

Metropolitana di Milano, linea 5 – Sottoattraversamento edificio in zona Segesta con EPB-TBM: previsione di cedimenti e dati di monitoraggio

G.Lunardi⁽¹⁾, L.Mancinelli⁽¹⁾, C.Nardone⁽¹⁾, E.Villa⁽²⁾

⁽¹⁾ Rocksoil SpA - P.za San Marco, 1 – 20121 – Milan, Italy - www.rocksoil.com

⁽²⁾ Tecon Srl Milanofiori - Strada 1 Palazzo WTC – 20094 - Assago (MI), Italy - www.teconsrl.it

ABSTRACT: L'articolo descrive il passaggio di due TBM di tipo EPB al di sotto di un edificio, nell'ambito della costruzione del prolungamento della Linea Metropolitana 5 di Milano. Posizionata in prossimità dell'uscita delle macchine dalla stazione Segesta, la costruzione di civile abitazione è stata ispezionata, analizzata in termini di struttura e stato di conservazione, studiata a livello di comportamento in presenza delle previste attività di scavo. In queste pagine vengono illustrati contesto geotecnico, configurazione locale, simulazioni numeriche, assunzioni di carico, aspetti progettuali e analisi di subsidenza. Particolare attenzione viene prestata agli spostamenti del terreno e all'interazione tra lo scavo dei tunnel e l'edificio, analizzando altresì i valori di perdita di volume. Alcuni dati di monitoraggio vengono infine presentati e messi a confronto con le previsioni teoriche.

1 Introduzione

Nella fase di progetto della tratta P.C Harar – Tre Torri, facente parte del prolungamento della Linea Metropolitana 5 di Milano, sono state analizzate le possibili interferenze degli edifici con le gallerie scavate con fresa al fine di valutare gli effetti sui fabbricati e sulle infrastrutture.

Un caso di particolare interesse è costituito da un edificio di civile abitazione situato in prossimità dell'uscita delle macchine della stazione Segesta, nella zona nord occidentale di Milano, al di sotto del quale è previsto il passaggio di due TBM di tipo EPB.



Figura 1. Planimetria generale prolungamento M5

2 Descrizione della geometria e delle fasi di studio

L'asse della costruzione in oggetto risulta essere quasi ortogonale al tracciato delle due gallerie che lo sottopassano: queste ultime si trovano in corrispondenza del vano scale sud (binario sinistro) e tangente al fabbricato (binario destro).



Figura 2. Planimetria di inquadramento della zona di studio

Dai rilievi effettuati e dalle ricerche l'edificio, di pianta rettangolare (circa 34 x 11 mxm), risulta costituito da piano seminterrato, piano terra e da altri due piani di elevazione per un'altezza complessiva fuori terra di circa 13.50 m. La struttura portante è costituita da un telaio di travi e pilastri in cemento armato, irrigidito dai due vani scala, posizionati simmetricamente rispetto all'asse trasversale dell'edificio. Le fondazioni sono continue sotto il muro centrale, la facciata sud e i due vani scala, mentre sotto i pilastri della facciata nord sono costituite da plinti.

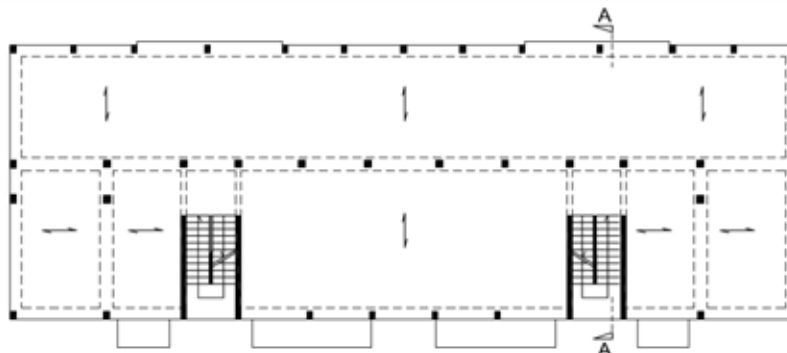


Figura 3. Schema descrittivo della pianta dell'edificio

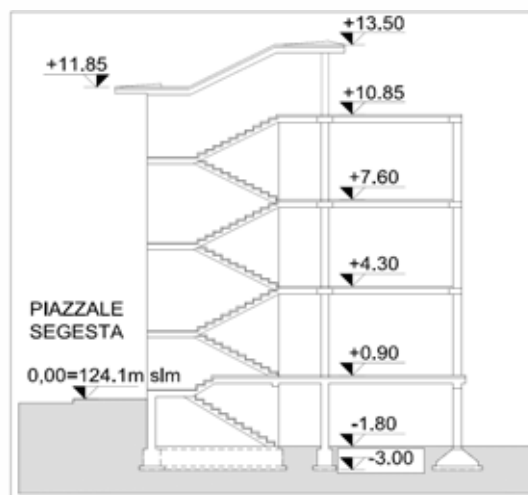


Figura 4. Schema descrittivo della sezione strutturale dell'edificio

Considerando il tracciato di progetto delle gallerie, il ricoprimento, inteso come distanza dal piano di posa delle fondazioni all'estradosso dei due tunnel, è pari in media a 9 m e la distanza asse/asse delle due canne in corrispondenza dell'edificio è di 15.25 m. Il diametro di ogni singola canna è di 6.70 m.

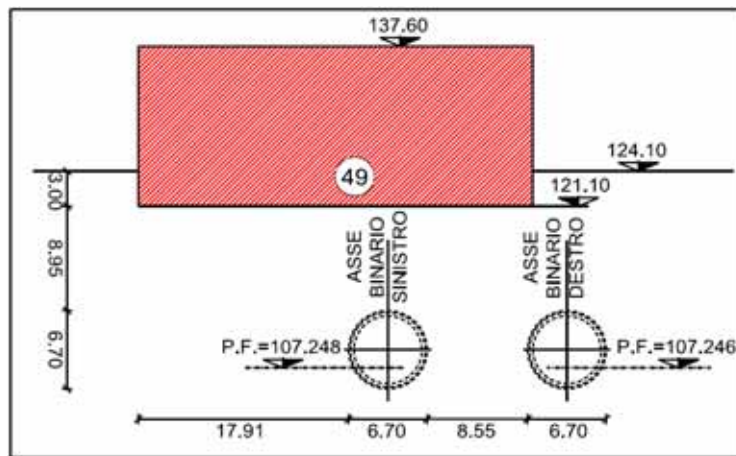


Figura 5. Geometria della sezione analizzata

Lo studio dell'interferenza in questione è stato condotto nelle varie fasi di realizzazione dell'opera: in fase di progetto, secondo tre livelli successivi di dettaglio in modo da definire i parametri di scavo e un piano di monitoraggio idoneo; in fase di realizzazione, analizzando i dati registrati dalla strumentazione adottata; a opera terminata, confrontando le previsioni fatte su basi teoriche e i dati del monitoraggio.

3 Studi preliminari

In fase di progetto, il primo approccio al problema è consistito nella valutazione del comportamento deformativo dei terreni, ossia nella determinazione dei cedimenti e delle distorsioni indotte dagli scavi. Applicando le formulazioni tipiche della letteratura è possibile rappresentare il bacino di subsidenza mediante funzioni gaussiane di entità dipendente da parametri di semplice determinazione (Peck, 1969; O'Reilly e New, 1982).

Una volta definita la geometria del problema e le caratteristiche del terreno attraversato, le correlazioni, dedotte dall'osservazione sperimentale consentono di valutare la distribuzione spaziale, l'ampiezza e l'evoluzione delle subsidenze. Le caratteristiche meccaniche del terreno vengono tenute in considerazione tramite il parametro k che determina l'ampiezza della gaussiana che rappresenta i cedimenti. Per i terreni attraversati, costituiti da sabbie e ghiaie, si adottano generalmente valori di k nel range 0.30-0.40. Le analisi sono state svolte con un valore medio pari a $k=0.35$. Per quanto riguarda il volume perso è stato assunto un valore pari allo 0.5% sulla base di esperienze in contesti simili a quelli affrontati a Milano in termini di caratteristiche di terreni attraversati e metodologia di scavo.

Sulla base della valutazione empirica dei cedimenti indotti dallo scavo è possibile stimare l'estensione del bacino di subsidenza. Successivamente, considerando caratteristiche geometriche, strutturali e di conservazione degli edifici, si può effettuare una valutazione del probabile rischio di danno in merito ai risentimenti provocati sulle costruzioni dallo scavo delle gallerie.

Una volta determinato il regime di cedimenti indotto dallo scavo delle future gallerie e valutate le deformazioni associabili agli stessi, si è proceduto ad individuare l'effetto indotto sui fabbricati mediante la definizione delle categorie di danno, secondo quanto suggerito dalla letteratura (Mair e Taylor e Burland, 1996).

Come indicato in Mair, Taylor e Burland, la categoria di danno è correlata con la deformazione unitaria massima di allungamento ε_{max} , che può essere determinata assimilando l'edificio ad un corpo elastico di altezza H (altezza fuori terra dell'edificio), lunghezza L (dimensione dell'edificio valutata in corrispondenza della sezione trasversale analizzata), momento d'inerzia I (calcolato a partire dalle caratteristiche geometriche appena riportate) e rapporto tra moduli elastici E/G variabile in funzione del materiale strutturale (12.5 per il cemento armato).

Per una valutazione del rischio si è fatto riferimento alle tabelle di sintesi riportate in letteratura (Boscardin e Cording, 1989) che associano a ciascuna classe una descrizione dei danni riscontrabili sia di carattere estetico/funzionale (classi 1-2) che strutturali (classi 3-5).

L'edificio in prossimità della stazione Segesta, oggetto del presente articolo, si è attestato sulla classe di danno più elevata, cui corrisponde un'intensità del danno definita come "molto severa".

Tabella 1. Parametri utilizzati per la determinazione della classe di danno

| Sintesi parametri di input | | | | I quattro flessi individuano 5 zone d'analisi Ed. posizionato sulle prime 4 zone | | |
|--|---------------------|---------------|----|---|-----|-------------|
| Volume perso percentuale | [%] | 0.5 | | | | |
| Diametro galleria 1 | D ₁ | 6.7 | m | | | |
| Diametro galleria 2 | D ₂ | 6.7 | m | | | |
| Copertura galleria 1 | Z _{t1} | 9 | m | | | |
| Copertura galleria 2 | Z _{t2} | 9 | m | | | |
| Parametro k | K | 0.35 | 0 | | | |
| Distanza assi gallerie | Δ _c | 15.25 | m | | | |
| <u>Origine delle ascisse posto a Δ_c / 2</u> | | | | | | |
| Ascissa edificio sx | Y _{sx} | -32 | m | ε flessionale Hogging | [%] | 0.0067 |
| Ascissa edificio dx | Y _{dx} | 5 | m | ε flessionale Sagging | [%] | 0.0133 |
| Altezza edificio | H | 13.8 | m | ε flessionale Hogging | [%] | 0.00424031 |
| Rapporto E/G | E/G | 12.5 | | ε flessionale Sagging | [%] | 0.039590719 |
| | | | | --- | [%] | --- |
| | | | | ε tagliante Hogging | [%] | 0.0286 |
| | | | | ε tagliante Sagging | [%] | 0.0663 |
| | | | | ε tagliante Hogging | [%] | 0.0554 |
| | | | | ε tagliante Sagging | [%] | 1.0058 |
| | | | | --- | [%] | --- |
| | | | | ε orizz. terreno Hogging | [%] | 0.0476 |
| | | | | ε orizz. terreno Sagging | [%] | -0.0779 |
| | | | | ε orizz. terreno Hogging | [%] | 0.0853 |
| | | | | ε orizz. terreno Sagging | [%] | -0.1622 |
| | | | | --- | [%] | --- |
| Sintesi parametri di output | | | | Epsilon totali | | |
| Cedimento max 1 ^a canna | S _{l,max} | -1.63 | cm | ε flessionale totale Hogging | [%] | 0.0543 |
| Cedimento max 2 ^a canna | S _{ll,max} | -1.63 | cm | ε flessionale totale Sagging | [%] | 0.0133 |
| Cedimento massimo | S _{max} | -1.63 | cm | ε flessionale totale Hogging | [%] | 0.0895 |
| Abbassamento vertice sinistro | S _{v,sx} | 0.00 | cm | ε flessionale totale Sagging | [%] | 0.0396 |
| Abbassamento vertice destro | S _{v,dx} | -1.38 | cm | --- | [%] | --- |
| Abbassamento in 0 | S ₀ | -0.69 | cm | ε tagliante totale Hogging | [%] | 0.0588 |
| | | | | ε tagliante totale Sagging | [%] | 0.0562 |
| | | | | ε tagliante totale Hogging | [%] | 0.1082 |
| | | | | ε tagliante totale Sagging | [%] | 0.9545 |
| | | | | --- | [%] | --- |
| EPSILON MASSIMA | [%] | 0.9545 | | | | |
| CATEGORIA DI DANNO | | 5 | | | | |

Il metodo di calcolo utilizzato è basato sulle seguenti ipotesi:

- gli spostamenti e le deformazioni indotte sugli edifici sono assunte pari a quelle corrispondenti alla condizione "green-field";

- la rigidità degli edifici analizzati è considerata nulla anche se, in realtà, le opere di fondazione interagiscono con il terreno riducendo il rapporto di inflessione e le deformazioni orizzontali ottenute nella condizione "green-field";
- non viene effettuata nessuna distinzione tra tipologie diverse di fondazione che presentano chiaramente comportamenti differenti, soprattutto nei confronti degli spostamenti orizzontali;
- tutti gli edifici vengono considerati disposti perpendicolarmente all'asse della galleria scavata (configurazione che determina per uno stesso edificio le condizioni peggiori in termini di entità di deformazione).

Tenendo conto delle suddette ipotesi si può affermare che tale approccio è conservativo e i risultati ottenuti si riferiscono alla peggiore configurazione di danno possibile; per il caso in esame si è ritenuto quindi opportuno approfondire lo studio sui cedimenti indotti basandosi sull'analisi di un modello piano a elementi finiti.

Il maggiore grado di dettaglio consente di analizzare il comportamento del terreno, non più basandosi su ipotesi semplificative, ma utilizzando i parametri geotecnici reali, le condizioni di falda e la stratigrafia ottenuti da prove in sito.

In particolare lo studio ha permesso di ottenere i bacini di subsidenza indotti dagli scavi secondo le reali fasi operative come descritto in seguito:

1. Condizione geostatica
2. Applicazione del carico dovuto all'edificio
3. Scavo della prima canna (DX) e attivazione pressione radiale fornita dalla TBM con reset dei cedimenti dovuti al carico dell'edificio
4. Disattivazione pressione radiale erealizzazione rivestimento della prima canna (DX)
5. Scavo della seconda canna (SX) e attivazione pressione radiale fornita dalla TBM
6. Disattivazione pressione radiale erealizzazione rivestimento della seconda canna (DX)

Nell'analisi la pressione radiale fornita dalla TBM è stata calibrata in modo tale da ottenere un bacino di subsidenza caratterizzato da un volume perso di 0.5%, valore assunto come riferimento nel progetto per quanto esplicitato in precedenza.

Per simulare gli edifici, è stato creato un cluster di dimensioni e caratteristiche meccaniche adatte a cogliere il comportamento delle strutture. Per la struttura in esame si è assunto uno scarico in fondazione pari a 100 kPa.

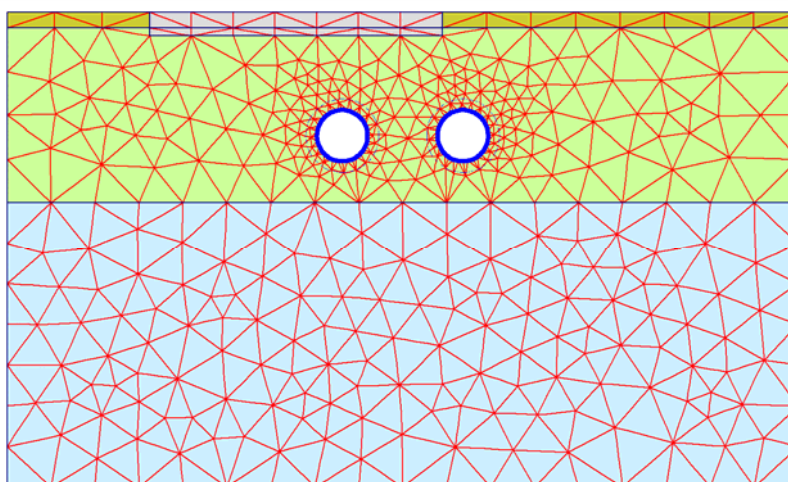


Figura 6. Immagine rappresentativa del modello 2D

Vengono riportati nel seguito i risultati ottenuti dalla simulazione in termini di spostamenti totali.

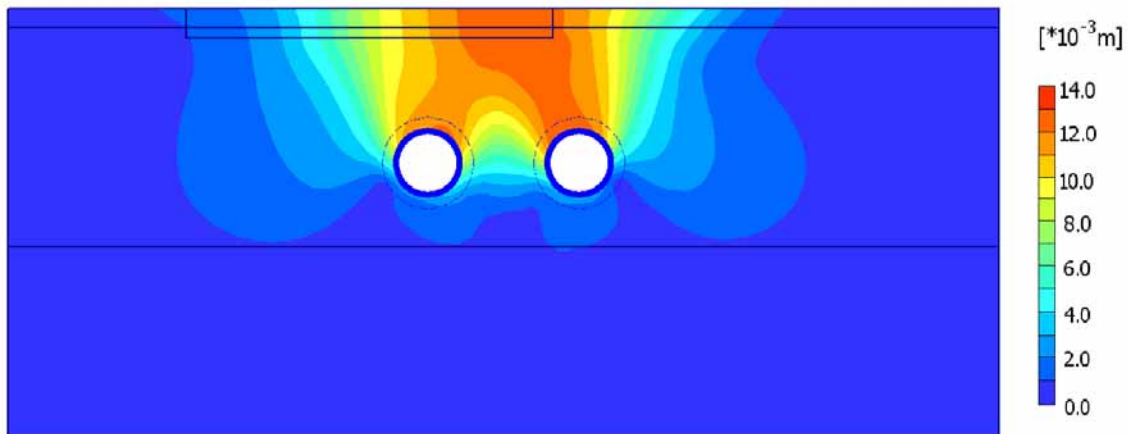


Figura 7. Spostamenti totali per volume perso 0.5 %: $u_{max} = 13.24 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

Basandosi su questi risultati, in accordo col metodo di classificazione del danno utilizzato per la formulazione teorica, sono state valutate le nuove classi di danno per l'edificio interessato dal sottoattraversamento delle gallerie. I risultati così ottenuti hanno mostrato un declassamento del danno che risulta di intensità lieve.

4 Studio di dettaglio

Con lo scopo di affinare ulteriormente il risultato è stata condotta una successiva fase di studio in cui è stata analizzata la statica dell'edificio mediante un modello tridimensionale a elementi finiti. Gli elementi strutturali e i tamponamenti sono stati modellati secondo le loro reali proprietà meccaniche e geometriche, mentre l'interazione terreno struttura è stata schematizzata mediante molle alla Winkler la cui rigidità è stata valutata sulla base delle caratteristiche del terreno nella zona di scavo.

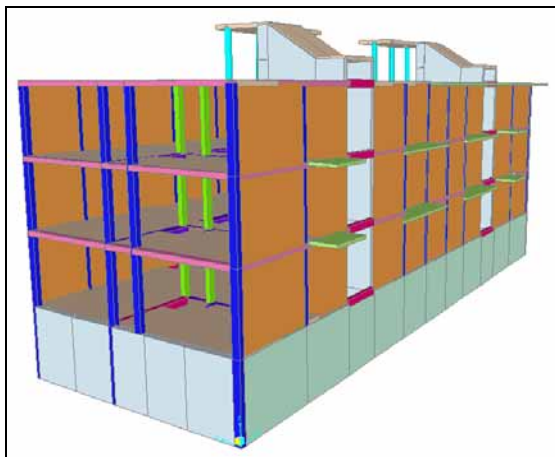


Figura 8. Immagine del modello FEM – Filo A

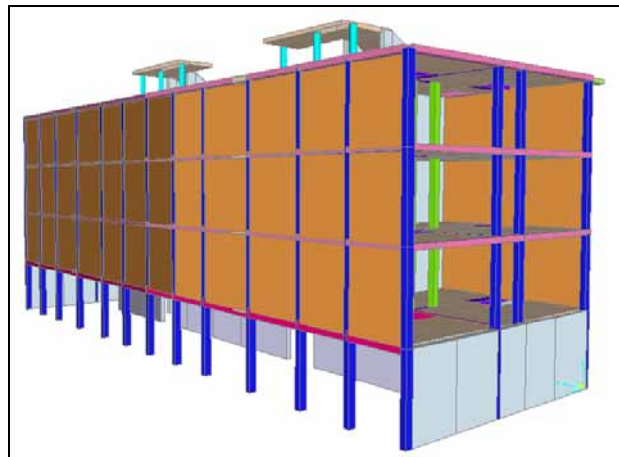


Figura 9. Immagine del modello FEM – Filo F

Il modello è stato sottoposto alle curve empiriche di subsidenza analizzando, in prima fase, gli effetti dovuti alla presenza di una singola canna e, in una fase successiva, quelli dovuti alla presenza di entrambe le canne.

In questa fase di studio si ha come obiettivo quello di rappresentare nel modo più corretto possibile la rigidità dell'edificio che, influenzando in modo sostanziale l'entità dei cedimenti, consente di ottenere un bacino di subsidenza più verosimile.

Analizzando i cedimenti verticali dell'edificio nella combinazione di entrambe le canne, si ha un miglioramento sostanziale rispetto al *green-field*: essendo le canne a una distanza asse/asse inferiore a 2.5 volte il diametro di scavo, l'edificio tende ad abbassarsi con distorsioni minime.

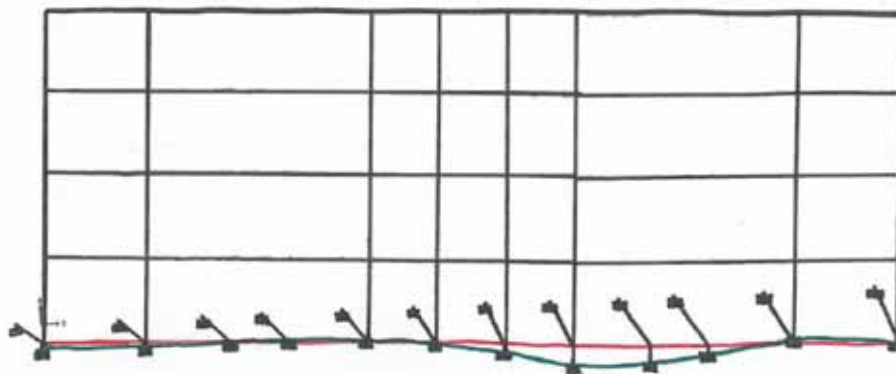


Figura 10. Deformate filo A relativa allo scavo delle due canne; in verde cedimenti di *green-field* e in rosso cedimenti dell'edificio

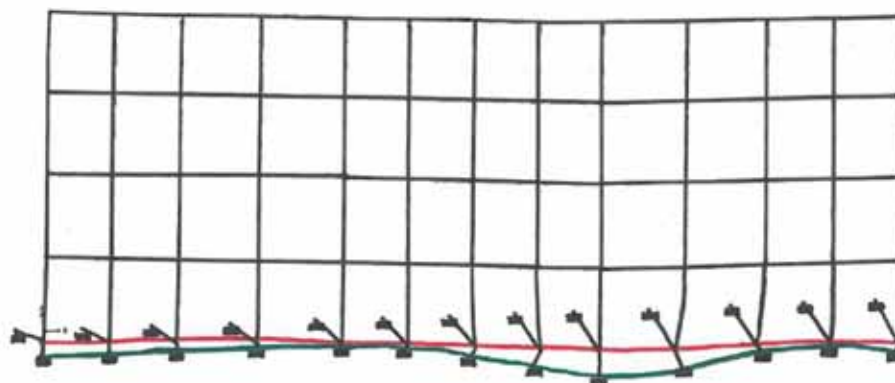


Figura 11. Deformate filo F relativa allo scavo delle due canne; in verde cedimenti di *green-field* e in rosso cedimenti dell'edificio

Coerentemente a quanto fatto nelle fasi preliminari, è stata determinata una classe di danno sulla base dei regimi tensionali e deformativi dedotti dal modello FEM in corrispondenza degli elementi strutturali. Per un volume perso dello 0.5% l'edificio in questione ricade nella categoria di danno 0, per la quale l'intensità del danno risulta trascurabile.

In conclusione, quest'ultima fase di analisi ha rivelato che l'edificio in questione, apparentemente soggetto a un elevato rischio conseguente alla realizzazione delle gallerie, non rappresenta una criticità.

5 Piano di monitoraggio

Alla luce dei risultati ottenuti in fase di progetto, è stato definito un piano di monitoraggio per individuare situazioni di allerta o allarme. Nella zona in questione sono state previste mire ottiche per misurazioni di convergenza sulle facciate dell'edificio e capisaldi di livellazione per il controllo dei cedimenti su strada, lungo un allineamento trasversale all'asse del tracciato.

Per ciascun caposaldo sono stati indicati dei valori di cedimento atteso che consentono agli addetti ai lavori di individuare situazioni critiche già in fase di scavo, prima di raggiungere i valori di cedimento fissati per l'allerta (15 mm) e l'allarme (25 mm) dedotti dalle analisi teoriche.

I valori di cedimento atteso sono stati determinati applicando alla geometria del caso in oggetto la teoria empirica, assumendo per k un valore pari a 0.35 (analogo al valore di progetto) e ipotizzando, a favore di sicurezza, un volume perso pari a 0.3% per la prima canna e 0.4% per la seconda canna (inferiore rispetto al valore di 0.5% assunto in fase progettuale).

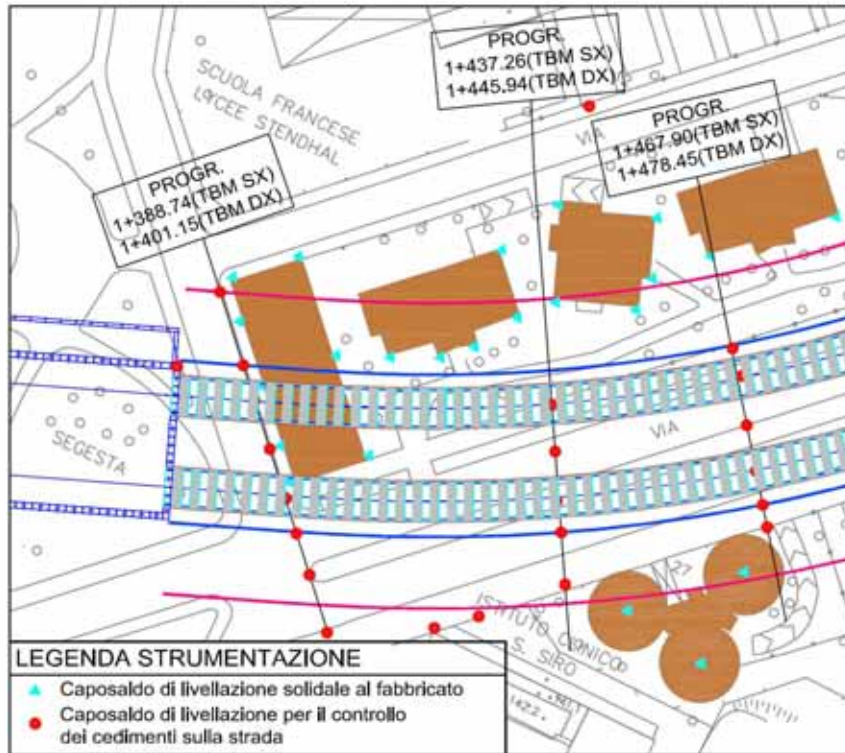


Figura 12. Stralcio del piano di monitoraggio riguardante l'interferenza in questione.

6 Esiti livellazione

Le fasi di realizzazione dell'opera prevedevano l'esecuzione delle due gallerie in tempi sfasati in modo da consentire l'assestamento dei cedimenti dovuti all'apertura della prima canna (DX) prima di procedere con la realizzazione della seconda (SX). Durante le lavorazioni sono state registrate le livellazioni dei punti individuati nel piano di monitoraggio. Confrontando tali dati con le previsioni teoriche si osserva che al passaggio della prima canna la curva di cedimento stabilizzato presenta un valore massimo inferiore del 10% circa rispetto a quello atteso e una minor pendenza con una conseguente maggiore ampiezza del bacino di subsidenza.

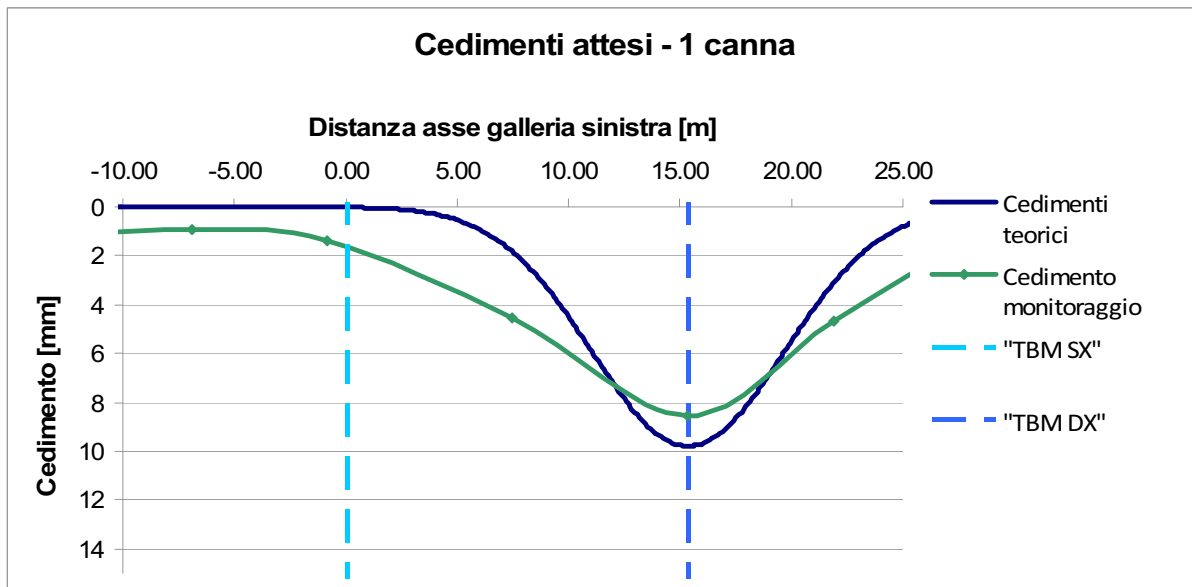


Figura 13. Esiti livellazione sez. PGR 1+401.15 - TBM DX PGR 1+651.27; TBM SX PGR 1+368.5

Al passaggio della seconda macchina si assiste a un incremento del cedimento in corrispondenza dell'asse della prima TBM che si stabilizza sul valore di 12.7 mm. Dalla Figura 14 si osserva che, anche se puntualmente, il valore di cedimento registrato in corrispondenza della canna dx è maggiore

di quello atteso, globalmente il cedimento massimo dedotto dal monitoraggio corrisponde quasi perfettamente a quello stimato relativamente alla sezione in esame.

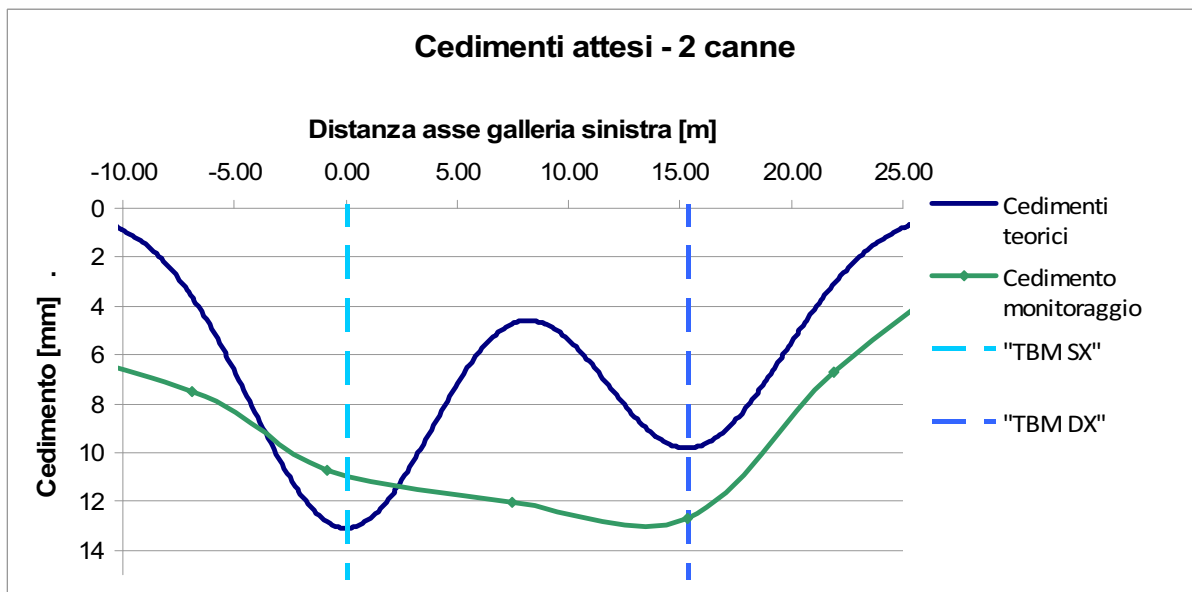


Figura 14. Esiti livellazione sez. PGR 1+401.15 - TBM DX PGR 1+940.21; TBM SX PGR 1+931.07

Anche in questo caso la pendenza della curva di subsidenza reale è minore di quella di cedimento atteso, coerentemente a quanto già osservato a seguito del passaggio della prima TBM. Questa differenza può essere dovuta a una maggiore componente argillosa del terreno in cui vengono realizzate le gallerie, in quanto in terreni di carattere argilloso si osserva un andamento dei cedimenti più dolce rispetto a quanto accade in terreni sabbiosi e a parità di volume perso il bacino interessato dai cedimenti è più ampio.

7 Confronto tra i dati teorici e i risultati di monitoraggio

Durante lo scavo delle gallerie sono stati registrati a frequenza regolare i cedimenti in corrispondenza dei capisaldi di livellazione a piano campagna previsti dal piano di monitoraggio. Attraverso queste registrazioni è stato possibile ricostruire il profilo di cedimenti in corrispondenza dell'allineamento monitorato, rendendo possibile un confronto con le previsioni progettuali tramite una *back-analysis*.

Utilizzando la formulazione empirica, si è cercato di individuare una curva di *fitting* dei dati di monitoraggio per entrambi gli scenari presi in considerazione (1 canna e 2 canne). Mantenendo invariate le caratteristiche geometriche del problema, la determinazione delle curve di *fitting* è stata effettuata modificando il valore del parametro k , dipendente dal tipo di terreno, e del volume perso, che è legato in modo sostanziale alla modalità di esecuzione dello scavo.

In Figura 15 e Figura 16 si riportano i parametri che caratterizzano le curve di *back analysis* e i relativi grafici.

| Descrizione | Simbolo | GALLERIA SX | | Simbolo | GALLERIA DX | |
|---------------------------------|----------------|-------------|---------------------|----------------|-------------|---------------------|
| | | Input | U.M. | | Input | U.M. |
| Volume perso | V_p | 0.40% | | V_p | 0.37% | |
| Diametro galleria | D | 6.7 | [m] | D | 6.7 | [m] |
| Copertura della galleria (P.C.) | C | 11.95 | [m] | C | 11.95 | [m] |
| Parametro k | k | 0.35 | | k | 0.5 | |
| Ascissa asse galleria | y_0 | 0 | [m] | y_0 | 15.25 | [m] |
| Posizione del fronte di scavo | $x_{(fronte)}$ | -2.00E+01 | [m] | $x_{(fronte)}$ | 2.50E+02 | [m] |
| Profondità asse galleria | z_0 | 15.3 | [m] | z_0 | 15.3 | [m] |
| Posizione del punto di flesso | $i(z)$ | 5.36 | [m] | $i(z)$ | 7.65 | [m] |
| Perdita di volume di scavo | V_s | 0.14 | [m ³ /m] | V_s | 0.13 | [m ³ /m] |

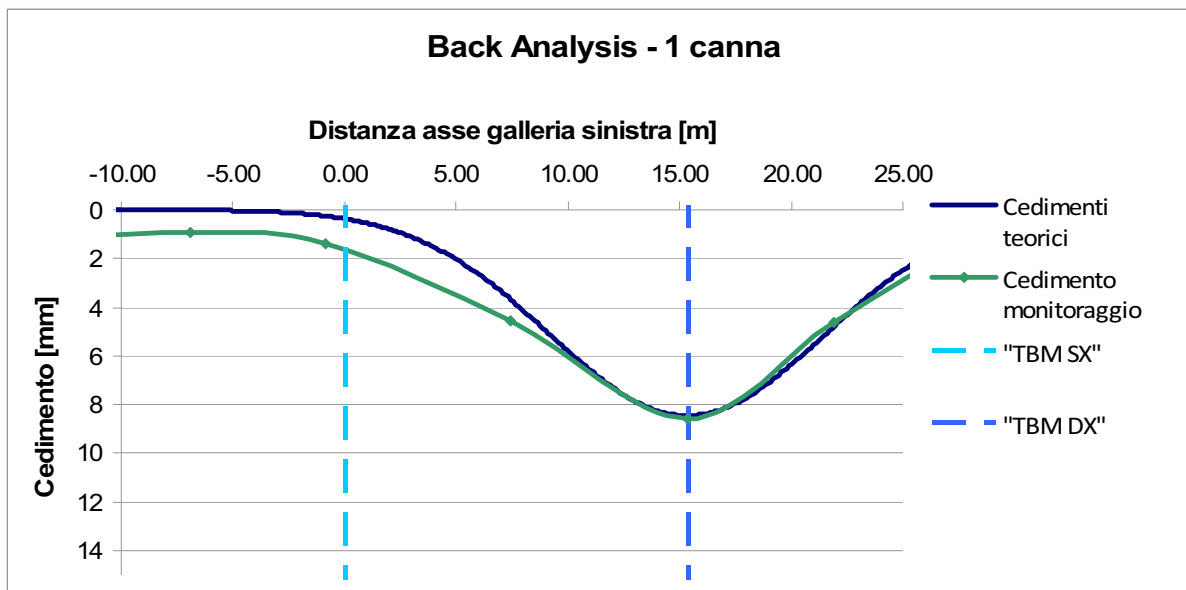


Figura 15. Dati curva di *back-analysis* sez. PGR 1+401.15 - TBM DX PGR 1+651.27; TBM SX PGR 1+368.5

| Descrizione | Simbolo | GALLERIA SX | | GALLERIA DX | |
|---------------------------------|-----------------------|-------------|---------------------|-----------------------|----------|
| | | Input | U.M. | Input | U.M. |
| Volume perso | Vp | 0.50% | | Vp | 0.60% |
| Diametro galleria | D | 6.7 | [m] | D | 6.7 |
| Copertura della galleria (P.C.) | C | 11.95 | [m] | C | 11.95 |
| Parametro k | k | 0.6 | | k | 0.6 |
| Ascissa asse galleria | y ₀ | 0 | [m] | y ₀ | 15.25 |
| Posizione del fronte di scavo | X _(fronte) | 5.40E+02 | [m] | X _(fronte) | 5.40E+02 |
| Profondità asse galleria | Z ₀ | 15.3 | [m] | Z ₀ | 15.3 |
| Posizione del punto di flesso | i(z) | 9.18 | [m] | i(z) | 9.18 |
| Perdita di volume di scavo | Vs | 0.18 | [m ³ /m] | Vs | 0.21 |

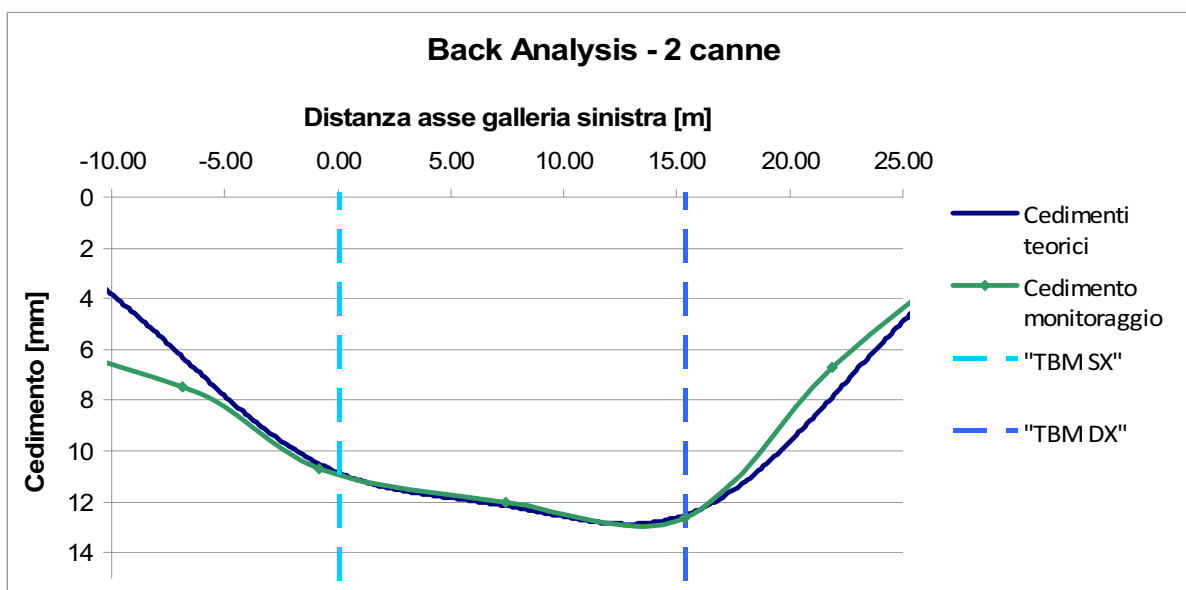


Figura 16. Dati curva di *back-analysis* sez. PGR 1+401.15 - TBM DX PGR 1+940.21; TBM SX PGR 1+931.07

Dai risultati presentati si evince che i profili di subsidenza relativi alla sezione analizzata sono assimilabili a curve di cedimento caratterizzate da valori di k superiori a quelli ipotizzati in fase progettuale (analisi

empirica). Al contrario il volume perso assume valori pressoché coerenti con le assunzioni fatte nella fase di progettazione. Per ottenere lo stesso profilo, infatti, si devono considerare nell'analisi empirica valori di volume perso e coefficiente k rispettivamente pari a circa 0.5% e 0.5.

Come accennato in precedenza, il parametro k dipende dalle caratteristiche del terreno ed è associato all'ampiezza della curva di subsidenza. L'aver determinato nella *back-analysis* un valore superiore a 0.35, assunto in progetto, rivela una maggiore coesione del terreno in cui sono realizzate le gallerie. L'assunzione di un valore basso per il parametro k in fase di progetto è stata fatta tuttavia a favore di sicurezza, dato che una maggiore ampiezza della curva di subsidenza a pari volume perso presenta pendenze più dolci e, quindi, cedimenti differenziali minori tra due punti posti a una certa distanza. Si ha, d'altro canto, una ripercussione su un'area più vasta che, però, sarà interessata da cedimenti di entità meno rilevante.

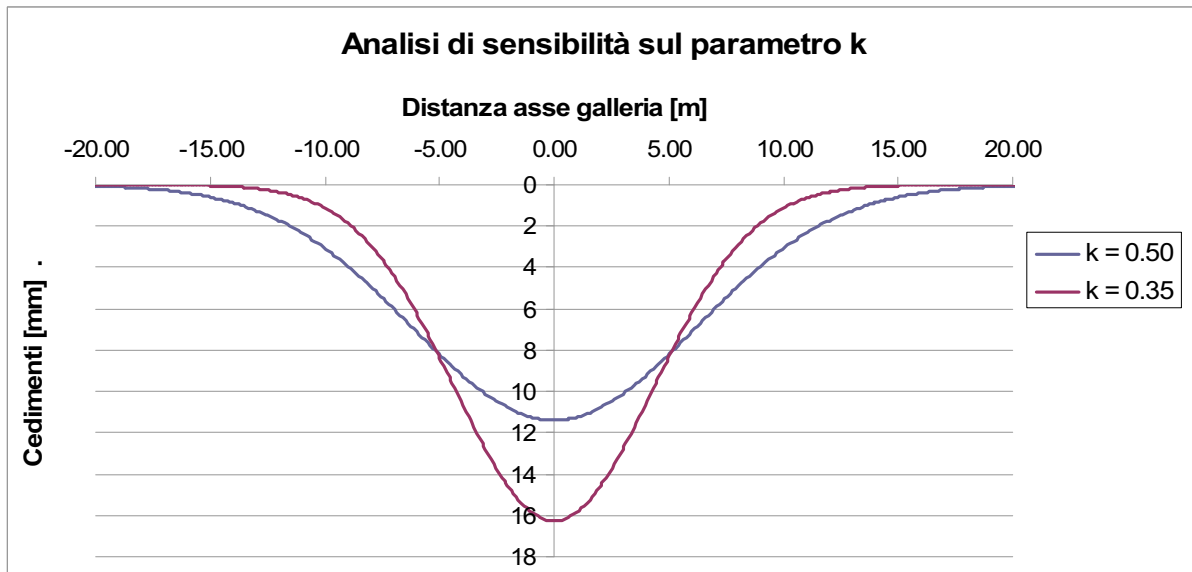


Figura 17. Curva di subsidenza per diversi valori di k a parità degli altri parametri

Nel caso della sezione in oggetto, tuttavia, la questione appena esposta non rappresenta un problema in quanto le analisi condotte a un maggiore livello di dettaglio sono totalmente indipendenti dal parametro k . L'approccio computazionale scelto, legato al metodo degli elementi finiti, permette di schematizzare il terreno come un continuo cui vengono assegnate le reali caratteristiche fisico-meccaniche dedotte dalle indagini geologico-geotecniche, prescindendo quindi dai parametri caratteristici delle analisi empiriche (come k).

8 Bibliografia

- Peck, R.B. (1969), "Deep excavations and tunneling in soft ground", Proceedings of 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City
- O'Really, M.P., New, B.M. (1982), "Settlement above tunnels in the United Kingdom – their magnitude and prediction", Proceedings of Tunneling Symposium 1982
- Mair, R.J., Taylor, R.N. and Burland, J.B. (1996), "Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunnelling
- Boscardin, M.D., Cording, E.J. (1989) "Building response to excavation-induced settlement. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1
- Cassani, G., Mancinelli, L. (2005), "Monitoring surface subsidence for low overburden TBM tunnel excavation: computational aids for driving tunnels" IACMAG (International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics) Conference on prediction, analysis and design in geomechanical applications – Torino
- Mancinelli L. (2005), "Evaluation of superficial settlements in low overburden tunnel TBM excavation: numerical approaches" Geotechnical and geological engineering - Vol. 3, n. 3
- Lunardi P. (2006), "Progetto e costruzione di gallerie" Analisi delle Deformazioni Controllate nelle Rocce e Suoli (ADECO-RS) – Editore Hoepli
- Mancinelli, L., Gatti, M., Cassani, G. (2009) "Numerical simulation of an excavation near buildings", ITA-AITES Congress, Budapest