

Efectos de interacción en el estudio del impacto de las subsidencias sobre las edificaciones

Interaction effects between the building and the ground movements induced by the tunnel excavation

Davor Simic Sureda. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Jefe de Área de Geotecnia Ferroviaria-Agromán
Profesor Asociado de Ingeniería del Terreno.
Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.
davor.simic@ferroviaria.es

Resumen: La necesidad de construir túneles en entornos urbanos cada vez más densamente edificados requiere la evaluación de los movimientos del terreno y su influencia sobre las estructuras, ya que éstas 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 estética hasta graves perjuicios de orden funcional o, incluso, la ruina estructural. Ahora bien, los problemas de interacción suelo/estructura se encuentran en la frontera de dos campos de la ingeniería claramente diversificados, tanto en sus modelos de cálculo, como en sus criterios de comprobación, por lo que en muchas ocasiones han sido directamente ignorados o groseramente simplificados. Sin embargo, como se pone de manifiesto en este artículo, la progresiva ocupación del subsuelo urbano con obras subterráneas exige del ingeniero una respuesta a la pregunta sobre la seguridad de estas obras, mediante adecuadas herramientas de análisis en el todavía poco desarrollado campo de la interacción suelo/estructura.

En este artículo se describe una metodología para la evaluación del daño potencial de una edificación debido a los movimientos inducidos por la construcción de un túnel y se contrasta con el comportamiento real de edificios instrumentados durante la construcción de túneles, pudiéndose constatar que los procedimientos simplificados que ignoran la interacción terreno/edificio sobreestiman la intensidad del daño potencial. Aunque la metodología recomendada permite la evaluación del daño con herramientas asequibles a todo proyectista, tales como los métodos semiempíricos de estimación de asentamientos, fórmulas analíticas de la flecha de una viga y sencillos ábacos para introducir el efecto de interacción, en esta investigación se han utilizado complejos modelos numéricos tridimensionales para calibrar la validez del procedimiento de una forma teórica, como complemento de las comparaciones experimentales basadas en la instrumentación de túneles reales.

Palabras Clave: Túnel; Subsidencia; Interacción suelo/estructura

Abstract: Tunnels are increasingly being constructed in densely built urban environments. There is a need for design tools able to predict ground movements and their influence on existing structures. The investigations in this article are concerned with the damage induced to buildings due to tunnelling subsidence. As an outcome of such analysis, it is proposed a method to determine the potential degree of damage taking into account the soil/structure interaction. To ascertain the validity of the assumptions a detailed comparison with field measurements has been carried out using the available instrumentation data of four tunnels excavated using different methods.

Finally, three-dimensional finite difference models have been used to simulate the coupled effect of the ground movements on the building strains, therefore providing a theoretical check of the methodology.

Keywords: Tunnel; Settlement; Soil/structure interaction

1. Efecto de los movimientos sobre las edificaciones

1.1. 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. Si ahora tratamos de analizar los efectos que sobre el edificio tienen las deformaciones provocadas por el túnel, 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) Cómo 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 movi-

mientos 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.

1.2. Estados límites impuestos por las deformaciones del terreno

Los Estados Límites correspondientes a deformaciones deben considerar los siguientes efectos (Burland, Broms y De Mello, 1977):

- Aspecto visual
- Funcionalidad
- Estabilidad

Puesto que los dos primeros son más restrictivos que el tercero, normalmente los valores límite se especifican para ellos.

El 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.

En la tabla 1 se recoge una síntesis de criterios recogidos de distintas fuentes. Los datos de Skempton y MacDonald (1956) proceden de la inspección de 98 edificios, de los cuales 40 tenían signos de daños. El trabajo de Bjerrum (1963) completa estas recomendaciones con diversos criterios de estado límite de servicio.

Tabla 1. Valores admisibles de la rotación relativa (distorsión angular) β o de la deflexión relativa Δ/L

	Skempton y Mc Donald (1956) β	Meyerhof (1956) β	Polshin y Tolkar (1957) Δ/L	Bjerrum (1963) β	Ciria (1981) Δ/L	CTE (2003)
Estructuras porticadas de acero y hormigón armado. Muros de carga armados	1/300 (se recomienda no sobrepasar 1/500) (fisuración en tabiques)	1/250 (con aberturas) 1/500 (sin aberturas)	1/500 (con cerramientos) 1/200 (sin cerramientos)	1/500 (no se permiten fisuras) 1/600 (fisuración en tabiques) 1/150 (daño estructural)	1/250 a 1/500 (depende de los cerramientos) 1/1333 (fisuración en tabiquería. Ver figura 1 bis)	1/500 (estructuras reticuladas) 1/700 (paneles prefabricados) 1/300 (estructuras isostáticas)
	1/500 (daño estructural)		—			
Muros de carga no armados	—	1/1000	Si $L/H < 3$, 1/3300 o 1/2500 Si $L/H > 5$ 1/2000 o 1/1430	1/150 (grietas considerables)	1/2500 (arrufo) 1/5000 (quebranto)	1/1000 (arrufo) 1/2000 (quebranto)

Polshin y Tolkar (1957) realizaron un estudio similar con otros 100 edificios y fijaron como criterio la rotación θ (para estructuras de acero u hormigón), la deflexión relativa Δ/L (para muros de ladrillo) y el asiento medio. En general los valores límites están en línea con las recomendaciones por Skempton y Mc Donald.

Sin embargo, estos criterios de distorsión angular y deflexión relativa tienen limitaciones obvias al estar basados en datos empíricos y no analizar las causas del daño. Ello puede tener mucha importancia para el caso que nos ocupa de los daños producidos en estructuras por los movimientos provocados por túneles, ya que no es el tipo de sollicitación que corresponde a los datos empíricos que manejan los autores citados anteriormente (daños en edificios a causa de asentamientos bajo su peso propio) por lo que la aplicación de los criterios de la tabla 1 debería hacerse con cierta prudencia.

1.3. Hacia una definición más completa del estado límite de deformación

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 Tolkar (1957), quienes fijaban en $\epsilon = 0,05\%$ 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 $0,038\% \leq \epsilon \leq 0,1\%$ y en vigas de hormigón armado (Burland, Broms, De Mello, 1977) se podía tomar $\epsilon = 0,05\%$ 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 2 adjunta.

Tabla 2. 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.

2. Análisis del comportamiento del 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 1), que se deforma a flexión y a

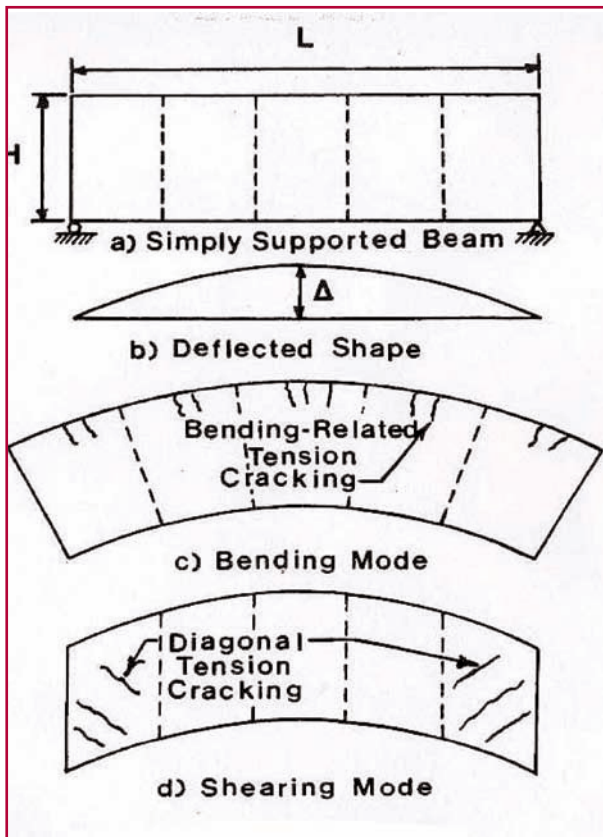


Fig. 1. Modelo de viga equivalente: a) viga biapoyada; b) deformada de la fibra neutra; c) deformación a flexión; d) deformación a cortante. Boscardin et al., 1989.

cortante acompañando a los asentos y deformaciones horizontales del terreno.

Utilizando las ecuaciones de la resistencia de materiales, Burland y Wroth (1974, muestran la relación gráfica entre

$$\frac{\Delta}{L \cdot \epsilon} \text{ y } \frac{L}{H}$$

para los casos respectivos de viga de corte y viga a flexión donde:

Δ : flecha máxima

L: luz de la viga

H: canto de la viga

ϵ : máxima deformación unitaria de tracción

En la figura 2 se muestran las curvas obtenidas, de las cuales se deduce que el modelo de viga de corte es más desfavorable para valores de L/H inferiores a la unidad, mientras que para valores superiores el mecanismo crítico es el de deformación por flexión.

Burland y Wroth (1974) obtuvieron también unas expresiones análogas a las anteriores para el caso de

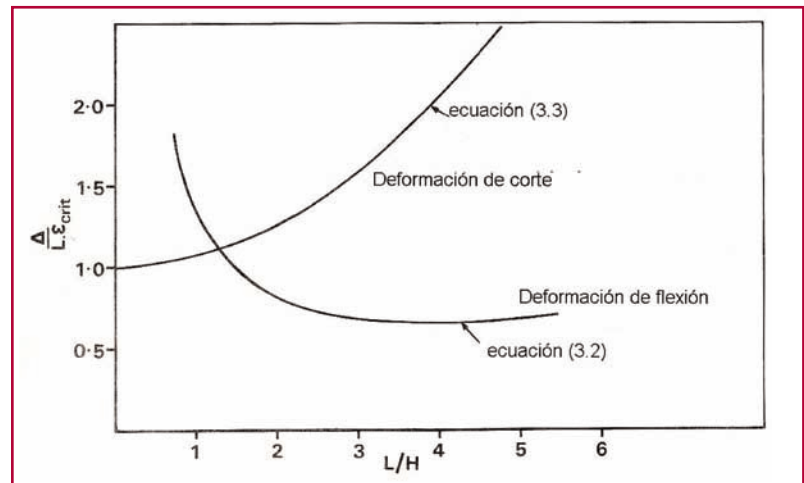


Fig. 2. Relación entre $\Delta/L \cdot \epsilon$ y L/H en vigas con deformación de quebranto (fibra neutra en el borde inferior). Burland y Wroth, 1974.

la viga con carga uniforme, en lugar de la carga central. En la figura 3 se han representado de trazos las curvas correspondientes, relacionando

$$\frac{\Delta}{L \cdot \epsilon} \text{ y } \frac{L}{H}$$

pudiendo concluirse que los resultados del modelo son poco dependientes del tipo de carga de la viga.

Por otra parte también se analiza la influencia de E/G (razón del módulo de elasticidad y módulo de corte de la viga), que en las figuras anteriores adopta el valor de 2,6 correspondiente a la elasticidad isotrópica para $\nu = 0,3$. Sin embargo los muros de carga reales tienen valores más altos de E/G debido a su marcada la anisotropía y que, incluso, pueden incrementarse más por la presencia de aberturas tales como

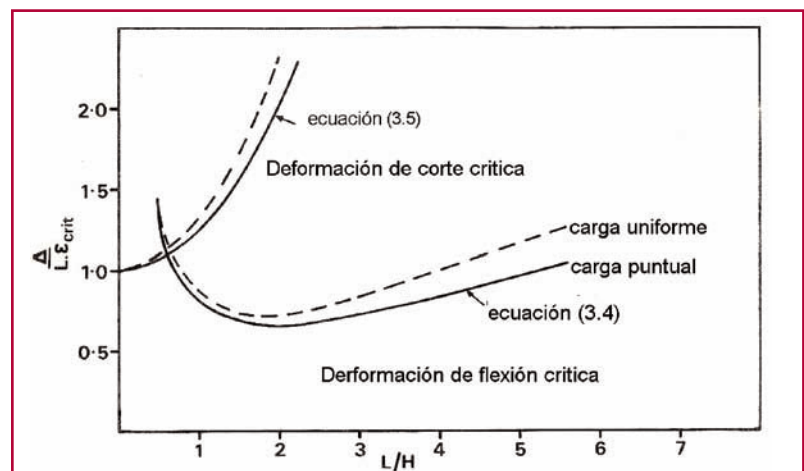
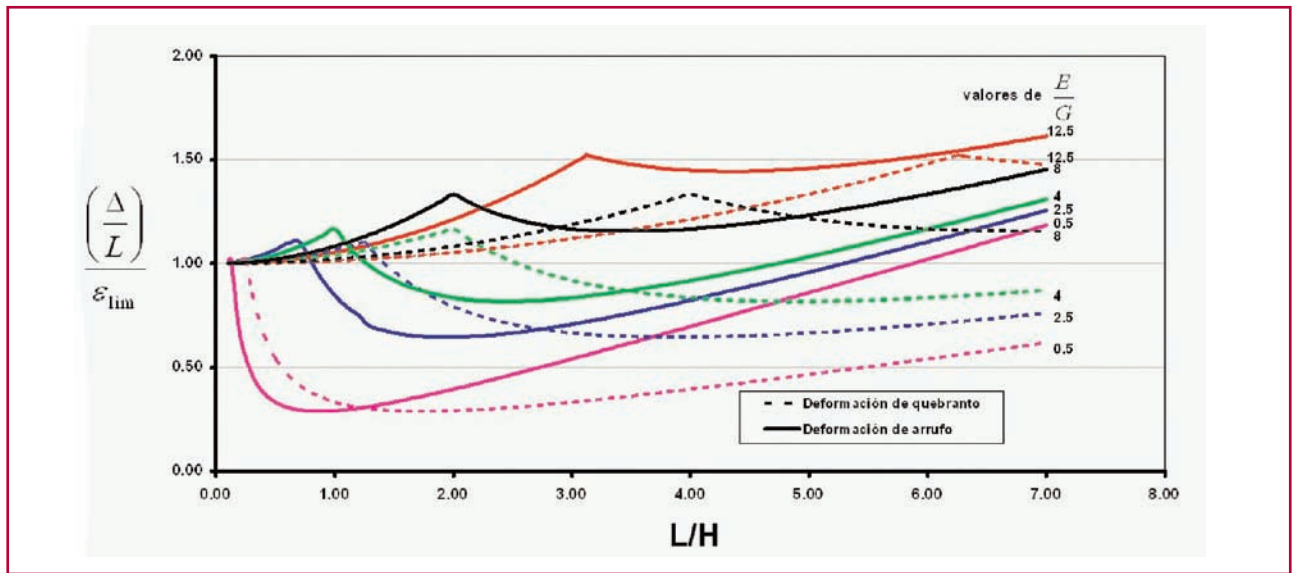


Fig. 3. Relación entre $\Delta/L \cdot \epsilon$ y L/H en vigas con deformación de arrufo (fibra neutra en el centro de la viga). Burland y Wroth, 1974.

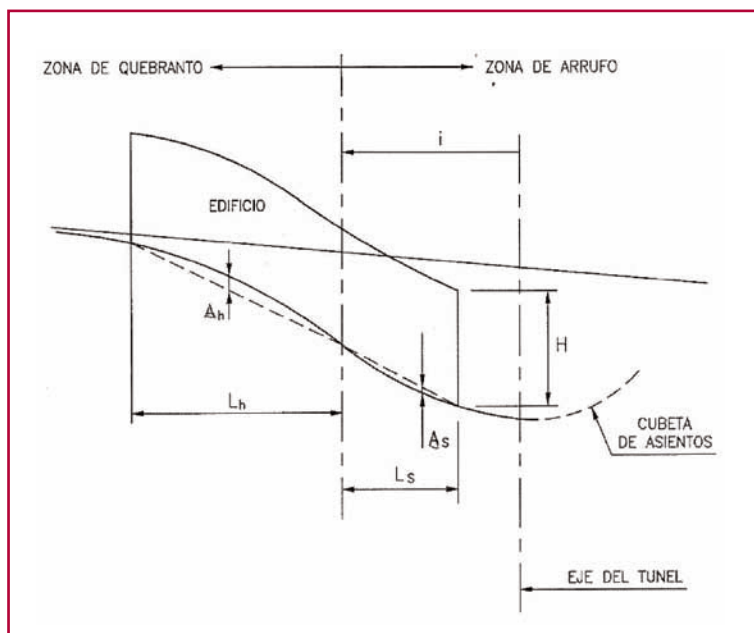
Fig. 4. Relación de $\Delta/L \cdot \epsilon$ y L/H para el rango de habitual en edificio.



puertas y ventanas que aumenta la deformabilidad a cortante. En la figura 4 adjunta se realiza un análisis de sensibilidad del valor de $\Delta/L \cdot \epsilon$ en los casos de quebranto y arrufo variando E/G entre 0,5 (que sería el valor correspondiente a un muro prefabricado de hormigón formado por paneles arriostrados horizontalmente) y 12,5 (un muro de ladrillo con aberturas que reducen la rigidez al corte). Puede verse que, para deformaciones de arrufo, la estructura menos sensible a daños por asiento es la que presenta valores más altos de E/G , mientras que en la estructura con valores

bajos de E/G dominan las deformaciones por flexión incluso para valores muy bajos de L/H siendo mucho más sensible a los asientos.

Fig. 5. Modelo idealizado del edificio. Determinación de la deflexión máxima.



3. El método de la viga equivalente para la estimación de la deformación máxima de tracción

Mair, Taylor y Burland (1976) proponen aplicar las ecuaciones de la viga a un edificio situado en una cubeta de asientos de tipo gaussiano (véase figura 5) con las siguientes hipótesis simplificadoras:

1. Se supone que el edificio sigue la cubeta de asientos del terreno en condiciones de campo libre (sin interacción suelo-estructura).
2. Se discretiza el edificio en tramos de longitud L subdividido por los puntos de inflexión de la cubeta de asientos o por las extremidades del edificio.
3. En los tramos de quebranto de la cubeta de asientos el edificio se deforma con su fibra neutra en la parte inferior, por lo que en este caso

$$y = H \quad e \quad I = \frac{H^3}{3}$$

4. En los tramos de arrufo la fibra neutra se sitúa en el centro del edificio, por lo que

$$y = \frac{H}{2} \quad e \quad I = \frac{H^3}{12}$$

5. Los valores máximos de Δ/L se determinan en cada tramo de quebranto y arrufo, y no suelen coincidir con los valores de la deflexión en el centro del tramo.

Como se verá más adelante, de todas estas hipótesis la que resulta más alejada de la realidad es la primera porque la interacción suelo-estructura hace que la cubeta de asientos bajo el edificio sea más aplanada que la correspondiente a campo libre.

Calculadas las deformaciones de tracción del edificio modelizado como viga (para lo que pueden utilizarse las curvas de las figuras 3 y 4), puede determinarse el nivel de daño previsible con las categorías de la tabla 2.

Por otra parte, los movimientos horizontales del terreno generados por la excavación del túnel se evaluarán, de acuerdo con Mair, Taylor y Burland (1996) tomando el valor medio ϵ_h . Para ello se parte de la ecuación:

$$\frac{S_h(y)}{S_{hmax}} = 1,65 \frac{y}{KZ_0} \exp\left(\frac{-y^2}{2K^2Z_0^2}\right)$$

siendo:

$S_h(y)$: Movimiento horizontal a la abscisa y de la cubeta, con el origen en la vertical del eje del túnel.

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

$$S_{vmax} = 0,31 V_s D^2 / KZ_0$$

V_s : Volumen unitario de la cubeta de asientos

K : Parámetro de la abscisa l del punto de inflexión

Z_0 : Profundidad del eje del túnel.

D : Diámetro del túnel.

De la expresión anterior se obtiene $S_h(y)$ (el movimiento horizontal de la superficie del terreno) en los puntos de abscisa y_1 e y_2 correspondientes a los extremos del edificio. La deformación unitaria horizontal media vendrá dada por:

$$\epsilon_h = \frac{S_h(y_2) - S_h(y_1)}{L}$$

Para superponer este estado de deformación horizontal con los estados de flexión y corte deducidos de la ecuación de la viga se realizan las siguientes hipótesis:

a) Estado de flexión: la deformación horizontal ϵ_h impuesta por el terreno se suma algebraicamente con la deformación de flexión ϵ_{fmax} inducida en la viga por los asientos:

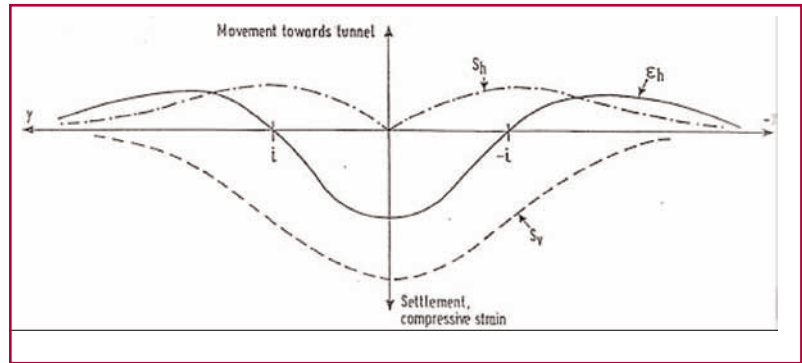


Fig. 6. Distribución de movimientos horizontales S_h y deformaciones unitarias horizontales ϵ_h en la superficie del terreno. Burland, 1997.

$$\epsilon_{ft} = \epsilon_h + \epsilon_{fmax}$$

Según esto, la máxima deformación unitaria de tracción se producirá en la zona de quebranto donde tanto ϵ_h como ϵ_{fmax} son de tracción.

b) Estado de corte: la figura 7 muestra el círculo de Mohr de deformaciones para componer la deformación horizontal impuesta por el terreno ϵ_h con ϵ_{cmax} (deformación por cortante de la viga debido a los asientos). Adoptando un módulo de Poisson $\nu = 0,3$ en el edificio, la deformación horizontal ϵ_h produce en el edificio una deformación vertical $-0,3 \epsilon_h$, con lo que el círculo de Mohr puede ser construido pasando por los puntos $(\epsilon_h, \epsilon_{cmax})$ y con su centro en el eje ϵ . De esta composición de estados deformacionales se deduce que la máxima deformación unitaria de tracción por cortante viene dada por ϵ_{dt} .

Fig. 7. Círculo de Mohr en deformaciones. Mair et al., 1996.

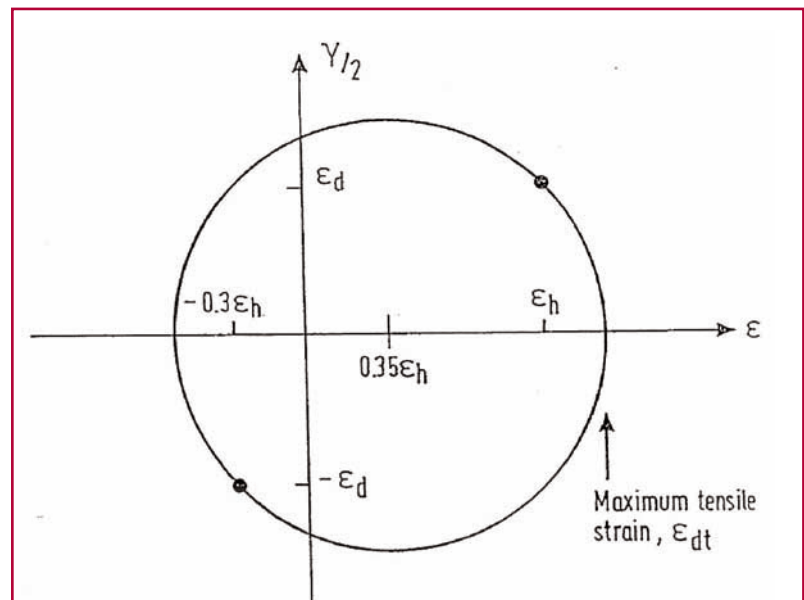
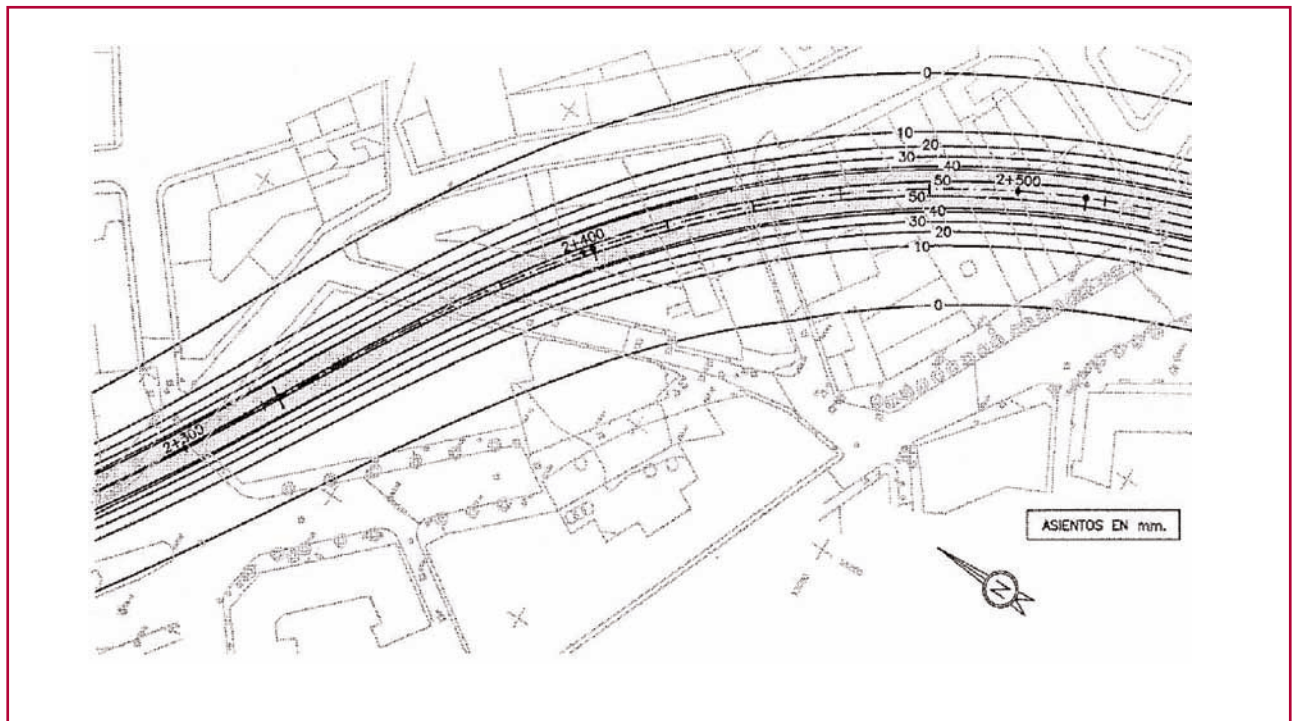


Fig. 8. Ejemplo de estimación de asientos y su influencia en las edificaciones a lo largo de la traza del túnel. Simic, 1998.



4. Método para la estimación del daño potencial sobre las edificaciones inducido por las subsidencias del túnel

A la vista de los análisis expuestos en los apartados anteriores se puede generalizar el siguiente método:

- Estimar los asientos y movimientos horizontales del terreno inducidos por la construcción del túnel.
- Seleccionar los edificios susceptibles de ser afectados por el túnel. Para ello es conveniente dibujar las curvas de nivel de asientos en un plano de planta del trazado en el que estén reflejados los edificios (véase figura 8).
- Para cada edificio, representar su posición relativa respecto de las cubetas de asiento (véase figura 9) y de las leyes de movimientos horizontales. En esta fase es preciso auditar técnicamente el estado de cada edificio afectado, poniendo de manifiesto cualquier anomalía previa a la construcción del túnel. En Oteo (2000) se describe el procedimiento seguido durante la construcción del Metro de Madrid. Asimismo, son muy pertinentes las recomendaciones del mismo autor de aplicar un cierto "coeficiente de seguridad" a las deformaciones límites admisibles en función del estado previo de la edificación.

- Se determinan los puntos de inflexión de la cubeta de asientos. En el caso de cubetas Gaussianas la abscisa de i es bien conocida, en caso de cubetas más complicadas como la que resulta de la superposición de varios túneles es recomendable calcular la curvatura de la cubeta de asientos combinada como suma de las curvaturas de las cubetas individuales y determinar el punto de inflexión como aquel en el que se produce un cambio de signo de las curvaturas.
- Se discretiza cada edificio en tramos delimitados por los siguientes puntos singulares: el borde del edificio, los puntos de inflexión de la cubeta de asientos y los límites de la cubeta, con lo que queda definido L para cada tramo.
- Se obtiene la deformación unitaria horizontal media ϵ_h en L .
- Para cada tramo de longitud L se mide la deflexión relativa Δ/L , distinguiendo los tramos de quebranto y los de arrufo, tal como se esquematiza en la figura 5.
- Se obtienen los valores de $\epsilon_{f \max}$ y $\epsilon_{c \max}$, las cuales se combinan con ϵ_h tal como se especifica en el apartado 4 para obtener ϵ_{ff} y ϵ_{ct} .
- En función del máximo de $\epsilon_{f \max}$ y $\epsilon_{c \max}$ se determina la categoría de daño potencial con ayuda de la tabla 2, comparando dicho máximo con la deformación límite ϵ_{lim} .

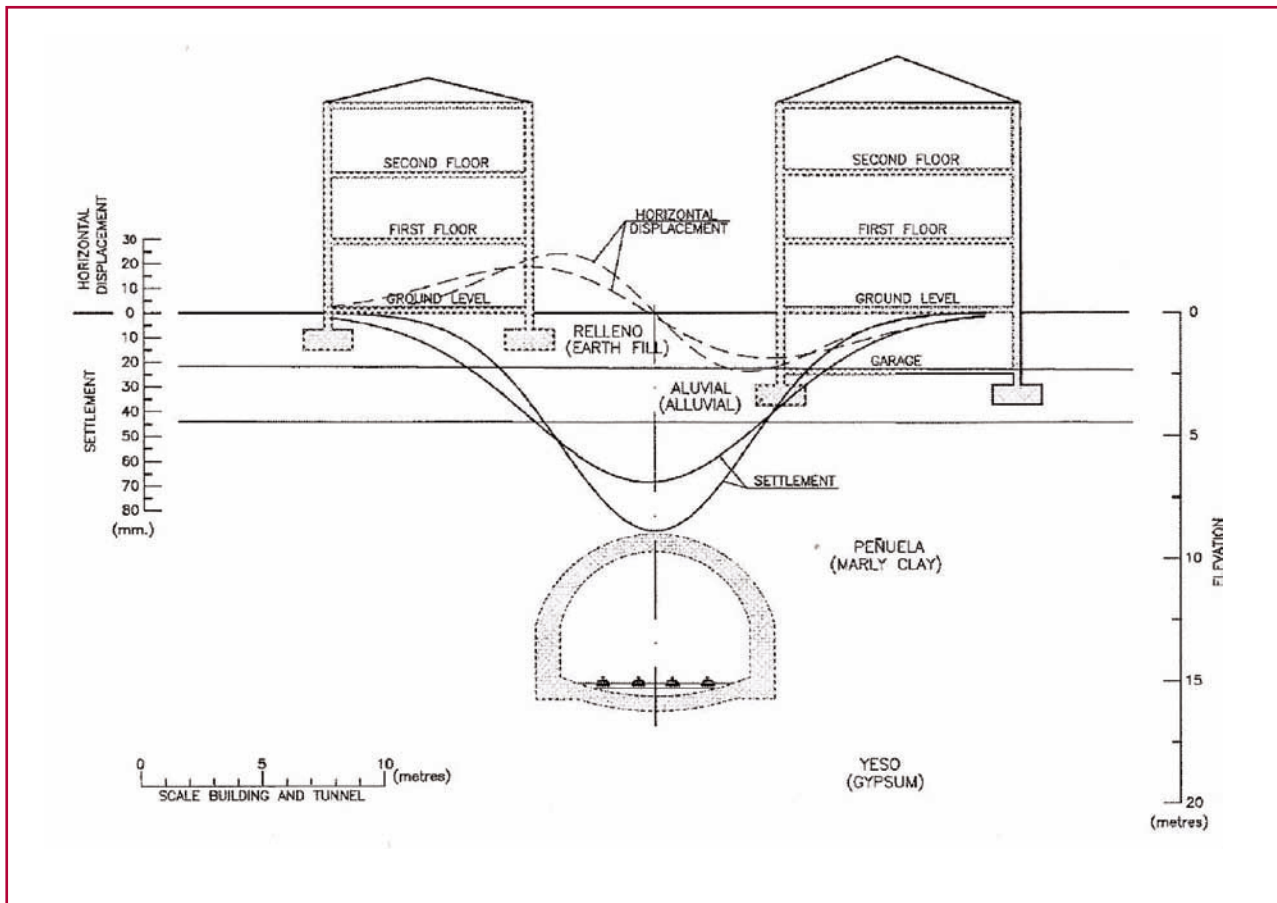


Fig. 9. Ejemplo de la estimación de asentamientos y movimientos horizontales en la sección transversal al túnel. Simic, 1998.

Este método suele ser conservador ya que supone que el edificio no tiene rigidez a efectos de la determinación de los asentamientos por lo que sigue la deformada del terreno de campo libre. Ya se verá en sucesivos apartados como la interacción suelo-estructura tiende a reducir la deflexión relativa Δ/L y las deformaciones horizontales unitarias ϵ_H . Sin embargo, esta metodología permite caracterizar de forma conservadora todos los edificios situados en la zona de influencia de la traza del túnel. De acuerdo con las recomendaciones de Mair, Taylor y Burland (1996), en aquellos edificios clasificados en la categoría de daño moderado o superior (para los que la deformación máxima de tracción de la viga equivalente supera el valor $\epsilon = 0,15\%$) se recomienda realizar un estudio de detalle en el que se tengan en cuenta los aspectos tridimensionales de la posición del túnel respecto del edificio, introduciendo además una consideración sobre la tipología estructural, ya que las edificaciones con una continuidad estructural definida por pórticos de hormigón armado o acero son menos susceptibles de experimentar daño que los que están constituidos por muros de carga. En este sen-

tido Burland y Wroth (1974) recomiendan adoptar un valor de E/G de 12,5 en estructuras porticadas con cimentación superficial en lugar del valor de 2,6 de los edificios de muros de carga.

Por otra parte la tipología de la cimentación también modifica la transmisión de esfuerzos horizontales a la estructura, de forma que las cimentaciones continuas como las zapatas corridas o losas no transmiten a la estructura los movimientos horizontales del terreno, los cuales son absorbidos por la propia cimentación.

5. Efecto de la rigidez del edificio

5.1. Importancia de los efectos de interacción

La metodología descrita en el apartado anterior ignora que los efectos de interacción suelo-estructura producidos, tanto por el peso del edificio como por su rigidez, influyen de forma decisiva en los desplazamientos del terreno producidos por la excavación del túnel. La figura 10 (Hellings, 1994) muestra la cubeta

de asientos medidos en un edificio muy antiguo cimentado en arcilla de Londres, comparado con los asientos previstos en campo libre donde puede verse que la deformada realmente impuesta al edificio es mucho menos severa que la estimada sin considerar la presencia de la estructura. De este perfil podría deducirse que la deflexión relativa, y por lo tanto, el daño potencial son mucho más reducidos que los estimados con la cubeta de campo libre.

La interacción del edificio con los movimientos fue objeto de un proyecto de investigación de la Universidad de Oxford (Burd, Houlby, Augarde y Liu, 2000) en el curso del cual se analizó mediante un programa de elementos finitos tridimensionales la excavación de un túnel bajo un edificio de muros de carga. La estructura, de 8 m de altura, 20 m de anchura y 10 m de fondo estaba cimentada superficialmente en un terreno de arcillas modelizado con una ley constitutiva elastoplástica no lineal, basado en Simpson (1992). Los muros de carga se modelizan con arreglo a una ley tensodeformacional lineal de baja resistencia a la tracción con un módulo de elasticidad de 10.000 MPa. El modelo permite la formación de fisuras de tracción, con una tensión residual de 10 KPa para evitar inestabilidades de cálculo. La construcción del túnel se simuló para reproducir una pérdida de terreno del orden del 2%.

La figura 11 muestra la malla de elementos finitos del caso simétrico, y en la figura 12 se muestran los asientos de la fachada delantera cuando el frente del túnel está suficientemente alejado para considerar estabilizados los movimientos. Como se puede ver, el edificio actúa como viga rígida reduciendo drásticamente la deflexión relativa, aunque a costa de aumentar considerablemente las pendientes de la cubeta en el terreno adyacente exterior al edificio, por lo que cabe esperar que las pequeñas estructuras o servicios que pueden encontrarse en esa zona puedan experimentar daños. El aumento de asiento con respecto a la cubeta de campo libre es atribuido por los autores al efecto del peso propio del edificio. La figura 13 muestra la distribución de la fisuración que, como se puede apreciar, corresponde principalmente a una deformación de corte en las esquinas del edificio. Asimismo, los autores hacen notar que esta fisuración resulta más elevada que si se impusiera a la fachada frontal la deformada correspondiente al terreno.

Los resultados de este complejo análisis con elementos finitos tridimensionales se hallan en sintonía

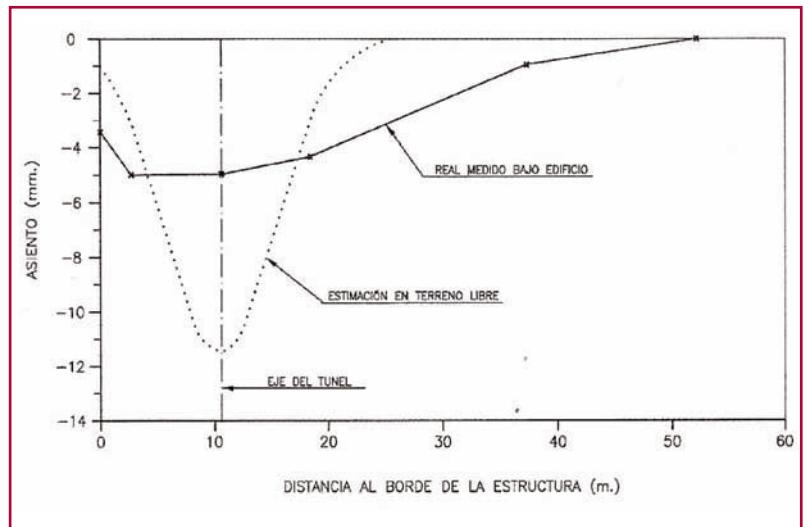


Fig. 10. Comparación entre asientos medido y estimado. Influencia de la presencia de un edificio (Hellings, 1994).

Fig. 11. Malla de elementos finitos empleada en el análisis 3D. Burd et al., 2000.

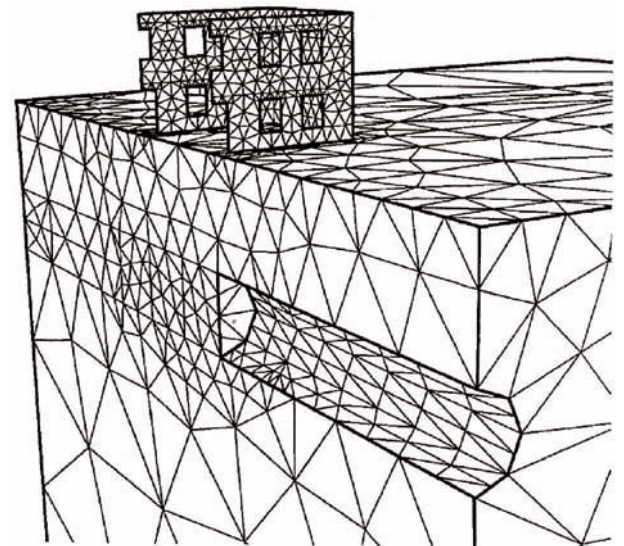
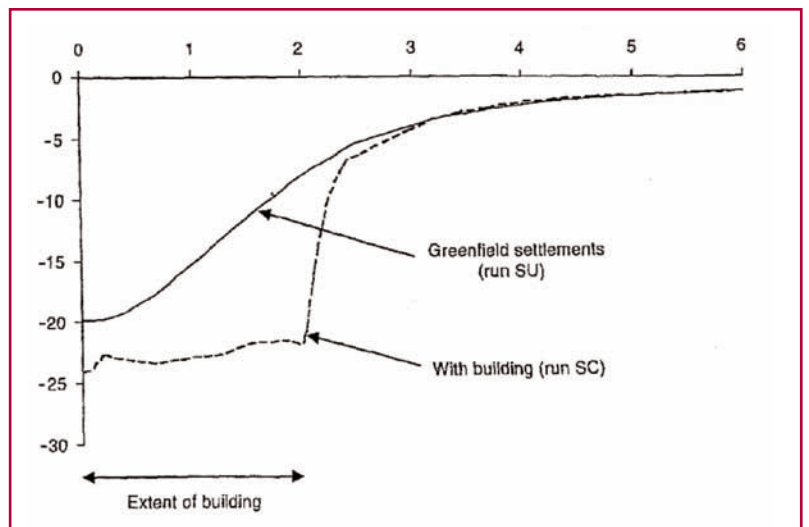


Fig. 12. Edificio simétricamente situado respecto del túnel. SU: asientos en campo libre. SC: asientos en cálculo acoplado con edificio. Burd et al., 2000.



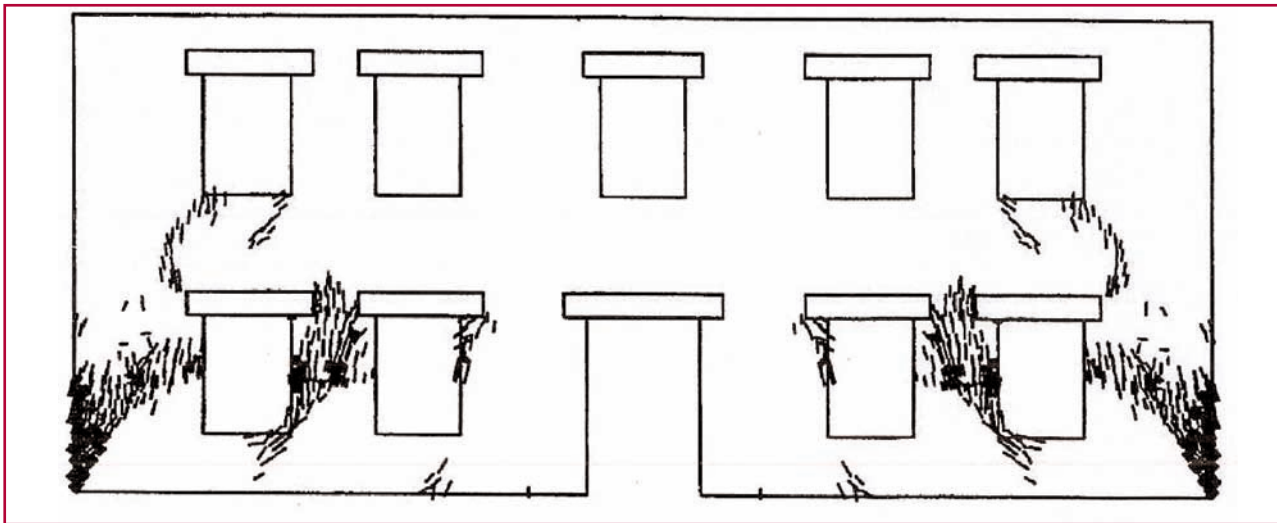


Fig.13. Edificio simétricamente situado respecto del túnel. Distribución de la fisuración obtenida del modelo. Burd et al., 2000.

con las conclusiones del modelo simple de viga equivalente de Burland y Wroth (1974). En efecto, cuando el edificio ocupa la zona de arrufo de la cubeta de asentamientos, el terreno de cimentación produce un efecto de arriostramiento (que Burland y Wroth, 1974, simulaban bajando la fibra neutra hasta la cimentación) que le da más rigidez a flexión. Como la rigidez al corte es baja debido a las importantes aberturas de la fachada, el factor E/G es bastante elevado, próximo al valor de $E/G = 12,5$ que se representa en la figura 4. En estas condiciones de arrufo el mecanismo más crítico, como se puede ver en dicha figura 4, es el de rotura por corte según fisuras inclinadas como predice el modelo numérico (véase la figura 13) para el caso de la fachada frontal centrada respecto del túnel.

Dada la importancia de estos fenómenos de interacción, en el apartado siguiente se describe un procedimiento aproximado para tener en cuenta el efecto de la rigidez del edificio.

5.2. 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 4 para incluir el efecto de interacción terreno-estructura. Para ello, Potts y Addenbrooke (1997) realizaron un estudio paramétrico mediante un modelo numérico bidimensional de elementos finitos, incluyendo 100 cálculos para distintas geometrías y rigideces del edificio, así como profundidades del túnel. Se consideró un túnel típico

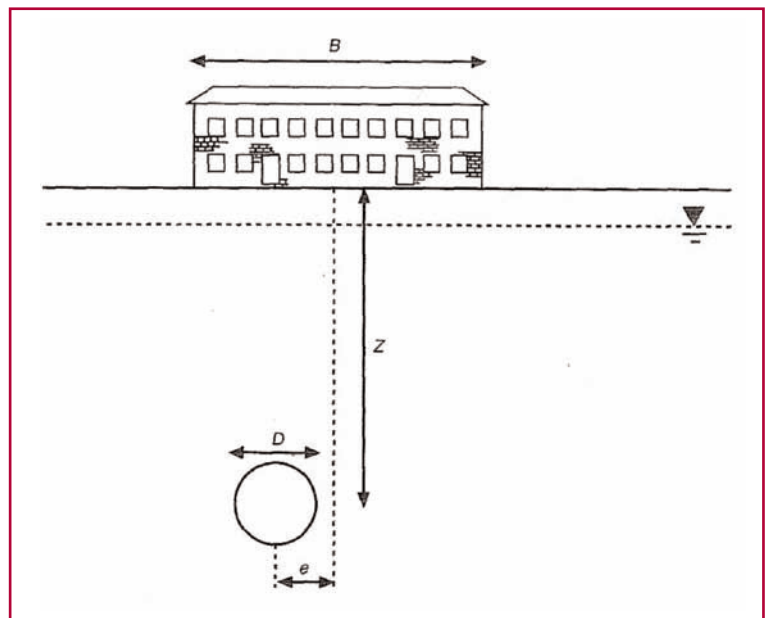
del Metro de Londres para vía única de 4,15 m de diámetro a profundidades de 20 m y 34 m excavado en arcilla de Londres modelizada con una ecuación constitutiva elastoplástica no lineal (Jardine, Potts, Fourie y Burland, 1986). La parametrización de las características del edificio se tuvo en cuenta a través de los siguientes factores:

$$\rho' = \frac{EI}{E_s H^4} \quad \alpha' = \frac{EA}{E_s H}$$

Siendo:

$H = B/2$, la semilongitud de la viga equivalente que representa el edificio.

Fig.14. Modelo paramétrico bidimensional del efecto de interacción. Potts et al., 1997



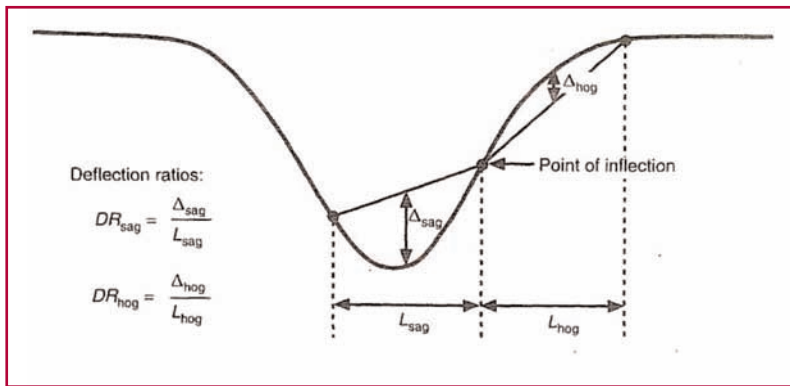


Fig. 15. Definición de la deflexión relativa en quebranto (hog) y arrufo (sag). Potts et al., 1997

E_g : el módulo de elasticidad representativo de la rigidez del terreno, que según Potts y Addenbrooke (1997) viene dado por el módulo secante para una deformación axial del 0,01% en un ensayo triaxial consolidado a la mitad de la profundidad Z_0 del túnel. En su modelo numérico, E_g crecía linealmente con la profundidad teniendo un valor de 103 MPa a 20 m y 163 MPa a 34 m.

E : el módulo de elasticidad representativo de la estructura. Potts y Addenbrooke (1997) para sus análisis tomaron un valor típico de hormigón $E = 23 \cdot 10^6$ KPa.

A : área de la viga equivalente a efectos de rigidez axial. Potts y Addenbrooke (1997) suponen un edificio formado por $n+1$ forjados de área transversal A_f (incluida la losa de cimentación), por lo que $EA = (n+1) EA_f$.

I : momento de inercia de la viga equivalente a efectos de rigidez a la flexión. Potts y Addenbrooke (1997) recomiendan la aplicación del teorema de Steiner, de modo que para un edificio formado por $n+1$ losas de inercia I_f se tiene

$$EI = E \sum_1^{n+1} (I_f + A_f \cdot h_f^2)$$

siendo h_f la distancia vertical de cada centro de losa a la fibra neutra del edificio.

Con el fin de evaluar la influencia de la interacción en la geometría de las cubetas de asiento con α^* y ρ^* , los autores determinan la abscisa del punto de inflexión de cada cubeta (por el procedimiento de determinar el cambio de signo de las curvaturas) y establecen las deflexiones relativas de cada tramo de quebranto y arrufo de la viga equivalente (véase figura 15), las cuales son comparadas con las respectivas deflexiones relativas que se obtendrían con la curva

de asiento de campo libre, a través de los parámetros $M^{DR\ sag}$ y $M^{DR\ hog}$ que se definen:

$$M^{DR\ sag} = \frac{\text{deflexión relativa de arrufo}}{\text{deflexión relativa de arrufo en cubeta de campo libre}}$$

$$M^{DR\ hog} = \frac{\text{deflexión relativa de quebranto}}{\text{deflexión relativa de quebranto en campo libre}}$$

Del mismo modo, se obtiene la máxima deformación axial unitaria ϵ_h en la fibra neutra de la viga equivalente comparándola con ϵ_h^g que es la máxima deformación unitaria horizontal en hipótesis de campo libre de la superficie del terreno en el tramo ocupado por la viga:

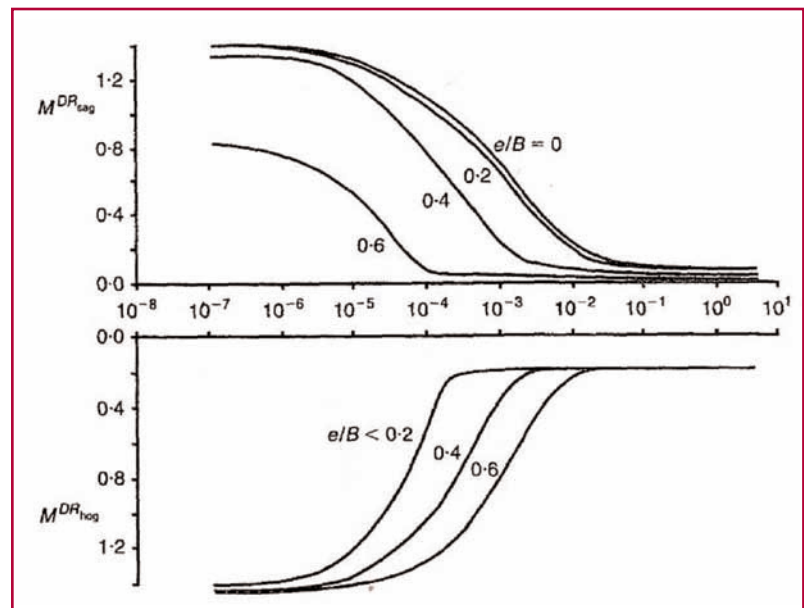
$$M^{\epsilon\ hc} = \frac{\text{máxima } \epsilon_h \text{ de compresión}}{\text{máxima } \epsilon_h^g \text{ de compresión}}$$

$$M^{\epsilon\ ht} = \frac{\text{máxima } \epsilon_h \text{ de tracción}}{\text{máxima } \epsilon_h^g \text{ de tracción}}$$

Los autores hacen un filtrado de los datos descartando los valores improbables de α^* correspondientes a un valor dado de ρ^* , lo cual les permite presentar los resultados del análisis paramétrico mediante los respectivos ábacos de la figura 16 para los factores modificativos de la deflexión relativa y la figura 17 para los factores modificativos de la deformación unitaria horizontal.

Estos factores se deben aplicar a la deflexión relativa Δ/L y a la máxima deformación unitaria axial ϵ_h obtenidas del cálculo en campo libre, en función de:

Fig. 16. Factores modificativos de la deflexión relativa en función de ρ^* . Potts et al., 1997.



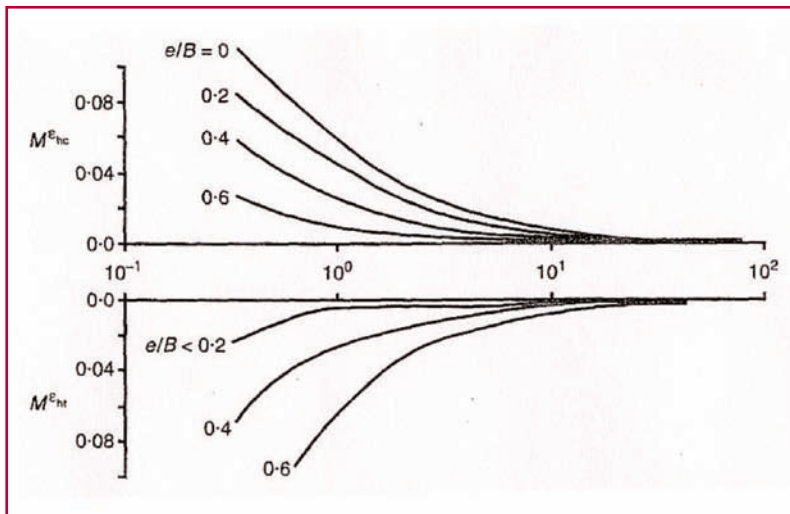


Fig.17. Factores modificativos de la deformación horizontal unitaria en función de α^* . Potts et al., 1997.

- 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 e/E , véase figura 14).

Hay que hacer la observación de que el estudio paramétrico realizado para obtener estas curvas es válido para el rango de rigideces relativas:

$$5,18 \cdot 10^{-8} < \rho^* \leq 51,8$$

$$\alpha^* > 0,5$$

Un factor de modificación de 1 significa que el edificio se comporta de forma perfectamente flexible (la curva de asentamientos 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 (figura 16) 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.

En conclusión, el trabajo de Potts y Addenbrooke (1997) constituye un esfuerzo sistemático muy útil para

analizar la influencia de la rigidez de la estructura a pesar de la simplificación bidimensional de sus análisis, en la que la estructura es modelizada de forma simplista como un conjunto de losas unidas por pilares rígidos.

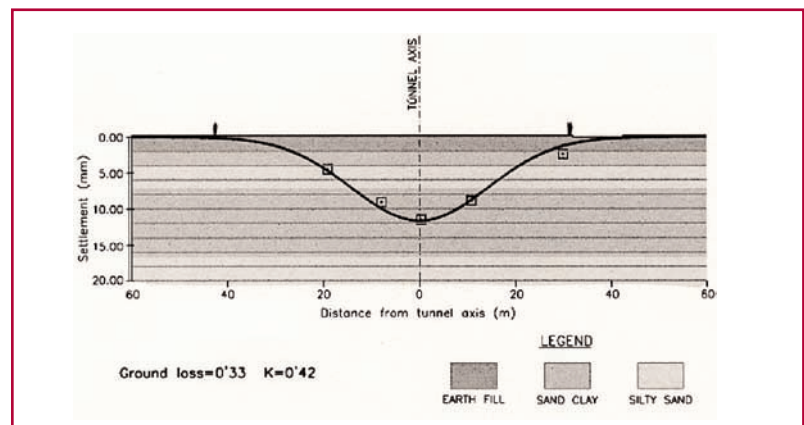
6. Verificación experimental de los modelos de interacción edificio / túnel

6.1. Resultados de la instrumentación de obras

Con el fin de validar los modelos de cálculo propuestos en los apartados anteriores se realizó un estudio experimental del comportamiento de 26 edificios de distintas tipologías durante la excavación de un túnel en sus proximidades. A efectos de esta investigación se han considerado 3 túneles excavados en Madrid y su alfoz en las formaciones detríticas miocenas constituidas por arenas de mica y toscos arenosos. Los tres túneles fueron excavados por fases mediante el método tradicional de Madrid (también conocido por el método belga), con secciones variables entre 78 m² y 125 m². Previamente a la construcción se instalaron distintas secciones instrumentadas para la medida de asentamientos en la superficie del terreno, tanto en condiciones "green field" (suficientemente alejadas de cualquier estructura) como en la fachada de los edificios (y, por tanto, sometidas a efectos de interacción). En las figuras 18 y 19 se recogen, respectivamente, un ejemplo de cada tipo de cubeta de asentamientos medida por la excavación del túnel.

Los datos obtenidos han permitido comparar los asentamientos de los edificios con las correspondientes cubetas "green field" para una situación equivalente de

Fig. 18. Ejemplo de cubeta de asentamientos "green field". Datos de instrumentación y ajuste gaussiano.



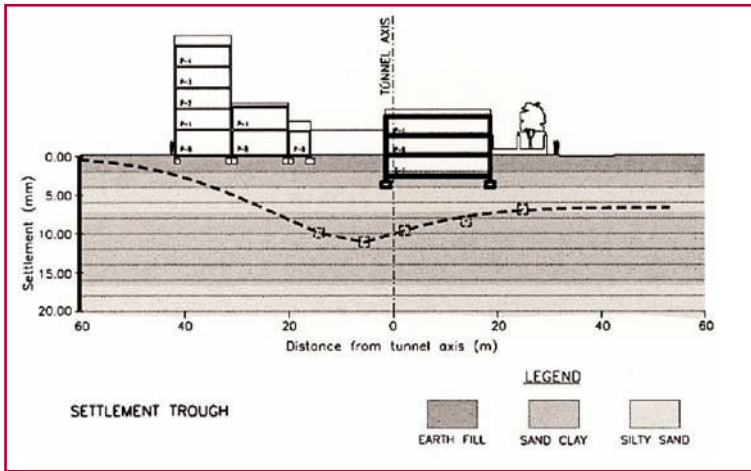


Fig. 19. Ejemplo de cubeta de asientos con interacción edificio/terreno.

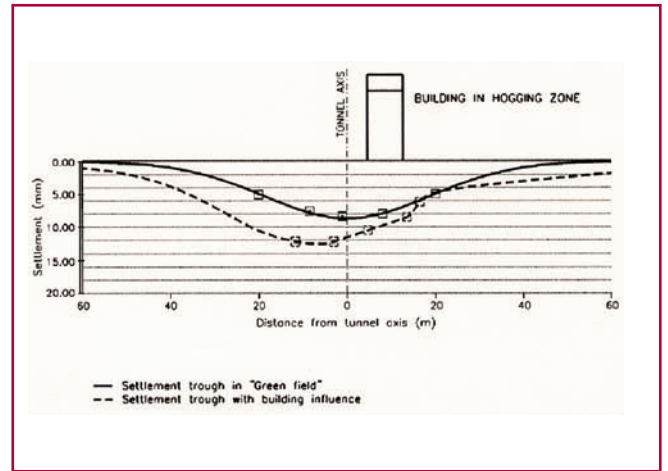


Fig. 20. Comparación de las cubetas con y sin interacción para un edificio en deformación de quebranto.

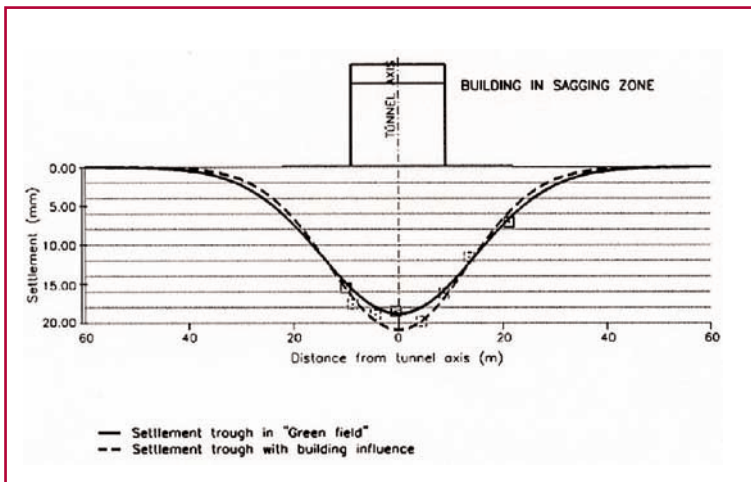


Fig. 21. Comparación de las cubetas con y sin interacción para un edificio en deformación de arrufo.

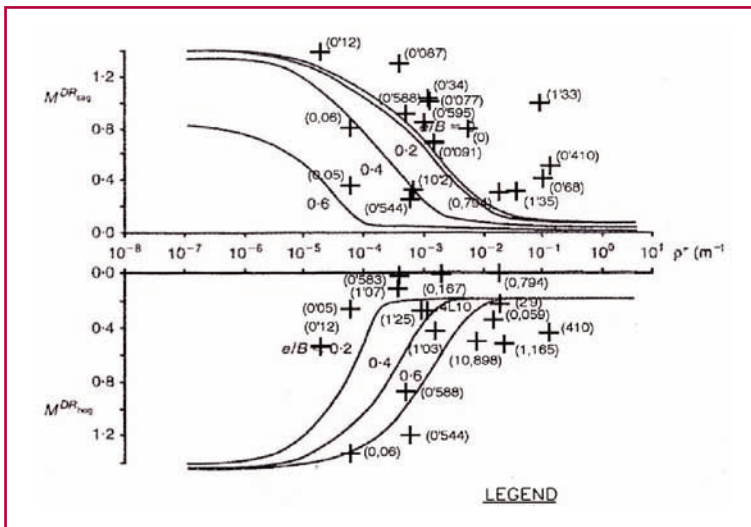


Fig. 22. Factores de interacción medidos en campo y su comparación con el modelo de Potts y Addenbrooke (1997).

la profundidad del túnel y condiciones del terreno. Las figuras 20 y 21 muestran sendos ejemplos de esta comparación para un edificio con deformación de quebranto y otro de arrufo.

Por medio de esta comparación es posible deducir los factores modificativos de la deflexión relativa descritos en el apartado 5.2. Asimismo, la rigidez ρ^* de cada edificio fue evaluada, lo cual permitió representar el comportamiento de cada edificio en el gráfico de Potts y Addenbrooke (1997) tal como se recoge en la figura 22. De la inspección del mismo, y más allá de la inevitable dispersión de los resultados, pueden apreciarse las siguientes tendencias:

- a) Los edificios que se deforman en modo de arrufo tienden a comportarse de manera menos rígida de lo previsto en el modelo, afectando menos la cubeta "green field".
- b) Los edificios en modo de quebranto se comportan de manera más parecida a las predicciones del modelo, con la excepción de algunas estructuras de muros de carga (representadas por los puntos de mayor ordenada en la parte inferior del gráfico de la figura 22) que, al romperse frágilmente, se comportan de manera menos rígida que la que correspondería a su índice ρ^* . En el apartado siguiente se analiza más en detalle este comportamiento.

6.2. Comprobación mediante modelo numérico

Se ha elaborado un modelo numérico tridimensional de diferencias finitas FLAC^{3D} con el fin de simular

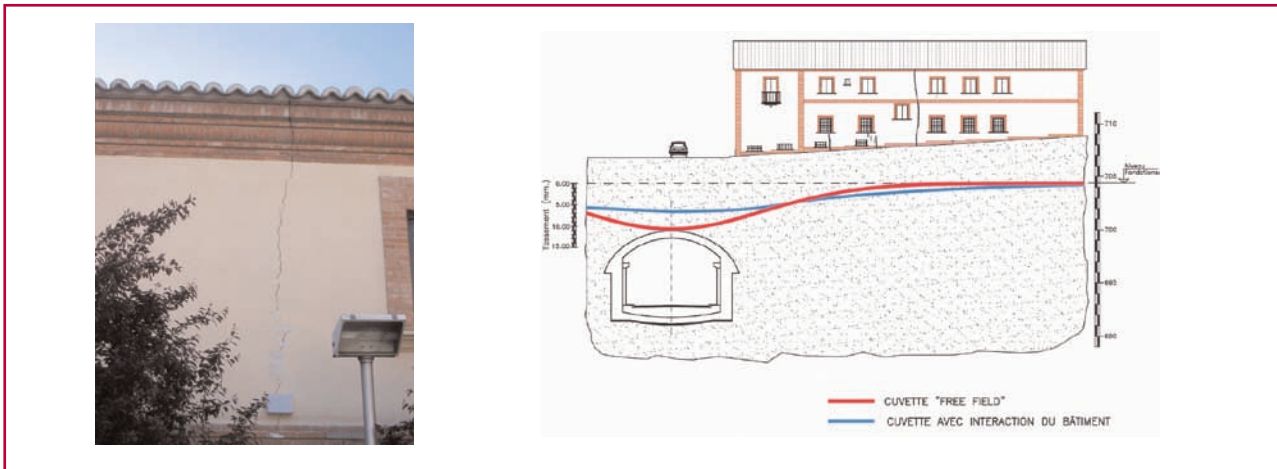


Fig. 23. Caso particular de edificio de muros de carga. Se indica la fisuración producida así como las cubetas de asiento "green field" y en la fachada del edificio.

la construcción del túnel bajo uno de los edificios de muro de carga en deformación de quebranto. El modelo constitutivo empleado para el terreno ha sido elastoplástico y la excavación del túnel fue simulada siguiendo el procedimiento de Jenck y Dias (2003), en el que se impone una pérdida de suelo al contorno del túnel que ajusta con la cubeta de asientos medida en "green field". La figura 23 muestra la posición relativa del túnel y la edificación, así como las dos cubetas de asientos medidas en la construcción del túnel en sendas secciones de control, una suficientemente alejada del edificio para desprestigiar efectos de interacción y otra en el muro de fachada del edificio. El edificio consta de una estructura de 3 muros de carga paralelos de ladrillo con las aberturas que allí se muestran. Se han representado, asimismo, las fisuras que sufrió después de la construcción del túnel, principalmente una rotura por tracción en la zona de máxima curvatura del tramo de deformación por quebranto.

En la figura 24 se ha representado parcialmente la geometría del modelo FLAC^{3D}. En una primera fase del análisis se desactivaron los elementos correspondientes a los muros de carga y se calibraron las pérdidas de suelo correspondientes hasta conseguir el ajuste de los asentamientos con la cubeta de "green field" medida, tal como se muestra en la figura 28. El valor de pérdida de suelo obtenido fue del 0,4%, en consonancia con lo que es habitual en los túneles excavados por el método belga en los suelos de Madrid (Oteo 2001).

En la fase siguiente del análisis se simuló la construcción del túnel con las pérdidas de suelo obtenidas en la fase anterior bajo la estructura del edificio. Los muros de carga se modelizaron como vigas equivalentes con la rigidez reducida por efecto de las aberturas.

La figura 25 muestra los resultados del modelo acoplado cuando el frente del túnel está suficientemente alejado del edificio para considerar estabiliza-

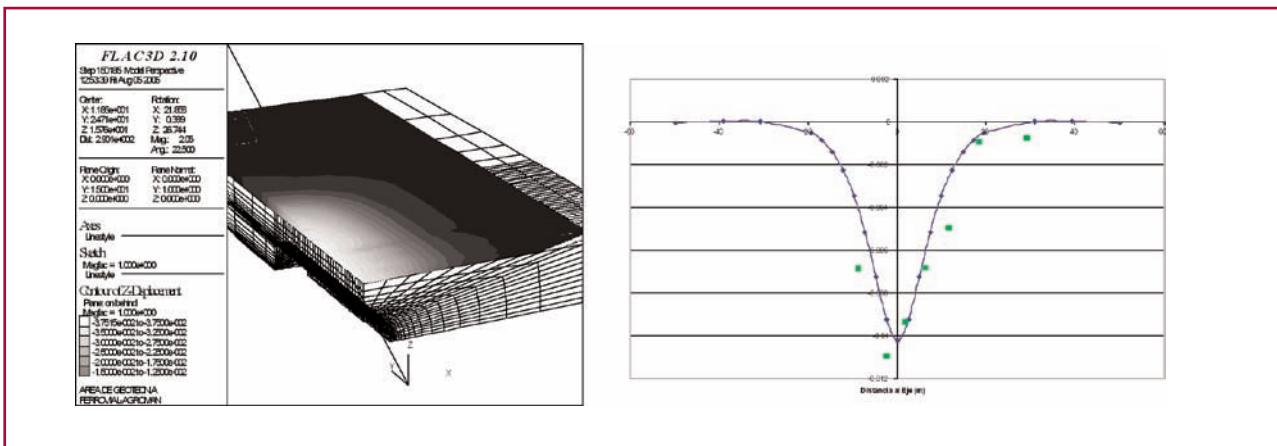


Fig. 24. Modelo numérico FLAC 3D de un edificio de muros de carga. Asientos "green field" y su comparación con los resultados de la instrumentación.

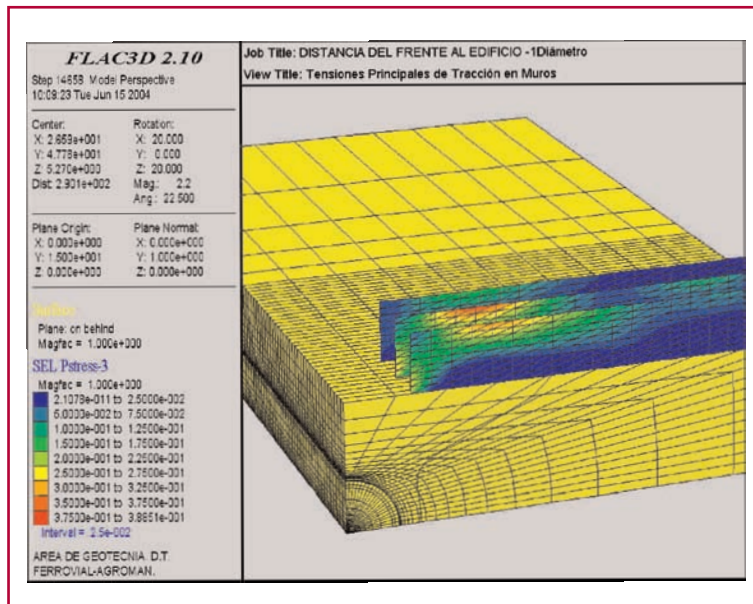


Fig. 25. Modelo acoplado edificio/terreno. Distribución de las tensiones máximas de tracción en los muros de carga.

dos los asientos. En dicha figura se han representado las deformaciones máximas de tracción en las vigas que simulan los muros de carga de la estructura, las cuales se sitúan en la zona donde el edificio se agrieta. A destacar, asimismo, que la deformación máxima de tracción obtenida del modelo es del mismo orden

que la que se obtiene utilizando el procedimiento simplificado de la viga equivalente descrito en el apartado 4, y se encuentra por encima del umbral de daño moderado de la tabla 2, en consonancia con la fisuración observada en la realidad.

7. Conclusiones

La interacción edificio/terreno tiene mucha influencia en el comportamiento de las estructuras frente a los fenómenos de subsidencia producido por la excavación de un túnel. En este artículo se han analizado los distintos métodos para evaluar este efecto y se han evaluado sus resultados a la luz del comportamiento real de distintos tipos de edificio en obras urbanas de túneles en los terrenos de Madrid. Asimismo, se ha realizado una simulación numérica del comportamiento de un edificio de muros de carga que resultó afectado durante la construcción de un túnel. Todas estas comprobaciones han permitido confirmar que el procedimiento simplificado de la viga equivalente permite un diagnóstico suficientemente preciso del daño potencial de una edificación sometida a los asientos de subsidencia de un túnel. ♦

Referencias:

–Bjerrum, L. (1963). Discussion. *Proc. European Conference on Soil Mech. and Found. Eng. Vol. 2*, pp. 135. Wiesbaden.
 –Boscardin, M.D. y Cording, E.G. (1989). Building response to excavation-induced settlement. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 115 (1), pp. 1-21.
 –Burd, H.J., Houlsby, G.T., Augarde, CE., Liu, 6. (2000). Modelling tunnelling-induced settlement of masonry buildings. *Proc. Inst. Civ. Eng. Geotech. Eng.* 143, pp. 17-29.
 –Burland, J.B., Wroth, C.P. (1974). Settlement of buildings and associated damage. State of Art Report. *Conf. on Settlements of Structures*. Cambridge.
 –Burland, J.B., Broms, B., De Mello, V.F.B. (1977). Behaviour of foundations and structures. State of Art Report. Session 2. *Proc. 9th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Vol. 2*, pp. 495-546. Tokyo.
 –Jenck, O., Dias, D. (2003). Numerical analysis of the volume loss influence on building during tunnel excavation. *FLAC and Numerical Modeling in*

Geomechanics. Brummer, R. Andrieux, P., Detournay, C. Hart, R. (eds.). Balkema, pp. 135-144. Lisse.
 –Mair, R.J., Taylor, R.N., Burland, J.B. (1996). Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunnelling. *Proc. Int. Symp. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*. Mair, R.J. y Taylor, R.N. (eds.). Balkema, pp. 713-718. Rotterdam.
 –Ministerio de Fomento (2003). Código Técnico de la Edificación. *Propuesta de Real Decreto de Aprobación*. Madrid.
 –Oteo, C.S. (2000). Movimientos controlados durante la ampliación del Metro de Madrid (1995-99). *Revista de Obras Públicas n° 3405*. Dic. 2000. pp 91-102. Madrid
 –Peck, R.B. (1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground. *Proc. 7th. Int. Conf. on soil Mech. and Found. Eng. Mexico*.
 –Potts, D.M.; Addenbrooke, T.I. (1997). A structure's influence on tunnelling-induced ground movements. *Proc. Instn Civ. Engrs. Geotech. Engng*, 125, Apr., pp. 109-125.
 –Polshin, D.E., Tolkar, R.A. (1957). Máximum allowable non-uniform settlement of structures. *Proc.*

4th. Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Vol.1, p. 402
 –Simic, D. (2005). Structure interaction effects on tunnelling induced settlements. *Proc. 5th Int. Symp. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*. ISSMGE-TC28-Amsterdam.
 –Simic, D. (2004) Estudio integral de la afección sobre las edificaciones provocada por la excavación de túneles. *Ph D. Thesis. Universidad Politécnica*. Madrid
 –Simic, F.D., Gittoes, G. (1996). Ground behaviour and potential damage to buildings caused by the construction of a large diameter tunnel for the Lisbon Metro. *Proc. Int. Symp. on Geotechnical aspects of underground construction in soft ground*. Mair, R.J. y Taylor, R.N. (eds.) Balkema. Rotterdam. Pp. 745-752.
 –Simic, D. (2006). Building damage potencial due to túnel settlements. *FLAC & Numerical Modelling in Geomechanics*. *Proc. 4th Int. FLAC Symposium*. Madrid.
 –Simic, D. (2005). Comportement des Bâtiments vis-à-vis des tassements induits par les tunnels. Les tunnels, dé d'une Europe durable. *Proc. Congrès International AFTES*. Chambéry.