

CONVEgni e CONGRESSI



La risposta degli edifici alla subsidenza indotta dallo scavo di una galleria: dati di monitoraggio e modelli interpretativi di un caso reale

The response of buildings to tunnelling:
a case study

Dott. Ingg. Ruaidhri P. FARRELL^(*), Robert J. MAIR^(**),
Andrea PIGORINI^(**), Massimo RICCI^(**), Alessandra SCIOTTI^(**)

1. Premessa

Nell'ambito della progettazione di gallerie in aree urbane il tema della risposta degli edifici ai sedimenti indotti dalle operazioni di scavo in sotterraneo assume spesso un'importanza fondamentale. In questo articolo viene descritto il comportamento di due edifici interessati dalla realizzazione di una galleria policentrica di 12 m di diametro, scavata con metodo tradizionale. Il controllo degli spostamenti del terreno e dei fabbricati è stato presidiato con un capillare sistema di monitoraggio. I due edifici hanno mostrato una risposta alla subsidenza indotta dagli scavi significativamente diversa tra loro, consentendo di evidenziare meccanismi deformativi sia flessibili, sia rigidi. Il confronto tra il profilo dei sedimenti rilevati sugli edifici e quello osservato in condizioni di campo libero (*greenfield*) ha permesso di effettuare valutazioni quantitative sulla cosiddetta "interazione terreno-struttura". Le variazioni dei profili dei sedimenti osservati sui fabbricati rispetto alle condizioni di *greenfield* sono risultate in linea con le previsioni deducibili da correlazioni empiriche di letteratura.

2. La valutazione del danno sugli edifici

Ai fini della valutazione del rischio di danno sugli edifici indotti dallo scavo di una galleria nella consueta prassi progettuale si assume l'ipotesi semplificativa che la struttura si deforme secondo un campo di spostamenti valutato in condizioni di *greenfield*.

In tali condizioni, come dimostrato dai numerosi dati di monitoraggio oggi disponibili e dalle molteplici ricerche eseguite mediante prove in centrifuga⁽¹⁾ (MAIR e TAY-

1. Introduction

The response of buildings to tunnelling induced ground movements is an area of great importance for many urban tunnelling projects. This paper presents the response of two buildings to the construction of a 12 m diameter tunnel excavated by conventional method, in Italy. Soil and structure displacements were monitored through extensive instrumentation. The settlement response of the two buildings was found to differ significantly, demonstrating both flexible and rigid response mechanisms. Comparison of the building settlement profiles with greenfield settlements enables the soil-structure interaction to be quantified. Encouraging agreement between the modification to the greenfield settlement profile displayed by buildings and estimates made from existing predictive tools is observed.

2. Risk damage evaluation

The estimation of the risk of damage to buildings typically involves assuming that the structure deforms according to the vertical and horizontal greenfield ground movements. As it has been demonstrated by extensive field measurements and centrifuge⁽¹⁾ studies (MAIR & TAYLOR, 1997), the greenfield transversal settlement profile is well described by a Gaussian curve (fig. 1), where the point of inflection (*i*) represents the transition from the sagging zone to the hogging zone. Settlement distortions to buildings are typically measured using the deflection ratio ($DR=\Delta/L$) in both hogging and sagging modes of deformation (DR_{hog}) and (DR_{sag}).

The presence of a structure alters these movements in what is termed the soil-structure interaction. The modifi-

^(*) University of Cambridge, United Kingdom.

^(**) Italferr, UO Gallerie.

⁽¹⁾ Prove sperimentali su modelli fisici in scala ridotta sottoposti ad un campo gravitazionale artificiale per riprodurre nel terreno lo stato tensio-deformativo dovuto al peso proprio e alle azioni esterne.

^(*) University of Cambridge, United Kingdom.

^(**) Italferr, UO Gallerie.

⁽¹⁾ Experimental tests carried out on physical model subjected to an artificial gravitational field to reproduce the stress-strain conditions due to soil weight and external loads.

CONVEgni e CONGRESSI

LOR, 1997), il profilo trasversale dei sedimenti indotti dallo scavo di una galleria è ben descritto da una curva gaussiana (fig. 1), il cui punto di flesso (*i*) individua il passaggio tra la zona definita di *sagging* (concavità verso l'alto) e la zona di *hogging* (concavità verso il basso). Lo stato di deformazione dei fabbricati è di regola valutato in termini di rapporto di inflessione ($DR = \Delta/L$), sia nel campo delle deformazioni di *hogging* (DR_{hog}) che di *sagging* (DR_{sag}).

In realtà, la presenza di un'interferenza a piano campagna altera il campo di spostamenti per effetto dell'interazione terreno-struttura, per cui è possibile che l'edificio interessato subisca minori deformazioni, e quindi anche minori danni, rispetto a quanto deducibile dai metodi semplificati di cui sopra.

Per tener conto dell'interazione terreno-struttura con modelli previsionali comunque semplici, POTTS & ADDENBROOKE (1997) hanno condotto uno studio parametrico mediante analisi numeriche agli elementi finiti, finalizzato alla valutazione della risposta degli edifici allo scavo di gallerie, secondo la schematizzazione rappresentata in fig. 1. Per quantificare le variazioni al campo di spostamenti di *greenfield* indotte dalla presenza di un fabbricato sono stati definiti i seguenti due parametri: la rigidezza relativa flessionale (ρ^*) e la rigidezza relativa assiale (α^*). Successivamente, FRANZIUS *et al.* (2006) hanno modificato i parametri ρ^* e α^* esprimendoli in forma adimensionale (ρ^*_{mod} , α^*_{mod}) come sotto riportato:

$$\rho^*_{\text{mod}} = \frac{EI}{E_s B^2 z_0 L} \quad (1)$$

$$\alpha^*_{\text{mod}} = \frac{EA}{E_s BL} \quad (2)$$

dove EI ed EA rappresentano le rigidezze, rispettivamente, flessionale ed assiale dell'edificio, E_s è la rigidezza del terreno valutata come modulo elastico secante allo 0,01% di deformazione assiale, alla profondità $z=z_0/2$ (fig. 1), B è la larghezza dell'impronta dell'interferenza ed L la sua lunghezza valutata parallelamente all'asse della galleria.

Nello studio di POTTS e ADDENBROOKE (1997) la variazione delle distorsioni angolari indotte dall'interazione terreno-struttura viene espressa in funzione dei rapporti di inflessione osservati sulle interferenze e dei corrispondenti valori valutati in condizioni di *greenfield*, secondo il cosiddetto *modification factor* (M^{DR}):

$$M^{DR} = \frac{DR^{\text{str}}}{DR^{\text{gf}}} \quad (3)$$

cation to these ground movements can result in smaller distortions and levels of damage to overlying structures than may have been predicted by simplified methods.

POTTS and ADDENBROOKE (1997) conducted a parametric finite element analysis on the problem illustrated in fig. 1, to investigate the response of buildings to tunnelling. Two parameters were defined to explain the mod-

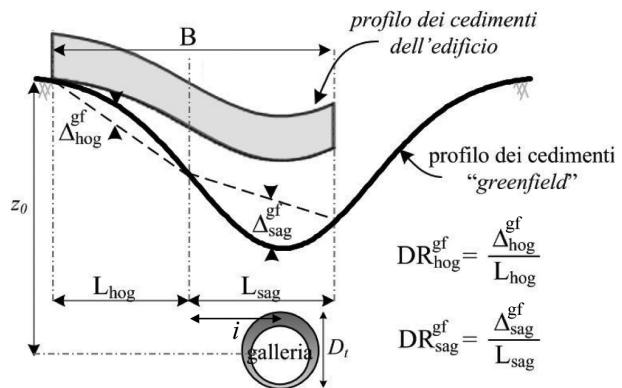


Fig. 1 - Influenza dell'interazione terreno-struttura sul profilo trasversale dei sedimenti. *Influence of soil-structure interaction on settlement distortions.*

ification to the settlement and axial response of buildings: the relative bending stiffness (ρ^*) and the relative axial stiffness (α^*). These parameters were later modified by FRANZIUS *et al* (2006) as it is shown in equations 1 and 2 respectively:

$$\rho^*_{\text{mod}} = \frac{EI}{E_s B^2 z_0 L} \quad (1)$$

$$\alpha^*_{\text{mod}} = \frac{EA}{E_s BL} \quad (2)$$

where EI and EA are the bending stiffness and the axial stiffness of the structure respectively. E_s is the secant stiffness of the soil at 0,01% axial strain, at a depth of $z=z_0/2$ (fig. 1), B is the building width and L is the length parallel to the tunnel heading.

POTTS and ADDENBROOKE (1997) quantified the modification to settlement distortion in terms of the ratio of the measured deflection ratio to the equivalent greenfield value, which is called the *modification factor* (M^{DR}) as presented in equation 3:

$$M^{DR} = \frac{DR^{\text{str}}}{DR^{\text{gf}}} \quad (3)$$

CONVEgni e CONGRESSI

dove DR^{gf} è il rapporto di inflessione in condizioni di *greenfield* e DR^{str} è quello subito dall'interferenza; si definiscono due distinti *modification factor*, rispettivamente per la zona di *hogging* ($M^{DR_{hog}}$) e per quella di *sagging* ($M^{DR_{sag}}$).

I *modification factor* rispetto al profilo dei cedimenti di *greenfield* dipendono fortemente da ρ^*_{mod} (FRANZIUS *et al.*, 2006), mentre le variazioni al campo delle deformazioni orizzontali di estensione e di compressione, rispettivamente nelle zone di *hogging* e di *sagging*, dipendono fortemente da α^*_{mod} (FRANZIUS *et al.*, 2006).

3. Il caso reale

In questo articolo sono analizzati e discussi i meccanismi di interazione terreno-struttura sulla base del comportamento osservato di due edifici interessati dalla realizzazione di una galleria scavata in depositi alluvionali recenti.

3.1. Lo scavo della galleria

La galleria policentrica del diametro di 12 m, è stata eseguita in tradizionale, con scavo a piena sezione, mediante l'utilizzo di preventivi interventi di consolidamento e con l'installazione di rivestimenti provvisori (*spritz-beton* e centine metalliche) e definitivi (cemento armato).

L'asse della galleria si trova a quota 20,95 m s.l.m., mentre la quota del piano campagna varia tra 44,3 e 46,2 m s.l.m. per un ricoprimento minimo pari a circa 17,3 m. Lo scavo è avvenuto procedendo da Est verso Ovest per campi di avanzamento di 6 m, fatta eccezione per il primo campo lungo 12 m.

In fig. 2 è mostrato l'inquadramento planimetrico dell'area. Al margine settentrionale dell'area è presente anche un passante stradale interrato eseguito prima dello scavo della galleria.

3.2. Gli edifici e il monitoraggio

I due edifici presenti a piano campagna sono costituiti entrambi da elementi verticali in muratura portante su fondazioni dirette continue e solai latero-cementizi. L'edificio lato Ovest (interferenza 107) è un fabbricato per uffici di 5 piani; l'edificio lato Est (interferenza 106) è un fabbricato a 2 piani, anch'esso destinato ad uffici. Entrambi gli edifici si sviluppano trasversalmente all'asse della galleria con una larghezza dell'impronta B (fig. 1) pari a circa 38 m, ed un'eccentricità definita come distanza tra la mezzeria dell'impronta e l'asse della galleria, pari a circa 8,7 m ($e/B=0,23$). In fig. 3 è mostrata una foto dell'area.

Gli spostamenti dei fabbricati sono stati monitorati mediante prismi ottici ubicati al livello del primo piano lungo il perimetro delle facciate. Nell'area compresa tra i due fabbricati, una sezione topografica trasversale (S-TE

where DR^{gf} is the greenfield deflection ratio and DR^{str} is the deflection ratio displayed by the building; both are defined separately in hogging and sagging, giving two modification factors: $M^{DR_{hog}}$ and $M^{DR_{sag}}$.

Modification factors to the greenfield settlement distortions are highly dependent on ρ^*_{mod} (FRANZIUS *et al.*, 2006). Similarly, the modification to tensile and compressive horizontal strains, in the hogging and sagging regions respectively, are highly dependent on α^*_{mod} (FRANZIUS *et al.*, 2006).

3. The case study

This paper discusses mechanisms governing the soil-structure interaction based on observations of the response of two buildings to the construction of a tunnel in Quaternary alluvial deposits.

3.1 Tunnelling works

The 12 m diameter tunnel was constructed carrying out reinforcement of the tunnel face and around the crown prior to excavation and installation of the temporary sprayed concrete lining (spritz-beton and steel ribs) and the permanent reinforced concrete lining.

The tunnel axis is located at 20,95 m above sea level and ground level varies from 44,3 to 46,2 m above sea level giving a minimum depth of cover of roughly 17,3 m. Construction was carried out from east to west in 6 m stages, with the exception of the first stage which was 12 m in length.

A plan of the site is presented in fig. 2. At the northern boundary a deep excavation was carried out before the tunnelling works.

3.2. Buildings and instrumentation

Two buildings overlie the excavation, both of which have been constructed with load bearing masonry walls on strip footings with reinforced concrete floor slabs. The building to the west of the site, building 107, is a 5 storey commercial structure. The building to the east of the site, building 106, is a two storey commercial structure. Both buildings lie transverse to the tunnel axis, and the eccentricity, defined as the distance from the midpoint of the building to the tunnel centre-line, is roughly 8,7 m ($e/B=0,23$). An aerial view of the site is presented in fig. 3.

Reflective prisms, placed at first floor level around the perimeter of the building facades, allowed building settlements to be measured. Ground settlements between the two buildings were measured using BRE type settlement studs. Subsurface settlements were obtained from extensometers at 1 m intervals to a depth of 40 m. Pore pressures were measured using Casagrande piezometers and piezocells, at locations indicated in fig. 2. Piezometer response zones are indicated in fig. 6.

CONVEgni e CONGRESSI

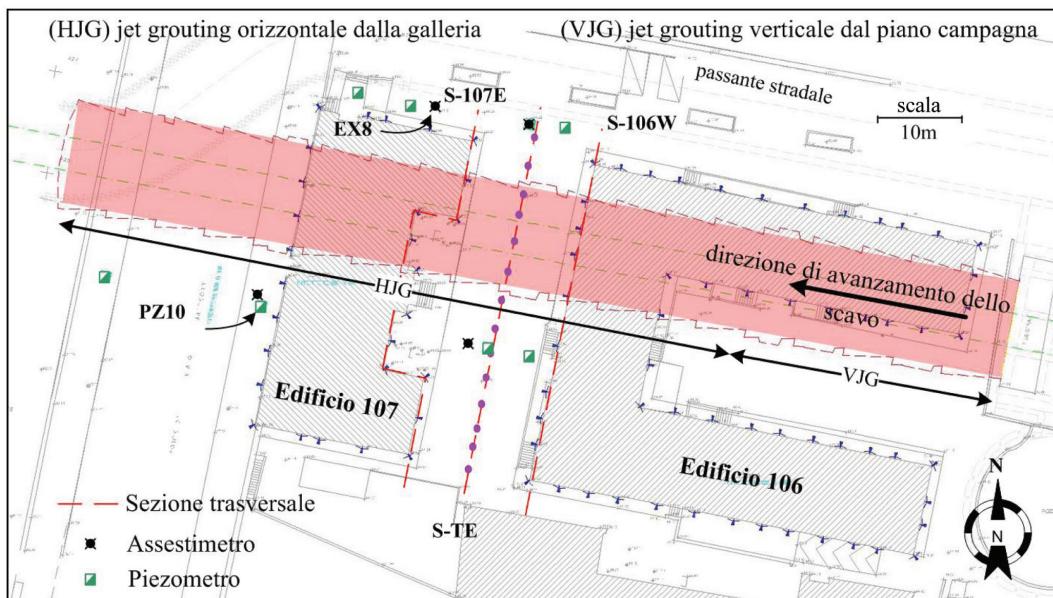


Fig. 2 - Planimetria dell'area. Site plan.

in fig. 2) ha consentito di monitorare i cedimenti del piano campagna. Mediante assestimetri (fig. 2) sono stati monitorati anche gli spostamenti profondi, con basi di misura a passo 1 m, fino a 40 m dal piano campagna. Infine, mediante celle piezometriche e piezometri Casagrande (fig. 2), sono state misurate le pressioni interstiziali; in fig. 6 sono indicate le profondità di installazione di ciascuno strumento piezometrico.

3.3. I consolidamenti

Il progetto della galleria prevedeva massicci interventi di consolidamento in avanzamento al fine di garantire la stabilità del fronte di scavo e contenere i cedimenti indotti in superficie. Per i primi 33 m di avanzamento sono state realizzate oltre 2000 colonne in *jet grouting* eseguite dal piano campagna in direzione subverticale (VJG in fig. 2), in modo da realizzare un arco consolidato continuo al contorno della futura area di scavo. Il progetto prevedeva anche un intervento di consolidamento in *jet grouting* eseguito dalla galleria in avanzamento con colonne orizzontali sull'intero fronte di scavo e nella zona di calotta (fig. 4). Per l'intervento di consoli-

3.3. Protective measures

Extensive protective measures were adopted to maintain stability of the tunnel excavation and to reduce ground movements. In total, over 2000 vertical jet grout columns were installed over the initial 33 m of the excavation (see VJG in fig. 2): vertical jet grouting was carried out from the surface to form a reinforced soil/grout canopy around the tunnel. Subsequent further reinforcement of the soil directly above the crown and into the face was carried out prior to tunnelling using horizontal jet



Fig. 3 - Foto dell'area. Aerial view of site.

CONVEgni e CONGRESSI

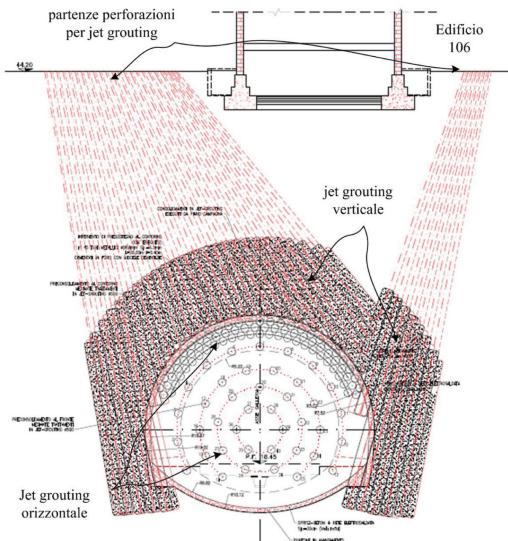


Fig. 4 - Tratta con consolidamento al contorno eseguito dall'alto.
Vertical jet grouting.

damento in *jet grouting* è stato utilizzato un sistema monofluido con pressioni di iniezione di 400 bar.

Superata questa tratta iniziale, considerata l'impossibilità di continuare ad operare dall'alto a causa dell'interferenza con i fabbricati, anche il consolidamento al contorno è stato realizzato dalla galleria mediante colonne orizzontali in *jet grouting* del diametro di 500 mm (HJG in fig. 2). L'intervento di consolidamento in sezione corrente prevedeva dunque l'impiego di colonne sub-orizzontali in *jet grouting* eseguite dalla galleria, sia al contorno che sul fronte, lunghe rispettivamente 14 m e 20 m, con campi di scavo da 6 m e sovrapposizioni minime utili rispettivamente pari a 8 m e 14 m (fig. 5). Il campo di scavo corto garantisce sempre la doppia coronella del consolidamento in *jet grouting* al contorno del cavo.

In corso d'opera, in funzione delle evidenze di campo, sono state apportate progressive ottimizzazioni all'intervento di consolidamento del fronte, ad esempio mediante parziale sostituzione di colonne in *jet grouting* al fronte con elementi strutturali in VTR cementati con miscele cementizie iniettate a pressione e volume controllati.

3.4. La geotecnica

La galleria è stata scavata attraverso depositi alluvionali del Quaternario, leggermente sovraconsolidati, costituiti da una fitta alternanza di livelli di argille limose e limi argillosi (terreno T1) con intercalazioni lenticolari di

grouting (fig. 4). Grout was injected using a single fluid system at a pressure of 400 bar.

Subsequently, due to operational constraints, the ground ahead of the tunnel crown and ahead of the tunnel face was reinforced using 500 mm diameter horizontal columns (HJG in fig. 2) without vertical jet grouting. These columns were formed by horizontal jet grouting from within the tunnel and were 20 m in length into the face and 14 m in length above the crown. The minimum distance between the tunnel face and the end of these columns was 8 m for the columns ahead of the tunnel crown and 14 m for the columns ahead of the face (fig. 5).

The number of horizontal jet grout columns installed into the tunnel face was reduced over the course of the project. Where this was the case, additional fiberglass face anchors were installed into the face instead. These fiberglass anchors were later adjusted in order to carry out injection of cement mixtures through tubes à manchette (TAM's).

3.4. Geotechnical conditions

The site geology consists of lightly over-consolidated alluvial deposits from the Quaternary period. Ground

ombrello di colonne

jet grouting

infilaggi metallici

drenaggi

Jet grouting orizzontale

Sezione trasversale A-A

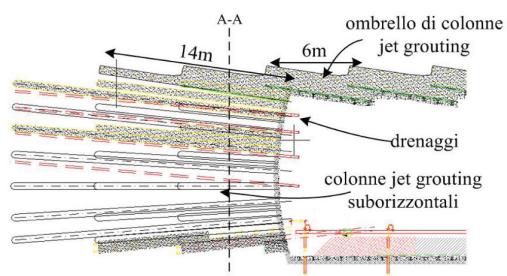


Fig. 5 - Sezione corrente di scavo e consolidamento. Horizontal jet grouting

CONVEgni e CONGRESSI

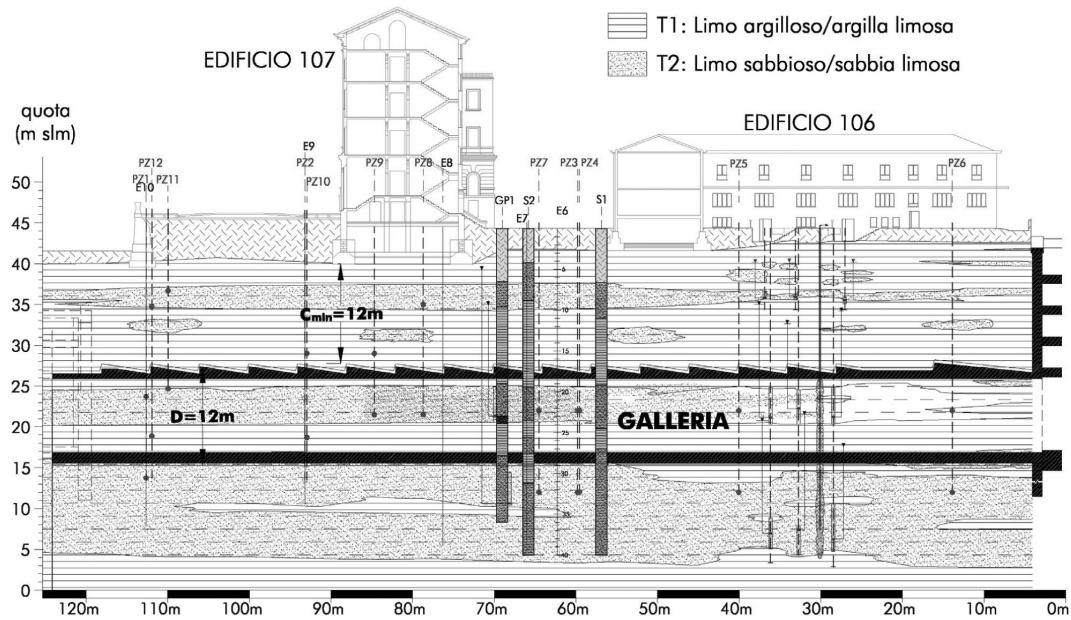


Fig. 6 - Profilo stratigrafico longitudinale. Geotechnical profile.

limi sabbiosi e sabbie limose (terreno T2) (fig. 6), come evidenziato dalle analisi granulometriche eseguite in laboratorio. In base alla carta di plasticità di Casagrande il terreno T1 può essere classificato come un'argilla ad elevata plasticità.

Il livello della falda è stato individuato a circa 5 m di profondità dal piano campagna (~39 m s.l.m.); l'andamento delle pressioni interstiziali con la profondità è risultato non idrostatico, presumibilmente a causa di un possibile effetto di drenaggio del substrato ghiaccioso. La permeabilità del terreno T2 al di sotto della quota dell'arco rovescio della galleria, stimata da prove di permeabilità in situ, è risultata compresa tra 10^{-6} e 10^{-7} m/s. L'elevato contenuto della frazione fina del terreno T1 (72±99%) indica una permeabilità ancor più bassa, pienamente confermata dalla scarsa presenza d'acqua osservata al fronte durante le fasi di scavo della galleria.

Prove CPT hanno indicato valori della resistenza al taglio non drenata (c_u), valutata alla profondità dell'asse della galleria, pari a circa 120 kPa. Prove SPT e prove di laboratorio triassiali non consolidati non drenati (UU) hanno indicato resistenze più basse intorno a 80 kPa, il che potrebbe essere parzialmente attribuito al disturbo dei campioni.

Utilizzando la correlazione di DUNCAN e BUCHIGNANI (1976) per determinare il modulo di rigidezza non drenata (E_u) a partire dalla resistenza al taglio non drenata, as-

condizioni, illustrate in fig. 6, sono altamente stratificate con strati di argille silicee e argille silicee, chiamate la formazione T1, intercalati con lentischi di sabbia silicea e sabbie silicee, chiamate la formazione T2. Queste descrizioni sono state confermate dai test di dimensione delle particelle. I grafici di plasticità di Casagrande classificano la formazione T1 come una media o alta plasticità argilla. Il livello delle acque era stato trovato a 5 m sotto il livello del suolo (~39 m sopra il livello del mare) anche se il drenaggio sotterraneo da uno strato gravelloso significa che le condizioni non sono idrostatiche.

La permeabilità della formazione T2 sotto l'invert della galleria è stata stimata da prove di permeabilità in situ compresa tra 10^{-6} e 10^{-7} m/s. Il alto contenuto di sabbia della formazione T1 (72±99%) indica una permeabilità ancora più bassa, pienamente confermata dalla scarsa presenza d'acqua osservata al fronte durante le fasi di scavo della galleria.

Le prove CPT indicano valori della resistenza al taglio non drenata (c_u) alla profondità dell'asse della galleria intorno a 120 kPa. Le prove SPT e le prove di laboratorio triassiali non consolidati non drenati (UU) indicano resistenze più basse intorno a 80 kPa, anche se questo potrebbe essere dovuto alla distruzione del campione.

I correlativi proposti da DUNCAN e BUCHIGNANI (1976) sono utilizzati per stimare la rigidità non drenata (E_u) dalla resistenza al taglio non drenata assumendo $E_u=600 c_u$ per $I_p=30\%$. Basato su questi correlativi, E_u a una profondità di $z=z_0/2$ è stimato a circa 90 MPa.

CONVEgni e CONGRESSI

sumendo $E_u=600$ c_u per $I_p=30\%$, alla profondità $z=z_0/2$ è stato stimato un valore di E_u pari a circa 90 MPa.

4. Le condizioni di Greenfield

4.1. Il profilo trasversale dei sedimenti

Per analizzare il campo di spostamenti in condizioni di greenfield è possibile fare riferimento ai dati relativi alla sezione trasversale S-TE, essendo quella meno influenzata dalla presenza degli edifici adiacenti (vedi fig. 2). In fig. 7 sono rappresentati i profili trasversali dei sedimenti misurati sulla sezione S-TE per diversi fasi di avanzamento dello scavo. Per ciascun profilo è mostrata anche la curva gaussiana di best fit.

Analizzando il progressivo incremento dei sedimenti in funzione delle diverse fasi di avanzamento, è interessante osservare come dopo il passaggio del fronte oltre la sezione di misura S-TE ($d>0$), gli incrementi di cedimento risultino relativamente piccoli rispetto al cedimento massimo (196 mm), a dimostrazione del fatto che una parte significativa dei sedimenti finali viene scontata in avanzamento prima dell'arrivo del fronte di scavo.

Come evidenziato in fig. 7, le curve gaussiane di best fit (ottenute come regressioni non lineari ai minimi quadrati) forniscono valori di R^2 superiori a 0,975, a dimostrazione di un buon accordo con le misure. Questo risultato trova pieno riscontro in molti dati di letteratura relativi a misure di campo (p.e. PECK, 1969; O'REILLY e NEW, 1982). Il parametro di forma K, definito come $K=i/z_0$ (fig. 1), risulta crescente da 0,45 a 0,55 con il passaggio del fronte di scavo oltre la sezione di misura S-TE ($d>0$). Tale intervallo di variazione ben si accorda col valore di 0,5 tipicamente osservato per gallerie scavate in argilla (O'REILLY e NEW, 1982; MAIR e TAYLOR, 1997). L'incremento di K os-

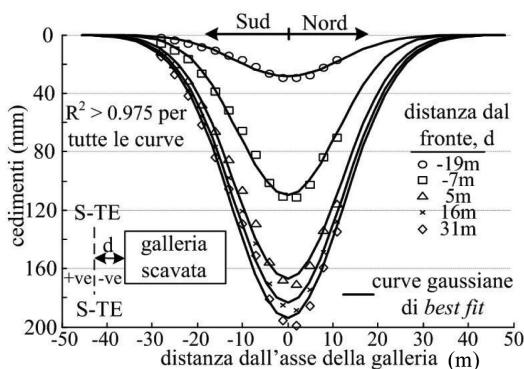


Fig. 7 - Profili trasversali dei sedimenti a piano campagna misurati sulla sezione S-TE per diverse fasi di avanzamento dello scavo (condizioni di greenfield). *Greenfield surface settlement profile at section S-TE for successive construction stages.*

4. Greenfield response

4.1. Vertical settlement profile

For the purpose of investigating greenfield ground movements, cross section S-TE (see fig. 2) is analysed as it is the least influenced by the adjacent buildings. Fig. 7 shows the settlement profile along section S-TE at various excavation stages. Gaussian curves fitted to the settlement data are also illustrated. Settlements can be seen to increase as the tunnel face proceeds towards the cross section. As the tunnel face passes beyond section S-TE ($d>0$) the contribution of further construction to the maximum settlement (196 mm) can be seen to be relatively small, indicating that most of the settlement occurs ahead of the tunnel face.

Gaussian curves fitted to the settlement data (obtained using a non linear least squares regression analysis) gave R^2 values in excess of 0,975, indicating a relatively good fit to the settlement data, as illustrated in fig. 7. This is consistent with other field observations (e.g. PECK, 1969; O'REILLY and NEW, 1982). The trough width parameter, K, defined as $K=i/z_0$ (see fig. 1), was found to increase from 0,45 to 0,55 as the excavation passed beyond section S-TE ($d>0$). This agrees well with a value of 0,5 often observed for tunnelling in clays (O'REILLY & NEW, 1982; MAIR and TAYLOR, 1997). The increase in K with time may be attributed to consolidation of the T1 formation.

4.2. Volume losses

The variation in the normalised surface settlement trough volume (V_s) with distance from the excavation face (d), is illustrated in fig. 8 for the greenfield cross section S-

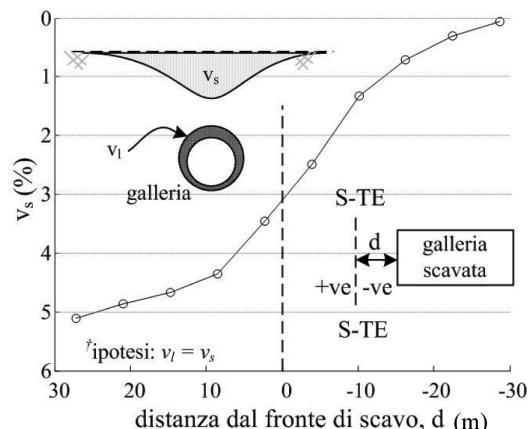


Fig. 8 - Andamento con la distanza dal fronte della subsidenza misurata sulla sezione S-TE. *Variation in normalised trough volume at section S-TE against distance from the excavation face.*

CONVEgni e CONGRESSI

servato nel tempo può in qualche modo essere correlato ad effetti di consolidazione del terreno T1.

4.2. Il volume perso

In fig. 8 è rappresentato l'andamento con la distanza dal fronte (d) del volume della conca di subsidenza (V_s) misurata a piano campagna sulla sezione S-TE, espresso come percentuale dell'area nominale di scavo della galleria.

Con il fronte di scavo in corrispondenza della sezione di misura ($d=0$) V_s risulta di poco superiore al 3%; successivamente aumenta fino al 5,1% con il fronte di scavo a 28 m oltre la sezione S-TE. Assumendo trascurabili sia la risposta contraente/dilatante del mezzo al contorno, sia gli effetti di consolidazione, si stima una percentuale di volume perso indotto dalla costruzione della galleria intorno al 5%. Considerando che per gallerie scavate con metodo tradizionale in argille consistenti i volumi persi sono tipicamente compresi nell'intervallo 1,0±2,0% (MAIR & TAYLOR, 1997), tale valore risulta molto elevato, tanto più in considerazione del delicato contesto urbano.

5. Le cause del volume perso

Nonostante i massicci interventi di consolidamento previsti in progetto, i volumi persi registrati sono stati elevati, in particolare nella zona in cui non è stato possibile eseguire i consolidamenti al contorno del cavo a partire dal piano campagna, ma è stato invece necessario realizzare colonne orizzontali in *jet grouting* dal fronte di scavo (HJG in fig. 1), come ad esempio nell'intorno della sezione S-TE.

In fig. 9 è mostrato l'andamento nel tempo dei cedimenti misurati su un caposaldo ubicato sulla facciata ovest dell'interferenza 107 in corrispondenza dell'asse della galleria ($x=0$), durante i campi di avanzamento 12 e 13, unitamente all'andamento nel tempo delle pressioni interstiziali misurate nella cella piezometrica PZ10, ubicata poco al di sotto della quota dell'asse della galleria (28 m dal piano campagna). Le pressioni interstiziali sono rappresentate in termini di variazioni (ΔU) rispetto ad un valore iniziale di riferimento assunto con il fronte di scavo a 20 m di distanza dallo strumento. Si osserva chiaramente come le operazioni di *jet grouting* abbiano determinato significativi e transitori incrementi delle pressioni interstiziali, secondo una risposta non drenata del terreno (come evidenziato da MAIR e TAYLOR, 1993).

Per la realizzazione del campo di avanzamento n° 12, durante l'intera fase di consolidamento si è osservato un continuo e progressivo sviluppo del cedimento, il cui gradiente ha subito solo un modesto incremento nella successiva fase di scavo. Per il campo di avanzamento n° 13, durante l'intervento di consolidamento si sono continuati a registrare significativi incrementi di cedimento dell'interferenza 107, mentre in fase di scavo l'incremento di velocità di spostamento è apparso non apprezzabile. Complessivamente oltre il 70% del cedimento del fabbricato è

TE, where V_s is the volume of the settlement trough expressed as a percentage of the cross sectional tunnel area.

It can be seen that when the excavation is directly beneath section S-TE ($d=0$), V_s equals 3,2%. This is seen to increase to 5,1% when the excavation face is 28 m beyond S-TE. Assuming negligible contraction or dilation of the soil and ignoring consolidation effects, the volume loss resulting from the tunnel construction can be estimated as about 5%. Bearing in mind typical volume losses for open face tunnelling in stiff clay are in the range 1,0±2,0% (MAIR & TAYLOR, 1997), this is a large volume loss for an urban tunnelling project.

5. Causes of volume losses

Despite the extensive protective measures adopted during this project, large volume losses have been observed, particularly where vertical jet grouting couldn't be performed from the ground surface and horizontal jet grouting was carried out from within the tunnel excavation (HJG in fig. 1), as was the case beneath section S-TE.

Fig. 9 shows the settlement response of the western façade of building 107 at the tunnel centre-line ($x=0$) against time during stages n°12 and n°13 of the excavation. The change in pore pressure (ΔU) against time, mea-

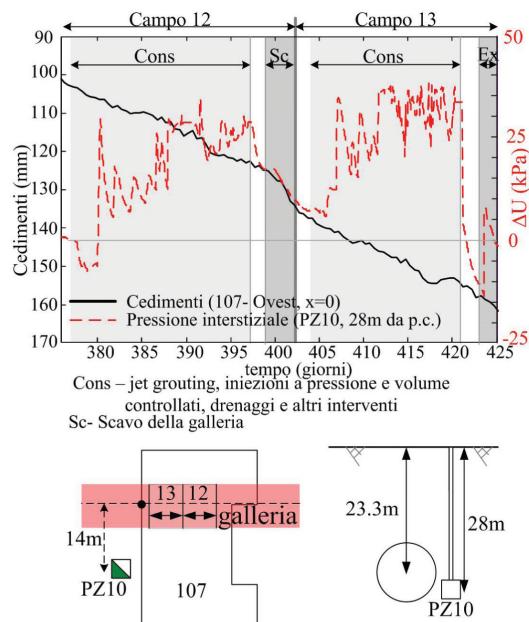


Fig. 9 - Cedimenti e variazioni di pressioni interstiziali in funzione del tempo durante i campi di avanzamento n° 12 e n° 13. Variation in pore pressure and settlement during construction of stages n° 12 and n° 13.

CONVEgni e CONGRESSI

stato registrato durante le fasi di consolidamento, in gran parte come conseguenza della dissipazione delle sovrappressioni interstiziali indotte dall'esecuzione del *jet grouting*. Allo sviluppo dei sedimenti concorrono, evidentemente, gli effetti della consolidazione, oltre che quelli dello scavo stesso della galleria.

Si deve, quindi, concludere che gli interventi di consolidamento effettuati, sebbene indispensabili per garantire la stabilità della galleria e per poter condurre le operazioni di scavo in sicurezza, hanno contribuito in modo rilevante allo sviluppo dei sedimenti.

6. Gli edifici

Le rigidezze flessionali (EI) delle interferenze 106 e 107 sono state valutate sommando le rigidezze di ciascun elemento strutturale verticale, orizzontale e di fondazione, secondo quanto indicato nell'equazione 4:

$$EI_{building} = \sum EI_{walls} + \sum EI_{slabs} + \sum EI_{footings} \quad (4)$$

Essendo gli edifici realizzati in muratura portante si è assunto trascurabile il trasferimento degli sforzi di taglio tra gli elementi verticali e quelli orizzontali. Le rigidezze di ciascun componente strutturale sono state valutate per metro lineare in direzione ortogonale al piano di flessione. Per la muratura portante ed il cemento armato sono stati assunti valori del modulo E pari rispettivamente a 3×10^6 kNm 2 e 27×10^6 kNm 2 .

Nella definizione delle rigidezze dei fabbricati, si è inoltre tenuto conto dell'effetto della presenza delle aperture negli elementi verticali in muratura (DIMMOCK e MAIR, 2008) secondo i coefficienti correttivi indicati in tabella 1 (MELIS e ORTIZ, 2001).

Con tale approccio di calcolo, la rigidezza flessionale EI dell'ala ovest dell'interferenza 106, nel piano trasversale all'asse della galleria, risulta pari a $4,9 \times 10^6$ kNm 2 /m. Per l'interferenza 107 si calcola una rigidezza EI di due ordini di grandezza più elevata, pari a $2,3 \times 10^8$ kNm 2 /m. Per entrambi i fabbricati, i contributi più elevati alla rigidezza flessionale complessiva sono risultati quelli relativi agli elementi portanti verticali (interni ed esterni).

Procedendo in modo del tutto analogo per la valutazione delle rigidezze assiali, per le interferenze 106 e 107 i valori di EA sono risultati pari rispettivamente a $9,3 \times 10^6$ kNm e $2,5 \times 10^7$ kNm.

In base all'equazione 1, per le interferenze 106 e 107 sono quindi stati calcolati valori di rigidezza relativa ρ_{mod}^* pari rispettivamente a $6,7 \times 10^{-2}$ e $3,5 \times 10^0$. Si sottolinea che per la definizione di ρ_0 si è tenuto conto della profondità del piano di posa delle fondazioni degli edifici, e che come modulo di rigidezza del terreno (E_s) si è assunto il valore di 90 MPa. Infine, avendo valutato le rigidezze dei fabbricati per metro lineare, si è assunto unitario il valore di L .

sured just below the tunnel axis (28 m below ground level) from piezometer PZ10, is also shown. Pore pressure changes relate to the measurements at the time of installation of the piezometer. This occurred when the perpendicular distance from the tunnel face to the piezometer was around 20 m. The jet grouting is observed to cause a large increase in pore pressure which is consistent with an undrained response of the ground (as highlighted by MAIR and TAYLOR, 1993).

A large increase in the settlement is observed during the jet grouting in stage n° 12, while the tunnel excavation itself causes only a slight increase in the settlement rate. Subsequent jet grouting during stage n° 13 is observed to coincide with further increasing settlements of building 107. Again the excavation of section n° 13 does not appear to have a significant impact on the rate of settlements. In total, up to 70% of the building settlements occurred during phases of horizontal jet grouting, due to the dissipation of excess-pore pressures induced by jet grouting. Consolidation and the tunnel excavation itself also contributed to the settlements. In effect the protective measures adopted, although necessary for tunnel stability, contributed significantly to the observed settlements.

6. Building details

The bending stiffness (EI) of buildings 106 and 107 has been estimated by summing the individual stiffness of each structural component, including walls, slabs and footings, as indicated by equation 4.

$$EI_{building} = \sum EI_{walls} + \sum EI_{slabs} + \sum EI_{footings} \quad (4)$$

As the buildings are constructed from load bearing masonry it is assumed that shear transfer between the walls and slabs is negligible. The stiffness of all components are reduced to per metre length values in the plane of bending. E values for load bearing masonry and reinforced concrete are taken as 3×10^6 kNm 2 and as 27×10^6 kNm 2 respectively.

DIMMOCK and MAIR (2008) have demonstrated the importance of accounting for the effect of openings on the building stiffness. These effects are accounted for by applying the reduction factors in table 1 (MELIS and ORTIZ, 2001) to the EI values for walls.

Using this approach, the bending stiffness for the western section of building 106 in the plane transverse to the tunnel heading was estimated as $4,9 \times 10^6$ kNm 2 /m. EI for building 107 was estimated to be almost two orders of magnitude higher, at $2,3 \times 10^8$ kNm 2 /m. For both buildings the internal and external walls were found to contribute to the majority of the bending stiffness. By summing the axial stiffness of each component in a similar manner to that outlined above, EA for buildings 106 and 107 has been estimated as $9,3 \times 10^6$ kNm and $2,5 \times 10^7$ kNm respectively.

CONVEgni e CONGRESSI

7. La risposta degli edifici

È di seguito descritto il comportamento osservato sulle interferenze 106 e 107 in relazione agli effetti indotti dalla realizzazione della galleria. Sulla base delle misure di cedimento rilevate in campo, sono inoltre state condotte valutazioni quantitative sul tema dell'interazione terreno-struttura, che hanno consentito di analizzare criticamente gli strumenti previsionali attualmente disponibili in letteratura sull'argomento.

7.1. I cedimenti

In fig. 10 sono mostrati i profili trasversali dei cedimenti misurati sulla facciata Ovest dell'interferenza 106, sulle facciate Est ed Ovest dell'interferenza 107 e lungo la sezione S-TE che, come già detto, può considerarsi rappresentativa di condizioni di *greenfield*.

Risulta evidente il meccanismo di risposta rigida dell'interferenza 107, che ruota inclinandosi verso l'asse della galleria, senza evidenziare zone di deformazione di *sagging* e di *hogging*. Per effetto di questa rotazione rigida del fabbricato, sullo spigolo Nord ($x=10$ m) si osservano cedimenti ben più elevati (265 mm) dei corrispondenti valori in condizioni di *greenfield* (135 mm). Tali maggiori cedimenti dell'interferenza 107 rispetto ai corrispondenti cedimenti di *greenfield* nelle zone laterali, indicano un meccanismo deformativo per il quale il fabbricato "affonda" nel terreno. Tale meccanismo può ragionevolmente considerarsi riconducibile ad un effetto della ridistribuzione degli sforzi sul piano di posa delle fondazioni dell'edificio indotta dall'avanzamento del fronte di scavo.

Rispetto all'interferenza 107, la risposta deformativa del 106 è risultata più flessibile, consentendo di individuare chiaramente zone di deformazione di *sagging* e di *hogging*. Si apprezzano comunque delle variazioni rispetto al profilo dei cedimenti di *greenfield*, in particolare nell'ala Nord del fabbricato dove, analogamente a quanto osservato per l'interferenza 107, si hanno cedimenti (200 mm) maggiori dei corrispondenti valori di *greenfield* (135 mm). Anche in questo caso si evidenzia pertanto un meccanismo deformativo per il quale il fabbricato "affonda" nel terreno per effetto della ridistribuzione del peso proprio indotta dall'avanzamento del fronte di scavo. Rispetto a quanto osservato per l'interferenza 107, avendo il 106 evidenziato una risposta deformativa più flessibile, l'effetto di tale ridistribuzione è risultato più contenuto. In tal senso ha contribuito evidentemente anche il minor peso proprio del fabbricato 106 rispetto al 107.

TABELLA 1- TABLE 1
COEFFICIENTI CORRETTIVI (α) DELLA RIGIDEZZA FLESSIONALE (EI) IN BASE ALLA PERCENTUALE DI APERTURE NELLE MURATURE
(da MELIS e ORTIZ, 2001)
REDUCTION FACTORS (α) FOR EI BASED ON THE PERCENTAGE WALL OPENINGS
(from MELIS and ORTIZ, 2001)

Percentuale di aperture nelle murature <i>Percentage Opening</i>	Coefficiente correttivo α <i>Reduction factor α</i>	
	L<H	L>2H
0	1	1
0-15	0,7	0,9
15-25	0,4	0,6
25-40	0,1	0,15
>40	0	0

The relative bending stiffness, ρ_{mod}^* , has been estimated (from equation 1) for buildings 106 and 107 to be $6,7 \times 10^{-2}$ and $3,5 \times 10^0$ respectively. Note that for each case, z_0 has been adjusted to account for the foundation depth and the soil stiffness (E_s) has been taken as 90 MPa. A value for L is not required as the building stiffness has been evaluated per metre length.

7. Building response

The following section outlines the response of buildings 106 and 107 to the tunnelling works. An assessment of current tools for quantifying the soil-structure interaction, based on the observed settlement response, is also presented.

7.1. Settlements

Observed settlements of the western façade of building 106, the eastern and western façades of building 107 and the greenfield section S-TE are illustrated in fig. 10. It is apparent that building 107 responded rigidly and simply tilted towards the tunnel centre-line with no distinct hogging or sagging regions observable. This tilt response is observed to result in settlements at the northern edge ($x=10$ m) that are significantly larger (265 mm) than the equivalent greenfield settlements (135 mm). Settlements of building 107 around the trough shoulders are also larg-

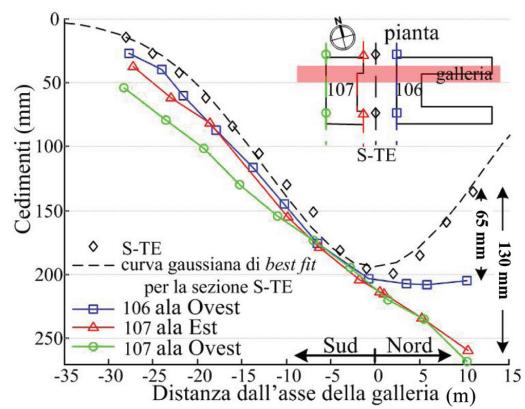


Fig.10 - Profili trasversali dei cedimenti sui fabbricati e in condizioni di greenfield. Building and greenfield settlement profiles.

CONVEgni e CONGRESSI

7.2. L'interazione terreno-struttura

Come accennato nel paragrafo 2, per quantificare le distorsioni angolari indotte dai cedimenti, sono comunemente valutati i rapporti di inflessione. Nel seguito sono analizzate le variazioni alle distorsioni angolari osservate sulle interferenze 106 e 107 in funzione dei rispettivi valori di rigidezza relativa. Tutti i valori dei rapporti di inflessione sono calcolati sulla base dei profili trasversali dei cedimenti rappresentati in fig. 10.

A fine lavori, sulla base delle misure della sezione trasversale S-TE, si ottengono valori di DR^{gf} nelle zone di *hogging* e di *sagging* rispettivamente pari a 0,13 e 0,27.

Per il fabbricato 107, considerata la risposta rigida già evidenziata, i valori di DR^{sr} e quindi anche i corrispondenti valori dei *modification factor* (M^{DR} , vedi equazione 3) possono considerarsi nulli sia in *hogging* che in *sagging*. Per l'ala Ovest dell'interferenza 106 i valori calcolati di DR^{sr} risultano pari a 0,06 e 0,19, cui corrispondono *modification factor* pari a 0,46 e 0,7, rispettivamente in *hogging* e in *sagging*.

È interessante osservare come la risposta dell'interferenza 106 sia risultata più flessibile in condizioni di deformazione di *sagging* rispetto a quella di *hogging*. Questo sembra contrastare con i dati di letteratura, secondo cui, generalmente, gli edifici mostrano un comportamento più flessibile in condizioni di deformazione di *hogging*, a causa dell'incapacità delle murature di sopportare deformazioni di estensione nelle parti in elevazione e per l'effetto di irrigidimento offerto dalle strutture di fondazione nelle zone di *sagging* (BURLAND e WROTH, 1974). Nel caso dell'interferenza 106 le fondazioni non sono armate e questo può spiegare il comportamento osservato.

FRANZIUS *et al.* (2006) hanno proposto curve di inviluppo di progetto per definire l'andamento di M^{DR} al variare della rigidezza relativa dell'interferenza (ρ_{mod}^*), sia per deformazioni di *sagging* che di *hogging* (figg. 11 e 12).

Si osserva un buon accordo tra i valori dei *modification factor* misurati per le due interferenze e le curve di progetto per $e/B=0,2$.

Peraltro, la maggiore flessibilità del fabbricato 106 nel campo delle deformazioni di *sagging*, sopra evidenziata, risulta in effetti anche dalle curve di progetto, a dimostrazione del fatto che la risposta di un fabbricato alla subsidenza indotta dallo scavo di una galleria dipende evidentemente anche dalla sua posizione rispetto al profilo dei cedimenti.

8. La risposta del terreno

Come detto, per effetto della ridistribuzione degli sforzi sul piano di posa delle fondazioni, si è evidenziato un meccanismo deformativo per cui i fabbricati tendono ad "affondare" nel terreno, facendo registrare valori di cedi-

er più alti che i valori di greenfield indicanti che il fabbricato si inscrive nel terreno. Questo inserimento è probabilmente dovuto a una redistribuzione della massa del fabbricato come il cava progressa verso il fabbricato.

In contrasto con il fabbricato 107, la risposta del fabbricato 106 è stata relativamente flessibile con regioni chiare di *hogging* e *sagging* osservabili. Una leggera modifica della curva di insorgere nel terreno può essere vista, particolarmente verso il nord del fabbricato ($x=0$ m) dove, simile al fabbricato 107, i insorgimenti (200 mm) sono più grandi che i valori equivalenti di greenfield (135 mm). L'inserimento del fabbricato è probabilmente anche dovuto alla redistribuzione della massa del fabbricato mentre il cava progressa sotto il fabbricato. Tuttavia, poiché il fabbricato 106 ha comportato relativamente flessibilmente, questa redistribuzione non è così significativa come per il fabbricato 107. Il peso inferiore del fabbricato 106 rispetto a 107 potrebbe anche spiegare perché l'inserimento del fabbricato 106 è più piccolo.

7.2. Quantifying soil-structure interaction

As discussed in section 2, the deflection ratio is commonly used to quantify settlement distortions. This section investigates the modification to the settlement distortions that buildings 106 and 107 display in relation to their relative building stiffness. All deflection ratios have been estimated from the settlement profiles illustrated in fig. 10.

Values for DR^{gf} after construction are determined from cross section S-TE and have been calculated to be 0,13 and 0,27 in *hogging* and *sagging* respectively. Due to the rigid response of building 107, DR^{sr} values and corresponding modification factors (M^{DR} , see equation 3) equal zero in both *hogging* and *sagging*. DR^{sr} values for the western facade of building 106 are calculated as 0,06 and 0,19 in

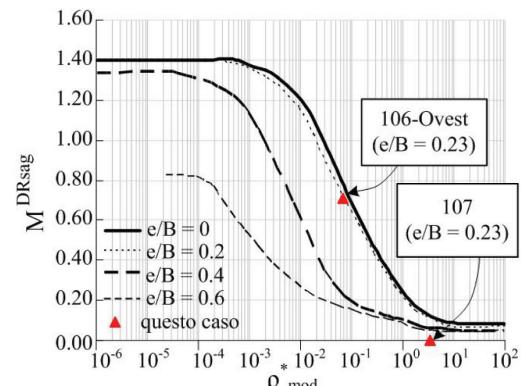


Fig. 11 - *Modification factor* al variare della rigidezza relativa dei fabbricati per deformazioni di *sagging* – curve di progetto (da FRANZIUS *et al.* 2006). *Modification factors* versus *relative building stiffness* for buildings in *sagging* with design lines (from FRANZIUS *et al.* 2006).

CONVEgni e CONGRESSI

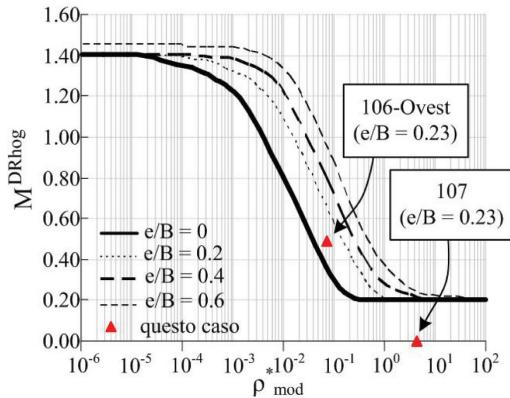


Fig. 12 - *Modification factor al variare della rigidezza relativa dei fabbricati per deformazioni di hogging – curve di progetto (da FRANZIUS et al. 2006). Modification factors versus relative building stiffness for buildings in hogging with design lines (from FRANZIUS et al. 2006).*

mento che possono risultare anche significativamente più elevati dei corrispondenti valori di *greenfield*, con differenze tanto più marcate quanto più rigida è la risposta del fabbricato (vedi fig. 10).

In fig. 13 è mostrato l'andamento dei cedimenti del terreno in adiacenza alla facciata Nord dell'interferenza 107, valutati alla quota del piano di posa delle fondazioni del fabbricato mediante un assestimetro ubicato a circa 3 m dalla facciata. Nella stessa figura sono mostrati anche i cedimenti del fabbricato e quelli corrispondenti in condizioni di *greenfield* secondo le indicazioni riportate in legenda (vedi anche fig. 2).

Si osserva un buon accordo tra i valori massimi del cedimento misurato con l'assestimetro alla profondità delle fondazioni e del corrispondente cedimento di superficie valutato in condizioni di *greenfield* a 14 m dall'asse della galleria. Ciò dimostra che in quella zona la risposta deformativa del terreno è solo marginalmente influenzata dalla presenza del fabbricato.

Come già sottolineato, il cedimento massimo dell'interferenza 107 è invece molto più elevato (265 mm) rispetto al corrispondente valore di cedimento in condizioni di *greenfield* (135 mm). Se ne può quindi dedurre che nell'ambito di una minima distanza dal fabbricato (meno di 3 m) viene ristabilita nel terreno una risposta deformativa di tipo *greenfield*.

Valori così elevati dei gradienti di cedimento come quelli misurati tra il fabbricato e l'assestimetro (circa 175 mm in 3 m) potrebbero avere effetto su eventuali sottoservizi presenti, in particolare se si considerano distorsioni additive indotte dall'inclinazione dei fabbricati. Risultati in tal senso sono stati ottenuti anche con prove in centrifuga da TAYLOR e GRANT (1998) e FARRELL (2010).

Si sottolinea infine che nella consueta prassi progettuale

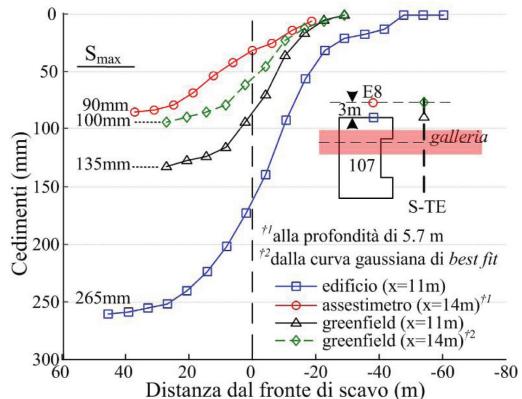


Fig. 13 - *Confronto tra i cedimenti dell'interferenza 107 e del terreno prospiciente. Comparison of settlement of building 107 with adjacent ground settlements.*

hogging and sagging respectively. Corresponding modification factors for building 106 are 0,46 and 0,7 respectively. Interestingly, these modification factors indicate that building 106 responded more flexibly in sagging than in hogging. This is contrary to evidence in the literature which suggests that buildings behave more flexibly in hogging due to the inability of masonry walls to sustain tensile strains near the roof and the reinforcement provided by the foundations in sagging (BURLAND & WROTH, 1974). For the case of building 106 however, the foundations are not reinforced which may explain this observation.

Upper bound design lines which relate M^{DR} , in both hogging and sagging, to the relative soil-structure stiffness (ρ_{mod}^*) have been proposed by Franzius et al. (2006), as illustrated in fig. 11 and 12 respectively. Good agreement between the design lines, for $e/B=0,2$, and the measured modification factors can be observed. The increased flexibility of building 106 in sagging is also predicted from the design lines, indicating that the building response to tunnelling is also a function of its location relative to the settlement trough.

8. Soil response

The redistribution of stress beneath rigidly responding buildings has been shown to cause buildings to embed into the soil, resulting in settlements that are significantly larger than *greenfield* settlements (see fig. 10). The response of the soil adjacent to the northern façade of building 107, measured at foundation level from an extensometer located 3 m away from the building facade, is illustrated in fig. 13. Building and *greenfield* settlements are also shown. Settlement measurement locations are indicated by the inset (see also fig. 2). Reasonable agreement between the maximum subsurface settlement at the extensometer and the maximum *greenfield* surface settlement at an offset from the tunnel centre-line of 14 m can

CONVEgni e CONGRESSI

le non si tiene conto di questi meccanismi di "affondamento" degli edifici nel terreno (ad esempio, con i modelli previsionali semplificati di cui si è già fatto cenno, i fabbricati vengono tipicamente modellati come travi equivalenti prive di peso) trascurando probabilmente in questo modo un aspetto importante dell'interazione terreno-struttura.

9. I danni sugli edifici

Sull'interferenza 106 si è riscontrato un severo stato fessurativo, il danneggiamento di porte e finestre, e si sono resi necessari interventi di punteggiatura della muratura. Con riferimento alla classificazione del danno proposta da BURLAND *et al.* (1977) il livello di danno sul fabbricato 106 può essere definito di categoria 3, ovvero "moderato".

L'edificio 107, che ha evidenziato una risposta deformativa rigida, subendo sostanzialmente una semplice rotazione, ha mostrato invece solo modeste fessure per deformazioni di taglio sulle finiture interne. Lo stato fessurativo delle facciate esterne è risultato minimo, con aperture massime delle lesioni di circa 1 mm. Non si è avuto alcun danno strutturale. In questo caso il livello di danno può essere classificato tra la categoria 1 e la categoria 2, ovvero tra "molto lieve" e "lieve".

Si osservi che effettuando una valutazione del rischio di danno sulle interferenze 106 e 107 secondo il modello semplificato della trave equivalente proposto da BURLAND e WROTH (1974), vale a dire assegnando ai fabbricati il campo di spostamenti di *greenfield*, si sarebbe ottenuto in entrambi i casi una categoria di danno 4-5 ovvero "severo-molto severo". Questo risultato rappresenta una chiara sovrastima del livello di danno sulle due interferenze e consente pertanto di sottolineare la fondamentale importanza che riveste il tema dell'interazione terreno-struttura ai fini delle previsioni dei danni attesi sulle interferenze, in conseguenza degli effetti indotti dalle operazioni di scavo di una galleria.

È importante sottolineare, infine, che nell'analisi del comportamento dei due edifici oggetto di questo articolo è stato possibile considerare marginali gli effetti delle deformazioni orizzontali, che invece, in generale, possono contribuire in modo sostanziale ai fini della valutazione del rischio di danno sulle interferenze.

10. Conclusioni

È stata analizzata la risposta di due edifici in relazione ai cedimenti indotti dalla realizzazione di una galleria di 12 m di diametro, scavata con metodo tradizionale in depositi alluvionali recenti sotto falda. Sulla base di quanto osservato è possibile trarre le seguenti conclusioni.

1. Sono stati registrati volumi persi molto elevati, con valori intorno al 5%, corrispondenti a cedimenti massimi in condizioni di *greenfield* pari a 200 mm.
2. L'ipotesi che gli edifici si deformino secondo un campo

be observed, indicating that the building did not influence soil settlements at this location significantly. The maximum settlement of building 107 is, however, substantially larger (265 mm) than the greenfield settlement (135 mm), for reasons already outlined. It can therefore be deduced that greenfield settlements are restored within a relatively short distance from the building (less than 3 m).

This sharp settlement gradient between the building and the extensometer (roughly 175 mm over 3 m) could pose a significant risk to connecting services, particularly when the additional distortion arising from the building tilt is considered. Similar observations from centrifuge modelling have been made by TAYLOR and GRANT (1998) and FARRELL (2010). Generally, the mechanism of building embedment into the soil is not considered (building are generally modeled as weightless beams in predictive simplified models) perhaps missing an important aspect of the soil-structure interaction.

9. Building damage

Damage to building 106 was found to cause jamming of doors and windows and severe cracking. Repointing of brickwork was also required. Based on definitions of levels of damage proposed by BURLAND *et al.* (1977), the level of damage to building 106 can be classified as category 3 or 'Moderate'. Building 107, which responded rigidly and simply tilted, displayed only minor cracking of internal plastering resulting from shear strains. Cracking of the external façade was minimal and the maximum crack width was measured about 1 mm. No significant structural damage was observed. The level of damage can be classified as 'Very Slight to Slight'.

However, an assessment of the risk of damage to buildings 106 and 107 using simple beam theory, proposed by BURLAND & WROTH (1974), suggests that had the building been subjected to greenfield distortions, the damage in both cases would have been in the 'Severe to Very Severe' category. This is clearly a significant overestimation of the risk of damage to both buildings and highlights the importance of considering the soil-structure interaction when estimating potential tunnelling induced damage.

It should be mentioned that in this case it has been possible to consider negligible the influence of horizontal distortions, which can generally contribute substantially to the estimated risk of damage.

10. Conclusions

The settlement response of two buildings to the construction of a 12 m diameter tunnel excavated by conventional method, in Quaternary alluvial deposits, has been presented. The following conclusions can be made.

1. Large volume losses, in the region of 5%, resulted in maximum greenfield settlements of 200 mm.

CONVEgni e CONGRESSI

- di spostamenti di *greenfield* produce una stima conservativa del rischio di danno. La risposta osservata sui due fabbricati oggetto di questo articolo ha infatti dimostrato che l'interazione terreno-struttura determina variazioni del profilo dei cedimenti di *greenfield*, in misura diversa in funzione della rigidezza relativa dell'interferenza stessa. Questo trova riscontro in numerosi studi basati su analisi numeriche, prove in centrifuga e casi reali (STANDING, 2001; MAIR, 2001, FARRELL, 2010).
3. Il legame osservato tra i valori di M^{DR} e la rigidezza relativa dei fabbricati (ρ^*_{mod}) in oggetto è risultato in buon accordo con le curve proposte da FRANZIUS *et al.* (2006).
 4. La ridistribuzione del peso proprio degli edifici in conseguenza dello scavo della galleria può influenzare significativamente sia la risposta dell'edificio stesso, sia quella del terreno di fondazione. Edifici rigidi tendono a ridistribuire il loro peso e ad "affondare" nel terreno; edifici flessibili tendono invece a deformarsi secondo il profilo dei cedimenti di *greenfield*.
 5. Il meccanismo deformativo per cui gli edifici rigidi tendono ad "affondare" nel terreno può determinare cedimenti ben più elevati rispetto ai corrispondenti valori di *greenfield*. Si è comunque osservato che entro brevi distanze dal fabbricato viene ristabilito il profilo dei cedimenti di *greenfield*. In queste condizioni è opportuno tener conto degli effetti dei gradienti di cedimento su eventuali sottoservizi presenti.
 2. Assuming buildings to settle according to the greenfield settlement profile can provide highly conservative estimates of the risk of damage. The observed response of the two buildings analysed in this paper have demonstrated that these settlements can be modified to varying degrees, depending on the relative building stiffness. This agrees with observations from finite element analyses, centrifuge studies and previous case studies (STANDING, 2001; MAIR, 2001; FARRELL, 2010).
 3. The observed relationship between M^{DR} values and the relative building stiffness (ρ^*_{mod}) was found to agree well with relationships proposed by FRANZIUS *et al.* (2006).
 4. The redistribution of building weight due to tunnelling can significantly influence both the response of the building itself and the subsoil. Rigid buildings tend to redistribute their weight and embed into the soil while flexible buildings simply deform according to the greenfield settlement profile.
 5. Embedment of rigid buildings into the soil can result in settlements that are larger than the greenfield values. It has been shown however that the greenfield settlement profile is restored within a relatively short distance from the building. This response, coupled with the tilting response of the building, may generally have an adverse effect on connecting infrastructure such as services.

BIBLIOGRAFIA - REFERENCES

- [1] J.B. BURLAND, C.P. WROTH, (1974), "Settlement of buildings and associated damage", in Settlement of Structures, Cambridge, 611–654, Pentech Press, London, Cambridge.
- [2] J.B. BURLAND, B.B. BROMS, V.F.B. DE MELLO, (1977), "Behaviour of foundations and structures", 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, vol. 2, 495–546. Tokyo.
- [3] P.S. DIMMOCK, R.J. MAIR, (2008), "Effect of building stiffness on tunnelling-induced ground movement", Tunnelling and Underground Space Technology, 23, n. 4, 438–450.
- [4] M.J. DUNCAN, A.L. BUCHIGNANI, (1976), "An engineering manual for settlement studies", Berkley, University of California.
- [5] R.P. FARRELL, (2010), "Tunnelling in sands and the response of buildings", PhD thesis, University of Cambridge.
- [6] J.N. FRANZIUS, D.M. POTTS, J.B. BURLAND, (2006), "The response of surface structures to tunnel construction", Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering, 159, n. 1, 3-17.
- [7] R.J. MAIR, (2003), "Research on tunnelling-induced ground movements and their effects on buildings – lessons from the Jubilee Line Extension", International conference "Response of buildings to excavation induced ground movement", Imperial College London, F.M. JARDINE (ed.), CIRIA SP199, 3-26.
- [8] R.J. MAIR, R.N. TAYLOR, J.B. BURLAND, (1996), "Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunnelling", Geotechnical Aspects of Underground Construction in soft ground, 713-718. London: Balkema.
- [9] R.J. MAIR, R.N. TAYLOR, (1993), "Prediction of clay behaviour around tunnels using plasticity solutions", in Predictive Soil Mechanics - Proceedings of the Wroth Memorial Symposium, 449–463. Thomas Telford, Oxford, UK.

CONVEgni e CONGRESSI

- [10] R.J. MAIR,, R.N. TAYLOR, (1997), "Bored tunnelling in the urban environment", 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation engineering, vol. 4, 2353–2385, Hamburg: Balkema.
- [11] R.J. MAIR, R.N. TAYLOR, (2001), "Settlement predictions for Neptune, Murdoch and Clegg Houses and adjacent masonry walls", Building Response to tunnelling - Case studies from construction of the Jubilee Line Extension, London, vol. 1: Projects and Methods. J.B. BURLAND, J.R. STANDING, F.M. JARDINE (ed.) CIRIA SP200, 217-228, London: CIRIA & Thomas Telford.
- [12] M.J. MELIS, M.J. RODRIGUEZ OTIZ, (2003), "Consideration of the stiffness of buildings in the estimation of subsidence damage by EPB tunnelling in the Madrid subway", International Conference "Response of buildings to excavation-induced ground movements", Imperial College London, F.M. JARDINE, (ed.), CIRIA SP199, 387-394.
- [13] M.P. O'REILLY, B.M. NEW, (1982), "Settlements above tunnels in the United Kingdom - their magnitude and prediction", in Tunnelling '82, 173-181. IMM, London.
- [14] R.B. PECK, (1969), "Deep excavations and tunnelling in soft ground", 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 225-290, Mexico City.
- [15] D.M. POTTS, T.I. ADDENBROOKE, (1997), "A structure's influence on tunnelling-induced ground movements", Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering, vol.125, 109-125.
- [16] J.R. STANDING, (2001), "Paper on Elizabeth House", Building response to tunnelling-case studies from the Jubilee Line extension, Vol. 2: Case studies, CIRIA SP2000, 735-754. London: CIRIA & Thomas Telford.
- [17] R.N. TAYLOR, R.J. GRANT, (1998), "Centrifuge modelling of the influence of surface structures on tunnelling induced ground movements", in Tunnels and Metropolises, 261-265, Negro Jr & Ferreira (ed.), Rotterdam: Balkema.

