

Metropolitana di Varsavia – Linea 2: un innovativo metodo di consolidamento del terreno per il passaggio delle TBM sotto il complesso monumentale "Praga"

G. Lunardi⁽¹⁾, F. Carriero⁽²⁾, A. Canzoneri⁽³⁾, M. Carini⁽⁴⁾

⁽¹⁾ Amministratore Delegato, Rocksoil S.p.A., Milano, Italia

⁽²⁾ Responsabile sede di Roma, Rocksoil S.p.A., Roma, Italia

⁽³⁾ Project Manager, Rocksoil S.p.A., Roma, Italia

⁽⁴⁾ Progettazione e assistenza tecnica in cantiere, Rocksoil S.p.A., Roma, Italia

ABSTRACT: A Varsavia sono attualmente in corso di realizzazione le gallerie a doppia canna della seconda linea della Metropolitana. Nella tratta centrale, lungo un tracciato di 6.5 km circa, sono previsti diversi sottoattraversamenti estremamente difficili. Tra questi, quello del complesso monumentale di edifici del quartiere "Praga", tra i pochi sopravvissuti alla Seconda Guerra Mondiale. Essi oggi versano in condizioni statiche precarie, sia a causa della scarsa qualità costruttiva sia per l'assenza di manutenzione nel tempo. Per preservarli dal potenziale rischio di crollo durante gli scavi, in progetto si è riscontrata la necessità di consolidare preventivamente un arco di terreno sopra la calotta delle gallerie da realizzare. Tuttavia, le numerose preesistenze e l'elevata estensione planimetrica della zona da trattare, rendeva impossibile eseguire gli interventi di consolidamento necessari utilizzando i sistemi tradizionali. Si è progettato allora di operare attraverso perforazioni guidate che, partendo da circa 250 m di distanza, potessero raggiungere le zone in corrispondenza degli edifici da sottoporre a trattamento. L'intervento, perfettamente riuscito, per sviluppo, precisione geometrica ed efficacia statica costituisce senza dubbio un "caso" di assoluto rilievo nel campo degli interventi di salvaguardia dei fabbricati ai fini della costruzione di linee metropolitane.

1 Introduzione

Varsavia, la capitale della Polonia con circa due milioni di abitanti, è dotata di una sola linea di metropolitana (la Linea 1). Una seconda linea (la Linea 2), che conterà 28 stazioni distribuite lungo un percorso di circa 30 Km, è in costruzione. La tratta centrale di tale nuova linea (figura 1) è attualmente in fase di realizzazione attraverso affidamento "chiavi in mano" al consorzio internazionale AGP, formato dalle Imprese Astaldi (italiana), Gülermak (turca) e PBDIM (polacca).



Figura 1 – Metro Varsavia - Tratta centrale della Linea 2

In tale contesto il ruolo della società Rocksoil S.p.A. è stato ed è tutt'ora quello di sviluppare la progettazione e fornire assistenza tecnica al cantiere in corso d'opera, per la realizzazione delle gallerie di linea e di tutte le opere ad esse connesse e necessarie, compreso l'intervento oggetto del presente articolo.

La tratta centrale della Linea 2 ha un'estensione di 6,3 km con 7 stazioni comprese tra i due capolinea di Rondo Daszynskiego e di Dworzec Wilenski. Lo scavo delle gallerie, a doppia canna, è previsto attraverso l'uso di quattro TBM-EPB (Tunnel Boring Machine-Earth Pressure Balance) del diametro di 6,3 m. Lungo il tracciato sono identificabili diversi sottoattraversamenti difficili tra cui, tra le stazioni Powisle e Stadion, quello del fiume Vistola e, tra le stazioni Rondo Onz e Świętokrzyska quello delle due gallerie della Linea 1 della metropolitana, con meno di 3 m di franco tra le gallerie esistenti e quelle di nuova realizzazione.

Non per ultimo, in termini di complessità, è il sottoattraversamento degli edifici del complesso monumentale del quartiere "Praga", tra le stazioni Stadion e Dworzec Wilenski (figura 2), oggetto del presente articolo. Il progetto, per vincoli legati al tracciato, evidenziava la necessità di sottoattraversare tali edifici con distanza, tra gallerie e quota di imposta delle fondazioni, molto ridotta (circa 6÷8 m). Gli edifici in questione hanno una notevole rilevanza storica per la città di Varsavia, perché rappresentano gli unici fabbricati rimasti illesi a seguito dei bombardamenti distruttivi della Seconda Guerra Mondiale. Ciononostante oggi versano in condizioni statiche estremamente critiche, sia per la scarsa qualità costruttiva sia per l'assenza di manutenzione nel corso del tempo.



Figura 2 – Varsavia – Complesso monumentale quartiere Praga

L'equilibrio pregresso fortemente precario di alcuni di questi fabbricati ha portato il dipartimento strutturale dell'istituto di ricerca polacco ITB (Instytut Techniki Budowlanej) a definirli, a seguito di dettagliate analisi strutturali, a "potenziale rischio di crollo" anche in condizioni imperturbate. Per ridurre al minimo il livello di rischio connesso con gli scavi, il consorzio AGP ha pertanto fatto sviluppare e mettere in opera interventi strutturali a protezione di alcuni di questi fabbricati, propedeutici al passaggio delle TBM, oltre all'intervento principale di consolidamento del terreno oggetto della presente trattazione.

La geometria articolata degli edifici, unitamente alle numerose preesistenze, soprattutto legate all'esistenza di sottoservizi e spazi in superficie ridotti, rendevano di fatto impossibile realizzare i necessari consolidamenti del terreno con sistemi tradizionali. Per riuscire a consolidare preventivamente, come

necessario, un arco di terreno al contorno del profilo superiore di calotta delle gallerie da scavare (figura 3), si è dovuto pertanto ricorrere ad una tecnologia esecutiva complessa.



Figura 3 – Trattamento del terreno al contorno dello scavo

In particolare, tenuto conto dell'elevata estensione della zona da consolidare tramite iniezioni nel terreno, la Rocksoil S.p.A. ha progettato un intervento innovativo attraverso perforazioni 'High Directional Drilling' "HDD" (= perforazioni direzionali guidate), partendo da una zona relativamente distante dai fabbricati fino a raggiungere, progressivamente, la quota al contorno delle gallerie da scavare. Tali perforazioni sono state ideate in maniera tale da disporle parallelamente alla sagoma delle gallerie di futura realizzazione, seguendole per tutta la lunghezza necessaria (circa 250 m).

Nel prosieguo dell'articolo si fornisce una disamina delle previsioni progettuali legate a questa innovativa tecnologia, confrontandole con quanto poi effettivamente riscontrato in corso d'opera a seguito delle operazioni di scavo meccanizzato.

Il progetto e la costruzione si sono svolte sulla base dei principi dell'approccio ADECO-RS (Analisi delle deformazioni controllate delle Rocce e dei Suoli) (Lunardi, 2006) che, com'è noto, prevede le seguenti fasi:

fase conoscitiva: con la raccolta delle informazioni riguardanti gli equilibri preesistenti nei luoghi (caratteristiche degli edifici interessati dalle operazioni di scavo, geologia e caratteristiche geotecniche dei terreni, stati tensionali naturali, ecc.);

fase di diagnosi: in questa fase sono state condotte analisi numeriche, in assenza di interventi di consolidamento e stabilizzazione, per valutare la categoria di comportamento del terreno all'azione dello scavo e il livello di rischio associato a ciascun fabbricato;

fase di terapia: sulla scorta dei risultati prodotti durante la fase di diagnosi si sono individuate le zone da trattare e progettati gli interventi di consolidamento del terreno, valutandone numericamente gli effetti benefici ricercati, tali da ricondurre il comportamento del terreno allo scavo in categoria A (nucleo-fronte stabile) e far rientrare tutti i fabbricati all'interno della classe di danno associata al livello di rischio ritenuto accettabile;

fase operativa e di verifica in corso d'opera: durante la quale si sono messi in opera gli interventi previsti e realizzati gli scavi. L'adeguatezza del progetto è stata continuamente verificata, introducendo gli opportuni aggiustamenti, comunque già previsti dal progetto stesso, in funzione delle evidenze emerse dai risultati del monitoraggio e dalle conseguenti back-analysis.

2 Fase conoscitiva

2.1 Geologia dei luoghi

Il tracciato della Linea 2 presenta una notevole eterogeneità di terreni attraversati. Nella zona in esame i terreni direttamente interessati dagli scavi sono costituiti principalmente da depositi alluvionali (sabbie e argille). Le coperture, rispetto all'estradosso della calotta delle gallerie, sono comprese tra 10 m e 14 m mentre il battente idrico risulta compreso tra 4.5 m e 8 m. Una descrizione delle litologie presenti nella zona in esame è riportata di seguito (tabella 1 e figura 4).

Tabella 1 – Descrizione livelli geologici

Livello geologico	Descrizione
VIII	Terreni di riporto
VI	Sabbie e limi argillosi
Vb	Argille sabbiose e argille
IV	Sabbie ghiaiose e ghiaie
IIIa - IIIb	Sabbie medie e grossolane
IIb	Sabbie fini e limi
Ib	Argille, argille limose e limi
Ia	Argille ad alta plasticità

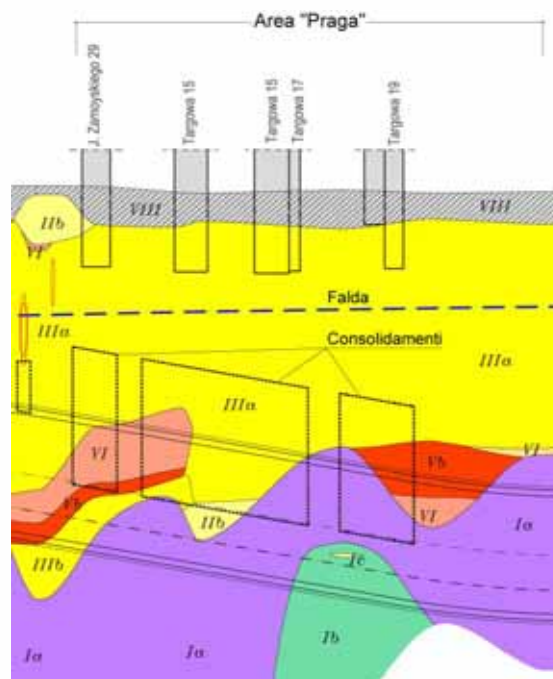


Figura 4 – Geologia quartiere Praga

2.2 Descrizione del complesso monumentale della zona di Praga

L'edificazione del complesso monumentale del quartiere "Praga", interessato dal sottoattraversamento delle TBM, risale al periodo compreso tra la fine del 1800 e l'inizio del 1900. Le strutture principali portanti di tali fabbricati sono prevalentemente costituite da murature di mattoni. In alcuni casi sono presenti elementi strutturali in cemento armato. I solai sono in prevalenza costituiti da elementi strutturali in legno e acciaio, raramente in cemento armato. La profondità delle fondazioni varia tra i 3 m e i 4 m rispetto al piano campagna. La maggior parte di questi edifici hanno subito la devastazione della Seconda Guerra Mondiale e non sono stati ricostruiti, se non in sporadici casi, ma soprattutto non sono stati mantenuti nel tempo, subendo pesanti effetti di deterioramento dei materiali nel corso degli anni. I quadri fessurativi pregressi, unitamente alle condizioni di deterioramento dei materiali hanno reso la maggior parte di questi edifici ascrivibili a manufatti dal comportamento strutturale non ordinario. Inoltre, la recente demolizione di alcuni fabbricati limitrofi e un incendio, che ha interessato una parte di questi edifici, hanno ulteriormente aggravato la già critica situazione strutturale. In tale contesto, nelle situazioni più critiche, si è ritenuto opportuno mettere in opera, propedeuticamente al passaggio delle TBM, alcuni interventi strutturali a protezione di alcuni fabbricati (figura 5 e tabella 2).



Figura 5 – Interventi strutturali a protezione edifici quartiere Praga

Tabella 2 - Interventi strutturali realizzati prima del passaggio delle TBM

Edificio – Numero	Anno Edificazione	Tipologia strutturale portante	Condizioni pregresse edificio	Intervento Strutturale eseguito
Targowa 21 - 152	1890	Muratura	Critiche Edificio disabitato	Aperture murate
Targowa 19 - 151	1910	Muratura	Critiche Edificio disabitato	Aperture murate
Targowa 19 - 148				-
Targowa 17a - 149	1910+1913	Muratura e alcuni elementi in cemento armato	Fessure, degrado materiali e assenza manutenzione	-
Targowa 17a - 150				-
Targowa 17d - 146				Catene in acciaio
Targowa 17d - 144				Travi di legno attorno alle finestre
Targowa 15 - 142	1928	Cemento armato	Fessure, degrado materiali e assenza manutenzione	-
Zamoyskiego 27 - 137	1939	Muratura e alcuni elementi in cemento armato	Fessure, degrado materiali e assenza manutenzione	-
Zamoyskiego 27 - 129				
Zamoyskiego 29 - 130	1910+1913	Muratura	Fessure, degrado materiali e assenza manutenzione	Catene in acciaio e travi di legno attorno alle finestre
Zamoyskiego 31 - 131	Dopo 1945	Muratura	Fessure, degrado materiali e assenza manutenzione	-

Tali interventi hanno permesso di incrementare il coefficiente di stabilità degli edifici ritenuti più sensibili alle operazioni di scavo.

3 Fase di diagnosi

È noto che lo scavo di una galleria induce un cambiamento tensionale nel terreno circostante il cavo, con conseguenti fenomeni deformativi che si sviluppano nel terreno sia longitudinalmente verso il fronte di scavo sia trasversalmente, attorno alla cavità. Le conseguenti subsidenze, che si manifestano in superficie soprattutto quando la copertura è ridotta, sono legate alle caratteristiche dei terreni attraversati, alla posizione della falda, alle dimensioni e alla profondità della galleria, nonché al metodo di scavo adottato e alla velocità di avanzamento del fronte (Anagnostou, 2008).

Per determinare il profilo di subsidenza si può ricorrere a metodi sia empirici che numerici. Numerose osservazioni sperimentali (Peck e Schmidt, 1969; Attewell e Farmer, 1974) mostrano che gli andamenti delle curve di subsidenza superficiale sono ben rappresentabili da una funzione normale di probabilità di tipo gaussiano, caratterizzata da due parametri: il cedimento massimo w_{max} (in corrispondenza dell'asse della galleria) e la distanza i_0 tra i due punti di flesso della curva, da cui dipende la larghezza della conca (figura 6). La funzione di subsidenza può quindi essere espressa dalla relazione:

$$w(x) = w_{max} \cdot e^{-\left(\frac{x^2}{2i_0^2}\right)}, \quad (1)$$

dove $w(x)$ rappresenta il cedimento in corrispondenza dell'ascissa x . La grandezza w_{max} può essere ricavata stabilendo a priori il volume atteso della conca di subsidenza, pari al volume V_P perso durante lo scavo, ovvero al volume di terreno scavato in eccesso rispetto alle dimensioni teoriche del cavo. Il volume perso in genere si esprime come frazione percentuale rispetto al volume teorico di scavo della galleria V_{qall} . Nel caso in esame si è assunto progettualmente, sulla scorta di valori di letteratura per contesti analoghi, un valore di V_P pari allo 0.60%, peraltro confermato come attendibile da numerose back-analysis condotte in corso d'opera.

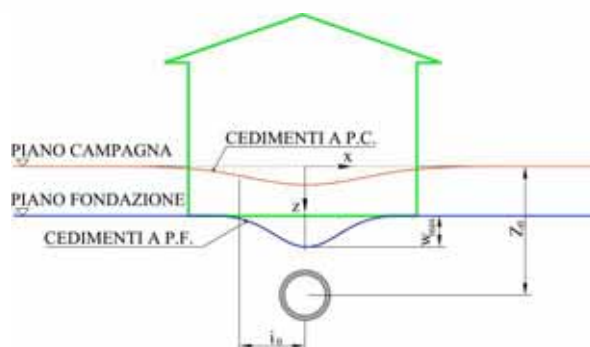


Figura 6 – Conche di subsidenza a piano campagna e piano fondazione

Per valutare la distanza “ i_0 ” O’Reilly & New (1982) hanno mostrato che, quando il valore della copertura di terreno in calotta galleria è maggiore del diametro della stessa, si può adottare una relazione di proporzionalità diretta tra il parametro “ i_0 ” e la profondità dell’asse della galleria “ z_0 ”:

$$i_0 = K \cdot z_0, \quad (2)$$

dove il coefficiente “ K ” dipende essenzialmente dalla natura del terreno da scavare. Nel caso in esame, il coefficiente K è stato assunto, sulla scorta di valori di letteratura, variabile tra 0.30 e 0.50 (rispettivamente per sabbie e argille).

Noto il bacino e i valori di subsidenza, per valutare il danno conseguente sui fabbricati si è operato attraverso la teoria di Burland & Wroth (1974), che permette di tener conto dei seguenti fattori fondamentali:

- la rigidità globale dell’organismo strutturale con la definizione della tipologia strutturale;
- la resistenza alla fessurazione dei materiali costituenti l’edificio.

Boscardin & Cording (1989), sulla base di dati sperimentali, hanno correlato il danno atteso per gli edifici ai valori di resistenza a fessurazione dei materiali in una scala compresa tra 0 (danno trascurabile) a 5 (danno molto severo). In tale classificazione la classe di danno che si è ritenuta accettabile per gli edifici del quartiere “Praga” interessati dalle operazioni di scavo della Linea 2 della Metropolitana di Varsavia è la classe 2, corrispondente a danni lievi con fessure modeste facilmente risanabili.

Le analisi di rischio sviluppate secondo le teorie classiche appena descritte hanno portato ai risultati sinteticamente indicati nella seguente tabella 3.

Tabella 3 – Risultati analisi di rischio in assenza interventi di consolidamento

Edificio – Numero	Volume perso (%)	Cedimento massimo (mm)	Classe di danno
Targowa 21 - 152	0.60	20	2
Targowa 19 - 151	0.60	20	2
Targowa 19 - 148	0.60	13	1
Targowa 17a - 149	0.60	21	2
Targowa 17a - 150	0.60	22	2
Targowa 17d - 146	0.60	23	3
Targowa 17d - 144	0.60	23	2
Targowa 15 - 142	0.60	25	3
Zamoyskiego 27 - 137	0.60	24	3
Zamoyskiego 27 - 129	0.60	23	2
Zamoyskiego 29 - 130	0.6	26	3
Zamoyskiego 31 - 131	0.6	7	2

4 Fase di terapia

4.1 Progetto intervento con HDD

Al fine di ricondurre il rischio per tutti gli edifici del quartiere "Praga" all'interno della classe di danno 2, in fase di terapia, si è progettato un intervento di consolidamento protettivo che, oltre a incrementare le caratteristiche meccaniche del terreno al contorno del futuro scavo, fosse in grado di ridurre al minimo la probabilità di fughe di schiuma durante l'avanzamento delle TBM, con conseguenti significative perdite di volume e imprevedibili cedimenti in superficie.

L'intervento consisteva nel consolidare un settore di terreno a corona circolare al di sopra della sezione di scavo, per circa 3 m di spessore e lunghezza equivalente al sottoattraversamento degli edifici coinvolti (figura 7). La complessità e particolarità dell'intervento era data dalla lunghezza delle perforazioni necessarie (250 m) e dai raggi di curvatura minimi, rispettivamente di 100 m e 300 m, in presenza di singola o doppia curvatura. Oltre alle fondazioni degli edifici, il trattamento interessava, localmente, anche un'importante fognatura esistente.

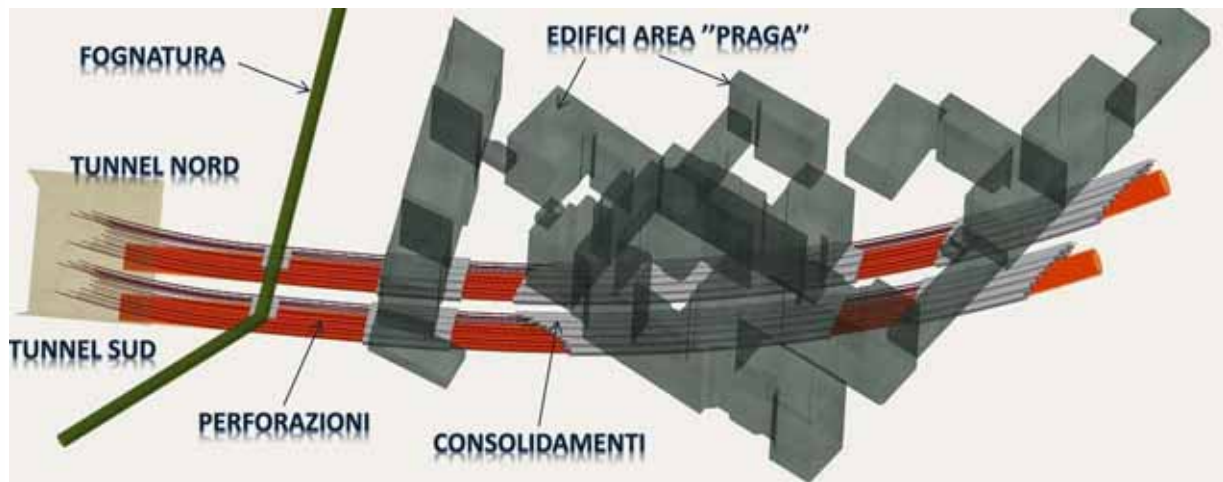


Figura 7 – Intervento con HDD - Vista dall'alto

All'interno delle perforazioni era previsto l'inserimento di tubi in PVC valvolati, attraverso i quali si sarebbero iniettate per permeazione, nel volume di terreno compreso tra la sagoma di scavo delle gallerie e i fabbricati sovrastanti, le miscele cementizie e chimiche più opportune per ottenere il necessario incremento di caratteristiche meccaniche dello stesso.

Sulla scorta di valutazioni provenienti da trattamenti analoghi in eseguiti in terreni simili a quelli in esame, dal punto di vista progettuale si è ritenuto ragionevole assumere per il terreno trattato un valore del modulo di Young pari a 2,5 volte quello del terreno naturale.

Per valutare gli effetti del trattamento sui livelli di rischio, si sono sviluppate analisi sia numeriche, con il programma di calcolo alle differenze finite FLAC della Itasca, sia con i metodi empirici derivati dalle teorie classiche esposte in precedenza:

- con le analisi FLAC e i metodi empirici si è valutata la riduzione teorica del volume di terreno perso;
- una volta noti i valori di volume perso prevedibili in presenza di terreno trattato, si sono rielaborate le analisi di rischio con i medesimi criteri espressi nel precedente paragrafo 3.

La simulazione delle diverse fasi di scavo delle gallerie sono state eseguite attraverso analisi FLAC bidimensionali (figura 8), sostituendo il terreno scavato con forze equivalenti, via via ridotte percentualmente per riprodurre l'avanzamento dello scavo. Il consolidamento del terreno è stato simulato incrementando il modulo di Young di 2.5 volte rispetto ai valori del terreno naturale.

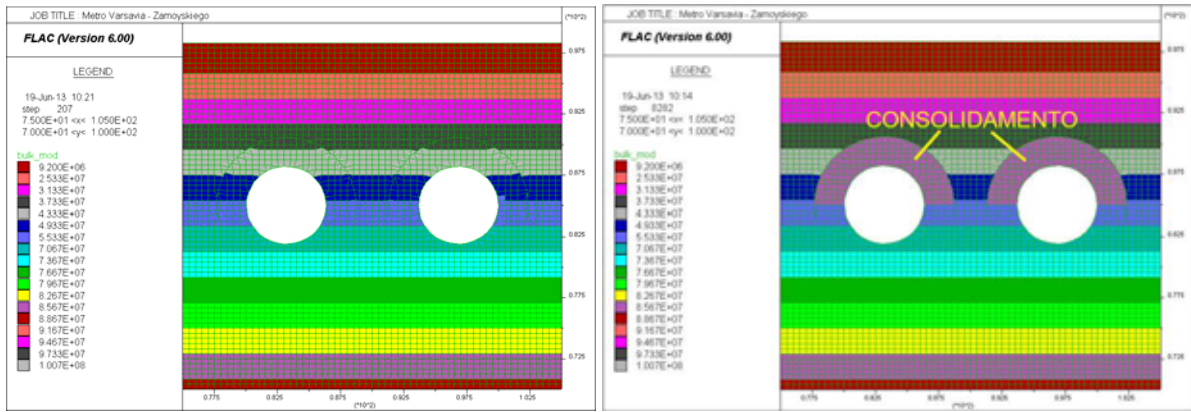


Figura 8 – Analisi FLAC in assenza e presenza di consolidamento

Il primo step numerico è stato quello di determinare la percentuale di riduzione delle forze di scavo in condizioni di *free field* (campo libero) e assenza di trattamento del terreno, in maniera tale da ottenere la congruenza tra la curva di subsidenza teorica (con $V_p=0.60\%$), ottenuta attraverso le formulazioni classiche, e quella determinata attraverso analisi le FLAC iterative (figura 9).

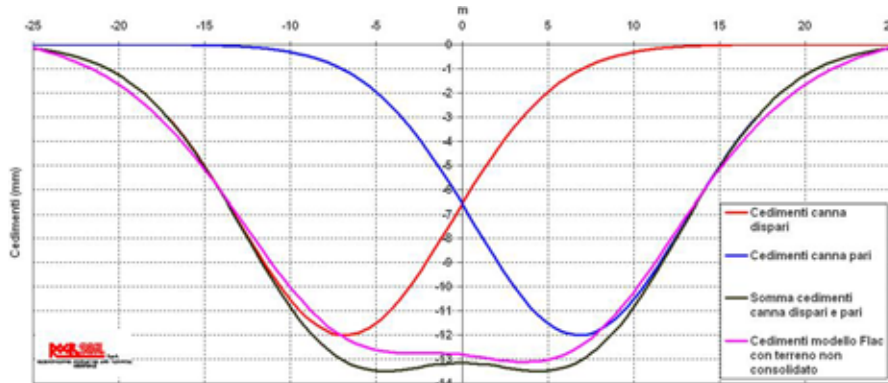


Figura 9 – Confronto risultati formulazioni empiriche e analisi FLAC in assenza di consolidamento

Con le percentuali delle forze di scavo così individuate sono state quindi condotte analisi FLAC in presenza di terreno consolidato. Infine si sono determinate le percentuali di volume di terreno perso in presenza di consolidamento (figura 10) confrontando il bacino di subsidenza determinato con tali analisi con quelli determinati attraverso le formulazioni empiriche.

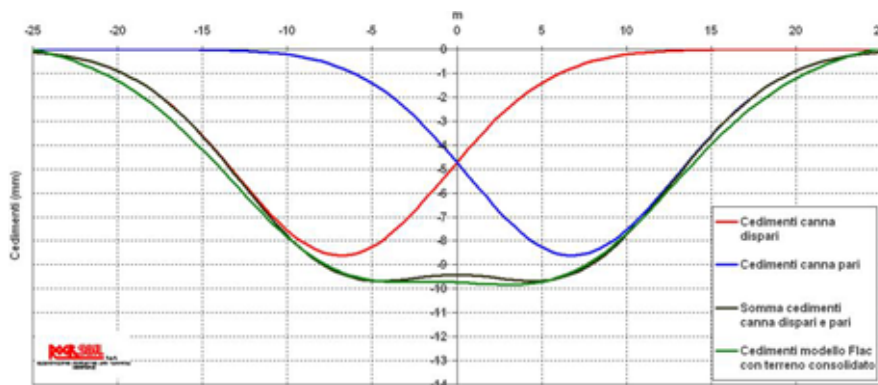


Figura 10 – Confronto risultati formulazioni empiriche e analisi FLAC in presenza di consolidamento

Le percentuali di volume perso così determinate sono risultate ridotte, rispetto al valore di $V_p=0.60\%$ in assenza di trattamenti, di circa il 30%. Con le nuove percentuali di volume di terreno perso si sono quindi rielaborate le analisi di rischio, per i fabbricati da sottopassare. Si è evidenziata, a seguito degli interventi di consolidamento progettati, una significativa riduzione di cedimenti e classi di danno attese, con queste ultime tutte all'interno della classe 2 (tabella 4).

Tabella 4 – Risultati analisi di rischio in presenza interventi di consolidamento

Edificio – Numero	Volume perso (%)	Cedimento massimo (mm)	Classe di danno
Targowa 21 - 152	0.44	15	2
Targowa 19 - 151	0.44	14	2
Targowa 19 - 148	0.44	10	0
Targowa 17a - 149	0.44	15	2
Targowa 17a - 150	0.44	16	2
Targowa 17d - 146	0.44	17	2
Targowa 17d - 144	0.44	17	2
Targowa 15 - 142	0.44	18	2
Zamoyskiego 27 - 137	0.44	17	2
Zamoyskiego 27 - 129	0.43	17	2
Zamoyskiego 29 - 130	0.43	18	2
Zamoyskiego 31 - 131	0.43	5	1

5 Fase operativa e verifica in corso d'opera

5.1 Intervento con perforazioni direzionali HDD

Il consolidamento del terreno è stato realizzato dall'impresa italiana Icotekne attraverso iniezioni di miscele cementizie e chimiche a bassa pressione, previa esecuzione di perforazioni guidate HDD. Tale tecnologia ha permesso di ottenere un tracciamento controllato utilizzando una speciale testa fresante asimmetrica a superficie angolata che, pilotata da un sistema magnetico esterno di localizzazione, ha consentito di veicolare l'andamento della perforazione, durante l'avanzamento della stessa, con tolleranze del tutto accettabili (alcuni centimetri, nonostante le grandi lunghezze da raggiungere e i ridotti raggi di curvatura). Al fine di minimizzare il rischio di collassi locali, la sonda era dotata di un opportuno rivestimento in acciaio (figura 11).

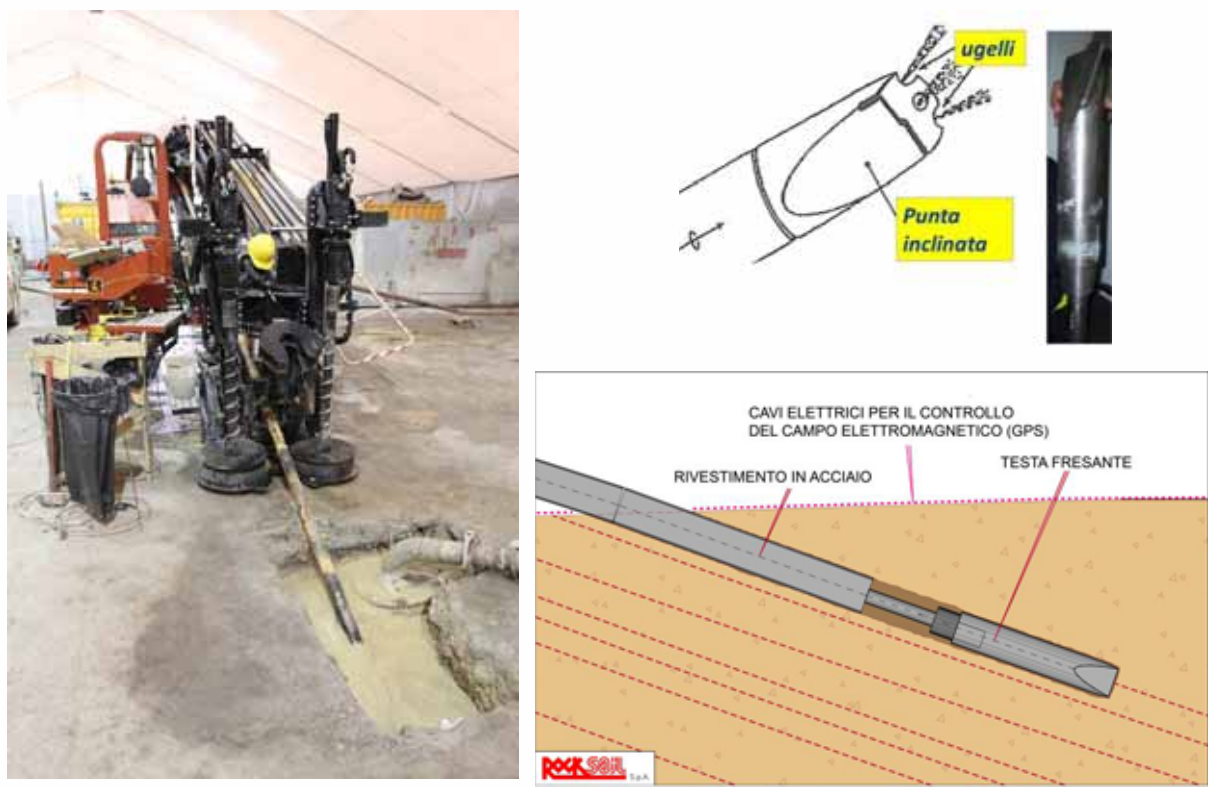


Figura 11 – Fase di perforazione e inserimento del prerivestimento in acciaio

La messa in opera dell'intervento è avvenuta attraverso le seguenti fasi esecutive:

1. posa in opera, in superficie, dei cavi elettrici per la generazione del campo magnetico di controllo direzionale delle perforazioni;
2. esecuzione delle perforazioni e successiva installazione del tubo di prerivestimento in acciaio del diametro di 140 mm;
3. inserimento del tubo di iniezione valvolato (2 valvole al metro) in PVC (del diametro 2") all'interno del tubo in acciaio;
4. esecuzione dell'iniezione primaria di guaina attraverso miscela cementizia e contemporanea estrazione del prerivestimento in acciaio. L'iniezione di guaina in questa fase ha sostituito il prerivestimento in acciaio;
5. iniezioni ripetute, a pressione e volumi controllati, di miscele cementizie e chimiche.

Per facilitare la permeazione delle miscele cementizie, sono stati adottati cementi microfini tipo 52,R. I quantitativi di miscela iniettata sono stati pari a 110÷120 l/valvola, mentre la variabilità delle pressioni di rifiuto è stata tra 8 e 12 bar. Per valutare la riuscita del trattamento sono state eseguite prove *cross-hole* che hanno confermato il valore adottato nelle analisi numeriche, evidenziando un incremento del modulo di Young del terreno consolidato E_{cons} , rispetto a quello del terreno naturale E_{nat} pari a:

$$E_{cons} = 2.5 \cdot E_{nat} \quad (2)$$

5.2 Il sottoattraversamento con TBM

Per realizzare le gallerie sono state impiegate due macchine TBM-EPB in grado di controllare i cedimenti del terreno agendo sulle impostazioni dei parametri macchina. In particolare, i parametri principali definiti progettualmente e "controllati" in corso d'opera sono stati quelli relativi alle pressioni di stabilizzazione in camera di scavo e di riempimento mediante iniezioni di malta a tergo dei conci. A questo scopo si è progettato e realizzato, propedeuticamente alle operazioni d'avanzamento, un complesso sistema di monitoraggio topografico basato su letture di capisaldi, miniprismi e staffe installate sugli edifici da sottopassare.

Utilizzando i risultati del monitoraggio, attraverso back-analysis numeriche eseguite in continuità, è stato possibile verificare in tempo reale i parametri macchina previsti progettualmente e operare tempestivamente, in conformità con i requisiti di sicurezza richiesti, le azioni correttive appropriate. La tabella 5 mostra le percentuali di volume perso e i valori dei cedimenti previsti in fase progettuale (fase di diagnosi in assenza d'interventi, fase di terapia in presenza di trattamenti) e quelli riscontrati in corso d'opera.

Tabella 5 – Volume perso e cedimenti a confronto

Edificio – Numero	FASE DI DIAGNOSI		FASE DI TERAPIA		CORSO D'OPERA	
	V _p (%)	W _{max} (mm)	V _p (%)	W _{max} (mm)	V _p (%)	W _{max} (mm)
Targowa 21 - 152	0.60	20	0.44	15	0.41	8
Targowa 19 - 151	0.60	20	0.44	14	0.38	8
Targowa 19 - 148	0.60	13	0.44	10	0.38	7
Targowa 17a - 149	0.60	21	0.44	15	0.26	7
Targowa 17a - 150	0.60	22	0.44	16	0.26	6
Targowa 17d - 146	0.60	23	0.44	17	0.26	6
Targowa 17d - 144	0.60	23	0.44	17	0.26	6
Targowa 15 - 142	0.60	25	0.44	18	0.30	5
Zamoyskiego 27 - 137	0.60	24	0.44	17	0.31	5
Zamoyskiego 27 - 129	0.60	23	0.43	17	0.43	9
Zamoyskiego 29 - 130	0.60	26	0.43	18	0.43	9
Zamoyskiego 31 - 131	0.60	7	0.43	5	0.43	4

Come si può notare le percentuali di volume perso riscontrate in corso d'opera sono risultate in linea o al di sotto dei valori teorici previsti progettualmente. Stesso risultato per i valori di cedimento massimo

osservati. Si è evidenziata una maggiore estensione dei bacini di subsidenza registrati in corso d'opera, rispetto a quelli determinati teoricamente (figura 12).

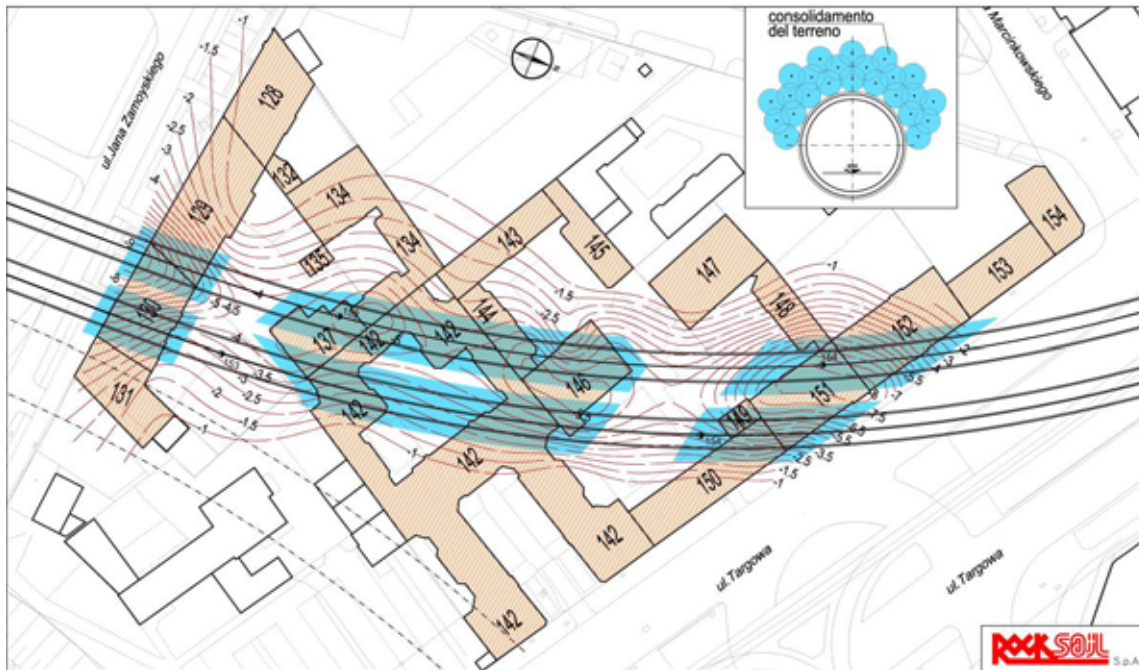


Figura 12 – Curve di isocedimenti (in mm) a livello fondazioni dopo passaggio TBM

Questo fatto rientra nella norma, in quanto le analisi numeriche condotte durante le fasi di diagnosi e terapia sono state sviluppate in condizioni *free field*, cioè, non tenendo conto dei fenomeni di interazione tra terreno-struttura. Pertanto la reale distribuzione degli spostamenti, registrata in corso d'opera ha evidenziato, come era lecito attendersi, una configurazione finale migliore rispetto a quella prevista in sede progettuale. Gli ottimi risultati raggiunti hanno confermato la validità del trattamento previsto e la bontà dell'esecuzione dello stesso. Il mantenimento delle percentuali di volume perso registrate al di sotto dei valori previsti progettualmente è risultato essere legato alla regolare ed esemplare esecuzione delle operazioni di scavo. A tal proposito, durante il sottoattraversamento degli edifici sono stati registrati livelli di produzione adeguati alla necessità di garantire una permanenza limitata nel tempo delle macchine al di sotto del complesso monumentale. Nella seguente figura 13 sono riportati i valori di produzione espressi in numero di anelli di rivestimento prefabbricato realizzati per giorno. Tenuto conto che la lunghezza di un anello è pari a 1,5 m, l'avanzamento massimo giornaliero registrato è stato pari a 36 m.

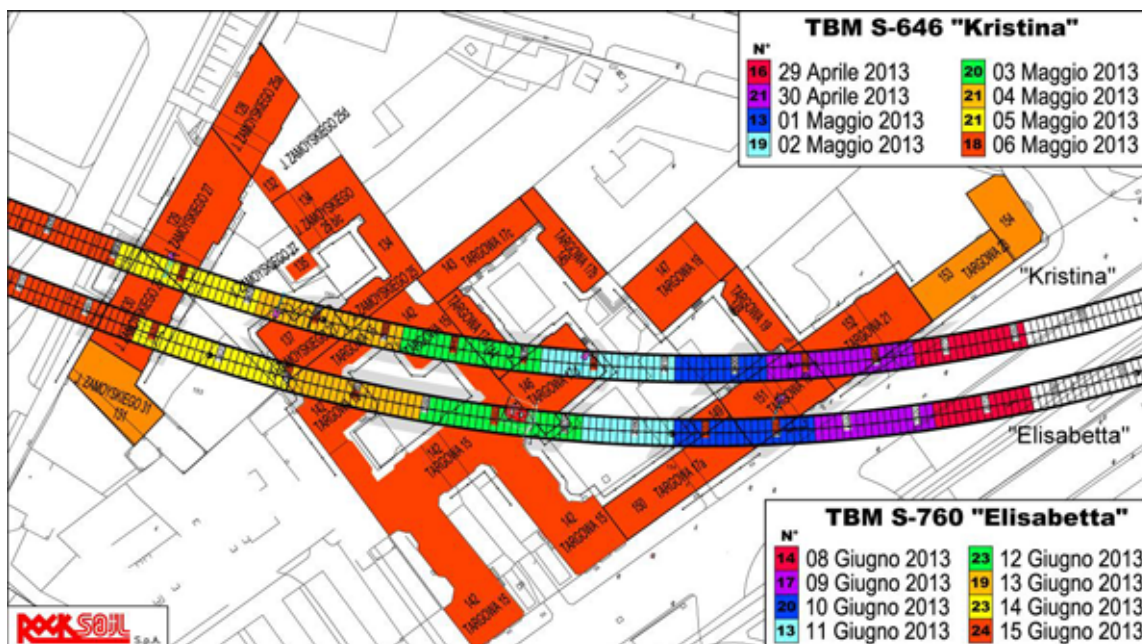


Figura 13 – Produzione TBM

6 Conclusioni

Per il difficile sottoattraversamento del complesso monumentale del quartiere "Praga" di Varsavia, costituito da numerosi edifici storici in condizioni precarie di stabilità, la società Rocskoil S.p.A. ha progettato un intervento di consolidamento del terreno innovativo, con perforazioni guidate HDD lunghe 250 m e raggi di curvatura ridotti.

La buona esecuzione dell'intervento, unitamente alla perizia del team TBM del Consorzio AGP, ha permesso di effettuare il sottoattraversamento del quartiere in condizioni di sicurezza, nel pieno rispetto delle prescrizioni progettuali.

A testimonianza della buona riuscita dell'intervento i risultati del monitoraggio in corso d'opera hanno evidenziato volumi persi di terreno in linea, o al di sotto, rispetto a quanto previsto progettualmente. I cedimenti massimi registrati sono risultati sempre inferiori rispetto a quelli previsti.

7 Ringraziamenti

Un ringraziamento al nostro Progettista e Direttore Tecnico Ing. G. Cassani e ai colleghi, Ing. G. Mariani, Ing. A. Wudzka e Geom. A. Pinna. Si ringraziano anche l'Ing. F.P. Scaglione, Ing. A. Cattaneo, Ing. F. Bizzi e Ing. D. Fornelli del Consorzio AGP e l'Ing. P. Foppiani, l'Ing. V. Manassero e l'Ing. G. Di Salvo dell'Impresa Icotekne.

Un ringraziamento particolare va a tutto il team TBM di AGP nelle persone del Geom. F. Concio, Ing. M. Barbanti, Geom. M. Gasbarra, Ing. D. Atzori, Ing. A. Ozturk e a tutti gli operatori che si sono distinti durante tutte le lavorazioni.

8 Bibliografia

- Anagnostou G. (2008): "The effect of tunnel advance rate on the surface settlements", The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advance in Geomechanics (IACMAG), 1-6 Ottobre 2008, Goa, India
- Attewell P.B., Farmer, I.W (1974): "Ground deformations resulting from tunneling in London Clay", Canadian Geotechnical Journal, vol. 11, n. 3, pp. 380-395
- Boscardin M. D., Cording E. J. (1989): "Building response to excavation-induced settlement", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 115, n.1, pp. 1-21
- Burland, J. B., Wroth, C. P. (1974): "Review paper: settlement of buildings and associated damage", Proceedings of the Conference on Settlement of Structures, Cambridge. 611-654. Pentech, London
- Lunardi P. (2006), "Progetto e costruzione di gallerie" Analisi delle Deformazioni Controllate nelle Rocce e Suoli (ADECO-RS) – Editore Hoepli
- O'Reilly M. P., New B. M. (1982): "Settlements above tunnels in the United Kingdom – Their magnitude and prediction", Proc. Tunnelling '82 Symp., London, pp. 173-181
- Peck R. B. (1969): "Deep excavation and tunnelling in soft ground", Proc. 7th ICSMFE, Mexico City, State-of-the-Art Volume, pp. 225-290
- Schmidt B. (1969): "Settlements and ground movements associated with tunnelling in soil", PhD Thesis, University of Illinois, 224 pp.