

EFFETTI INDOTTI DALLO SCAVO DELLA SECONDA GALLERIA DI UNA LINEA METROPOLITANA: CONFRONTO TRA OSSERVAZIONI Sperimentali e Simulazioni Numeriche

Valentina Fargnoli, Daniela Boldini

Università di Bologna

valentina.fargnoli2@unibo.it; daniela.boldini@unibo.it

Angelo Amorosi

Politecnico di Bari

a.amorosi@poliba.it

Enrico Campa, Cesare Umiliaco

Astaldi S.p.A.

e.campa@astaldi.com; c.umiliaco@astaldi.com

Sommario

Questo studio analizza gli effetti indotti dallo scavo della seconda galleria della linea 5 della metropolitana di Milano, recentemente costruita a doppia canna con macchine di tipo EPB in terreni a grana grossa, sulla subsidenza del terreno e di un edificio multi-piano in cemento armato interagente con l'opera. La nota propone il confronto tra le misure del monitoraggio geotecnico e strutturale rilevate *in situ* e i risultati di simulazioni tridimensionali agli elementi finiti dell'interazione gallerie-terreno-struttura. Nello studio numerico il comportamento meccanico del terreno è descritto mediante un modello costitutivo elasto-plastico con incrudoamento isotropo (*Hardening Soil model with small strain stiffness*), lo scavo delle gallerie è simulato attraverso una procedura per fasi e l'edificio è schematizzato nel rispetto delle sue reali caratteristiche geometriche, di peso e di rigidezza. I profili numerici dei sedimenti risultano in buon accordo con i dati di monitoraggio lungo una sezione di controllo sul terreno prossima all'edificio e lungo i lati dell'edificio stesso per le differenti fasi del processo di scavo prese in esame. In particolare, il secondo scavo induce un incremento del cedimento anche in corrispondenza della prima galleria, non più caratterizzata da una conca di subsidenza simmetrica rispetto al proprio asse come osservato a conclusione del primo scavo.

1. Introduzione

La crescente richiesta di spazio sotterraneo per la realizzazione di servizi di trasporto pubblico in area urbana rende sempre più importante lo sviluppo di strumenti affidabili per una corretta valutazione dell'inevitabile impatto indotto sul patrimonio edilizio esistente dalle operazioni di scavo (e.g. Burland, 1995). Le linee metropolitane sono di frequente realizzate a doppia canna. In letteratura, analogamente al caso di un singolo scavo (Peck, 1969), sono disponibili approcci empirici per la previsione del profilo trasversale della subsidenza indotta in condizioni di campo libero dalla realizzazione di due gallerie (e.g. New e O'Reilly, 1991). Tale profilo è definito come somma di due curve gaussiane generalmente non identiche per effetto dell'interazione tra le due canne a cui consegue l'asimmetria del cedimento finale, in accordo con le evidenze sperimentali e le prove su modelli in scala (e.g. Cording e Hansmire, 1975; Chapman et al., 2007).

In presenza di edifici situati in prossimità delle gallerie, per effetto della rigidezza e del peso delle strutture, risulta invece modificato il profilo dei sedimenti che non può, quindi, essere valutato con

sufficiente realismo attraverso le soluzioni empiriche.

I metodi numerici rappresentano, pertanto, uno strumento utile per l'analisi di questa classe di problemi di interazione terreno-galleria-struttura. Tuttavia, l'efficacia degli stessi è fortemente influenzata da molteplici fattori quali, ad esempio, la discretizzazione (2D o 3D) del problema, le ipotesi costitutive adottate per il terreno, la simulazione del processo di scavo e la modellazione strutturale.

Questa nota fa riferimento ad un caso di studio già discusso, con finalità differenti, in precedenti contributi di alcuni degli Autori (e.g. Farnoli et al., 2013; Farnoli et al., 2015a), ossia alla recente costruzione della linea 5 della metropolitana di Milano scavata a doppia canna in terreni a grana grossa con macchine di tipo EPB (earth pressure balance). Le due gallerie hanno un diametro $D = 6.7$ m, una profondità media degli assi $z_0 = 15$ m da piano campagna e, nella zona in cui sottopassano l'edificio, un interasse $d = 16.7$ m.

Lungo la tratta, tra le stazioni Lotto e Portello, la linea 5 sotto attraversa un edificio in cemento armato di 9 piani, risalente alla fine degli anni '50 (Fig. 1). Il sistema delle fondazioni di tale struttura, situato 4 m al di sotto del piano campagna, è costituito da 5 travi rovesce e da tre plinti su cui poggiano i vani scala e ascensore (Fig. 2). Ad eccezione del lato longitudinale destro di accesso ai garage, la parte interrata della struttura è circondato sugli altri tre lati da muri di sostegno (spessi 40 cm e alti 3.5 m) che irrigidiscono in modo significativo tale porzione dell'edificio (Farnoli et al., 2015a).

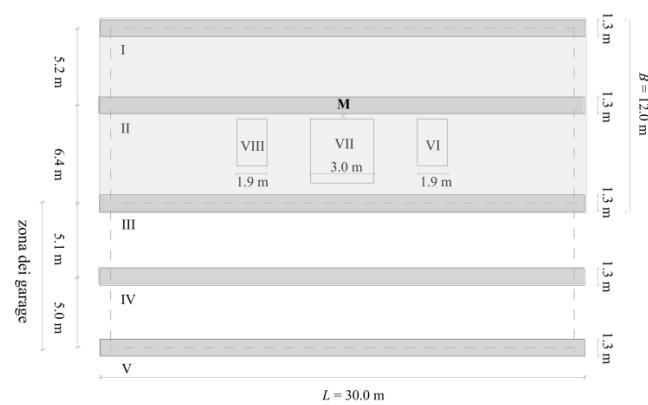
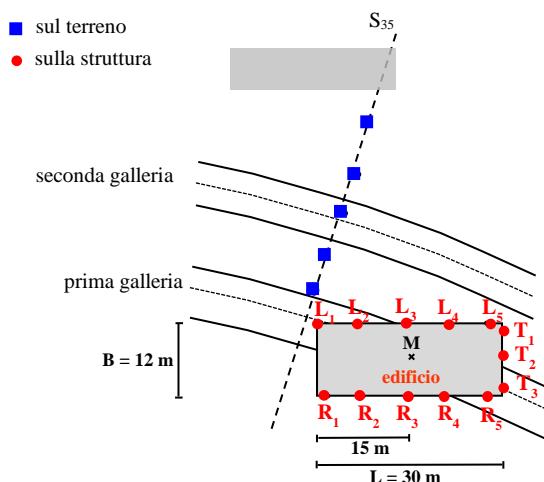


Figura 1. Vista in pianta dell'edificio e delle gallerie Figura 2. Pianta del sistema delle fondazioni dell'edificio

Nel sito in esame, la stratigrafia del terreno è costituita da una sabbia ghiaiosa ($\gamma = 20$ kN/m³; $c' = 0$ kPa; $\varphi' = 33^\circ$) alle profondità 0÷20 m e 25÷30 m e da uno strato intermedio di limo sabbioso ($\gamma = 17.5$ kN/m³; $c' = 5$ kPa; $\varphi' = 26^\circ$). È presente una falda in condizioni idrostatiche ad una profondità media di 15 m dalla superficie del terreno. Non essendo state condotte indagini geofisiche lungo la tratta, il profilo di rigidezza a taglio a piccole deformazioni con la profondità, $G_0(z)$, è stato ottenuto elaborando i risultati di una prova *down hole* eseguita in prossimità della zona di riferimento tra le stazioni Lotto e Portello (Farnoli et al., 2015a).

Questo lavoro si propone di investigare gli effetti indotti dallo scavo della seconda galleria di linea sui sedimenti del terreno e dell'edificio, nonché di analizzare il processo di interazione tra le due canne.

2. Geometria del modello agli elementi finiti

Il modello numerico messo a punto in questo lavoro (Fig. 3) riproduce in modo realistico il caso di studio analizzato in termini di dimensioni delle gallerie ($D = 6.7$ m; $z_0 = 15$ m; $d = 16.7$ m), geometria

dell'edificio (altezza di circa 30 m e dimensioni in pianta 30 m x 12 m) e posizione relativa gallerie-edificio. Nello specifico, l'inclinazione tra i lati longitudinali della struttura e gli assi delle gallerie è di circa 25° e, in accordo con il sistema di riferimento di Figura 3, il baricentro geometrico della pianta dell'edificio è situato alle coordinate $x = 0$ m e $y = 35$ m. L'edificio è direttamente connesso al terreno al livello delle fondazioni ($z = 4$ m).

I nodi alla base del modello sono fissi nelle direzioni orizzontale e verticale, il contorno superiore è libero in ogni direzione e quelli verticali sono fissi solo nella direzione normale al piano stesso.

Le analisi numeriche sono state eseguite con il codice di calcolo agli elementi finiti Plaxis 3D (versione 2012) in termini di tensioni efficaci, assumendo per il terreno condizioni drenate. Nel modello, la stratigrafia e il livello della falda freatica riproducono le condizioni di sito descritte nel precedente paragrafo.

3. Modellazione numerica: il terreno, le gallerie e la struttura

La risposta meccanica del terreno è stata descritta mediante il modello costitutivo avanzato *Hardening Soil model with small strain stiffness* (HSsmall, Benz 2007), seguendo una procedura di calibrazione descritta in modo esteso in precedenti lavori (e.g. Fargnoli et al., 2015a) e qui brevemente richiamata. Il peso dell'unità di volume dei terreni interessati dalla costruzione dell'opera (γ) e i parametri di resistenza (c' e ϕ') adottati nello studio numerico sono stati assunti pari a quelli definiti nel paragrafo 1, mentre si è assunto un valore nullo della dilatanza ψ .

Il profilo numerico della rigidezza a taglio a piccole deformazioni, $G_0(z)$, è stato ottenuto calibrando i parametri del modello costitutivo G_0^{ref} e m sulla base della prova *down hole* eseguita *in situ*. Il valore della deformazione di taglio $\gamma_{0.7}$, in corrispondenza della quale il rapporto tra la rigidezza secante G_s e la rigidezza iniziale G_0 è circa il 70%, è stato determinato con riferimento alle curve G/G_0-z proposte da Vucetic e Dobry (1991) per terreni a grana grossa (indice di plasticità $I_P = 0$) e per limi a bassa plasticità ($I_P = 15\%$), rispettivamente per gli strati di sabbia ghiaiosa e di limo sabbioso. Il valore di riferimento del modulo di Young alle piccole deformazioni, E'_0^{ref} , è correlato a G_0^{ref} mediante il coefficiente di Poisson per scarico/ricarico, ν_{ur} . Esso è stato assunto pari a 0.2 e a 0.25 rispettivamente per la sabbia ghiaiosa e per il limo sabbioso. Data l'assenza di specifiche prove sperimentali di laboratorio, il valore di riferimento della rigidezza allo scarico/ricarico, E'_u^{ref} , è stato assunto pari a 0.24 E'_0^{ref} per il terreno a grana grossa e a 0.42 E'_0^{ref} per il limo. Tali aliquote corrispondono alle rigidezze osservate lungo le curve di decadimento ad un valore di $\gamma = 0.1\%$.

Nel seguito è fornita una sintesi dei principali parametri del modello costitutivo adottati nello studio numerico per ciascuno strato di terreno. Per il primo strato di sabbia ghiaiosa: $m = 0.4$, $G_0^{\text{ref}} = 250$ MPa, $E'_u^{\text{ref}} = 156$ MPa, $E'_{50}^{\text{ref}} = E'_{oed}^{\text{ref}} = 52$ MPa, $\gamma_{0.7} = 0.0001$; per lo strato di limo sabbioso: $m = 0.85$, $G_0^{\text{ref}} = 155$ MPa, $E'_u^{\text{ref}} = 162.7$ MPa, $E'_{50}^{\text{ref}} = E'_{oed}^{\text{ref}} = 54.2$ MPa, $\gamma_{0.7} = 0.0002$; per l'ultimo strato di sabbia ghiaiosa: $m = 0.4$, $G_0^{\text{ref}} = 307$ MPa, $E'_u^{\text{ref}} = 191.5$ MPa, $E'_{50}^{\text{ref}} = E'_{oed}^{\text{ref}} = 63.8$ MPa, $\gamma_{0.7} = 0.0001$.

Lo scavo di ciascuna galleria è stato simulato per 70 m mediante la stessa procedura per fasi (Fargnoli et al., 2015a). Come illustrato in Figura 4, il profilo di scavo è rivestito con uno scudo in acciaio, per una lunghezza di 9.8 m, o mediante il rivestimento in cemento armato. Lo scudo e il rivestimento sono modellati mediante elementi di tipo plate con comportamento elastico-lineare. Lo scudo ha spessore pari a 0.03 m, peso dell'unità di volume di 75 kN/m³, coefficiente di Poisson uguale a 0.25 e modulo di Young di 210 GPa; il rivestimento ha spessore pari a 0.3 m, peso dell'unità di volume di 25 kN/m³, coefficiente di Poisson uguale a 0.15 e modulo di Young di 35 GPa.

La schematizzazione dello scavo consiste in avanzamenti successivi, ciascuno avente la lunghezza di un anello di rivestimento definitivo (1.4 m). Ogni avanzamento prevede la rimozione del terreno all'interno del profilo di scavo e la contestuale imposizione di condizioni asciutte. Al nuovo fronte di scavo viene applicata una pressione linearmente variabile con la profondità di entità pari alla tensione orizzontale totale litostatica del terreno, $\sigma_{h0}(z)$, variabile tra 106 kPa in calotta e 185 kPa in

corrispondenza dell'arco rovescio. La zona di terreno non rivestito tra la coda dello scudo e il rivestimento definitivo, di lunghezza pari a 1.4 m, è supportata da una pressione uniforme di 150 kPa per la prima galleria e 170 kPa per la seconda, pari ai valori medi della pressione della malta di intasamento registrati lungo la porzione di tratta in esame (Fargnoli et al, 2015b). Inoltre, l'applicazione di una contrazione fittizia lungo lo scudo, variabile nella sezione longitudinale dello stesso e costante in quella trasversale, consente il controllo della subsidenza in superficie e, quindi, della relativa perdita di volume.

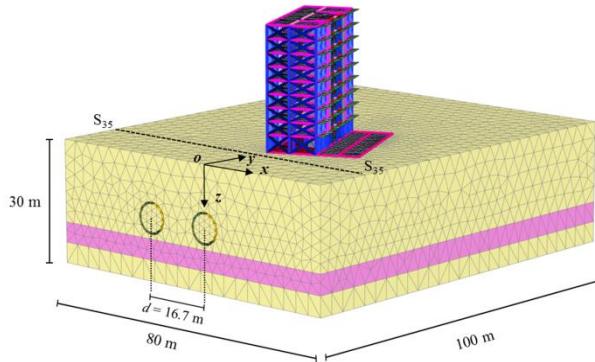


Figura 3. Modello agli elementi finiti

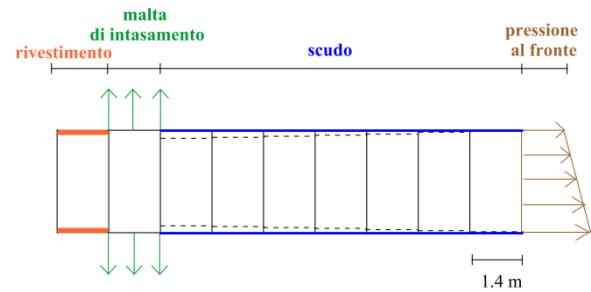


Figura 4. Schema della procedura di scavo

L’edificio è stato introdotto nello schema di Figura 3 modellando le sue principali componenti strutturali: travi e pilastri (elementi di tipo *beam*); solai, setti interni in cemento armato, vani scala e ascensore, muri di sostegno (elementi *plate*); travi di fondazione e plinti (elementi di volume). Tutte le componenti strutturali sono caratterizzate da un legame costitutivo di tipo elastico-lineare e dalle proprietà del cemento armato: peso dell’unità di volume pari a 25 kN/m^3 , modulo di Young uguale a 25 GPa e coefficiente di Poisson pari a 0.2. I pannelli di tompagno presenti lungo i telai esterni dell’edificio sono stati modellati in maniera semplificata mediante bielle incrociate (elementi di tipo *node-to-node anchor* a comportamento elasto-plastico) dotate di adeguate caratteristiche di rigidezza e prive di peso, secondo quanto proposto da Mainstone (1971).

4. Analisi dei risultati e osservazioni conclusive

Nell'analisi numerica del processo di interazione edificio-gallerie è stata inizialmente calibrata la contrazione da applicare lungo lo scudo della prima galleria per riprodurre la perdita di volume indotta in superficie dal primo scavo ($V_L^{(1)} = 0.34\%$) nella sezione di campo libero prossima all'edificio (S_{35} in Figg. 1 e 3); successivamente, la stessa procedura è stata ripetuta per la seconda galleria, imponendo una contrazione maggiore per generare una perdita di volume finale $V_L^{(TOT)} = 0.42\%$ osservata in sito.

Dal confronto riportato in Figura 5 emerge un globale accordo nella sezione S_{35} tra i profili numerici della subsidenza, quelli empirici e i cedimenti rilevati in situ dopo lo scavo della prima e della seconda galleria. Per entrambe le configurazioni è possibile osservare in figura che le curve numeriche colgono con accuratezza i cedimenti in prossimità degli assi delle gallerie; inoltre, il profilo di subsidenza finale riproduce in modo adeguato anche tutte le altre misure, nonostante lo stesso confronto non sia altrettanto soddisfacente dopo lo scavo della sola prima galleria, poiché i cedimenti misurati a $x \leq 16.7$ m risultano sottostimati. Osservando la stessa figura si riscontra, inoltre, come il fenomeno di interazione tra le gallerie sia simulato realisticamente dall'analisi numerica: esso induce un incremento del cedimento in asse alla prima galleria e nella porzione di terreno fra le due canne a seguito del secondo scavo e un'asimmetria del profilo finale; quest'ultimo, tuttavia, sottostima leggermente il cedimento misurato tra gli assi.

La simulazione agli elementi finiti ha permesso, inoltre, di analizzare l'evoluzione della subsidenza lungo i lati della struttura. I profili numerici sono riportati in Figura 6 (a-c) e messi a confronto con i dati del monitoraggio *in situ* per alcune fasi del processo di scavo, assumendo che i valori della perdita

di volume siano rimasti pressoché invariati tra la sezione S_{35} e l'edificio. L'accordo tra i risultati numerici e sperimentali risulta, in generale, soddisfacente, confermando la capacità dello strumento di analisi messo a punto di riprodurre in modo realistico la deformazione della struttura sia in *hogging* sia in *sagging*.

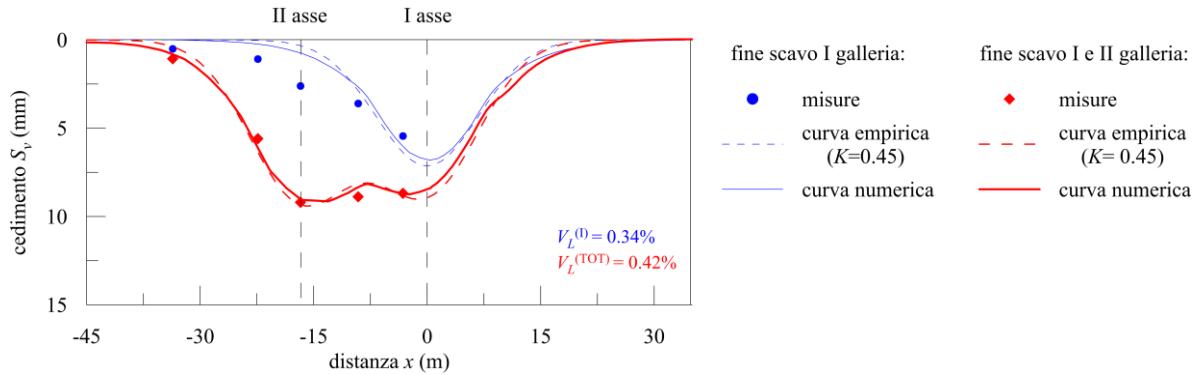


Figura 5. Confronto tra cedimenti misurati, numerici ed empirici nella sezione sul terreno S_{35} a fine I e II scavo

Tali zone si possono distinguere con chiarezza lungo i profili di subsidenza relativi ai lati longitudinali dell'edificio, valutati al di sotto delle travi rovesce I e III (in Fig. 2), in quanto più continui rispetto a quello osservato in corrispondenza del lato trasversale destro (Fig. 5 c). È possibile notare, in particolare, che quando il primo fronte di scavo è situato nella mezzeria della struttura, la deformazione è prevalentemente di *hogging* lungo entrambi i lati longitudinali, mentre il cedimento è nullo lungo quello trasversale. A conclusione del primo scavo, invece, il lato longitudinale destro (Fig. 6 b) è interessato da una configurazione prevalentemente di *sagging*, mentre quello sinistro (Fig. 6 a) si deforma in parte anche per *hogging*. Uno scenario deformativo analogo a questo appena descritto caratterizza i lati longitudinali anche dopo il completo scavo della seconda galleria. Lungo il lato trasversale (Fig. 5 c) si nota, come atteso, una risposta più rigida in corrispondenza degli elementi di fondazione; inoltre, tra le travi I e II la deformazione è di *hogging* dopo la costruzione della prima e della seconda galleria, mentre tra le travi II e III il profilo evolve verso la sua condizione finale attraverso una rotazione prevalentemente di corpo rigido, se valutata rispetto alla fase di scavo precedente (i.e. fine I scavo).

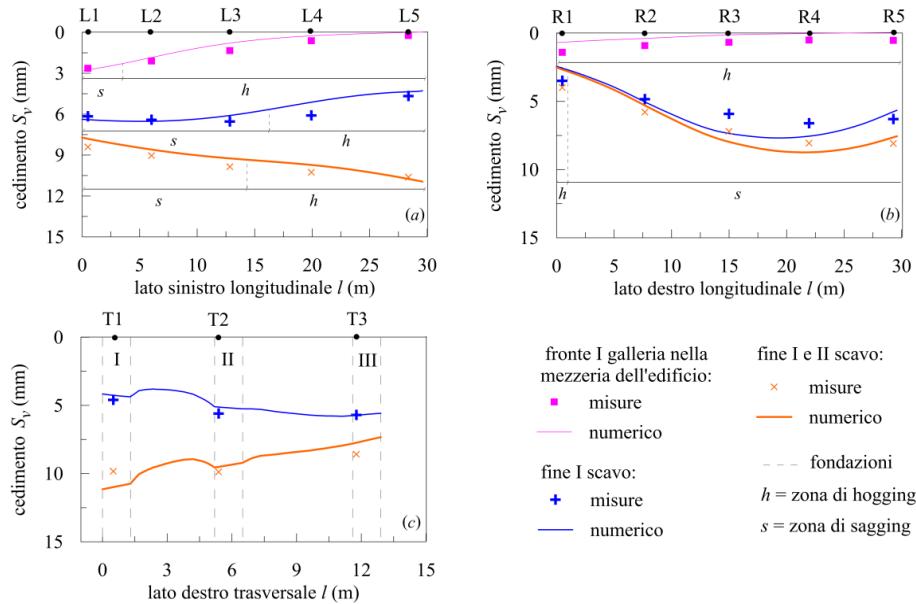


Figura 6. Confronto tra cedimenti misurati e numerici lungo i lati dell'edificio per differenti fasi di scavo

L'analisi numerica condotta permette anche di valutare in modo diretto la risposta strutturale allo scavo, come mostrato nell'esempio proposto in Figura 7.

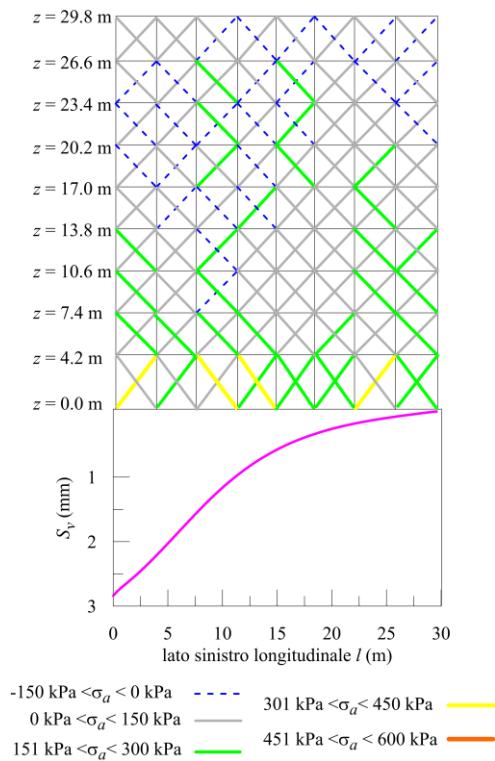


Figura 7. Distribuzione delle tensioni assiali nelle bielle del lato sinistro dell'edificio

Esso mostra le tensioni assiali agenti nelle bielle della facciata longitudinale sinistra dell'edificio, interessata da maggiori sedimenti assoluti e differenziali rispetto al lato destro, quando la struttura sperimenta una deformazione prevalentemente di *hogging* (i.e. primo fronte di scavo nella mezzeria dell'edificio).

In accordo con tale meccanismo di deformazione, le bielle soggette a tensioni assiali di trazione, rappresentate in figura mediante linee tratteggiate, sono localizzate in corrispondenza dei piani più alti dell'edificio. Il corrispondente valore massimo della deformazione di estensione risulta minore di 0.004% e, dunque, significativamente più basso del limite (i.e. 0.05%) proposto da Boscardin e Cording (1989) per la categoria di danno “trascutabile”. Tale risultato è coerente con l'assenza di danno riscontrata *in situ* su questa struttura.

In conclusione, l'approccio numerico proposto in questo studio è in grado di cogliere i principali aspetti del processo di interazione tra le due gallerie della linea e delle stesse con l'edificio, nonché di descrivere in modo realistico l'evoluzione dei meccanismi di deformazione che interessano la struttura, come dimostrato dal soddisfacente accordo con le misure *in situ*.

Bibliografia

- Benz T. (2007). “Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences”. Ph.D. thesis, Univ. Stuttgart.
- Boscardin M. D. e Cording E. J. (1989). “Building response to excavation induced settlement”. *J. Geotech. Engng.* 115 (1), 1–21.
- Burland J.B. (1995). “Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling excavation”. Proc. 1st int. conf. on earthquake geotech. eng. IS Tokyo '95, 1189–1201.
- Chapman D.N., Ahn S.K. e Hunt D.V.L. (2007). “Investigating ground movements caused by the construction of multiple tunnels in soft ground using laboratory model tests”. *Canadian Geotech. Journal* (44), 631–643.
- Cording E.J. e Hansmire W.H. (1975). Displacements around soft ground tunnels. In 5th Panamerican conference on soil mechanics and foundation engineering, Buenos Aires, 571–632.
- Fargnoli V., Boldini D. e Amorosi A. (2013). “TBM-tunnelling induced settlements in coarse-grained soils: The case of the new Milan underground line 5”. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 38, 336–347.
- Fargnoli V., Gragnano C.G., Boldini, D. e Amorosi, A. (2015a). “3D numerical modelling of soil-structure interaction during EPB tunnelling”. *Géotechnique*, 65 (1), 23–37.
- Fargnoli V., Boldini D., Amorosi A. (2015b). “Twin tunnel excavation in coarse grained soils: observations and numerical back-predictions under free field conditions and in presence of a surface structure”. *Tunnelling and Underground Space Technology*. In stampa.
- Mainstone R.J. (1971). “On the stiffnesses and strengths of infill frames”. Proc. Inst. Civil. Eng., 59–70.
- Peck R.B. (1969). “Deep excavations and tunnelling in soft ground”. Proc. 7th int. conf. on soil mechanics and foundation engineering, Mexico City, 225–290.
- Vucetic M. e Dobry R. (1991). “Effect of the soil plasticity on cyclic response”. *J. Geot. Eng., ASCE*, 117 (1), 89–107.