

Subsidenza indotta dallo scavo di gallerie superficiali in rocce tenere. Esperienze relative a gallerie di grande sezione

Tiziano Collotta, Guido Barbieri, Roberto Acerbis*

Sommario

Lo scavo di gallerie superficiali può rappresentare un aspetto critico al passaggio del fronte di scavo al di sotto di edifici o infrastrutture di superficie. Tale concomitanza di fattori si è registrata in alcune occasioni nel corso dei lavori connessi con la realizzazione dell'adeguamento del tratto appenninico dell'autostrada A1, tra Bologna e Firenze. In tali casi è stato necessario prevedere, in sede di progetto esecutivo, l'adozione di sezioni di scavo intese a ridurre il più possibile l'entità delle deformazioni indotte dallo scavo stesso, e l'installazione di uno specifico sistema di monitoraggio in galleria e in superficie. Nell'articolo sono illustrati i risultati relativi a 14 case-histories e vengono riportati alcuni set di parametri utili alla previsione della geometria dei bacini di subsidenza, per differenti litologie. Inoltre, è proposta una procedura semplificata per la valutazione preliminare dei possibili effetti sulle strutture di superficie.

1. Introduzione

Lo scavo di gallerie superficiali, ovvero dove la copertura presenta spessori inferiori a 2-3 diametri, comporta inevitabilmente lo sviluppo di cedimenti in superficie, più accentuati in presenza di terreni sciolti e rocce tenere. L'estensione e l'entità dei cedimenti dipende da diversi fattori, quali le proprietà meccaniche dei terreni/rocce attraversate, il contesto geomorfologico, le coperture, l'area della sezione di scavo, la tipologia della sezione d'avanzamento e le fasi delle lavorazioni.

Durante la costruzione dell'adeguamento del tratto appenninico dell'autostrada Milano-Roma (A1), tra Bologna e Firenze e nel tratto immediatamente seguente, tra Firenze nord e Firenze sud, in diversi casi le gallerie hanno sottopassato, con ridotte coperture, strade ed edifici.

Considerando le caratteristiche meccaniche delle formazioni attraversate e le grandi sezioni di scavo ($175 \div 190 \text{ m}^2$), sono stati svolti studi finalizzati a definire le più opportune sezioni e metodi di scavo al fine di ridurre i cedimenti indotti; sono stati inoltre progettati specifici sistemi di monitoraggio in galleria e in superficie.

Nei punti seguenti sono sinteticamente illustrate il contesto geologico-geomeccanico di riferimento ed i metodi di scavo adottati, in termini di interventi di presostegno, consolidamento del fronte di scavo e rivestimenti di prima fase.

Nell'articolo vengono inoltre riportati confronti fra i dati acquisiti nei siti di monitoraggio in corso d'opera e gli approcci empirici di PECK [1969], O'REILLY e NEW [1982], che assimilano la forma del

bacino di subsidenza ad una gaussiana; sono inoltre proposti parametri di riferimento per la previsione delle subsidenze indotte dagli scavi.

Da ultimo, si illustra un metodo semplificato per l'identificazione delle aree ove possono essere attesi danni agli edifici, nonché indirizzi operativi per le fasi progettuale e costruttiva delle opere.

2. Lineamenti geologici

Le gallerie oggetto di interesse sono state scavate in rocce tenere o molto tenere, in genere rocce sedimentarie, consistenti in sequenze di siltiti, argilliti e/o arenarie (vedi Tab. I).

La formazione del Sillano consiste quasi esclusivamente di sequenze di argilliti e siltiti; la formazione di Pietraforte è pressoché interamente costituita da calcilutite mentre le altre formazioni sono costituite da siltite e arenarie in minor percentuale. In alcuni casi la parte superiore degli scavi ha direttamente interessato terreni sciolti.

Nella tabella I sono riportate le formazioni incontrate nel corso degli scavi, indicandone i valori di GSI (Geological Strength Index) e i valori di resistenza a rottura monoassiale (q_0).

I livelli di falda rilevati in corso d'opera, sono risultati prossimi a piano campagna nei casi 3, 4, 5, 11 e 12; fra 8 e 10 m da p.c. nei casi da 6 a 10 e 13, fra 12 e 14 m da p.c. nel caso 14, fra 18 e 22 m da p.c. nei casi 1 e 2.

3. Metodi di scavo

Tutte le gallerie presentano sezione trasversale variabile tra 175 m^2 e 190 m^2 e diametro equivalente di

* Spea Ingegneria Europea S.p.A.

Tab. I – Principali caratteristiche geomeccaniche delle formazioni attraversate.

Tab. I – Geological conditions in every analysed case.

Caso	Formazione*	Litologia**	GSI (-)	q ₀ (MPa)
1	MOG+D	CL-ST-SI	25-30	-
2	MOG+D	CL-ST-SI	25-30	-
3	SIL+D	CL-ST-SI	25-30	0÷1
4	SIL+D	CL-ST-SI	25-30	0÷1
5	SIL+D	CL-ST-SI	30-35	0÷1
6	SIL	CL-ST	35-40	5÷15
7	SIL	CL-ST	30-35	1÷5
8	SIL	CL-ST	30-35	15
9	SIL	CL-ST	35-40	15
10	SIL	CL-ST	35-40	3
11	ACQ	SA-ST	35-40	35
12	ACQ	SA-ST	35-40	35
13	MON	SA-ST	45-50	20
14	PTF	CA	35-40	20

* MOG-Monghidoro, SIL-Sillano, ACQ-Acquerino, MON-Montemorello, PTF-Pietraforte, D-detrimento di versante

** CL-argillite, ST-siltite, SA-arenaria, CA-calclutite, SI-limi

≥15 m; il caso 14 si riferisce ad una galleria di minori dimensioni, avente una sezione trasversale di 130 m².

In tutti i casi lo scavo è stato condotto “a piena sezione”, senza uso di esplosivi.

Al fine di assicurare la stabilità del fronte di scavo, sono stati adottati tubi in vetroresina (VTR), con diametro esterno e interno rispettivamente pari a 60 mm e 40 mm, della lunghezza di 18 m e con frequenza di 1VTR/1.4÷2.2 m² (Fig. 1); nella maggior parte dei casi (fatta eccezione per i casi 1 e 2) è stato inoltre previsto un intervento di presostegno costituito da un ombrello di infilaggi metallici, della lunghezza di 15 m. Nei casi dove lo scavo della galleria ha intercettato nella parte alta della sezione livelli detritici (*casi da 1 a 5*) o nei casi dove gli edifici erano posizionati direttamente sopra l'impronta delle gallerie o nelle immediate vicinanze (*casi 9, 13 e 14*) gli interventi di



Fig. 1 – Fronte di scavo.

Fig. 1 – Excavation face.

Tab. II – Interventi di presostegno e consolidamento del fronte.

Tab. II – Ground reinforcement and consolidation systems.

Caso	VTR	INFILAGGI	VTR-AP
1	90/8m	-	61/8 m
2	90/8m	-	61/8 m
3	110/12m	41/9m	80/12 m
4	100/12m	41/9m	40/12 m
5	110/12m	41/9m	80/12 m
6	110/12m	38/9m	-
7	110/12m	53/9m	-
8	110/11m	38/8m	-
9	140/12m	79/9m	52/12 m
10	97/12m	65/9m	33/12 m
11	85/9m	46/6m	-
12	85/9m	46/6m	-
13	87/12m	38/9m	37/12 m
14	59/12m	38/9m	55/6 m

cui sopra sono stati integrati da un ombrello di VTR iniettati ad alta pressione (VTR-AP). In tabella II sono riepilogati gli interventi di consolidamento e presostegno previsti nei diversi casi, indicando numero degli elementi di rinforzo e lunghezza di sovrapposizione.

Sono stati adottati sostegni di prima fase costituiti da centine metalliche (profilati a doppio-T, NP180÷220, passo 1 m) e spritz-beton, con spessore variabile tra 25 e 35 cm. Lo spritz-beton è armato con rete elettrosaldata nei casi 1 e 2, mentre è stato utilizzato spritz-beton fibrorinforzato nei restanti casi.

Il rivestimento definitivo è costituito da calcestruzzo armato, sia in calotta che in arco rovescio; l'arco rovescio è stato realizzato mantenendo una distanza di 2-3 m dal fronte di scavo, ad eccezione dei casi 11 e 12 in cui è stato eseguito a 1-2 diametri dal fronte. La calotta è stata realizzata a 2-3 diametri dal fronte, ad eccezione dei casi 11 e 12 nei quali è stata mantenuta più lontana, a distanza compresa fra 6 e 10 diametri dal fronte.

4. Sistemi di monitoraggio delle convergenze e dei cedimenti di superficie

In tutti i casi, i sistemi di monitoraggio sono costituiti in:

- misure di convergenza topografica in galleria;
- misure dei cedimenti in superficie lungo l'asse delle gallerie e su sezioni trasversali, ubicate sia in corrispondenza dei recettori critici sia 3-4 diametri prima, in modo da poter acquisire in anticipo un'adeguata sensibilità sull'entità e distribuzione dei cedimenti e sull'estensione dei bacini di subsidenza.

Laddove i tracciati delle gallerie hanno attraversato versanti instabili, le misure topografiche sono state integrate con l'installazione di estenso-inclinometri, al fine di verificare anche l'effetto degli scavi sul grado di mobilitazione delle frane attive o la temporanea riattivazione di frane quiescenti.

Per le misure di convergenza sono state adottate sezioni strumentate, con interasse compreso fra 6 e 9 m, ognuna costituita da 5 target topografici installati sui sostegni di prima fase.

I rilievi di superficie sono stati eseguiti realizzando pilastri in c.a. con apposito blocco di fondazione (Fig. 2). Per ogni sito, sono stati previsti mediamente 7-10 pilastri lungo l'asse della galleria e 5-7 per ognuna delle sezioni trasversali; l'interasse dei pilastri è stato dell'ordine di 15-20 m. Tutte le misure, sia in galleria sia all'esterno sono iniziate prima del passaggio dei fronti di scavo (almeno 3-4 diametri prima) e sono continuate sin dopo la realizzazione del rivestimento definitivo.

5. Elaborazione dei dati sperimentali

5.1. Forma del bacino di subsidenza

In accordo alle indicazioni di PECK [1969], riprese da ATTEWELL *et al.* [1986] e RANKING [1988], la curva di subsidenza è approssimata usando la curva gaussiana:

$$s_v = s_{v,max} \cdot e^{\left(\frac{-x^2}{2 \cdot i^2}\right)} \quad (1)$$

dove $s_{v,max}$ è il massimo cedimento verticale, x la distanza orizzontale dall'asse della galleria ed i la distanza del punto di inflessione dall'asse della galleria (Fig. 3), ovvero il punto di demarcazione tra la zona concava (di *sagging*) e la zona convessa (di *hogging*).

Tale formulazione è stata scelta fra le numerose proposte presenti in letteratura sia analitiche sia semiempiriche (vedi per esempio SAGASETA e OTEO, 1974; SAGASETA, 1987; VERRUIJT-BOOKER, 1996) per la semplicità della formulazione, dipendente da due soli parametri, e dal buon accordo ai dati acquisiti dal monitoraggio di casi reali. Per ogni caso analizzato, i valori di riferimento di $s_{v,max}$ ed i sono stati stimati in modo tale che la curva fornita dall'equazione (1) approssimasse al meglio le curve sperimentali. Al fine di verificare la bontà di tale assunzione tutti i dati sperimentali sono stati plottati in figura 4 adottando le variabili normalizzate:

$$x^* = x/i_e \quad s_v^* = s_v/s_{v,max}$$

dove $s_{v,max}$ ed i sono i valori stimati per ogni singolo caso; nella stessa figura 4 è anche riportata, per confronto, la curva gaussiana.

Come si osserva, la maggior parte dei casi sperimentali ben si approssima con la curva gaussiana; il solo caso che si discosta leggermente dalla curva è il caso 1, dove l'area è interessata dalla presenza di un movimento franoso.

5.2. Volume perso e fattore di forma

Al fine di prevedere le caratteristiche geometriche del bacino di subsidenza, sono state assunte le seguenti ipotesi:

- il volume del bacino di subsidenza è eguale alla perdita di volume durante lo scavo della galleria, ottenendo la seguente relazione:

$$s_{v,max} = \frac{V_p \cdot A_g}{\sqrt{2\pi} \cdot i} \quad (2)$$

dove V_p è la percentuale di perdita di volume durante lo scavo della galleria e A_g è l'area della sezione della galleria;

- la distanza del punto di inflessione dall'asse della galleria varia linearmente con la profondità dell'asse della galleria z_0 [O'REILLY e NEW, 1982]:

$$i = k \cdot z_0 \quad (3)$$

I soli parametri da stimare per definire la curva di subsidenza sono pertanto rappresentati da V_p , che dipende sia dalle caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso sia dal metodo di scavo, e k , parametro che dipende principalmente dalle caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso.

Si osservi che, sulla base di tale formulazione, si può affermare che per $y > 3i$ il rapporto s/s_{max} risulta trascurabile (inferiore all'1%); pertanto, si può convenzionalmente assumere quale ampiezza del bacino di subsidenza una fascia di larghezza pari a $6i$ ($3i$ per lato rispetto all'asse galleria). La maggior parte del cedimento (95% di $S_{v,max}$) si sviluppa peraltro all'interno di una fascia di ampiezza $5i$ ($2.5i$ per lato rispetto all'asse galleria).



Fig. 2 – Sezioni topografiche trasversali.
Fig. 2 – Settlement monitoring system.

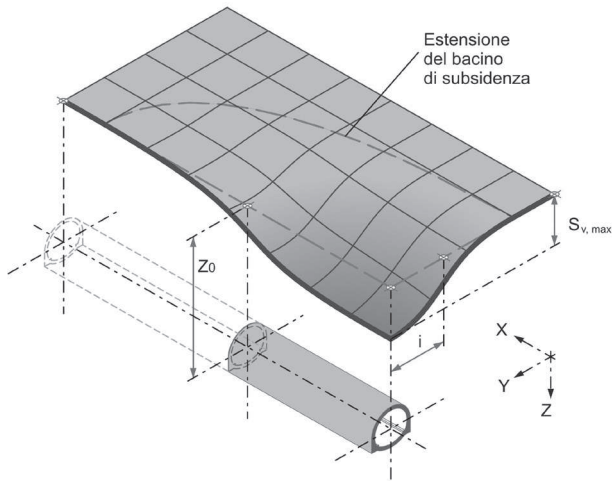


Fig. 3 – Bacino di subsidenza indotto dall'avanzamento dello scavo di una galleria.

Fig. 3 – Subsidence trough induced by tunnel excavation.

Per ogni caso analizzato, i valori di V_p e k sono stati ottenuti, adottando le equazioni 2 e 3, assumendo i valori di $s_{v,max}$ ed i stimati come descritto al punto 5.1.

Nella tabella III, sono riportati i principali parametri relativi ai differenti casi analizzati e i valori stimati di V_p e k .

Dall'analisi dei dati raccolti si è potuto osservare che:

- Fenomeni di subsidenza sono stati rilevati per coperture sino a 50-55 m, nei casi in cui lo scavo avviene all'interno di formazioni argillitiche (quale la formazione del Sillano facies A), e per coperture sino a 35-40 m nei casi in cui lo scavo avviene in formazioni argillitiche con presenza di strati arenacei.
- In formazioni argillitiche (siti 6 ÷ 10), ad esclusione del caso 9, il parametro k assume valori com-

Tab. III – Valori di riferimento dei bacini di subsidenza.

Tab. III – Main parameters of the monitored subsidence cases.

Caso	z_0 (m)	A (m ²)	z_0/D_{eq} (-)	$S_{v,max}$ (cm)	i (m)	V (%)	k (-)
1	32	190	2.00	43	16.6	7.0	0.43
2	32	190	2.00	34	16.6	5.0	0.38
3	22	180	1.38	25	14.3	5.0	0.65
4	12	180	0.75	39	8.4	4.5	0.70
5	13	180	0.81	60	8.5	0.65	7.0
6	22	180	1.38	17	13.2	3.2	0.60
7	17	180	1.06	7	14.5	1.4	0.85
8	16	180	1.00	18	11.0	0.70	2.8
9	54	180	3.60	3	24.3	1.0	0.45
10	13	180	0.86	12	10.4	1.8	0.80
11	35	175	2.32	5	11.6	0.8	0.33
12	20	175	1.33	4	11.0	0.55	0.6
13	27	180	1.79	8	14.9	1.6	0.55
14	17	130	1.32	3	9.4	0.6	0.55

presi fra 0.60 e 0.85 (confrontabili con i valori proposti in O'REILLY e NEW [1982] per argille limose tenere, pari a 0.6 – 0.7); i valori più alti sono relativi ai casi con coperture inferiori al diametro della galleria: i valori di volume perso stimati sono compresi fra 1.4% e 3.2%.

- In formazioni argillitiche con presenza di arenarie (siti 11÷14), il parametro k assume valori compresi fra 0.33 e 0.55 (confrontabili con i valori proposti in O'REILLY e NEW [1982] per argille dure, pari a 0.4 – 0.5, o in RANKIN [1988] e KIMURA e MAIR [1981], pari a 0.5 per argille, o ancora in MAIR e TAYLOR [1997], compresi fra 0.4 e 0.6 per

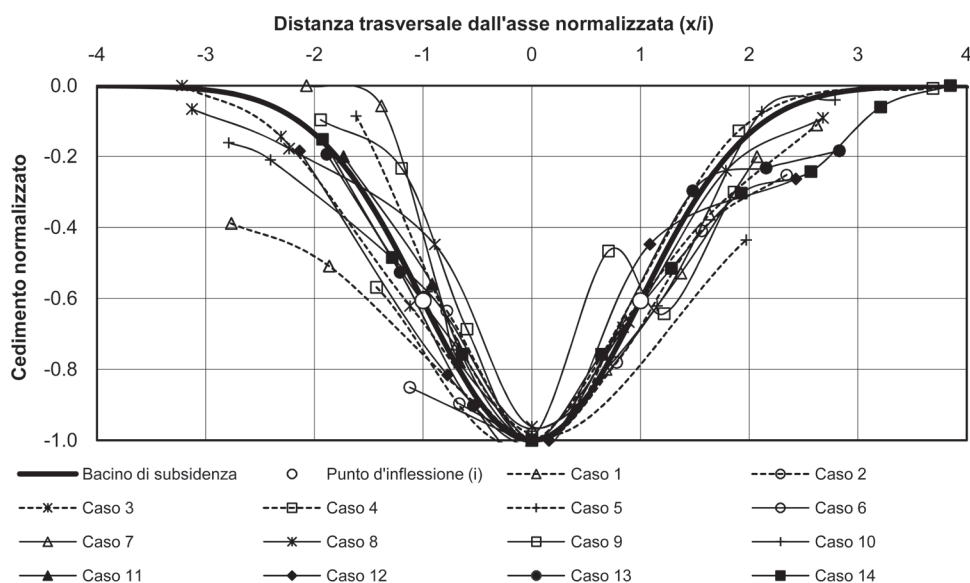


Fig. 4 – Curve di subsidenza normalizzate.

Fig. 4 – Normalized transverse settlement trough.

Tab. IV – Parametri di riferimento per differenti tipi di terreno.

Tab. IV – Reference parameters of the different geological conditions.

Categoria	V_p (%)	k (-)
1 coltre detritica o di frana	6 ± 1.5	$0.5 \div 0.7$
2 roccia molto tenera (siltiti)	2 ± 1.0	$0.6 \div 0.8$
3 roccia tenera (siltiti-arenarie)	1 ± 0.5	$0.4 \div 0.6$

argille), mentre il volume perso è compreso fra 0.6% e 1.6%.

- Nei casi in cui lo scavo avviene con fronte di scavo misto (siti 1÷5), costituito da substrato argillitico nella parte inferiore e da coltre detritica nella parte superiore o in calotta, si sono rilevati volumi persi ancor più elevati, compresi fra 4.5% e 7.0%, e un parametro k molto variabile, compreso fra 0.38 e 0.7.

Fatta eccezione per pochi casi anomali, i dati raccolti possono essere suddivisi in tre categorie:

- Cat.1: fronte di scavo parzialmente interessato dalla presenza di coltre detritica o di frana (casi 1÷5);
- Cat.2: fronte di scavo in rocce molto tenere, costituite in prevalenza da siltiti e argilliti (casi 6÷10);
- Cat.3: fronte di scavo in rocce tenere, costituite da siltiti e arenarie (casi 11÷14).

Partendo da tali “categorie” di ammasso, la litofacies pelitica della Formazione di Monte Morello e la Formazione di Sillano sono assimilabili alla categoria 2 mentre la formazione di Monte Morello e la litofacies arenacea della Formazione di Sillano sono associabili alla categoria 3. Sulla base dei dati raccolti, per ogni categoria d’ammasso si possono definire dei valori di riferimento dei parametri di subsidenza, come riassunto in tabella IV.

6. Valutazione della “fascia con rischio di danno” - RoD

6.1. Ipotesi semplificative

Al fine di verificare quali siano gli edifici o infrastrutture da assoggettare ad una analisi di rischio (BRA - Building Risk Assessment) è necessario definire una fascia caratterizzata da un rischio di danno (RoD), all’interno della quale tutti gli edifici devono essere analizzati singolarmente.

Per definire tale fascia, sono stati individuati i parametri di controllo che governano la risposta degli edifici ai cedimenti; successivamente, per ognuno di tali parametri, sono stati stabiliti i valori di soglia oltre i quali negli edifici insorgono danni ritenuti non accettabili. Considerato che:

- i parametri di controllo nella maggior parte dei metodi BRA [RANKIN, 1988; BOSCARDIN e CORDING,

Tab. V – Valori di soglia dei parametri di controllo.

Tab. V – Thresholds of control parameters.

Cedimento (cm)	Rotazione (-)	Deformazione orizzontale (%)
3.3	1/300	0.1

I valori riportati in tabella sono già stati ridotti per un fattore 1.5, considerando un indice di vulnerabilità medio I_v compreso fra 40 e 60

Tab. VI – Livelli di danno registrati.

Tab. VI – Recorded damages in the monitored cases.

N.	Danno	Classe
1	fessure (>10mm) chiusura serramenti	3 - danni funzionali
6a-b	fessure (>10mm) chiusura serramenti	3 - danni funzionali
9	fessure (<5mm)	2 - danni estetici
10	fessure (<2 mm)	2 - danni estetici
11a	cracks (>10mm)	3 - danni funzionali
11b	cracks (>10mm)	3 - danni funzionali
11c	rischio di collasso	5 - danni strutturali
11d	fessure (< 5mm)	2 - danni estetici
13	nessuno	0 - danni trascurabili
14	fessure (< 1mm)	1 - danni estetici

1989; BURLAND *et al.* 1977] sono rappresentati dai cedimenti differenziali, distorsioni angolari e trazioni orizzontali sui manufatti;

- i parametri di controllo dipendono da cedimenti, rotazioni e deformazioni orizzontali del piano campagna;
- la fascia RoD deve aver valore generale, ovvero essere indipendente dalle caratteristiche di singoli edifici,

sono state fatte le seguenti assunzioni:

- i parametri di controllo selezionati sono rappresentati da cedimento (s_v), rotazione (θ) e deformazione orizzontale (ε_h) del terreno in condizioni di campo libero (*free field*), ovvero si trascura l’effetto della rigidità degli edifici;
- i valori di soglia dei parametri di controllo sono definiti in modo tale da evitare danni funzionali e strutturali agli edifici (danni che richiedono interventi murari più o meno diffusi, possono comportare inutilizzabilità degli impianti idraulici, rottura dei serramenti o addirittura il rischio di crollo), ovvero corrispondenti alle classi di danno da 3 a 5 secondo la classificazione di BURLAND *et al.* [1977]; si considerano invece trascurabili i danni di sola natura “estetica”, ovvero facilmente riparabili con operazioni di intonacatura o similare;

Tab. VII – Interventi da prevedersi in sede progettuale sulla base della categoria di danno.

Tab. VII – *Actions and miting measures to be adopted during design.*

categoria di danno	Interventi previsti
0	monitoraggio topografico periodico dell'edificio, al fine di una verifica delle previsioni progettuali
1÷2	piano di monitoraggio dell'edificio e dell'area circostante (topografico ed eventualmente inclinometrico e piezometrico), al fine di controllare i cedimenti indotti dagli scavi e l'effetto sullo stato di conservazione dell'edificio, permettendo la pronta attivazione di apposita procedura (vedi punto 7.2) qualora lo si ritenesse opportuno
3	delocalizzazione temporanea degli abitanti per ragioni di sicurezza, e attivazione di un piano di monitoraggio per seguire l'evolversi dei fenomeni deformativi e fessurativi
4÷5	esproprio dell'edificio, in alternativa agli interventi previsti per la categoria di danno 3, in funzione della tipologia dell'edificio e sulla base di analisi più dettagliate

- facendo riferimento al concetto di “classe di vulnerabilità” degli edifici (funzione dello stato di consistenza e della tipologia strutturale) e al metodo proposto da GUGLIELMETTI *et al.* [2007], si è assunto un fattore riduttivo dei valori di soglia pari a 1.5, corrispondente ad una classe di vulnerabilità intermedia, ovvero ad un indice di vulnerabilità I_v compreso fra 40-60, in un campo di valori che varia tra 0 (stato di consistenza ottimale) a 100 (condizione pessima).
- i valori limite di ogni parametro di controllo sono quelli riportati nella tabella V, derivati dai valori adottati nei tradizionali metodi BRA, applicando il fattore riduttivo sopra proposto. In particolare, per i cedimenti e rotazioni del terreno si è fatto riferimento ai valori di soglia proposti da RANKIN [1988] sul massimo cedimento e la massima distorsione angolare di edifici; per quanto riguarda la deformazione orizzontale del terreno si è adottato il limite proposto da BURLAND *et al.* [1977], relativo alla massima deformazione a trazione sugli edifici.

6.2. Definizione della fascia RoD

Adottando la procedura semplificata proposta e applicando i valori limite di tabella V, è stata ottenuta la “banda RoD” per ognuna delle tre categorie individuate in tabella IV.

I risultati ottenuti sono illustrati nelle figure 5-6-7, dove si riporta, per le tre categorie di ammasso in-

dividuate, l'andamento della semi-ampiezza della fascia RoD, rispetto all'asse galleria, in funzione della profondità della galleria.

Nei medesimi grafici sono inoltre mostrate le curve che racchiudono le aree ove le tre grandezze R , s_v , ε_h raggiungono e superano i rispettivi valori limite imposti, dal cui inviluppo deriva la fascia RoD.

Si riporta infine, per raffronto, l'ampiezza del bacino di subsidenza, che può essere considerata compresa fra $2.5i$ e $3i$, come già descritto al paragrafo 5.2.

Si nota come, per coperture ridotte, la fascia RoD risulti di ampiezza simile all'intero bacino di subsidenza (di ampiezza $3i$ su entrambi i lati della galleria), mentre al crescere della copertura si restringe gradualmente, fino a chiudersi; ciò è conseguenza del fatto che, mentre l'ampiezza del bacino di subsidenza cresce linearmente con la copertura, l'entità del cedimento massimo e delle deformazioni che ne conseguono diminuiscono gradualmente fino a risultare trascurabili.

La brusca variazione che si riscontra nell'ampiezza della fascia d'influenza per z_0 compreso fra 35 e 55 m è dovuta al fatto che per tali coperture cambia il parametro deformativo critico: per profondità inferiori risulta più restrittivo il limite sulla deformazione orizzontale a trazione, mentre per coperture superiori l'ampiezza della fascia è delimitata dal limite sul cedimento massimo; il limite sulla rotazione del piano campagna non risulta quasi mai vincolante.

Considerando la variabilità dei parametri da cui dipende la stima del bacino d'influenza e dell'entità dei cedimenti, è stata poi definita una seconda fascia, denominata “fascia di controllo”, all'interno della quale si prevede esclusivamente la perizia giurata relativa allo stato di consistenza degli edifici ed un loro monitoraggio periodico. Tale fascia viene individuata assumendo una larghezza rispetto all'asse galleria pari all'ampiezza della fascia RoD, incrementata del 30%. Il monitoraggio periodico degli edifici collocati in tale fascia è finalizzato a monitorare eventuali danni di natura “estetica”.

6.3. Rispondenza dei dati sperimentali

Al fine di verificare il grado di affidabilità della procedura proposta con i casi reali, nelle figure 5-6-7 sono riportate anche le posizioni di edifici interessati da fenomeni di subsidenza ed i livelli di danno osservati in corso d'opera. Fra questi, l'edificio n. 1 ha una struttura a telaio, mentre gli altri sono edifici in muratura; l'edificio 13 era inoltre stato oggetto di un intervento di sottofondazione e di cerchiatura.

Gli edifici che cadono al di fuori della banda RoD hanno sempre registrato danni trascurabili o limitati danni di natura estetica.

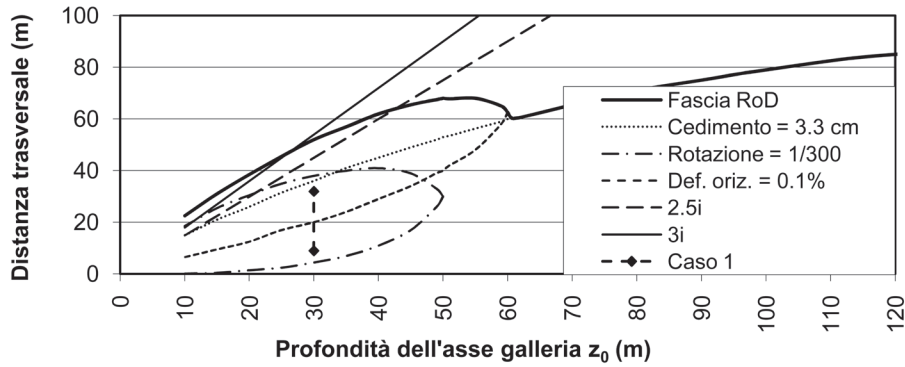


Fig. 5 – Fascia RoD – Categoria d'ammasso 1.

Fig. 5 – Risk of damage band – ground category 1.

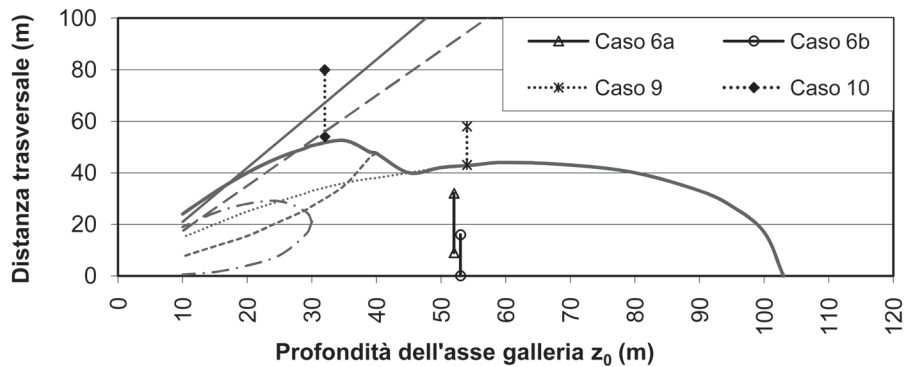


Fig. 6 – Fascia RoD – Categoria d'ammasso 2.

Fig. 6 – Risk of damage band – ground category 2.

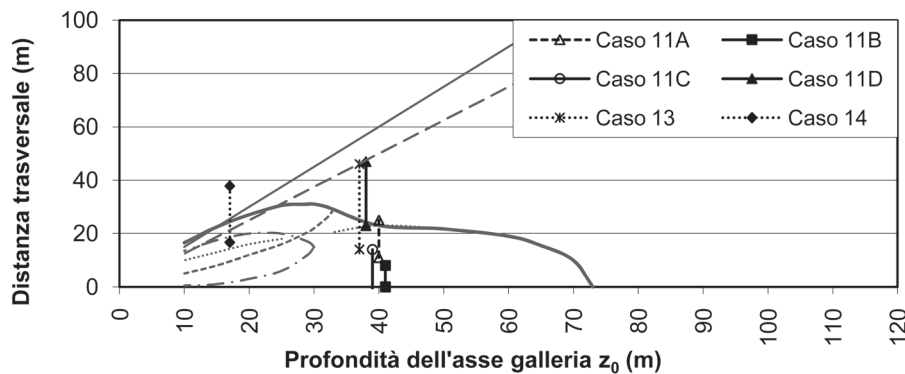


Fig. 7 – Fascia RoD – Categoria d'ammasso 3.

Fig. 7 – Risk of damage band – ground category 3.

7. Procedure per le fasi progettuali e realizzativa delle opere

7.1. Fase di progetto

Sulla base delle esperienze acquisite, è stata predisposta una procedura da adottare nelle fasi progettuali e nel corso della realizzazione delle opere.

Nella fase progettuale, su tutti gli edifici che ricadono all'interno della fascia RoD, individuata in accordo alle indicazioni del capitolo 6, si prevede di

eeguire un'analisi di danno puntuale. In funzione della categoria di danno risultante da tale analisi, si prevedono le diverse tipologie di intervento riportate nella tabella VII.

Dove il livello di danno previsto sul singolo edificio risulti corrispondente alla classe 3, secondo la classificazione di BURLAND *et al.* [1977], o superiore, si valuterà la possibilità di prevedere opere a presidio dell'edificio, analizzandone l'effetto benefico tramite analisi numeriche, e quindi l'eventuale passaggio a categoria di danno inferiore.

Qualora l'adozione di opere di mitigazione si riveli inattuabile ed il livello di danno presunto risulti comunque corrispondente alle classi 4 o 5, si procederà all'esproprio dell'edificio.

7.2. Procedura di attivazione nella fase realizzativa delle opere

Tutti gli edifici che ricadono nelle classi di danno 1, 2 o 3 e le aree circostanti saranno oggetto di uno specifico piano di monitoraggio in corso d'opera. Il monitoraggio sarà basato su una componente topografica, sia sul terreno sia sui recettori sensibili, affiancata dall'installazione di fessurimetri ed eventualmente di tubi inclinometrici, estensoinclinometri e piezometri nell'area circostante. La frequenza delle letture sarà definita caso per caso, a seconda del grado di criticità dell'area in esame e del tipo di strumentazione prevista.

I rapporti di lettura di ogni strumento/punto di misura saranno corredati con le informazioni in merito alle fasi esecutive in corso nel periodo di lettura. Tali informazioni permetteranno di valutare eventuali correlazioni fra movimenti rilevati e le attività in galleria.

I dati acquisiti in corso d'opera in corrispondenza di ogni singolo sito monitorato saranno di volta in volta utilizzati per confermare o rivedere i valori di V_p e k assunti in sede progettuale, e quindi aggiornare la previsione sull'ampiezza delle fasce d'influenza e sulla categoria di danno prevedibile per edifici.

Ogni qual volta dai dati di monitoraggio si evidenzierà un livello di danno sull'edificio monitorato corrispondente a classe 2, seppur considerata accettabile in quanto corrispondente a danni "estetici", si attiverà un'apposita procedura di attenzione che consiste nei seguenti passi:

- si informa l'ufficio incaricato dell'esecuzione delle letture in modo che possa provvedere ad incrementare opportunamente la frequenza delle letture;
- si informa l'ingegnere strutturista in modo che possa svolgere un'analisi completa dei dati acquisiti, confermare il raggiungimento di una determinata classe di danno e valutare eventuali condizioni di rischio potenziale;
- si attiva l'esecuzione di sopralluoghi periodici finalizzati a valutare l'effettivo stato di conservazione dell'edificio, la sua evoluzione rispetto alla condizione preesistente e l'evoluzione del quadro fessurativo nel tempo.

Sulla base dei verbali di sopralluogo e delle nuove letture via via eseguite ed elaborate, lo strutturista avrà modo di valutare l'evolversi della condizione dell'edificio, ovvero il passaggio a categorie di danno superiori, e quindi individuare la nascita di effettive situazioni di rischio per gli abitanti.

In quest'ultimo caso, lo strutturista comunicherà il sussistere della condizione di rischio alla DL, che potrà provvedere alla delocalizzazione temporanea degli abitanti.

8. Conclusioni

Nell'articolo sono stati riportati e analizzati i dati sperimentali relativi ai cedimenti indotti dagli scavi di gallerie superficiali di grandi dimensioni trasversali, realizzate in rocce tenere o molto tenere. I valori di volume perso derivati dai dati sperimentali sono risultati, in diversi casi, più alti dei valori di riferimento riportati nella letteratura tecnica, presumibilmente a causa degli elevati valori dell'area della sezione trasversale delle gallerie analizzate.

Inoltre, è stato illustrato un metodo semi-empirico semplificato per individuare gli edifici che potrebbero essere danneggiati nelle fasi di scavo. L'approccio presentato mostra un buon accordo con le evidenze sperimentali.

Infine, sono state descritte le procedure da seguire in fase progettuale, per individuare le attività da prevedersi in funzione delle subsidenze previste, e nella successiva fase di costruzione delle opere.

Un approccio analogo potrà essere applicato a gallerie in cui è prevista l'adozione dello scavo meccanizzato, dove si attendono valori di volume perso sensibilmente inferiori; solo la realizzazione di una specifica banca dati potrà tuttavia consentire la definizione di adeguati valori di riferimento.

Sono attualmente in corso ulteriori studi al fine di approfondire in primo luogo l'influenza dell'inclinazione trasversale del pendio sull'ampiezza e forma del bacino di subsidenza ed inoltre l'interazione fra subsidenza indotta dallo scavo di gallerie e fenomeni franosi preesistenti. Nei casi ad oggi analizzati, in cui le gallerie attraversano frane quiescenti, si è osservato il reinnesco dei fenomeni d'instabilità allorché il fronte di scavo dista 2-3 diametri dalla zona "critica", per stabilizzarsi una volta che il fronte stesso si colloca ad una distanza 4-5 diametri oltre. Tale riattivazione è un ulteriore effetto, cosiccome le subsidenze, del richiamo deformativo indotto dallo scavo della galleria.

Ringraziamenti

Gli autori sono grati ai tecnici degli uffici di monitoraggio di SPEA Ingegneria Europea, diretti dall'Ing. Ferruccio Bucalo, dal Dr. Mario Pignatelli e dal Geom. Stefano Parodi, per il loro contributo all'acquisizione ed elaborazione dei dati topografici ed inclinometrici.

Bibliografia

- BOSCARDIN M.D., CORDING E.G. (1989) – *Building response to excavation – Induced settlements*. J. of Geotech. Eng. ASCE 115-1, pp 1-21
- BURLAND J.B., BROMS B.B., DE MELLO V.F.B. (1977) – *Behaviour of foundations and structures. State-of-the-art report*. Proc. 9th Int'l Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., vol. II, Tokyo, Japan, pp. 495-546.
- GUGLIEMMETTI V., GRASSO P., MAHTAB A., XU S. (2007) – *Mechanized tunnelling in urban areas: design methodology and construction control*. Taylor&Francis/Balkema.
- KIMURA T., MAIR R.J. (1981) – *Centrifugal testing of model tunnels in soft clay*. Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., vol. I, Balkema, Rotterdam, pp. 319-322.
- MAIR R.J., TAYLOR R.N. (1997) – *Bored tunnelling in the urban environment*. Proc. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Hamburg, vol. IV, Theme lecture.
- 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 excavations and tunnelling in soft grounds*. Proc. 7th ICSMFE, Mexico City, pp. 225-290.
- RANKIN W.J. (1988) – *Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions and effects*. Eng. Geol. of underground movements, The Geological Society, London, pp. 79-92.
- SAGASETA C. (1987) – *Analysis of undrained soil deformation*. Géotechnique, 37, n. 3, pp. 301-320.
- SAGASETA C., OTEO C. (1974) – *Analysis de la subsidencia originada por la excavacion de tuneles*. 1^{er} Simposio Nac. Sobre tuneles, Madrid, vol. I, art. 10.
- VERRUIJT A., BOOKER J.R. (1996) – *Surface settlements due to deformation of a tunnel in an elastic half plane*. Géotechnique, 46, pp. 753-756.

Subsidence induced by shallow tunnels construction in weak rock. Application to large cross-section tunnels

Summary

Subsidence during shallow tunnels construction can represent a critical aspect when buildings or primary roads are undercrossed. Similar situations are often occurring within the project of modernization of the A1 highway stretch crossing the Apennine between Bologna and Florence. In such cases, a proper monitoring system is necessary to assess the entity of subsidence phenomena, compare them to the design assumptions and try to avoid damages to structures within the subsidence basin. Topographic monitoring of the surface has mainly been adopted to control subsidence phenomena during construction, integrated by extenso-inclinometers where necessary. Data read by the settlement monitoring systems installed during the excavation of 14 different large cross-section tunnels are herein shown, describing the main geological conditions and the excavation and consolidation systems adopted in each case. The obtained subsidence trough shapes are also compared to semi-empirical methods for subsidence prediction, confirming the reliability of traditional approaches assuming a Gaussian curve shape for the transverse settlement trough. The analyzed case histories are gathered in three groups, characterized by almost homogeneous geological conditions, and, for each one of them, reference values of volume loss and shape parameter are derived, to be used in similar situations for subsidence prediction adopting the aforementioned semi-empirical method. On the base of such reference parameters and usual damage classification systems, a simplified approach to preliminarily assess where damages on structures during tunnel excavation can be expected is proposed, as a function of geological conditions and overburden. Finally, procedures to be followed during design and construction to deal with subsidence and related damages induced by tunnel construction are briefly presented.