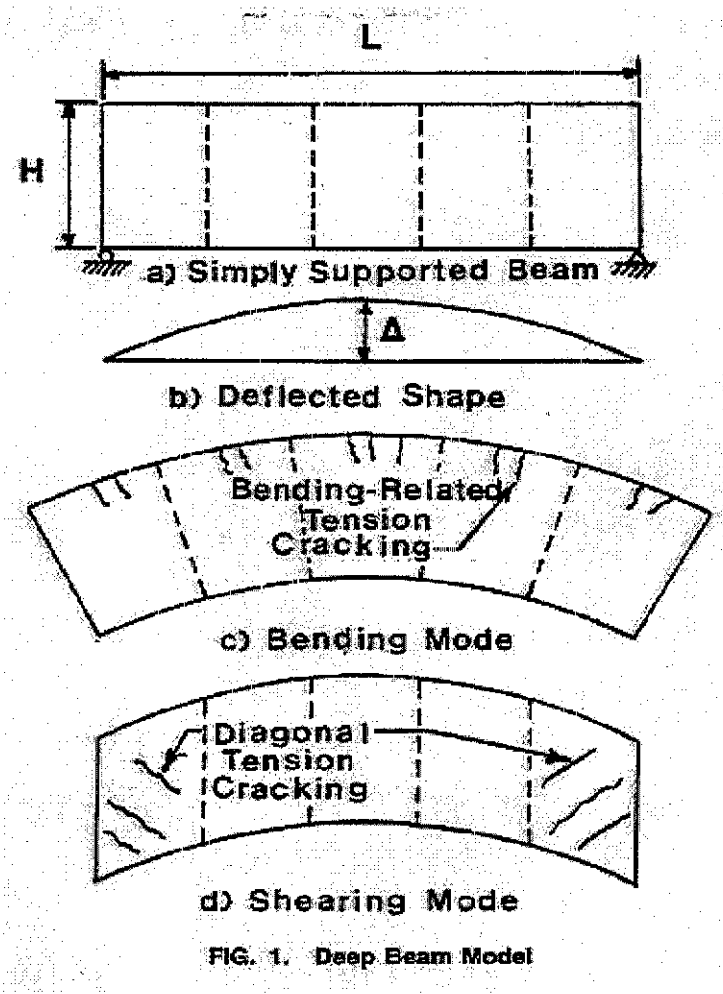


Figura 7. Modelo de viga equivalente: a) viga biapoyada; b) deformada de la fibra neutra; c) deformación a flexión; d) deformación a cortante. Boscardin et al., 1989.

Conocidas las deformaciones de tracción del edificio modelizado como viga, puede determinarse el nivel de daño previsible con las categorías de la tabla 1.

En definitiva, para la estimación de los daños potenciales en las edificaciones, se ha seguido la metodología siguiente:

1. Para cada túnel se determina la profundidad Z de la sección transversal y se calcula la ley de asientos y movimientos horizontales a nivel de cimentación de acuerdo con el procedimiento establecido por Schmidt y Peck (1969).

2. Se determinan los puntos de inflexión del perfil de asientos bajo la estructura en cuestión. En caso de que haya más de un túnel se superponen las cubetas de asiento y se tantea la situación del punto de inflexión de la curva superpuesta.

3. Se definen las luces de las estructuras que serán objeto de análisis, las cuales están delimitadas por la situación en planta de la estructura y los puntos de inflexión.

4. Se calcula el asiento S_v y el movimiento horizontal S_h del terreno en las extremidades de la luz de cálculo.

5. Las deformaciones inducidas sobre la estructura se calculan por el método de la viga equivalente. Para ello se considera la estructura idealizada como una viga de longitud L y altura h que se deforma entorno a un punto para dar una deflexión máxima tolerable. Para cada luz del edificio se calcula la máxima razón ~~2H~~L, tal como muestra la figura 8.
Δ/L

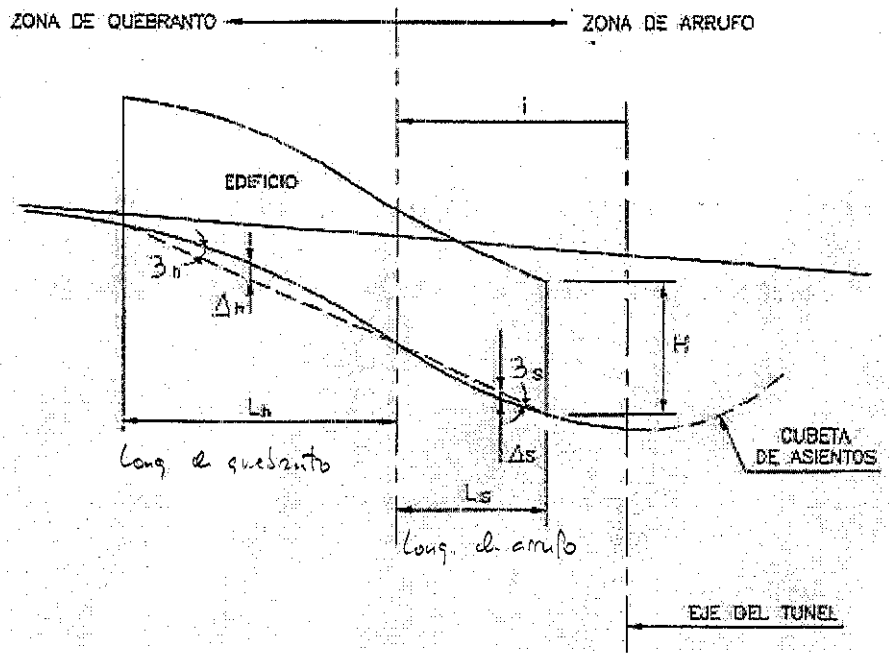


Figura 8.- Determinación de la deflexión máxima (Δ/l)

6. Se obtiene los valores de las deformaciones máximas tracción por flexión y de tracción por corte, utilizando la construcción del círculo de Mohr de deformaciones:

$$\varepsilon_{pf} = \varepsilon_h + \varepsilon_{p_{max}}$$

$$\varepsilon_{cr} = 0'35\,\varepsilon_h + \sqrt{(0'65\,\varepsilon_h)^2 + \varepsilon^2_{c_{max}}}$$

7. Se evalúa el riesgo potencial de afección en cada edificio, mediante la caracterización basada en los valores de la deformación máxima de tracción (véase tabla 1).

4.4.- Factores de corrección por la rigidez del edificio para la estimación del daño

Puesto que la rigidez del edificio afecta de modo importante la cubeta, resulta necesario completar el procedimiento descrito en el apartado 3.8 para incluir el efecto de interacción terreno-estructura. Para ello, Potts y Addenbrooke (1997) proponen la parametrización de las características del edificio a través de los siguientes factores:

$$\rho^* = \frac{EI}{E_s H^4}$$

$$\alpha = \frac{EA}{E_s H}$$

Siendo:

- $H = \frac{B}{2}$, la semilongitud de la viga equivalente que representa el edificio.
- E_s, el módulo de elasticidad representativo de la rigidez del terreno.

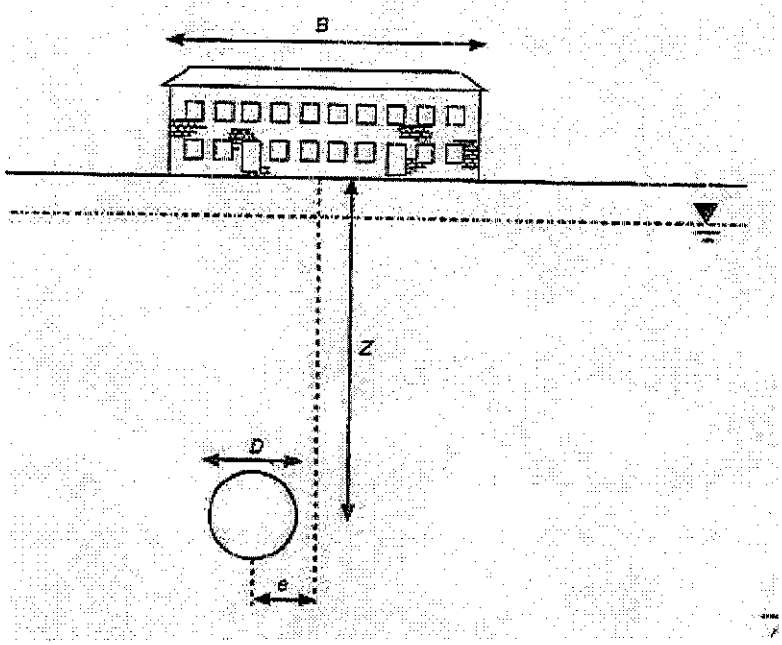


Figura 9. Modelo paramétrico bidimensional del efecto de interacción . Potts et al., 1997.

- E, el módulo de elasticidad representativo de la estructura.
- A, área de la viga equivalente a efectos de rigidez axil.
- I, momento de inercia de la viga equivalente a efectos de rigidez a la flexión.

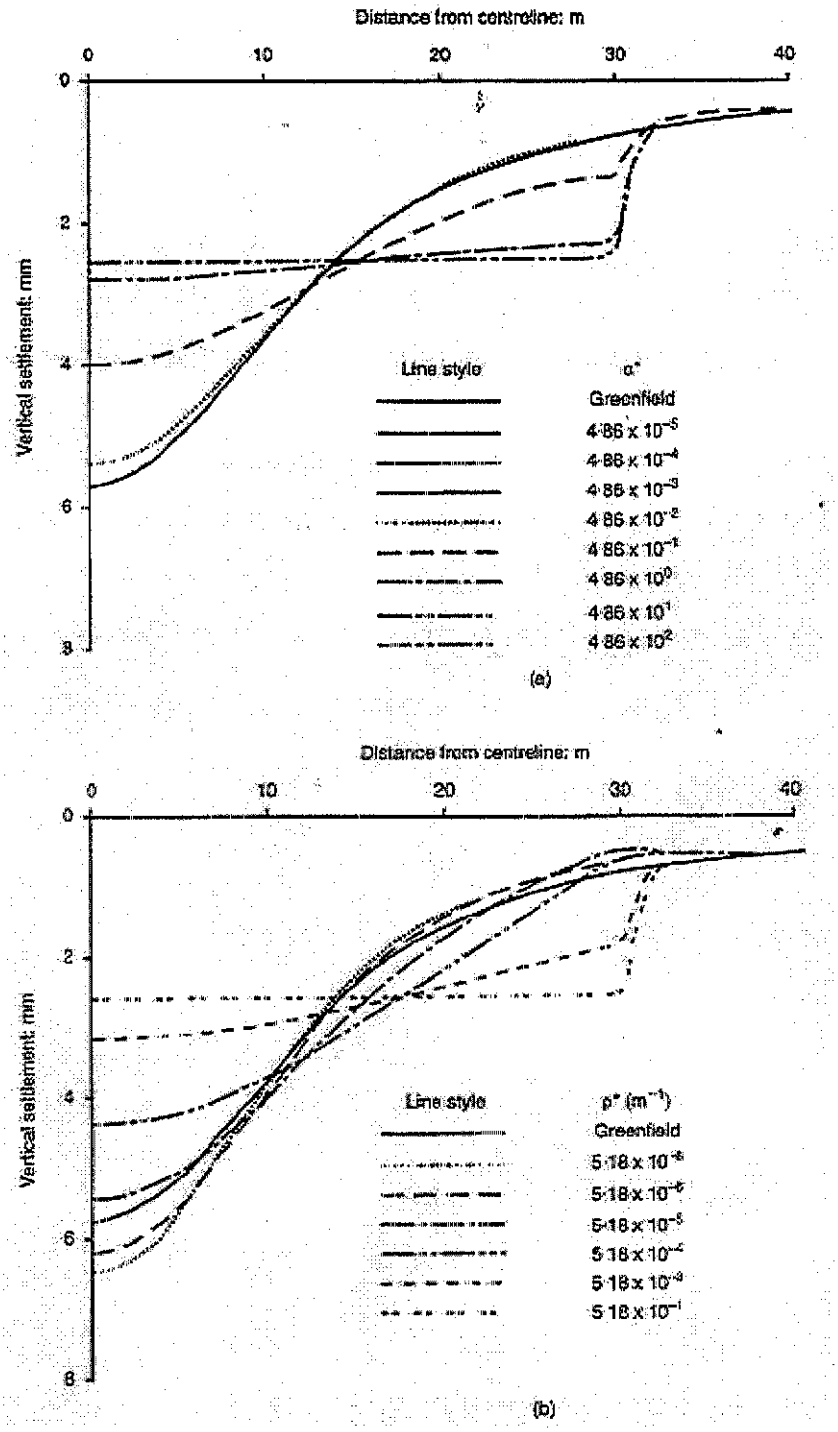


Figura 10. Cubetas de asientos obtenidas del modelo numérico bidimensional; a) variando la rigidez axil del edificio α^*; b) variando la rigidez a flexión ρ^*. Potts et al., 1997.

La figura 10 muestra un ejemplo de las cubetas de asiento obtenidas para la situación de túnel centrado con el edificio (e = 0). En la parte superior de la figura se muestra como, al disminuir progresivamente la rigidez axil α^* manteniendo constante la rigidez a flexión ρ^* en un valor muy rígido, el edificio acaba deformándose de forma muy parecida a la cubeta de campo libre (que

también se muestra en la figura). Recíprocamente, en la parte inferior de la figura 10 se muestra el efecto de reducir progresivamente la rigidez a flexión del edificio, manteniendo constante una rigidez axil α^* En este caso se observa que, en vigas de rigidez a flexión muy baja, los asientos máximos son superiores a los del análisis de campo libre que también se muestra en la figura. Asimismo, se observa que el terreno en las proximidades de las estructuras rígidas presenta asientos con pendientes muy fuertes.

Los autores presentan los resultados del análisis paramétrico mediante los respectivos ábacos de la figura 11 para los factores modificativos de la deflexión relativa y la figura 12 para los factores modificativos de la deformación unitaria horizontal. Estos factores se deben aplicar a la deflexión relativa $\frac{\Delta_\beta}{L}$ y a la máxima deformación unitaria axil ε_h obtenidas del cálculo en campo libre, en función de:

Factor reductor de la deflexión relativa respecto a la curva de Peck

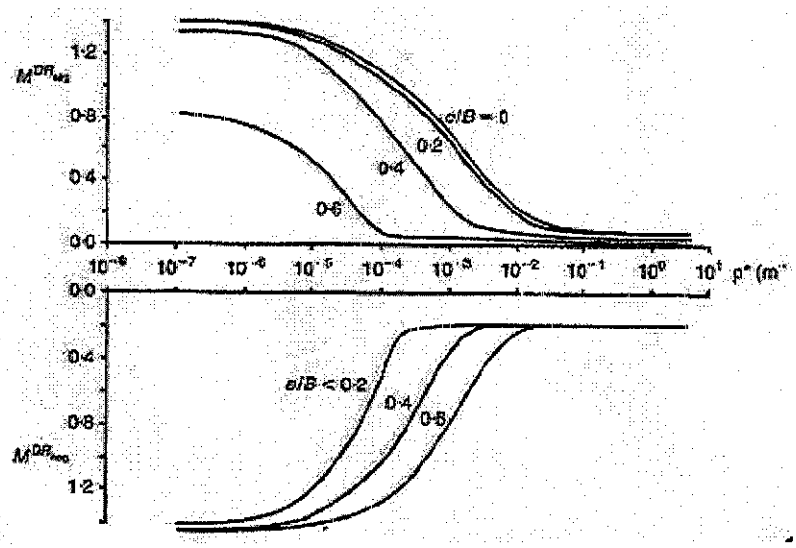


Figura 11. Factores modificativos de la deflexión relativa en función de ρ^*. Potts et al., 1997.

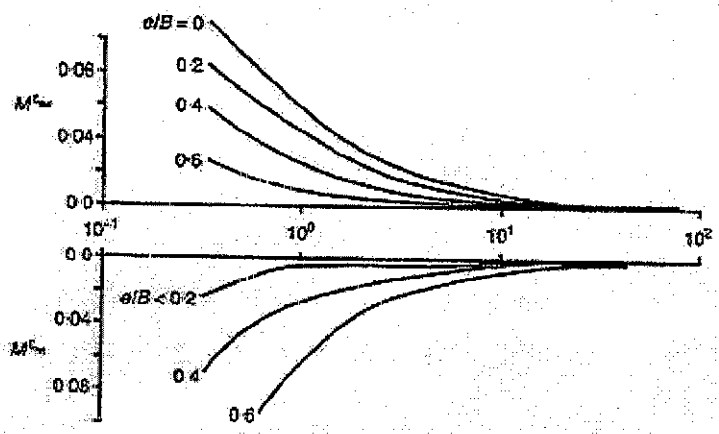


Figura 12. Factores modificativos de la deformación horizontal unitaria en función de α^*. Potts et al., 1997.

- Si el edificio se encuentra sometido a deformación de quebranto o de arrufo.
- Si el edificio se encuentra sometido a compresión o tracción debido a los movimientos horizontales.
- Para diferentes ubicaciones del edificio respecto del eje del túnel (diferentes excentricidades $\frac{e}{B}$.

Un factor de modificación de 1 significa que el edificio se comporta de forma perfectamente flexible (la curva de asientos con edificio es la misma que sin edificio) y un factor de 0 que el edificio es perfectamente rígido (bajo el edificio no existe deflexión relativa). Por la forma de las curvas puede verse que para edificio que tiene una rigidez relativa $\rho^* \geq 10^{-2}$, el factor modificativo es menor que 0,1, lo cual quiere decir que la deflexión relativa se reduce al 10% respecto de la correspondiente a campo libre. Ello equivaldría a que la deformación unitaria de tracción de la viga equivalente se vería reducida en la misma proporción (despreciando el efecto de las deformaciones horizontales) con lo que la calificación del daño potencial de la estructura según la tabla 2 se vería drásticamente reducida.

5.- EJEMPLO DE APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA AL TÚNEL DE MARÍA DE MOLINA

5.1.- Descripción de la obra

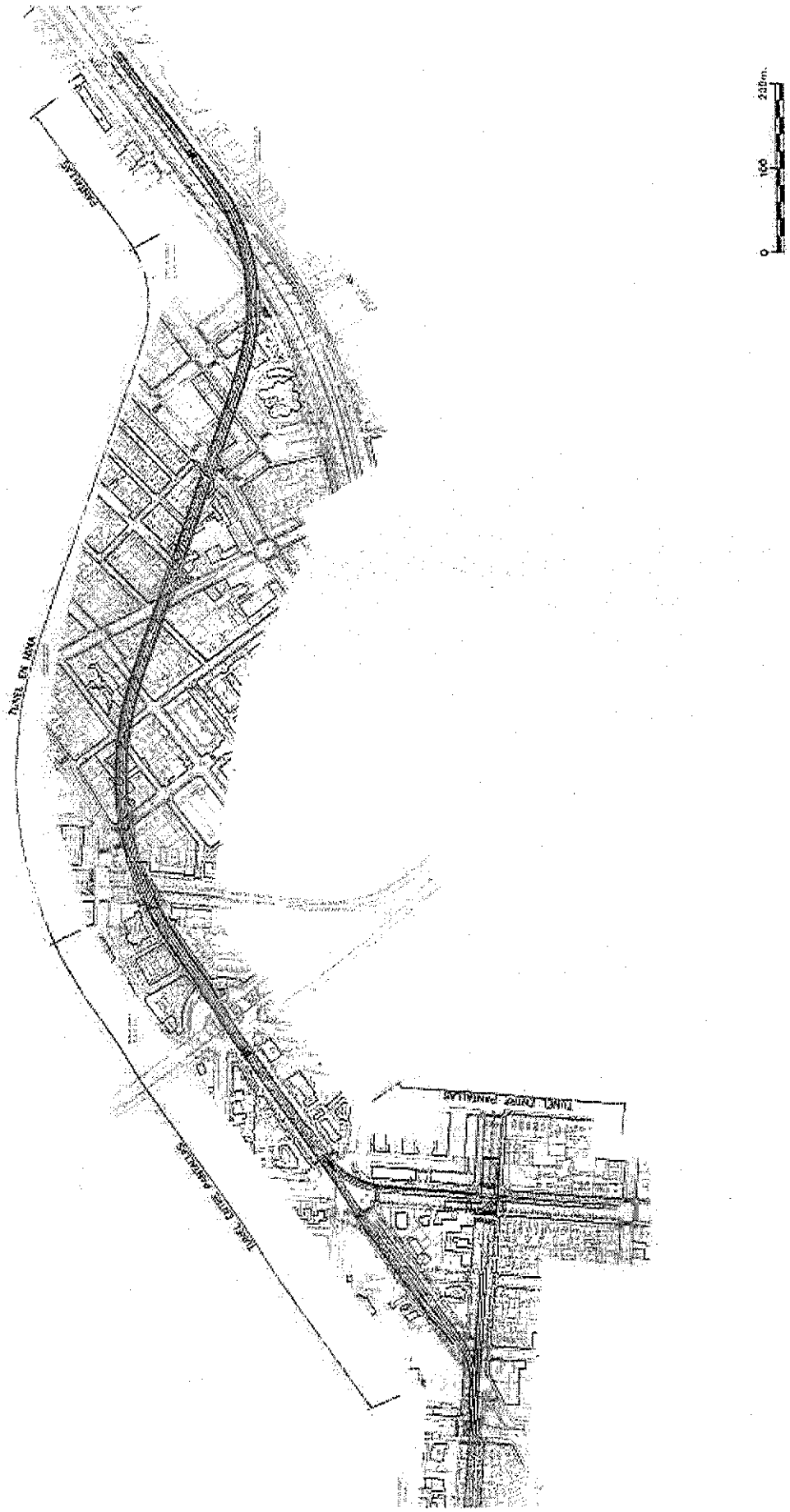
La obra en cuestión consiste en la ejecución de un túnel viario de conexión de la calle María de Molina y la carretera N-II de Madrid a Barcelona, que se muestra en la figura 13.

El trazado en alzado, se desarrolla evitando los obstáculos con los que se encuentra bien pasando por encima de ellos, bien por debajo. Así, en sus encuentros con las líneas de Metro, pasa encima de las líneas 6 y 9 y por debajo de la línea 4, mientras que los cruces con las galería de servicio de la Glorieta de López de Hoyos se resuelven pasando por debajo de ellas.

El gálibo mínimo que se da a la solución estudiada es de 3,80 m, que se ve condicionado por el existente en la entrada del paso de María de Molina, que resulta ser de 3,77 m.

La longitud total de la solución proyectada es de 1.748,34 m, de los que 1.009 m se construirán en túnel, en concreto desde el PK 0+529 (Glorieta de López de Hoyos) hasta el PK 1+538 (cruce con la N-II) mientras que los restantes 739,34 m se tratarán en falso túnel. El ramal de Velázquez tiene 379,46 m de longitud, mientras que la subida del paso actual hacia López de Hoyos tiene 197,39 m, ambos siempre en falso túnel.

En los apartados siguientes solo nos referiremos a la zona de túnel en mina.
La sección tipo prevista consta de 2 carriles de circulación de 3,40 m de ancho y un arcén de grandes dimensiones (2,70 m) destinado a un uso exclusivo para bomberos. Esta sección se acompaña a lo largo de toda su longitud de 2 aceras laterales de 0,50 m de ancho, lo que nos totaliza 10,50 m útiles, entre revestimientos (figura 14).



PLANTA SITUACION

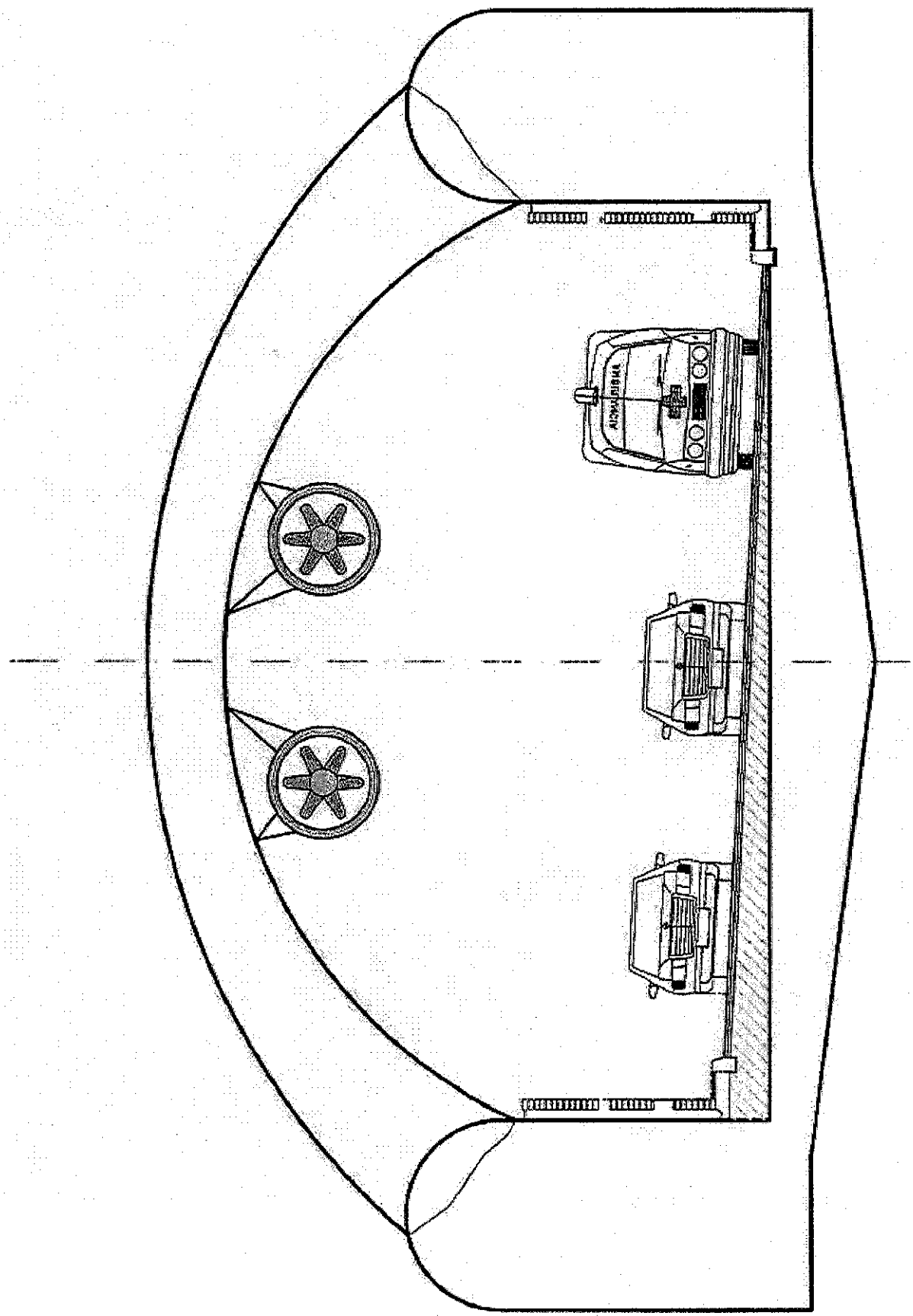


FIGURA 14
SECCION TIPO

En la zona de ubicación de las escaleras de emergencia, la sección aumenta en 1 m su anchura, pasando de 10,50 m entre revestimientos a 11,50 m facilitando así la detención de un vehículo averiado. Este sobreancho se resuelve en 30 m separado en 3 partes iguales: 10 m para la ampliación, 10 m de anchura constante y 10 m para la reducción, si bien la sección estructural debe ser constante, lo que genera aumentos en la acera correspondiente.

En el túnel proyectado se han ejecutado dos procedimientos constructivos que presentan algunas diferencias en la secuencia de ejecución de los trabajos:

- Procedimiento **I Método Belga** : bóveda-destroza (parcial) – hastiales (con el resto de destroza) – contrabóveda.

- Procedimiento **II Método Alemán**: hastiales (en galería) – bóveda – destroza (total) – contrabóveda.

El método alemán se ha adoptado para realizar en las zonas donde se amplia la sección (salidas de emergencia) y en las zonas singulares (cruce con las líneas de metro 4, 6 y 9, y edificaciones Calle López de Hoyos) junto con unos tratamientos especiales del terreno...

El resto del túnel en mina, se ha construido mediante el método de excavación denominado "belga"

5.2.- MARCO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO

La topografía en el inicio del túnel, en la C/ López de Hoyos muestra una cierta pendiente a ambos lados de la misma. Esto parece indicar que la misma podría constituir una suave vaguada, que discurriría hacia el arroyo de La Castellana.

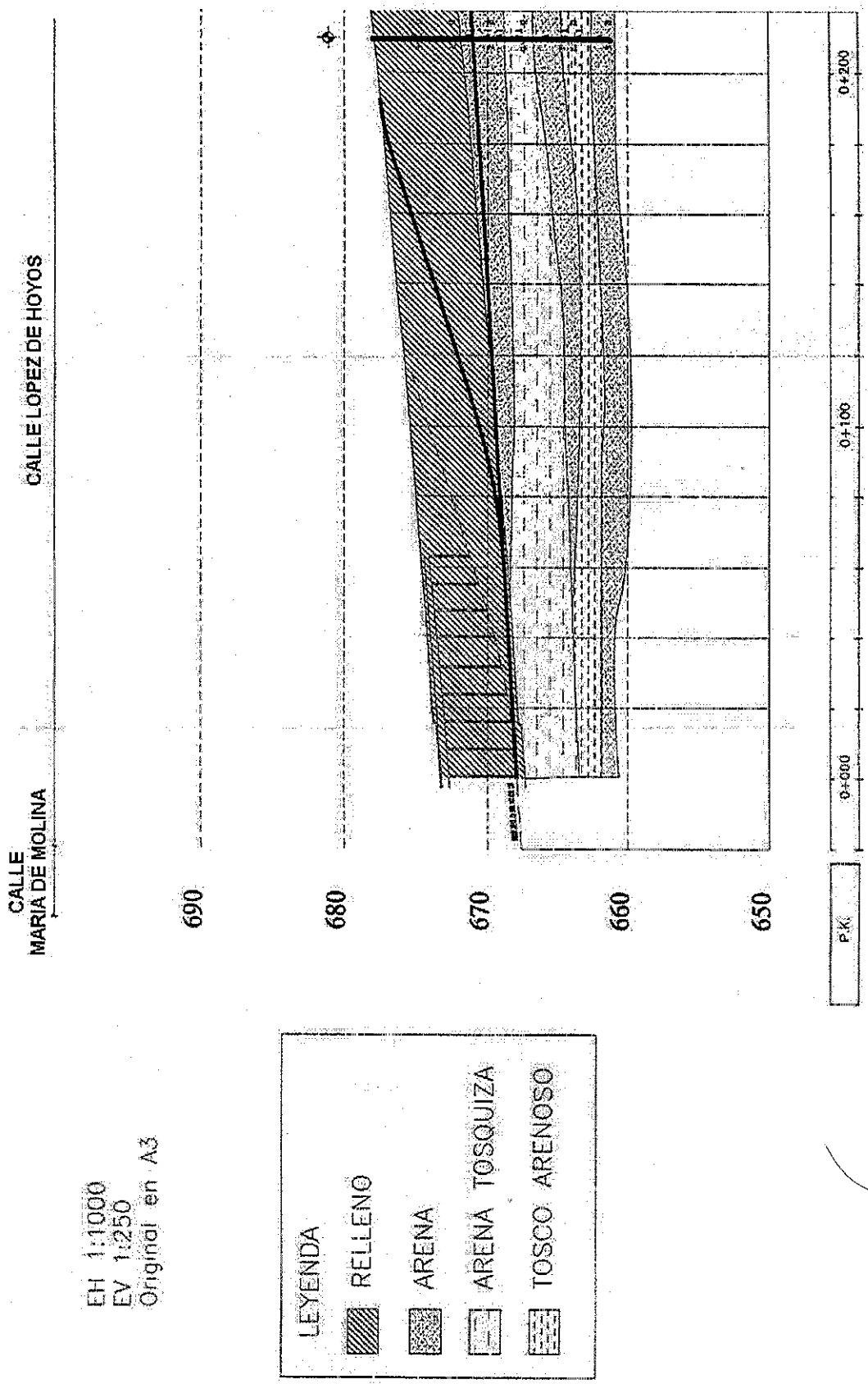
La consecuencia práctica de la misma sería la posible existencia de un cierto espesor de depósitos cuaternarios (o, incluso, rellenos artificiales) en la parte central de esta vaguada. Asociada a esta situación podría existir alguna

circulación de agua infiltrada y/o un carácter más arenoso del material del sustrato.

La geología del área urbana de Madrid es de sobra conocida por lo que solo enumeraremos los estratos interceptados por el trazado del túnel:

- Relleno
- Arena de miga
- Arena tosquiza
- Tosco arenoso

El perfil geológico geotécnico se recoge en las figuras 15, 16, 17, 18, 19 y 20 y se ha deducido de los reconocimientos realizados. De acuerdo con estos datos, el trazado del túnel en mina se puede tramificar, desde el punto de vista geotécnico, de la siguiente manera:



PERFIL GEOLOGICO GEOTECNICO TUNEL

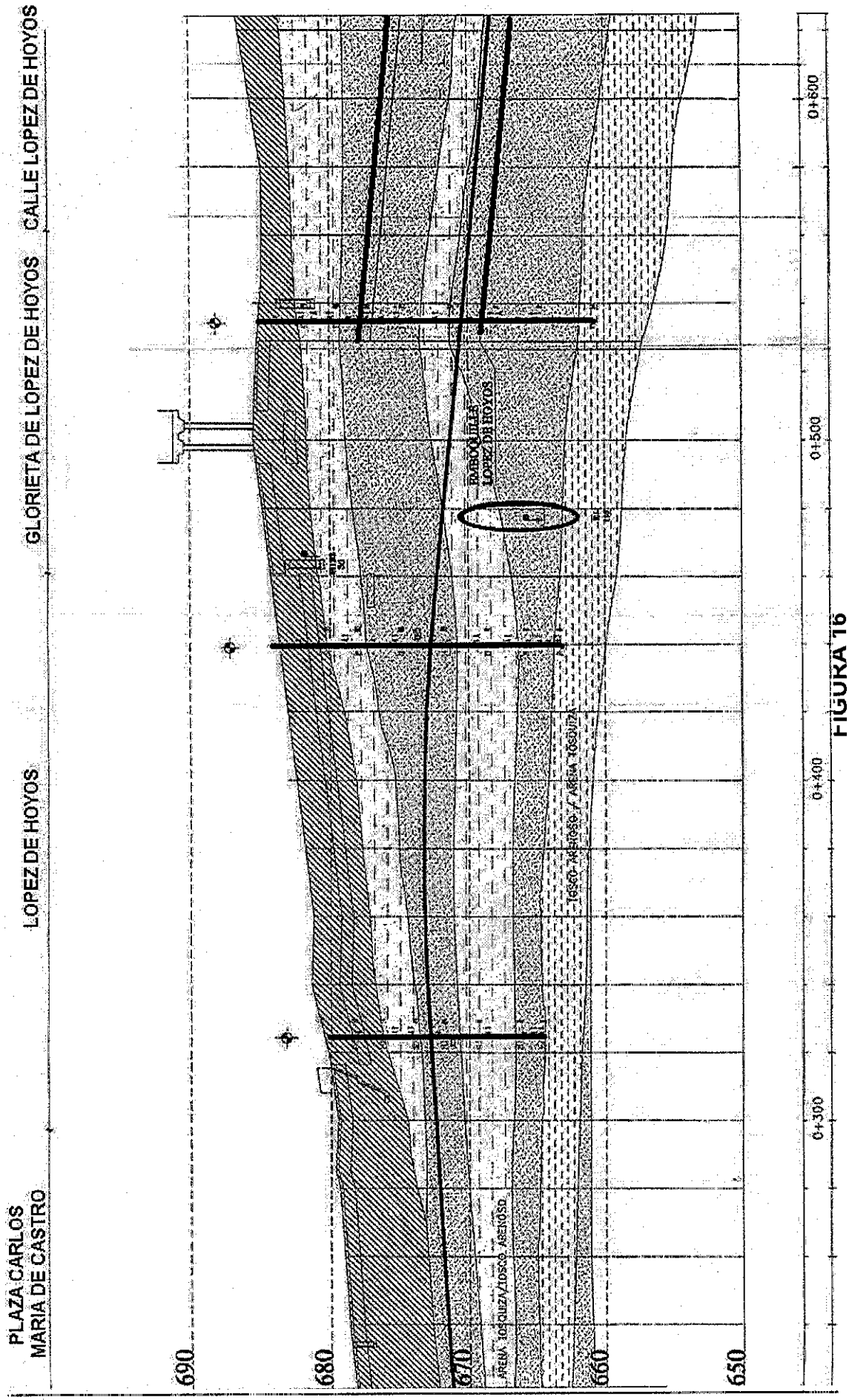
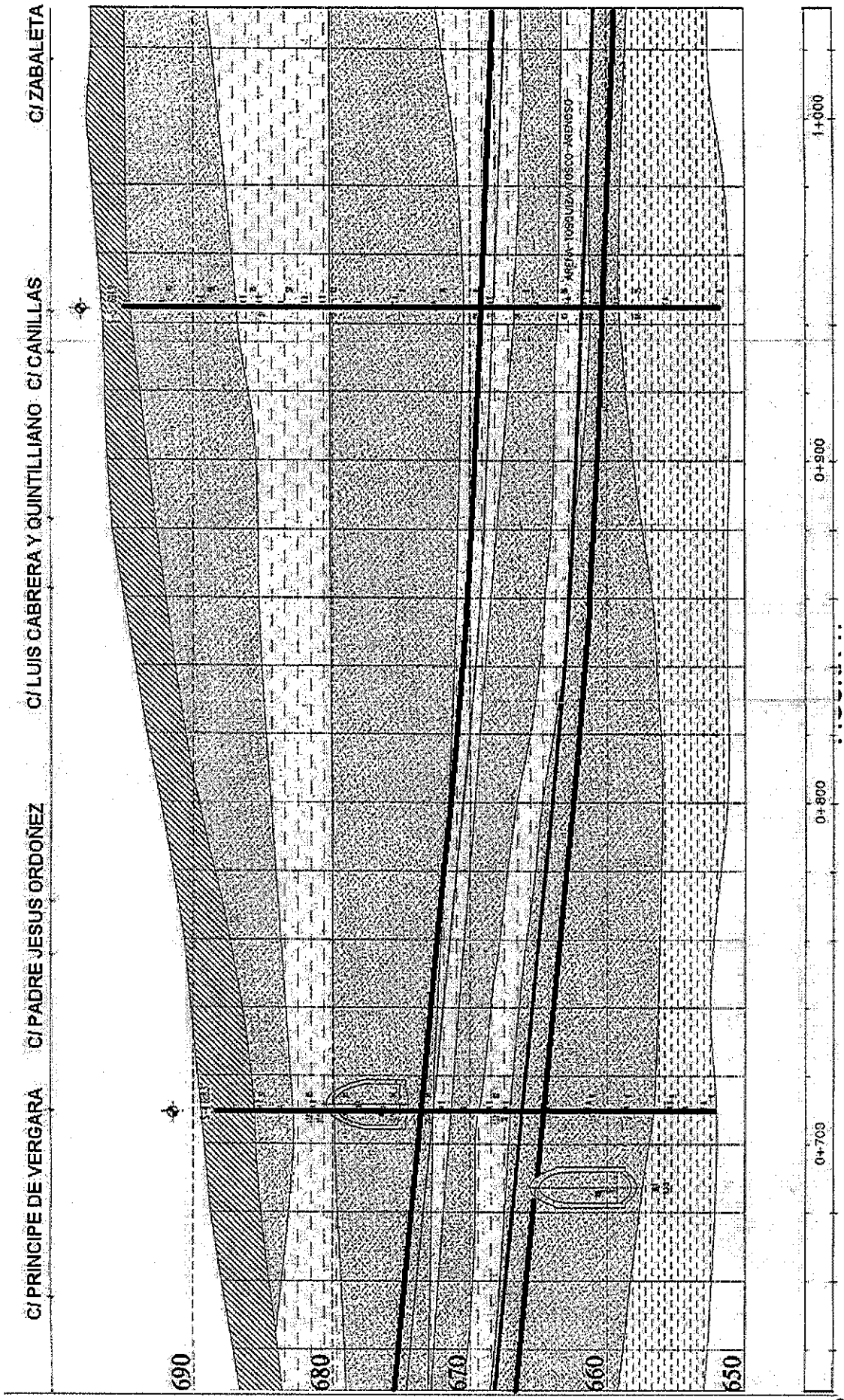


FIGURA 16

PERFIL GEOLOGICO GEOTECNICO TUNEL



PERFIL GEOLOGICO GEOTECNICO TUNEL

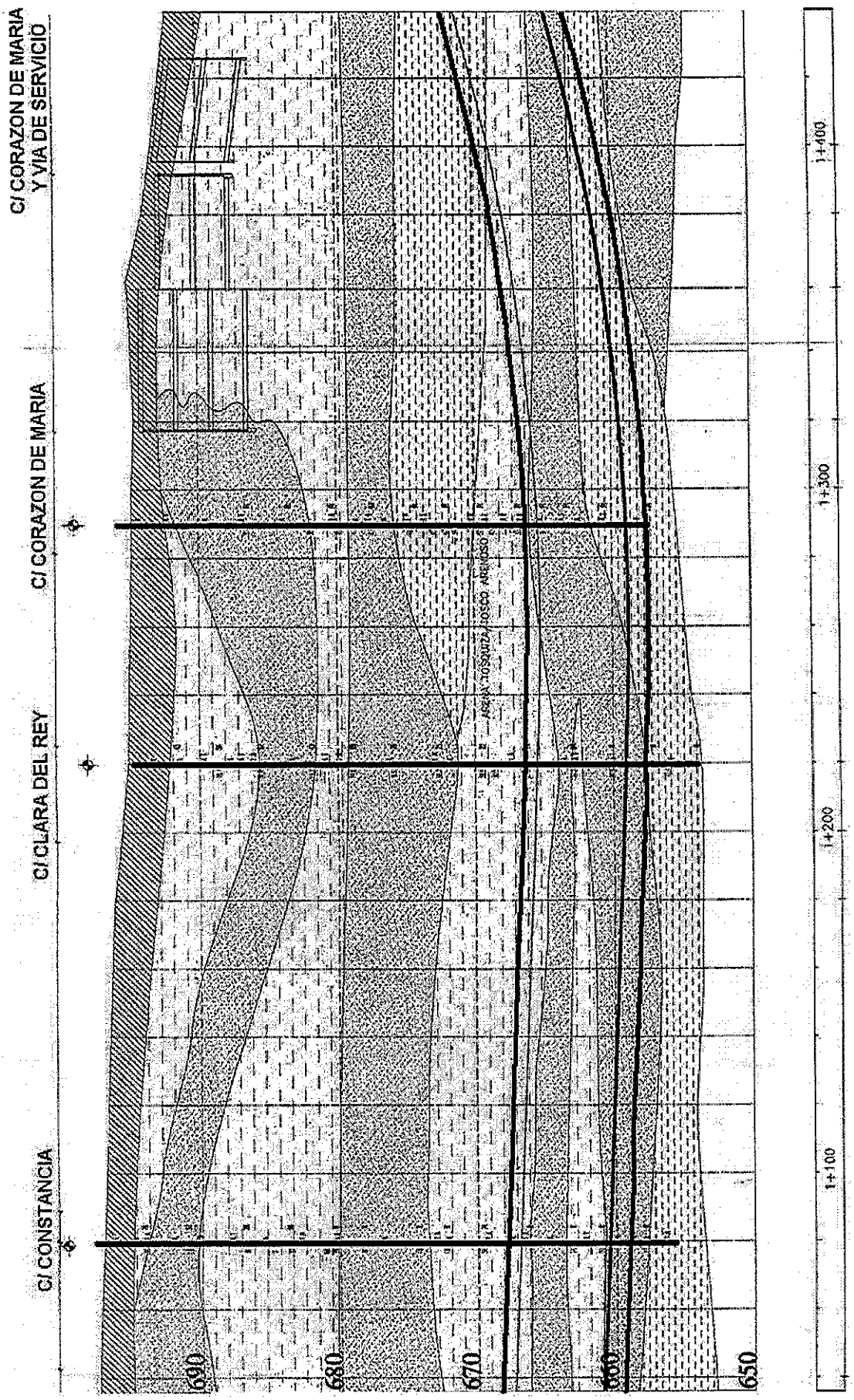
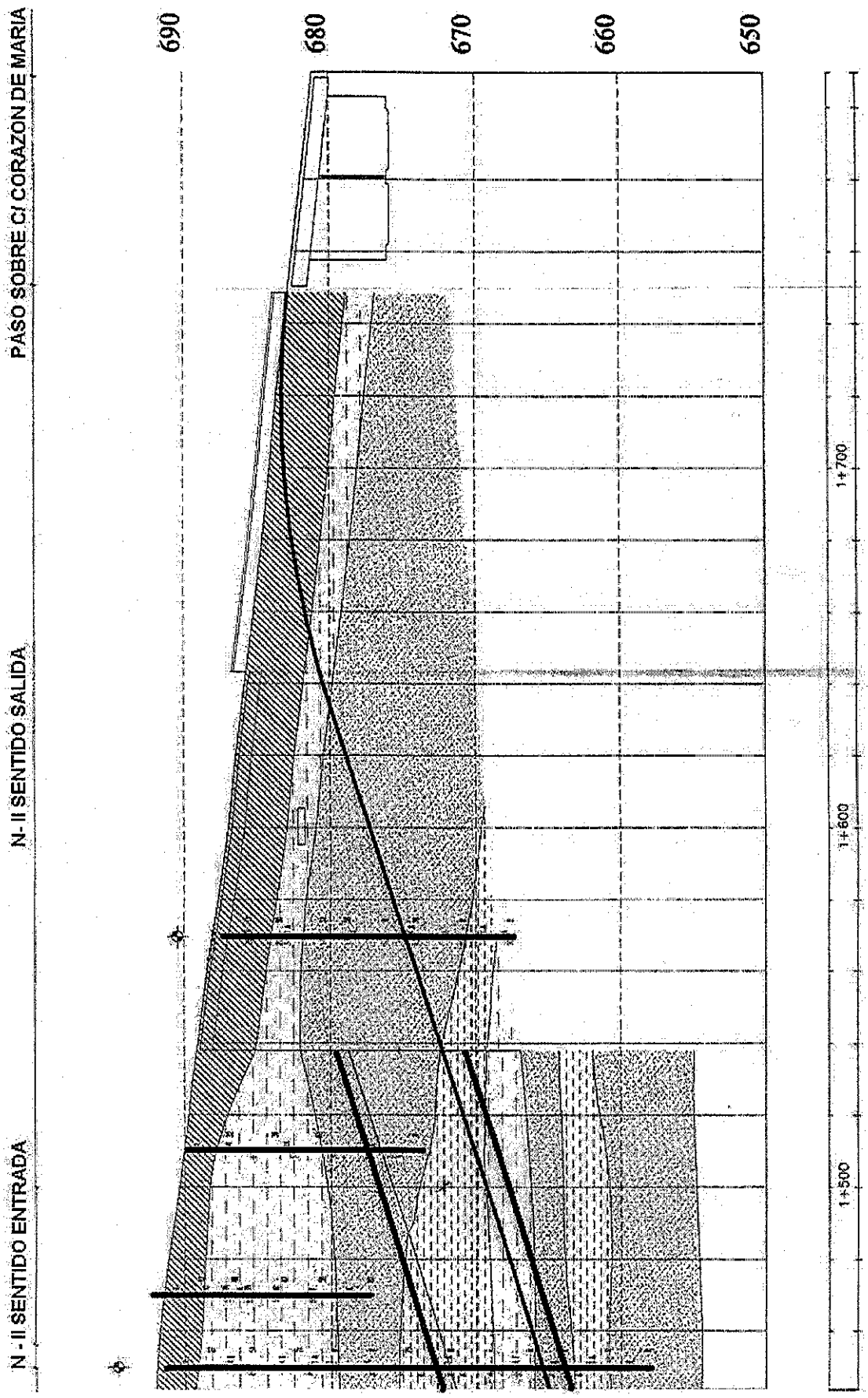
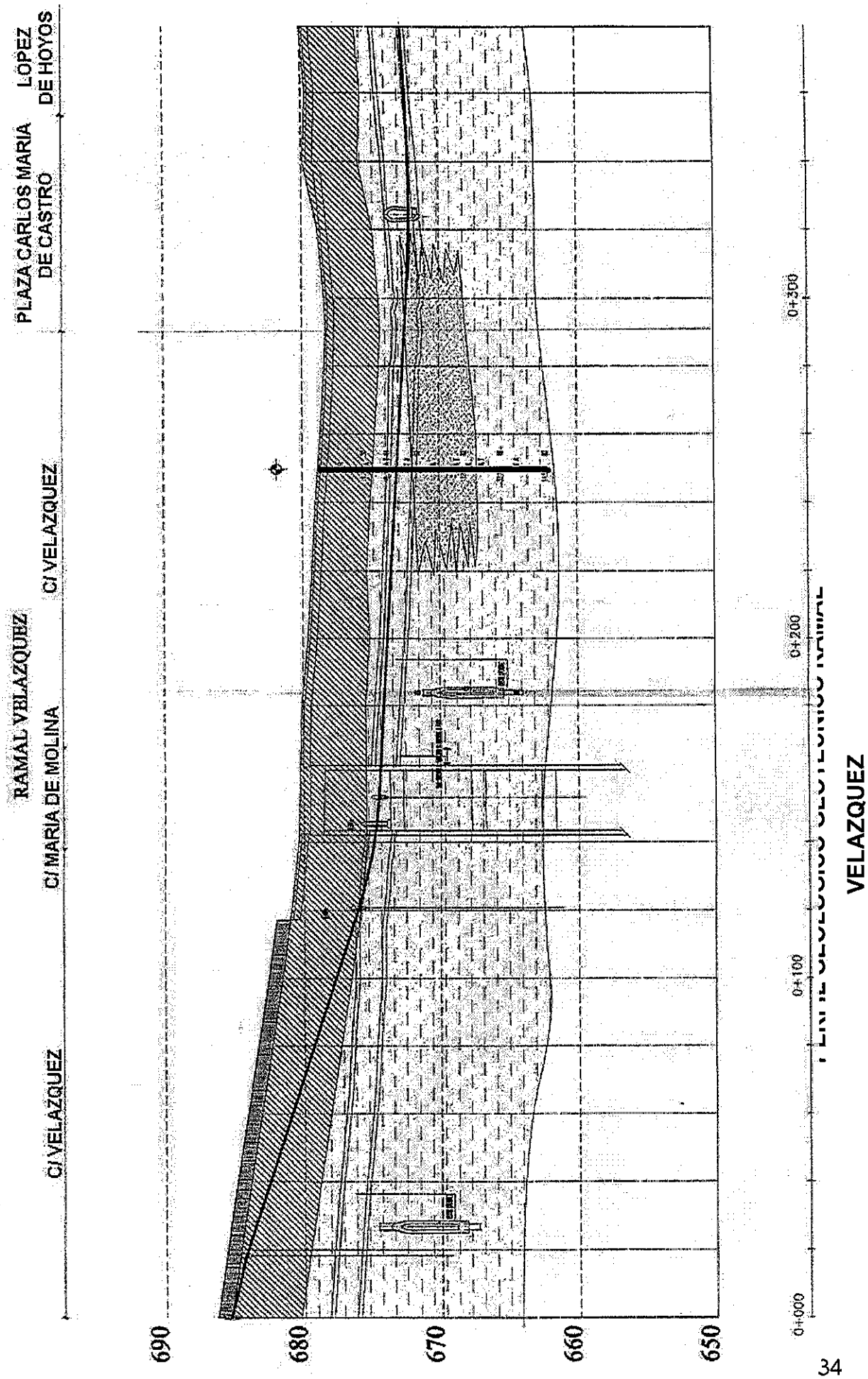


FIGURA 18

PERFIL GEOLOGICO GEOTECNICO TUNEL



PERFIL GEOLOGICO GEOTECNICO TUNEL


C/ VELAZQUEZ
C/ MARIA DE MOLINA
RAMAL VELAZQUEZ
C/ VELAZQUEZ
PLAZA CARLOS MARIA DE CASTRO
LOPEZ DE HOYOS
690
680
670
660
650
0+000
0+100
0+200
0+300
VELAZQUEZ

a) Del P.K. 0+529 (inicio del túnel en mina) al P.K. 1+250:

En este tramo la sección del túnel se excavó en arena de miga y arena tosquiza. El recubrimiento sobre la clave del túnel es variable entre unos 7,0 m. en el emboquille del túnel y unos 29,0 m. al final de este tramo.
En este tramo se sitúa el cruce con las líneas 4, 6 y 9 del Metropolitano de Madrid.

b) Del P.K. 1+250 al P.K. 1+538 (final túnel en mina)

El túnel se excavó en todo el tramo, excepto en los últimos 20 m., en tres materiales: arena de miga, arena tosquiza y tosco arenoso. En estos últimos 20 m., el túnel se sitúa en arena de miga y tosco arenoso.

El recubrimiento sobre la clave del túnel varía entre 29,0 m. al inicio del tramo y 9,5 m. al final del tramo.

A la vista de los resultados de los ensayos de laboratorio realizados y de los innumerables artículos publicados sobre las características geotécnicas de los suelos de Madrid, en la tabla 2 se recogen las características geotécnicas de los materiales detectados.

TABLA 2

Características geotécnicas de los materiales

Relleno	
Densidad aparente (γ_{ap})	1.80 T/m^3
Cohesión (c')	0
Angulo de rozamiento interno (ϕ')	28°
Módulo de deformación (E)	800 – 1000 T/m^2
Coeficiente de Poisson (ν)	0.35
Módulo de Balasto (k)	2000 T/m^3
Arena de Miga	
Densidad aparente (γ_{ap})	2.00 T/m^3
Cohesión (c')	0.5 – 1.0 T/m^2
Angulo de rozamiento interno (ϕ')	35°
Módulo de deformación (E)	5000 – 7500 T/m^2
Coeficiente de Poisson (ν)	0.30
Módulo de Balasto (k)	12000 – 20000 T/m^3

Nota: Cuando hay dos valores el superior es para niveles profundos (> 10 m.).

TABLA 2 (CONT.)

Características geotécnicas de los materiales

Arena Tosquita	
Densidad aparente (γ_{ap})	2.05 T/m^3
Cohesión (c')	1.0 – 1.5 T/m^2
Angulo de rozamiento interno (ϕ')	33°
Módulo de deformación (E)	8000 – 10000 T/m^2
Coeficiente de Poisson (ν)	0.30
Módulo de Balasto (k)	15000 - 20000 T/m^3
Tosco Arenoso	
Densidad aparente (γ_{ap})	2.08 T/m^3
Cohesión (c')	2.0 – 2.5 T/m^2
Angulo de rozamiento interno (ϕ')	32°
Módulo de deformación (E)	13000 T/m^2
Coeficiente de Poisson (ν)	0.30
Módulo de Balasto (k)	25000 – 35000 T/m^3

Nota: Cuando hay dos valores el superior es para niveles profundos (> 10 m.).

5.3.- Estudio de subsidencias

Antes de comenzar la excavación del túnel se instalaron una serie de instrumentos de medición de asientos en campo libre y en las fachadas de los edificios para tener en cuenta el efecto de la interacción. Para poder medir los primeros se colocaron arquetas de subsidencia vertical en la superficie del terreno, y para poder medir los segundos se colocaron una serie de regletas graduadas en las fachadas de los edificios. El objetivo de la instrumentación era comparar las estimaciones del proyecto con los movimientos del terreno y de los edificios a medida que se excavaba el túnel y en caso necesario adoptar las medidas oportunas para evitar afecciones.

En las secciones situadas fuera del ámbito de los edificios, se ha realizado un ajuste de la cubeta a partir de los valores de los asientos obtenidos en la instrumentación. La definición de esta curva de asientos, se ha realizado mediante un procedimiento iterativo, mediante el cual se ajusta una curva de Gauss a los valores de asientos obtenidos en la instrumentación. Esta curva queda totalmente definida a través de los parámetros i y de la perdida de suelo V_S. Por tanto, variando estos parámetros se varía la curva hasta obtener la mejor adaptación a los valores reales obtenidos en la instrumentación.

A título de ejemplo, en la figura 21 se recoge, para una de las secciones de "Campo Libre" definidas, los resultados del ajuste mencionado en el párrafo anterior. Así mismo en esta figura se incluye una planta de detalle de la zona en estudio, un corte geológico, la curva de Gauss con las arquetas colocadas, la situación del túnel y el valor de la perdida de suelo V_S y del factor k obtenido en este ajuste.

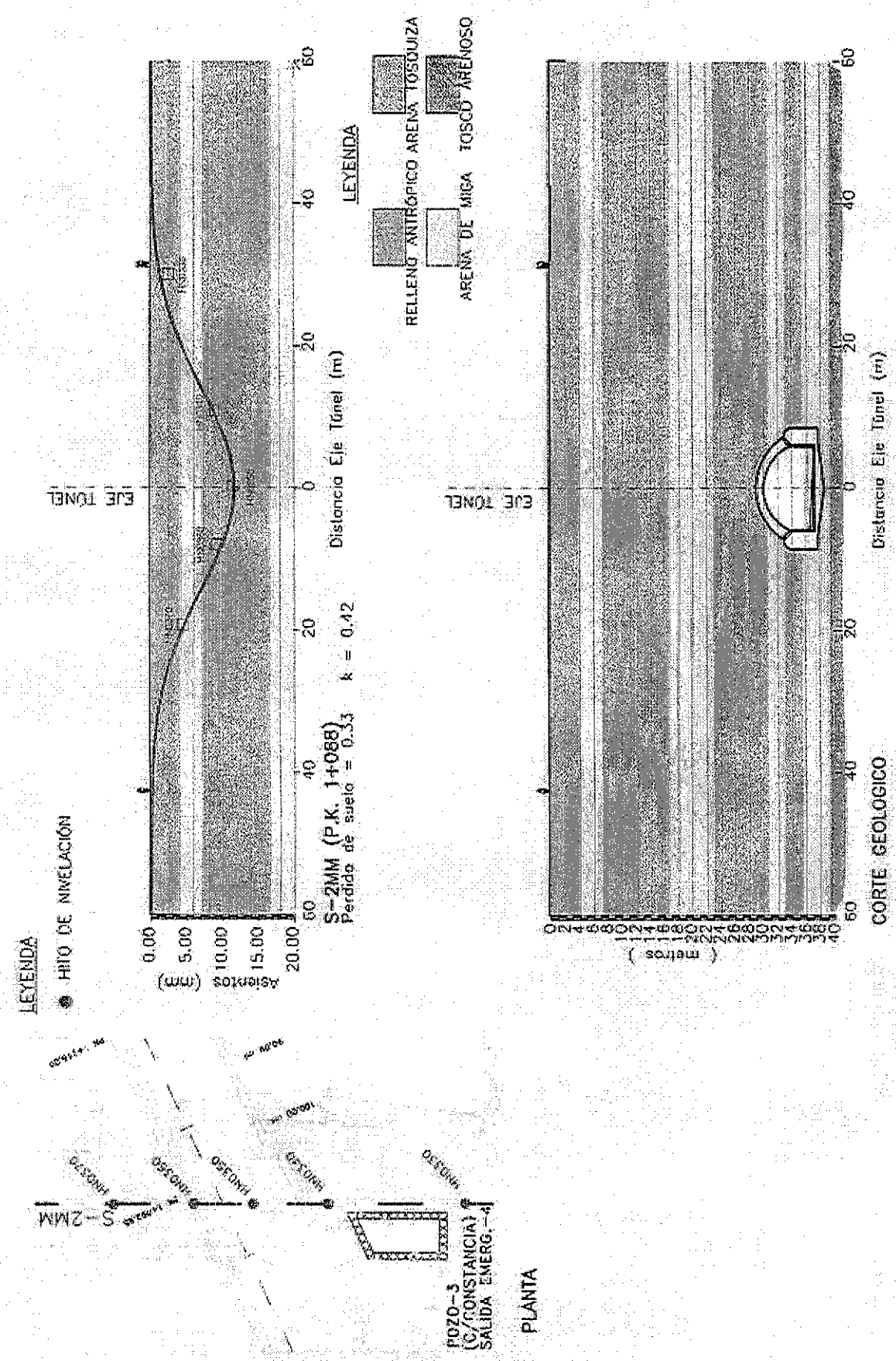
En la tabla 3 se resumen los valores obtenidos del ajuste de la curva de asientos en las secciones de "Campo Libre".

Tabla 3
Parámetros Ajuste Curvas de Asientos

Sección	Perdida de Suelo V_S (%)	K	i
S-1MM	0.31	0.62	19.78
S-2MM	0.33	0.42	14.17
S-3MM	0.29	0.50	16.78
S-4MM	0.41	0.58	18.88
S-5MM	0.55	0.50	14.67

Con estos valores de la perdida de suelo y teniendo en cuenta el recubrimiento de material pliocenico sobre la clave se han situado estos puntos en la figura 10, donde se recoge también el huso de valores obtenido por Oteo (2000), a partir de distintas experiencias de túneles en los suelos de Madrid. De esta figura se desprende que los valores de la perdida de suelo, obtenidos en las secciones instrumentadas de campo libre, están todos ellos dentro del rango de valores antes mencionado, como se aprecia en la figura 10.

Con respecto a los valores obtenido para el parámetro k, estos se encuentran dentro de los rangos de valores habituales para este tipo de materiales.



CUBETAS DE ASIENTO EN CAMPO LIBRE

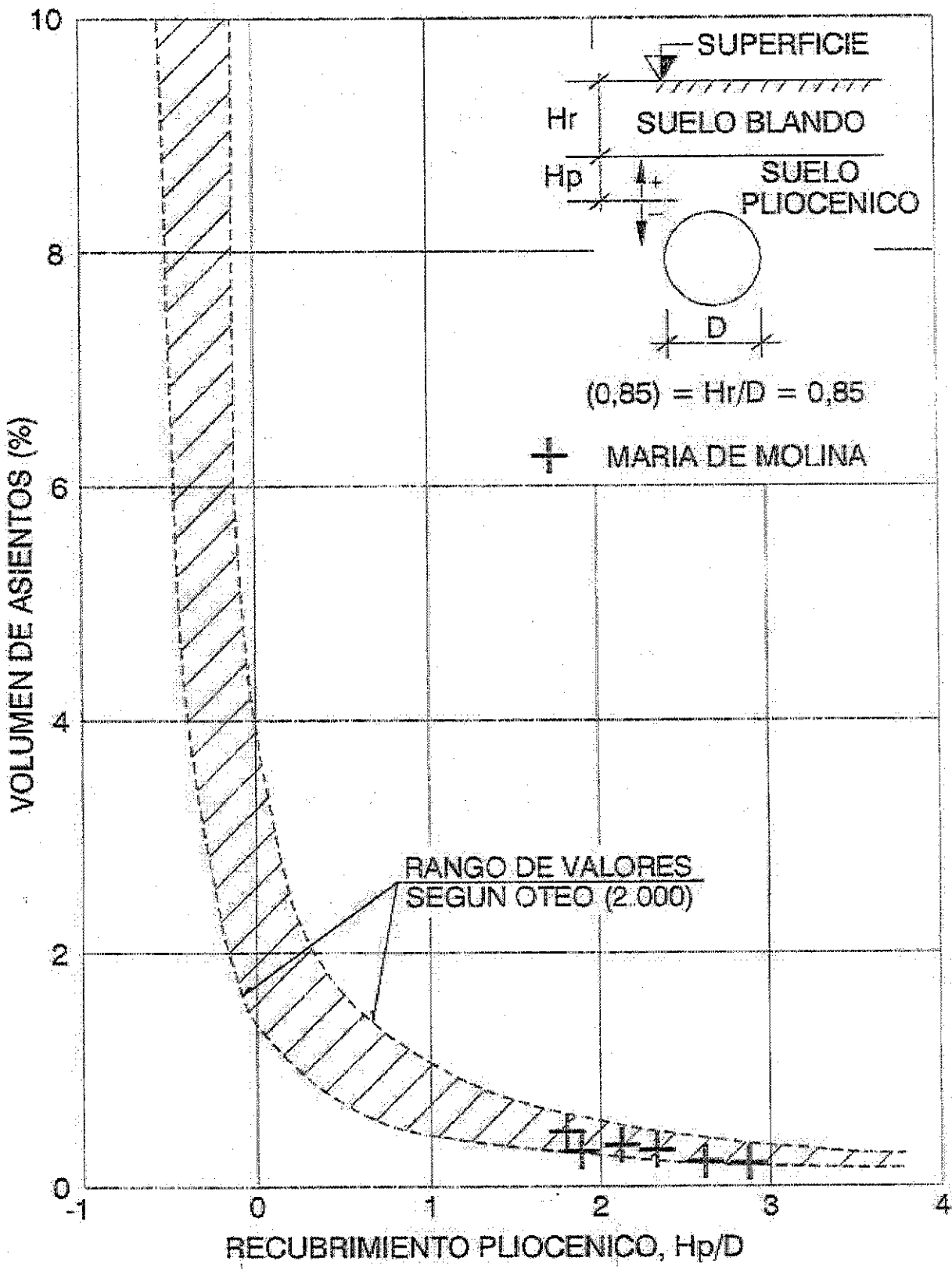


FIGURA 22

VOLUMEN DE ASIENTO VS MEDIDOS

DE LAS CUBETAS EN CAMPO LIBRE

5.4.- Estimación del daño potencial en las edificaciones

Para la estimación de los daños potenciales en las edificaciones, se ha seguido la metodología indicada en el apartado 4.3.

Para cada uno de los edificios investigados se han considerado dos hipótesis de cálculo, en función de que se introduzca el efecto de interacción. A título de ejemplo se adjunta la figura 23, en donde puede apreciarse la importancia de la presencia del edificio en la geometría de la cubeta.

En la figura 24, se recogen los valores de la deformación máxima de tracción, obtenidos en una serie de edificios afectados por la construcción del túnel de María de Molina, en el caso de no tener en cuenta el efecto de la interacción y en el caso de considerar este efecto.

Del análisis de la figura 24, se desprende que, como es de esperar, la deformación máxima de tracción considerando la interacción suelo-estructura disminuye con respecto al caso de no considerarla. Y en consecuencia, también se reducen los daños potenciales en las edificaciones. Como conclusión, puede verse que es necesario una actuación preventiva en los edificios 13MM y 14 MM.

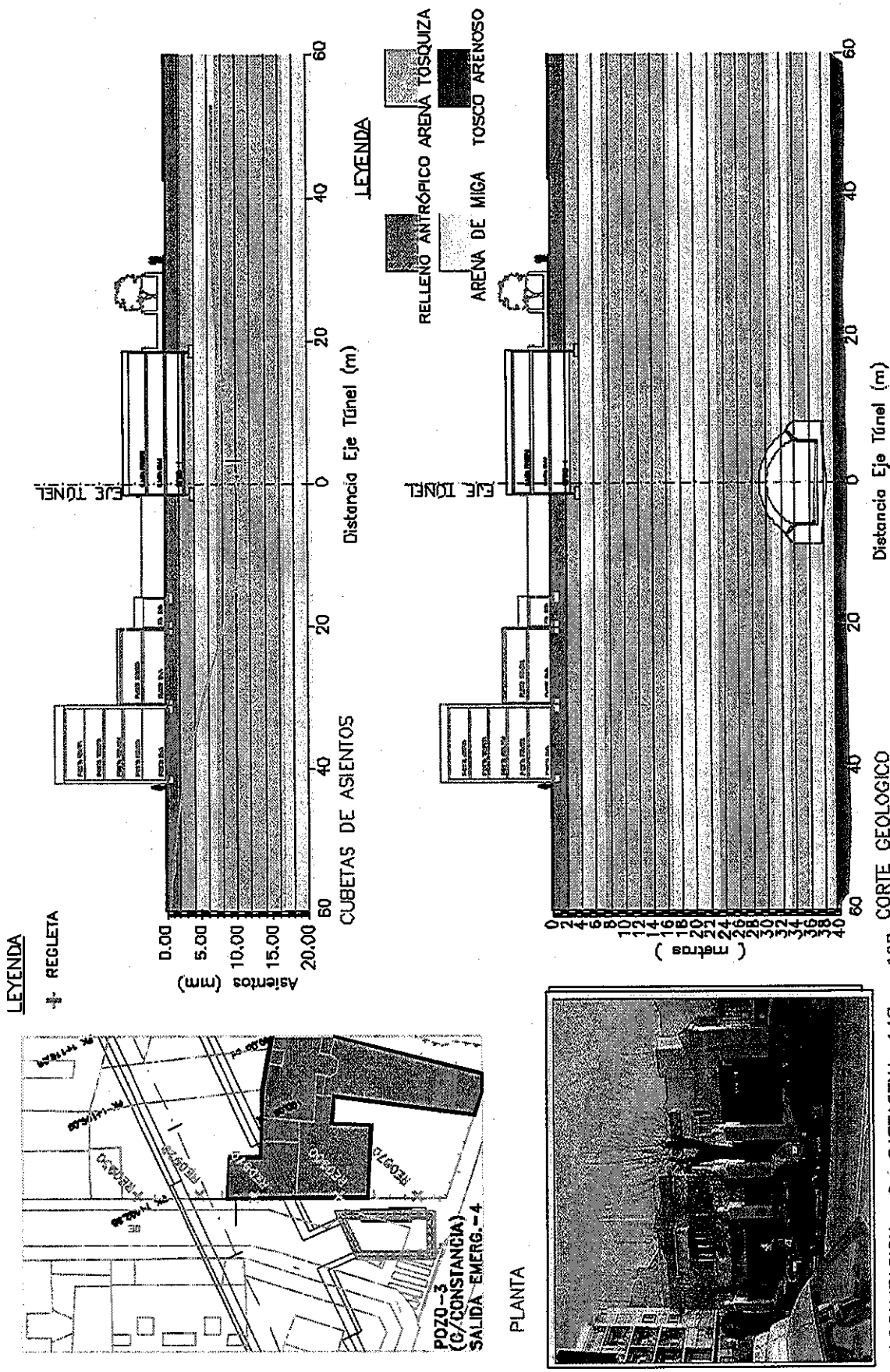


FIGURA 23

CUBETA DE ASIENTO BAJO EDIFICIO

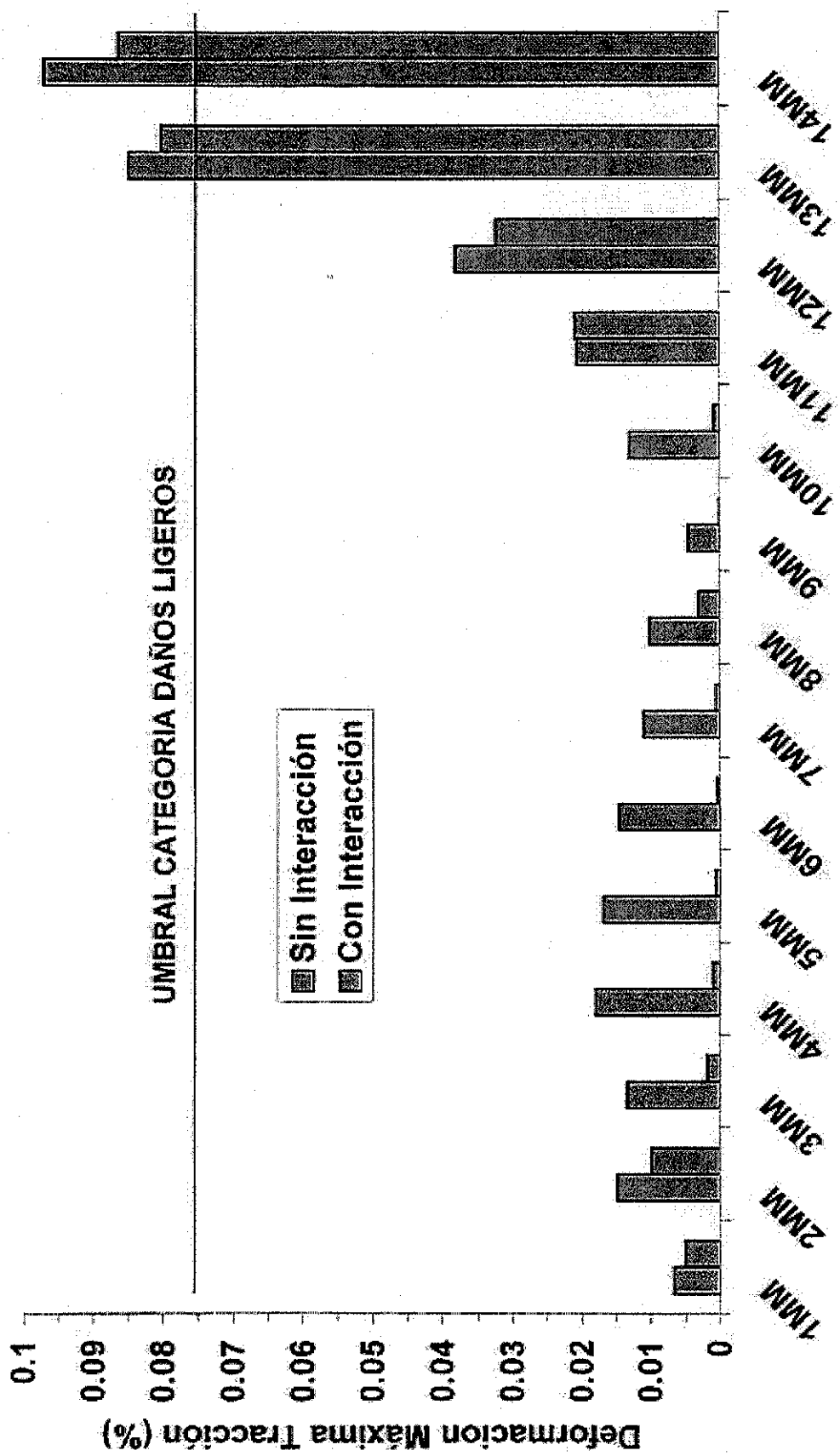


FIGURA 24

INFLUENCIA DEL EFECTO DEINTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

5.5.- Medidas de protección y refuerzo

A lo largo del trazado del túnel ha sido necesario adoptar una serie de medidas de protección de los edificios frente a los posibles movimientos producidos por la excavación del túnel, o medidas de refuerzo, en el caso de cruces con colectores con líneas de metro. Estas medidas fueron:

– Edificaciones en la Calle López de Hoyos

En este primer tramo en túnel se reúnen varias circunstancias desfavorables en relación con el tema referido a los asientos:

- Recubrimiento reducido, lo que se traduce en mayores asientos máximos y distorsiones angulares más fuertes (aunque los asientos afectan a una banda de menor anchura).
- Características más arenosas del terreno situado sobre el túnel.
- Proximidad de los edificios.

A ello hay que añadir la existencia de colectores sobre el túnel, los cuales, en caso de registrar fugas, puede inducir desprendimientos y/o mayores asientos.

El aspecto más importante es la protección de las cimentaciones de los edificios de esta zona del posible efecto de los asientos producidos por la construcción del túnel.

Las medidas adoptadas en este tramo del túnel fueron (ver figura 25):

- Pantallas de jet-grouting.
- Micropilotes realizados desde la superficie y desde el interior del túnel.
- Inyecciones de consolidación realizadas desde la bóveda y hastiales del túnel.
- Inyecciones de contacto en el trasdos del túnel.

- **Edificaciones en la esquina de la Calle López de Hoyos con la Calle Padre Jesús Ordóñez**

En este tramo del túnel se reúnen varias circunstancias desfavorables en relación con el tema referido a los asientos:

- Recubrimiento reducido, lo que se traduce en mayores asientos máximos y distorsiones angulares más fuertes (aunque los asientos afectan a una banda de menor anchura).
- Características más arenosas del terreno situado sobre el túnel.
- La traza del túnel discurre por debajo de los edificios.
- En esta zona se produce el encuentro de los frentes de excavación del túnel excavado con Método Alemán y del túnel excavado con el Método Belga.

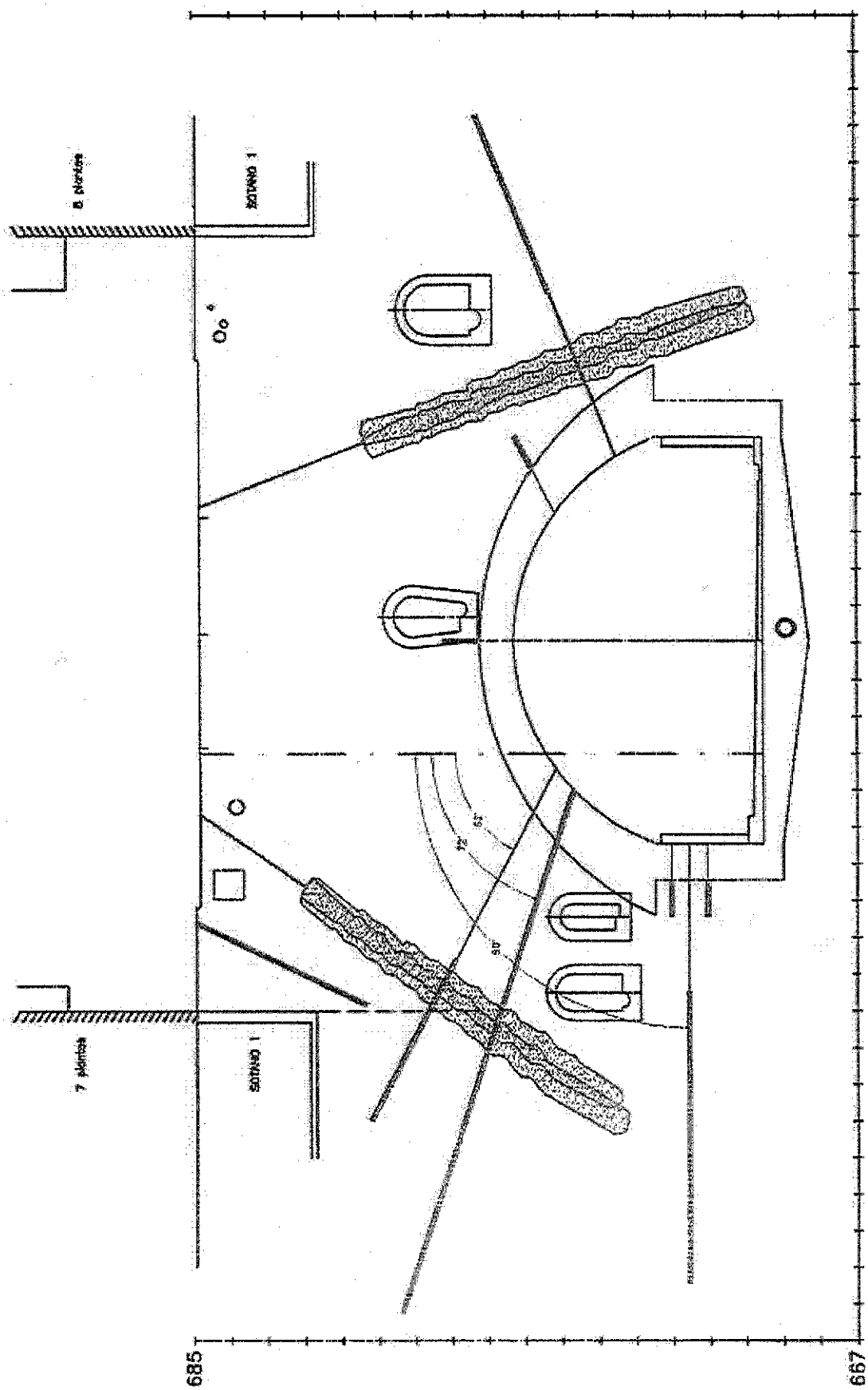


FIGURA 25
TUNEL EN C/ LOPEZ DE HOYOS TRATAMIENTOS

FIGURA 26

PLANTA INYECCIONES DE COMPENSACION

Las medidas de protección adoptadas fueron (ver figura 26):

- Inyecciones de compensación a través de tubo-manguito.

– **Paso sobre la Línea 9**

Esta línea ha sido construida por procedimientos tradicionales: excavación manual de bóveda, con revestimiento de hormigón en masa. Para evitar que las cargas concentradas transmitidas por los hastiales del nuevo túnel puedan producir daños en el revestimiento, es necesario adoptar las precauciones necesarias para "puentear" también este túnel.

Las actuaciones que se realizaron fueron:

- Armado de los hastiales. Para poder llevar a cabo esta medida es necesario construir estos en galería, previamente a la excavación en la bóveda ("método alemán").
- Estas vigas armadas que forman los hastiales se apoyan sobre pilotes ejecutados previamente desde la superficie.
- Esta protección se completó con el armado de la solera, la cual a su vez apoyará sobre unos pilotes dispuestas transversalmente al eje del nuevo túnel y ejecutados previamente desde superficie.

– **Paso bajo la Línea 4**

La escasa distancia entre la contrabóveda del túnel de la Línea 4 y la clave del túnel exige la adaptación del proceso constructivo y la puesta en práctica de las medidas complementarias, además de rebajar la bóveda para disponer de un recubrimiento algo mayor.

La medida adoptada para esta zona fue:

- Ejecución de un paraguas de protección al avance de micropilotes reforzado con un tratamiento del terreno realizado desde taladros alternos del paraguas en los que se dispuso tubos-manguito.

El túnel se construyo en este tramo mediante el método alemán.