



Lo stato di deformazione nel terreno creato da interventi di varia natura legati all'utilizzo del sottosuolo per infrastrutture, in particolare scavi di ampie dimensioni, inserimenti di paratie, realizzazione di tiranti

INTERVENTI NEL TERRENO IN PROSSIMITÀ DI EDIFICI E STRUTTURE INTERRATE: ATTIVITÀ DI MONITORAGGIO

Giovanni Canetta*

Alberto Castellani**

Claudio di Prisco**

È studiato lo stato di deformazione nel terreno creato da interventi di varia natura legati all'utilizzo del sottosuolo per infrastrutture, in particolare scavi di ampie dimensioni, inserimenti di paratie, realizzazione di tiranti. Sono interventi tipici nella costruzione di tunnel per linee ferro-tramviarie metropolitane, stazioni metropolitane, tunnel per interrare interi percorsi stradali e autorimesse interrate in ambito urbano.

Lo scopo è prevedere la eventualità di danni a edifici limitrofi, in particolare in terreni di scarsa consistenza, e in presenza di vecchie costruzioni. Sono analizzati gli effetti sullo stato di deformazione in circostanze e procedure di costruzione alternative.

Per monitorare sperimentalmente i lavori può essere raccolta la mappa delle componenti di spostamento, e, con un maggiore impegno, possono essere eseguite misure di inclinazione. In Letteratura sono riportate elaborazioni su tali misure per rappresentare l'insorgere di danni alle strutture. Tre correlazioni empiriche tra l'inclinazione e l'insorgere di danni, (Boscardin-Cording, Burland-Wroth, e Marsh-Thoeny), prevedono danni insignificanti fino a inclinazioni pari a 1/300. Si mostra che tendono a sottovalutare l'eventualità di danni. In particolare, per edifici nelle immediate vicinanze dello scavo, le tre correlazioni sottovalutano l'eventualità di danneggiamento, perché la previsione è affidata all'inclinazione nel terreno, mentre gli sforzi sono necessariamente legati alla curvatura indotta nel terreno. Nel caso analizzato, una autorimessa interrata, si osserva come, a pari inclinazione del terreno, un edificio nelle immediate vicinanze dello scavo è affetto da una curvatura maggiore e subisce sforzi maggiori negli elementi strutturali principali.

Si richiamano elaborazioni sulle misure, proposte recentemente per potenziare la informazione contenuta nella misura di inclinazione. Tra queste non figura la stima della curvatura mediante la misura di spostamenti a distanza ravvicinata (2), perché l'incertezza della stima può raggiungere il 100%. Un approccio particolare per stabilire correlazioni tra misure sul terreno e possibili danni alle strutture è stato

messo in atto da Finno ed altri, in vari interventi. Caratteristica comune di queste attività di monitoraggio è il ricorso a un numero molto grande di punti di misura, dell'ordine di alcune centinaia. Segnala l'insorgere di danni in corrispondenza a misure di inclinazione pari a 1/700. In un caso si escludono danni solo contenendo l'inclinazione ad 1/1.000.

Un modello di calcolo che tenga in debito conto la sequenza delle operazioni e il comportamento del terreno nelle circostanze coinvolte può prevedere con buona attendibilità il campo di spostamenti atteso. Nella nota è presentato a titolo di esempio il confronto tra previsioni e misure effettivamente raccolte, che conferma l'attendibilità, peraltro già riconosciuta nella letteratura specializzata. Il limite al raggiungimento di buone previsioni è costituito dalla conoscenza del terreno coinvolto.

Il modello può analizzare lo stato di deformazione in circostanze e procedure di costruzione alternative e realizzare quindi una effettiva opera di prevenzione dei danni. Il monitoraggio strumentale è in questo caso confinato a poche misure essenziali, con due scopi specifici:

- 1) nelle fasi iniziali, per calibrare i parametri rimasti incerti del modello, che devono essere necessariamente in numero ridotto;
- 2) nel corso dei lavori, per poter controllare che quanto previsto dal modello di calcolo rispecchi le evoluzioni in atto. Si richiama quanto prescrivono le Norme Tecniche per le costruzioni in proposito.



Figura 1 - Il cantiere di Gattamelata a Milano



Le Norme tecniche per le costruzioni

Le Norme tecniche per le costruzioni 2008, al punto 6.2.5 "Monitoraggio del complesso opera-terreno", stabiliscono: "Il monitoraggio del complesso opera-terreno e degli interventi consiste nella installazione di un'appropriata strumentazione e nella misura di grandezze fisiche significative - quali spostamenti, tensioni, forze e pressioni interstiziali - prima, durante e/o dopo la costruzione del manufatto. Il monitoraggio ha lo scopo di verificare la corrispondenza tra le ipotesi progettuali e i comportamenti osservati e di controllare la funzionalità dei manufatti nel tempo".

Con l'avvento di questa Norma, l'attività di monitoraggio riguarda tutte le grandi opere che interagiscono con il terreno, opere viarie, gallerie e infrastrutture in genere. Nel caso di ponti l'attività prosegue anche a costruzione ultimata, e riguarda la geometria e gli sforzi nell'opera e negli abutment. Siccome l'attività deve verificare la corrispondenza tra le ipotesi progettuali e i comportamenti osservati e controllare la funzionalità dei manufatti nel tempo, il modello di calcolo che necessariamente accompagna il progetto comprende l'interazione suolo struttura. Si tratta di procedure in buona parte standardizzate, già correntemente applicate anche prima dell'avvento della Norma citata. Nelle opere viarie, gallerie e infrastrutture in genere, esistono tuttavia alcune evoluzioni dell'attività di monitoraggio.

In tempi recenti il monitoraggio è stato utilizzato non solo per controllare la riuscita dell'intervento, ma per pilotare l'intervento stesso. Il lavoro di Vasco, Karasaki e Myer [10], ad esempio, propone un sistema di monitoraggio degli spostamenti in superficie, mirato a tracciare negli strati sotterranei una mappa del riempimento da parte della malta iniettata a varie profondità. L'iniezione di malta, per scopi di consolidamento, è un intervento tipico che accompagna le costruzioni di vie, gallerie e infrastrutture in genere. Nel lavoro citato, il monitoraggio deve essere supportato da un modello di calcolo in tre dimensioni, dettagliato quanto possibile. Il modello offre una previsione degli effetti delle iniezioni. Un back-fitting degli spostamenti rilevati durante la stessa fase di operazioni consente di calibrare la progressione dell'intervento. Per pilotare l'intervento in corso d'opera, il modello di calcolo deve essere del tutto affidabile. Limiti alla applicazione di questa tecnica sono nella individuazione del modello costitutivo del terreno, nei suoi vari strati.

Un altro aspetto particolare delle attività di monitoraggio, del quale si occupa il presente lavoro, riguarda la realizzazione di scavi, paratie, jet grouting, iniezioni nel territorio urbano. Sono interventi preliminari nella costruzione di tunnel per linee ferro-tramviarie metropolitane e stazioni metropolitane. I possibili effetti su edifici e strutture interrato limitrofi condizionano lo sviluppo delle linee interrato e la attività di monitoraggio accompagna, e talvolta anche frena, il progredire della costruzione.

Città come Milano e Roma, per dare respiro al traffico veicolare di superficie, affrontano da qualche tempo la fattibilità di percorsi stradali sotterranei, con la costruzione di tunnel per interrare vie di trasporto, e sottopassi. A Milano due importanti tunnel sono in fase di realizzazione.

L'idea ha trovato applicazioni da tempo in città ove il terreno ha buona consistenza, perché la formazione di danni è in gran parte subordinata alla consistenza del terreno. A Bruxelles, l'intero attraversamento ferroviario in direzione Nord Sud è stato interrato da trent'anni, e gran parte del traffico stradale sulla cintura interna della città è stato interrato a partire dagli anni Novanta. Il problema dei possibili effetti su edifici, in particolare se di vecchia costruzione, ha largamente condizionato questi interventi.

L'applicazione di una rete di strumenti per monitorare gli effetti su edifici e strutture interrato limitrofi è stato affrontato con una prima pubblicazione di Skempton e Mac Donald del 1956, [1]. Coinvolge aspetti di geotecnica e di ingegneria strutturale. Tappe importanti dello sviluppo degli studi sono costituite dalle pubblicazioni di Boscardin e Cording 1989 [2], di Burland [3] nel 1989 di Boone nel 1996 [4] e di Marsh e Thoeny [5] nel 1999. Questi ultimi hanno tentato una formulazione sistematica al problema, come verrà illustrato in seguito. Sullo stesso tema, sono le pubblicazioni di Ulitskii et al. [6] e di Finno [11, 12, 16, 20 e 21]. In questa sede si propone una modifica della procedura, che tende a dare maggior peso al modello di calcolo, e uno scopo più specifico alla attività di monitoraggio (Figura 2).

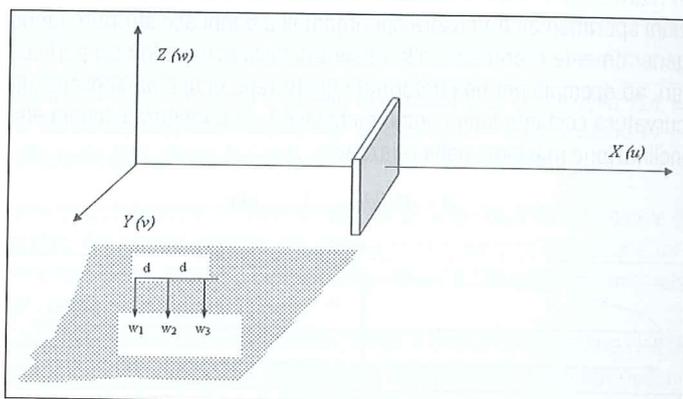


Figura 2 - u , v e w sono le componenti dello spostamento lungo gli assi delineati, X è l'asse perpendicolare allo scavo, Z è la verticale

Il problema può essere articolato in tre aspetti:

- ♦ valutazione degli spostamenti e delle deformazioni attese nel terreno, nelle dirette vicinanze dell'opera realizzata. Le misure comunemente raccolte sono la inclinazione $(\partial u / \partial z)_0$ nel terreno, a una distanza prefissata, tentativamente 3÷4 m dall'asse dell'opera, e il cedimento assoluto w_0 , sulla superficie libera del terreno, alla stessa distanza. Il pedice o sta a indicare inclinazione e cedimento a "ridosso dell'opera". Dal punto di vista strumentale, la misura della inclinazione, effettuata mediante un inclinometro, è più impegnativa di quella del semplice cedimento, misurata in genere da strumenti ottici;
- ♦ definizione della legge di attenuazione di $(\partial u / \partial z)$ e di w , in funzione della distanza dalle opere. La distanza è misurata perpendicolarmente alla superficie dell'opera. Si tratta di misurare, per ciascun tipo di intervento, le stesse grandezze, inclinazione nel terreno, e cedimento assoluto, a una distanza crescente, pari ad esempio a 10 e 20 m dalla superficie dell'opera;
- ♦ acquisizione di una correlazione tra l'entità del danno arrecato a una determinata struttura e la misura dell'inclinazione o del cedimento assoluto. Di particolare interesse sono i valori limite di soglia al semplice danno di natura epidermica e di soglia al danno alle strutture.

Il presente lavoro si riferisce in particolare al terzo dei tre aspetti.

La grandezza che meglio potrebbe rappresentare lo stato di sforzo in una platea di fondazione, o in un muro appoggiato al terreno, è la curvatura ρ attorno a un asse orizzontale, misurata sul terreno:

$$\rho = d^2 w / dx^2 \quad (1)$$

La curvatura è una misura critica da ottenere sperimentalmente e generalmente le Società preposte al monitoraggio non sono attrezzate per raccogliere tale grandezza. Con gli strumenti disponibili sul mer-

cato, ρ può essere stimata attraverso le componenti verticali dello spostamento in tre punti w_1 , w_2 , e w_3 , distanti tra loro d (Figura 2):

$$\rho \approx \frac{w_1 - 2w_2 + w_3}{d^2} \quad (2)$$

L'incertezza di una misura è rappresentata dal rapporto tra la precisione dello strumento e il valore assoluto della misura. Per uno spostamento atteso di qualche mm, essendo la precisione di strumenti ottici correnti attorno a 0,1 mm, l'incertezza della misura è qualche per cento. Come è noto, se la grandezza cercata è la derivata seconda dello spostamento, misurata ad esempio attraverso la Formula 2, l'incertezza è un ordine di grandezza superiore a quella sullo spostamento. In mancanza di misure dirette o indirette della curvatura, le correlazioni sperimentali tra misure sperimentali e danni alle strutture fanno generalmente riferimento alla misura di inclinazione. In casi particolari, ad esempio per una deformata del terreno di tipo parabolico, con curvatura costante lungo una dimensione L , la curvatura è legata alla inclinazione massima dalla relazione:

$$\rho = (dw/dx)_{max} / L \quad (3)$$

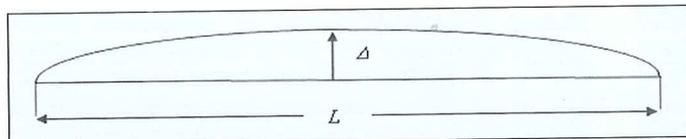


Figura 3 - La relazione curvatura inclinazione per una assegnata distribuzione dei cedimenti

Con riferimento alla Figura 3, una grandezza che meglio può essere correlata al danno è la distorsione angolare β , pari alla inclinazione ($\partial u/\partial z$) decurtata dalla rotazione rigida misurata sull'impronta dell'edificio (che nella Figura 3 è nulla).

Un'altra grandezza legata alla inclinazione e proposta per stabilire correlazioni con il danno è la componente verticale dello spostamento relativo, Δ/L , ove Δ è lo spostamento verticale massimo e L è la lunghezza dell'area esaminata. Può essere utile per una struttura sviluppata in orizzontale. La Tabella 1 raccoglie correlazioni stabilite da più autori, considerando distorsioni angolari β e Δ/L dovute al peso proprio degli edifici. Questi dati non necessariamente sono applicabili ai possibili danni su strutture esistenti, prodotti da scavi nelle vicinanze. Per ovviare alla difficoltà di misurare la curvatura ρ sono state proposte misure di inclinazione, ma limiti differenti legati al tipo di deformazione attesa. Sono state stabilite due categorie di deformazioni, denominate sagging e hogging.

Building type or element	Condition	Criterion
Framed structures	structural damage ^a	$\beta = 1/150$
Panel walls in framed structure	onset of cracking ^b	$\beta = 1/300$
No cracks in building	safe limit ^a	$\beta = 1/500$
Unreinforced load bearing walls	onset of cracking ^c	$\beta = 1/1,000$
Load bearing brick or concrete block walls	onset of cracking ^d	$\Delta/L = 1/2,500$ $1/2,000 < \Delta/L < 1/1,400$ ($L/H > 5$) $1/3,300 < \Delta/L < 1/2,500$ ($L/H < 3$)

^a Bjerrum (1963).

^b Skempton and McDonald (1956).

^c Meyerhoff (1956).

^d Tolshin and Polkar (1957).

Tabella 1 - Le relazioni empiriche tra danni e le grandezze β e Δ/L ; i carichi sono dovuti al peso proprio degli edifici

Approccio	Parametro	Valore limite	Applicabilità	
Empirico	b	1/150	Danni strutturali	Skempton and McDonald (1956)
Empirico	b	1/150	Cricche in pareti e tavolati	
Empirico	D/L	1/500	Sforzi nell'armatura	Pulshin and Tokar (1957)

Tabella 2 - Le relazioni empiriche tra danni e le grandezze β e Δ/L ; i carichi sono dovuti al peso proprio degli edifici

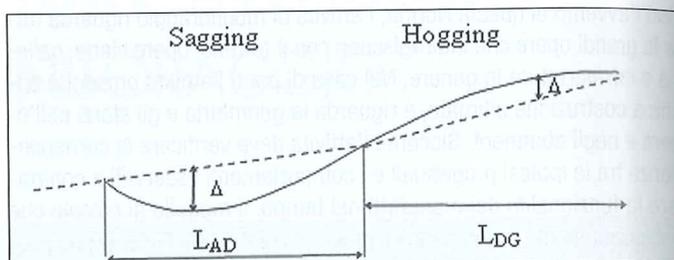


Figura 4 - Le deformate sagging e hogging

Limiti a tali approcci sono nella Tabella 3, proposta su base sperimentale da Finno et al.

Stage	Day	Sagging zone		Hogging zones		
		β^a	Comment	β^b	β^c	Comment
1	11	1/1,100	No damage	1/6,100	1/24,000	
2	73	1/940	First cracks at second and third levels	1/5,000	1/4,800	
	79	1/770	First crack at first level	1/5,000	no data	
	108	1/500	Crack in marble façade	1/1,500	1/3,400	West foundation wall cracks
	116	1/400	Cracks extend and widen	1/1,600	1/3,400	
3	127	1/390		1/1,600	1/2,400	Step crack in mortar
	140	1/370	Design movement attained	1/1,700	1/2,200	
	310	1/300	Movement complete	1/3,000	1/1,300	

^aAngular distortion computed at location between survey points W10 and C1.
^bAngular distortion computed along north segment of west wall at tiltmeter T-6.
^cAngular distortion computed in interior of school between survey points C2 and W19.

Tabella 3 - Le relazioni empiriche tra danni e la grandezza β ; i carichi sono dovuti a uno scavo adiacente a edifici.

Comune a tutte queste correlazioni è un valore di inclinazione, o di grandezze legate alla inclinazione, molto stringente per rappresentare casi limite nei riguardi di potenziali danni.

Per la stessa grandezza β i limiti stabiliti dal Canadian Foundation Engineering Manual (1992) sono 1/1.000 per una parete di calcestruzzo semplice in condizioni sagging e 1/2.000 in condizioni hogging. Come notazione di carattere generale riteniamo che l'indicare limiti di inclinazione via via più stringenti non sia la strada più appropriata per migliorare la qualità della correlazione.

Rappresenta soltanto la necessità di assumere margini di prudenza nei riguardi di correlazioni che intrinsecamente presentano eccezioni plausibili.

Gli articoli citati in successione [11, 12... 20] riguardano il tema principale affrontato in questo articolo, con discussione del tipo di monitoraggio in dipendenza degli interventi nel terreno, tecniche di misura, precisione necessaria e loro utilizzazione. Quelli citati sono pubblicati in tempi recenti tra il 2006 e il 2008.

Una discussione particolare riguarda i lavori di Marsh e Thoeny (1999), Burland e Wroth (1975), Boscardin e Cording (1989), che è utile richiamare in maggior dettaglio perché ad essa si fa riferimento ancor oggi.



Le correlazioni di Marsh e Thoeny

Inclinazioni Δ/L nel suolo possono manifestarsi in circostanze differenti. La Figura 5 richiama la definizione della misura in caso di espansione nel suolo, Figura A, e nel caso di settlement nel suolo, Figura B. Con tali premesse, Marsh e Thoeny, a seguito di indagini su oltre 300 edifici, hanno riportato il diagramma di correlazione di Figura 5. La figura è di origine sperimentale, basata sulla correlazione tra danni e inclinazioni registrate nel terreno. È pubblicata su una Rivista dell'American Society of Civil Engineering, ASCE.

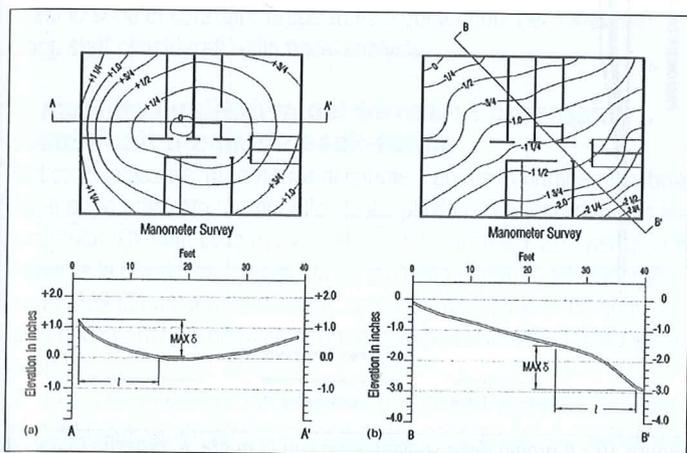


Figura 5 - La definizione della distorsione angolare Δ/L nel caso di suolo espansivo, (a), e di cedimento del terreno (b)

In ordinata è l'inclinazione Δ/L . Ad esempio, $\Delta/L = 1/500$ corrisponde alla ordinata 500. In ascissa è il livello di danno, in una scala da 1, danno insignificante, a 7, danno molto grave.

Ogni punto della Figura rappresenta un caso osservato, caratterizzato da una misura della inclinazione Δ/L , e da un determinato livello di danno. Tra tutti i punti rappresentativi, dovremmo limitare l'attenzione a quelli circoscritti dalle linee "slope", "settlement", "curl" e "heave" che corrispondono a distribuzioni di spostamenti proprie di interventi ben circostanziati. Come è stato richiamato, la inclinazione Δ/L non è una grandezza immediatamente legata a uno sforzo, e quindi a un possibile danno. Tuttavia, per ogni prefissata distribuzione di spostamenti, l'inclinazione Δ/L può essere una misura dello sforzo, e può quindi essere correlabile alla entità del danno. La tesi che sarà illustrata nel caso analizzato, una autorimessa interrata, è che, anche in presenza di una inclinazione Δ/L limitata, è possibile individuare una distribuzione di spostamenti tali che alla inclinazione possa farsi corrispondere un danneggiamento.

Limitando dunque la attenzione ai punti rappresentativi compresi entro le linee dette, dalla figura si ricava, ad esempio, che alle distanze alle quali è

$$\Delta/L \leq 1/500 \quad (4)$$

il danno è trascurabile.

Il danno diventa low nel campo

$$1/350 < \Delta/L < 1/200 \quad (5)$$

Per una lettura più circostanziata del diagramma si rimanda all'articolo originale di Marsh e Thoeny. Nella Figura 6, tratta da Marsh e Thoeny, la correlazione tra inclinazione del terreno e danni alle strutture è celata da una notevole dispersione dei dati, tale da rendere la raccolta scarsamente indicativa. Il motivo principale è dato dalla disparità di circostanze alle quali si riferiscono i dati, sia per quanto ri-

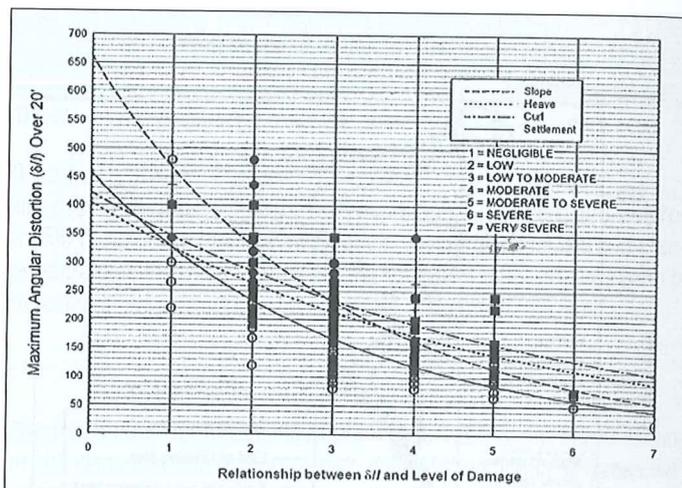
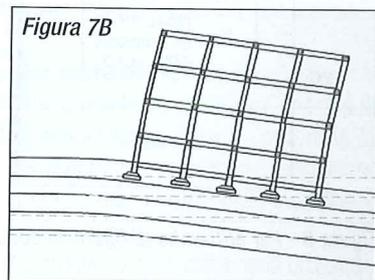
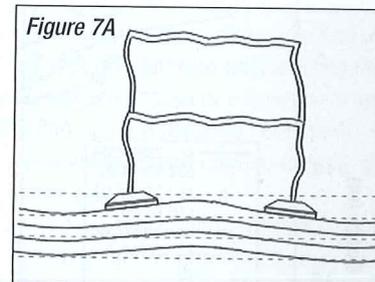


Figura 6 - Tratta da Marsh e Thoeny. In ordinata Δ/L . Ad esempio, $\Delta/L = 1/500$ corrisponde alla ordinata 500. In ascissa è il livello di danno, in una scala da 1, danno insignificante, a 7 danno molto grave

guarda gli interventi sul terreno, sia per quanto riguarda le tipologie di edifici. Per il primo aspetto, sofferisce solo in parte la indicazione fornita dalle linee "slope", "settlement", "curl" e "heave", commentate più sopra.

Le correlazioni di Burland e Wroth (1975), e Boscardin e Cording (1989) mirano allo stesso scopo. Introducono una variabile in più per descrivere gli effetti indotti sul terreno: la deformazione superficiale ϵ al di sotto dell'edificio. Come vedremo nella applicazione, tutte e tre queste correlazioni tendono a classificare negligenze i danni, anche in alcune circostanze nelle quali, per il livello di sforzo indotto, i danni possono essere rimarcabili. La Figura 7A rappresenta una circostanza nella quale una inclinazione del terreno Δ/L può in teoria produrre danni alle strutture. A parità di inclinazione, la distribuzione di spostamenti di Figura 7B produrrà danni di minore entità, o, al limite, nulli.



Anche identificando interventi ben circostanziati, tipicamente la inserzione di paratie, o la esecuzione di scavi, e operando nell'ambito di singoli interventi, possono presentarsi differenti danni potenziali agli edifici. La inclinazione Δ/L , misurata dagli inclinometri inseriti nel terreno libero, è pari allo spostamento relativo lungo la direzione perpendicolare all'opera, tra due punti posizionati sulla stessa verticale a profondità z_1 e z_2 , con $L = (z_2 - z_1)$. Da funzioni di questo genere, integrate dalla superficie alla profondità z , si può ottenere la funzione $\Delta(z)$. Aspetti di questa funzione, lungo una stessa verticale, sono nelle Figure 8 e 9, tratte da Poh e altri. Si riferiscono alla costruzione di paratie profonde, e a misure in prossimità dello scavo. La Figura 8 mostra come gli spostamenti maggiori avvengono in corrispondenza a strati di terreno più deformabili, come era nelle attese.

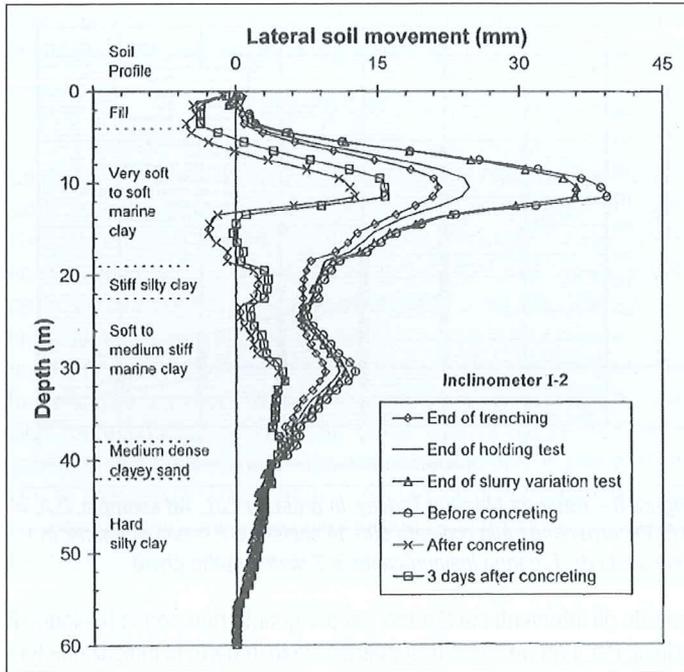


Figura 8 - Gli aspetti della inclinazione, lungo una stessa verticale registrati da Poh e altri

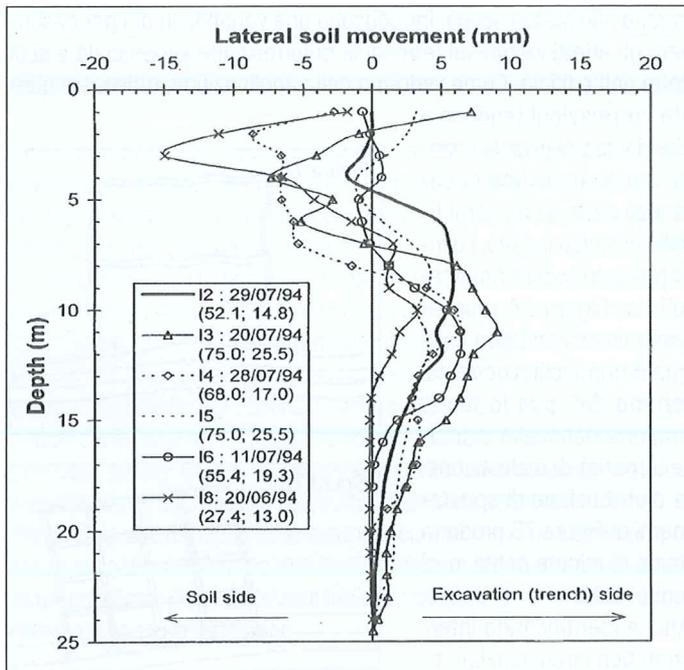


Figura 9 - Per entrambe le figure, si deduce $(\Delta/L)_{max} = 0,005 = 1/200$

Stabiliti i condizionamenti del monitoraggio strumentale, è evidente l'opportunità di un modello di calcolo capace di simulare la mappa degli spostamenti. Il codice di calcolo al quale si è fatto riferimento in questo lavoro è Flac [14]. La disponibilità di un modello di calcolo affidabile rende più specifico lo scopo del monitoraggio strumentale, è anche più limitato:

- 1) la calibratura del modello, per scegliere il valore di pochi parametri di incerta determinazione, come vedremo nel prossimo paragrafo;
- 2) il controllo, durante l'intero intervento, della buona rispondenza del modello di calcolo. Entrambi questi scopi possono essere realizzati mediante alcune misure, generalmente di spostamento, che a sé stanti potrebbero anche essere poco indicative di danni potenziali.

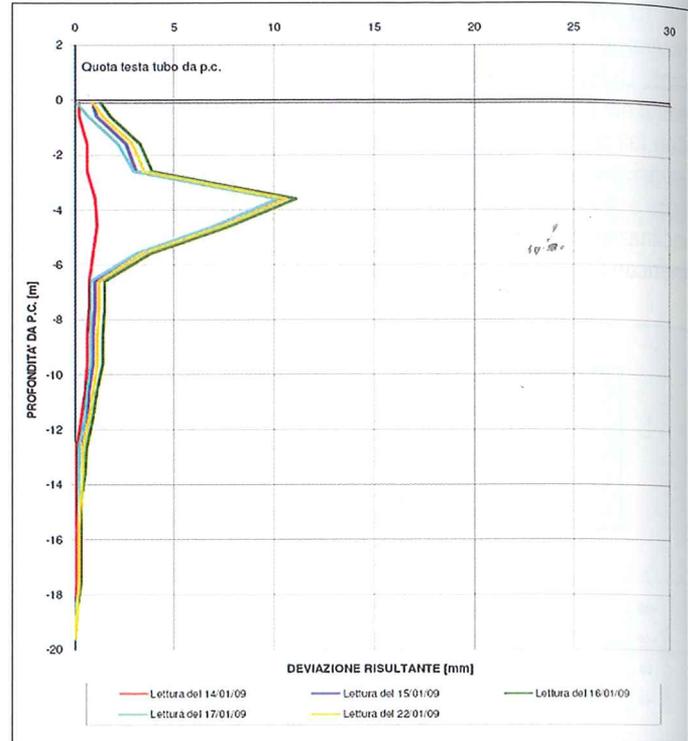


Figura 10 - Il profilo dello spostamento con la quota, in prossimità del jet grouting. La punta di spostamento corrisponde alla presenza di uno strato di materiali organici, con abbondante presenza di alghe. Inclinazione massima $(\Delta/L)_{max} = 0,0064 = 1/150$

La paratia attorno allo scavo: la validazione del modello di calcolo

L'analisi statica mediante il modello intende simulare la sequenza di configurazioni dell'opera, che rappresentano le fasi di costruzione. Nel caso analizzato, le condizioni si evolvono da quella geostatica preesistente, articolandosi nelle seguenti fasi:

- 1) inializzazione dello sforzo geostatico e del carico proveniente dall'edificio preesistente;
- 2) formazione delle paratie;
- 3) prima fase di scavo;
- 4) inserimento del primo ordine di tiranti;
- 5) inserimento del tampone in jet-grouting;
- 6) primo dewatering;
- 7) seconda fase di scavo;
- 8) installazione del secondo ordine di tiranti;
- 9) installazione del terzo ordine di tiranti;
- 10) secondo dewatering;
- 11) terza fase di scavo;
- 12) costruzione della struttura interna allo scavo;
- 13) applicazione delle spinte a lungo termine sulla struttura interna;
- 14) dismissione dei tiranti.

Per stabilire la validità del modello sono stati posti a confronto gli spostamenti "teorici" ottenuti con l'analisi numerica e quelli sperimentali rilevati in cantiere con la lettura dei monitoraggi effettuati. I punti monitorati sono posizionati sia sulla paratia, sia sugli edifici limitrofi allo scavo. In particolare, per la paratia, i trasduttori di spostamento sono stati posizionati lungo la verticale, a tre quote differenti:

- ◆ a livello della fase 2 di scavo;
- ◆ in corrispondenza del posizionamento del primo tirante;
- ◆ in corrispondenza del posizionamento del secondo tirante.

Per quanto riguarda l'edificio, invece, un caposaldo è stato posiziona-



to su un balcone del primo piano. Per la taratura del modello è in genere utile una Back-analysis preliminare, che consiste nella definizione di alcuni parametri critici che caratterizzano il comportamento del terreno, partendo dai rilievi sperimentali di spostamenti monitorati nelle fasi iniziali dell'intervento. Nel caso in esame, i risultati preliminari degli spostamenti orizzontali della paratia e di quelli del balcone al primo piano dell'edificio sono stati utilizzati come parametri di riferimento per la taratura del modello. I parametri sui quali è stata concentrata l'attenzione sono la dilatanza, il mul e il coefficiente di Poisson. Altri parametri, in particolare quelli caratterizzanti paratia, tiranti ed edificio sono di carattere progettuale e quindi noti; per tanto essi non sono stati considerati nella back-analysis.

Il modello costitutivo del terreno: i parametri identificati mediante back-fitting

Nel caso in esame, (alternanze di sabbie e ghiaie di origine alluvionale), è stato utilizzato un modello elasto-plastico con incrudimento volumetrico (CY-soil, Detournay et al., 2008), caratterizzato, per quanto riguarda la resistenza a taglio, da un involucro di rottura alla Mohr Coulomb (definito da angolo d'attrito, coesione, resistenza a trazione, angolo di dilatanza), e per il comportamento sotto sforzo isotropo, da un "cap".

Il cap è una superficie che racchiude tutti gli stati di sforzo precedentemente sperimentati dal terreno e che, nel piano p'-q, ha forma di un arco di ellisse. All'interno di questa superficie il terreno risponde in modo elastico (con un modulo di elasticità lineare di "scarico-ricarico"), mentre quando lo sforzo raggiunge il cap si ha un comportamento di "compressione vergine" con lo sviluppo di una deformazione volumetrica plastica irreversibile (compattazione del terreno). Il cap si espande con l'aumentare della pressione media efficace p'. L'entità della deformazione volumetrica plastica in questa fase è correlata all'aumento di p' da un modulo di incrudimento che a sua volta è correlato al modulo volumetrico elastico da un coefficiente di proporzionalità 1/R. La deformazione volumetrica plastica è quindi R volte la deformazione volumetrica elastica.

Questa formulazione, relativamente semplice e applicabile con pochi parametri ricavabili direttamente dalle prove in sito e dalla letteratura, permette di studiare in modo abbastanza accurato i terreni sciolti, evidenziando il diverso comportamento in fase di decompressione e ri-compressione del terreno (ad esempio scavo e reinterro) e di applicazione di nuovi carichi (costruzione dell'edificio) ed è quindi particolarmente adatta ai casi in esame. I parametri difficilmente determinabili in fase preliminare sono i tre discussi nel seguito.

L'angolo di dilatanza

La dilatanza è definita come il rapporto fra l'incremento di deformazione volumetrica plastica e l'incremento di formazione deviatorica plastica. Generalmente per descrivere la dilatanza di un materiale geologico si utilizza l'angolo di dilatanza ψ definito come rapporto a rottura tra deformazione incrementale volumetrica plastica e incremento di deformazione plastica a taglio.

Per i terreni, ma anche per i calcestruzzi e le rocce, ψ è significativamente più piccolo dell'angolo d'attrito Φ' ed è nullo nei terreni poco addensati; a Milano, soprattutto negli strati profondi, è pratica comune considerare un angolo di dilatanza ψ di pochi gradi.

Sono state simulate le prime fasi di scavo e l'inserimento del primo ordine di tiranti. Sono stati monitorati gli spostamenti orizzontali della cima della paratia e sono stati raccolti i risultati nella seguente tabella, in base alla quale è stato scelto l'angolo ψ più appropriato.

Ψ [°]	x disp [mm] - scavo 1	x disp [mm] - tirante 1
0	4.012	3.116
6	3.990	3.090

Tabella 4 - Gli spostamenti con i due angoli di dilatanza

Il mul

Nel codice di calcolo il fattore di proporzionalità R che lega l'incremento di rigidità plastica ed elastica, ovvero il rapporto tra la componente plastica di deformazione e^p e quella elastica e^e , è definito in funzione di un parametro mul nel modo seguente:

$$mul = 1 + R = 1 + \frac{de^p}{de^e} = \frac{de^e + de^p}{de^e} \quad (6)$$

Sono stati considerati due valori per il mul: 1,6 e 3. Il primo è il valore che viene normalmente impiegato dalla Metropolitana Milanese nella progettazione, che comporta una certa sovrastima del comportamento teorico rispetto a quello reale, mentre il secondo è il valore che è stato ottenuto correlando il moltiplicatore mul di FLAC con il moltiplicatore di un altro programma di calcolo a elementi finiti, paratie, che si è rilevato capace di simulare in modo soddisfacente un terreno come quello di Milano.

Per scegliere il valore più appropriato si possono considerare i risultati ottenuti con l'implementazione di una prova di compressione isotropa svolta su due campioni di terreno. In modo più proficuo, i risultati preliminari di alcuni spostamenti sono stati utilizzati come parametri di riferimento per la taratura del modello

Il coefficiente di Poisson

Per il terreno di Milano il valore comunemente utilizzato è $\nu = 0,30$, ma per validare ulteriormente il nostro modello e confrontare i risultati ottenuti con quelli dei monitoraggi, è stato utilizzato anche un coefficiente di Poisson pari a 0,20: un valore più basso di ν fa sì che il terreno abbia un comportamento meno rigido e pertanto i cedimenti, in seguito allo scavo, dovrebbero risultare maggiori rispetto a quelli ottenuti con un modulo di Poisson pari a 0,30.

Sono quindi stati confrontati i valori degli spostamenti ottenuti combinando tali valori; sono stati analizzati gli andamenti iniziali degli spostamenti per le quattro combinazioni di parametri, e sono stati definiti i valori più appropriati di dilatanza, mul e coefficiente di Poisson.

Le determinazioni dei tre parametri

Per quanto riguarda gli spostamenti considerati per tarare i parametri del modello, è importante specificare il "punto di zero", ovvero la fase iniziale alla quale si è fatto riferimento. Nei monitoraggi considerati, il punto iniziale di zero è fissato in corrispondenza della fase due, di realizzazione della fase superficiale di scavo.

Nelle Figure 11 e 12 si riporta il confronto tra gli spostamenti orizzontali ottenuti con il modello di calcolo FLAC e quelli rilevati con i monitoraggi.

I casi esaminati e applicazione delle correlazioni di Letteratura

Sono stati considerati quattro casi:

- edificio lontano dallo scavo con tre ordini di tiranti;
- edificio vicino allo scavo con tre ordini di tiranti;
- edificio lontano dallo scavo senza il primo ordine di tiranti;
- edificio vicino allo scavo senza il primo ordine di tiranti.

Con "edificio lontano" è stata considerata una struttura posta a una distanza di 5 m dal fronte di scavo, mentre con "edificio vicino" si è fatto riferimento a una costruzione situata a 1,5 m dalla paratia.

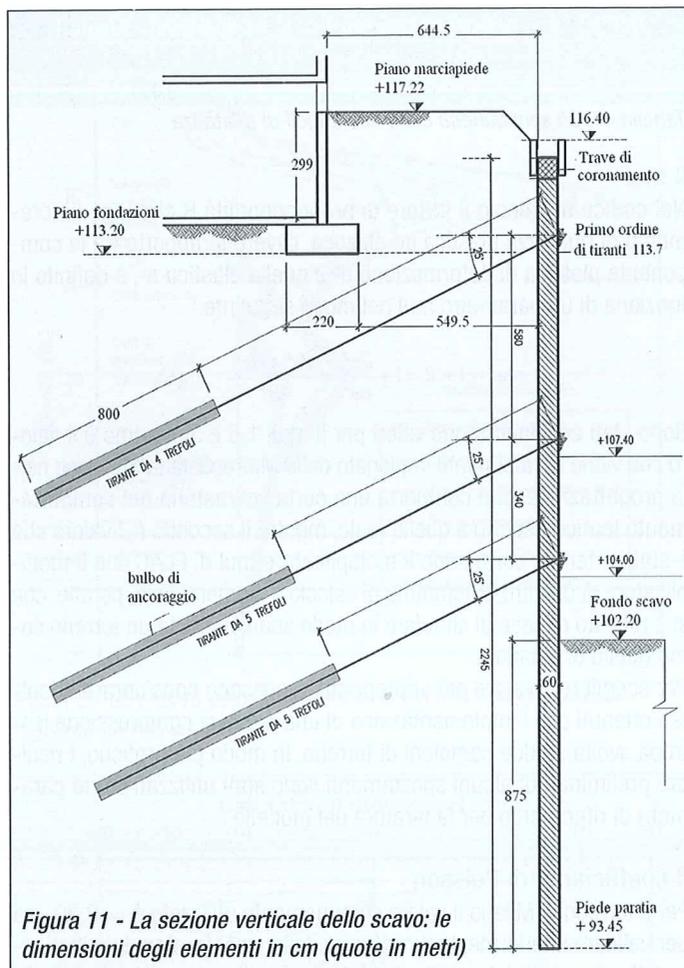


Figura 11 - La sezione verticale dello scavo: le dimensioni degli elementi in cm (quote in metri)

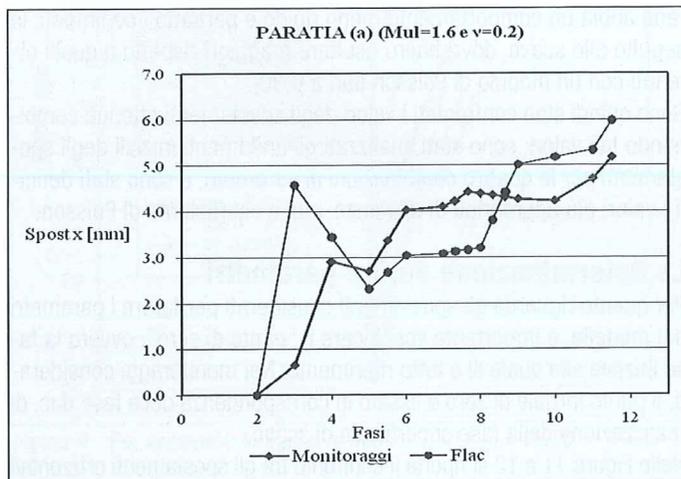


Figura 12 - La terrazza al primo piano di un edificio. Confronto tra spostamenti previsti e spostamenti osservati, assumendo $mul = 1,60$ e $\nu = 0,20$. E' stato trovato che l'importanza di questi ultimi parametri nella valutazione degli spostamenti è comunque ridotta

I risultati sono stati analizzati tramite le correlazioni precedentemente richiamate.

Nella valutazione dell'effetto che i movimenti del terreno indotti dallo scavo considerato hanno sui tamponamenti dell'edificio in calcestruzzo armato in esame, si è arrivati alle seguenti conclusioni applicando le correlazioni citate:

- ◆ quando l'edificio è posto a 5 m dal bordo dello scavo il massimo li-

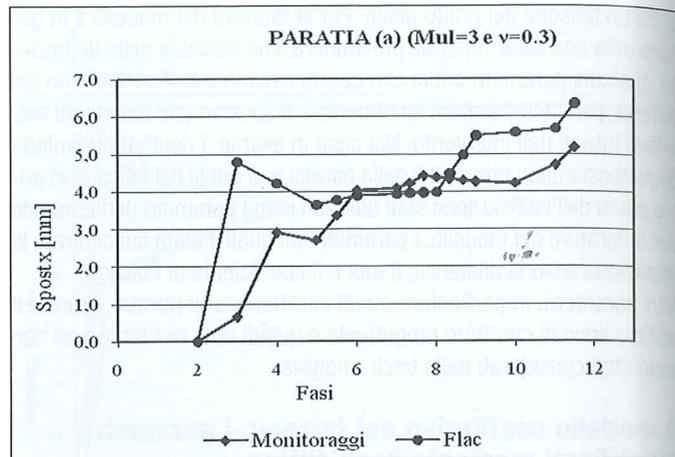


Figura 13 - Il confronto tra spostamenti previsti e spostamenti osservati, sulla testa della paratia, assumendo $mul = 3$ e $\nu = 0,30$. Anche per questa componente di spostamento è stato trovato che l'importanza di questi parametri è ridotta

vello di danno che si riscontra è "negligibile", sia con tre ordini di tiranti che con due;

- ◆ quando l'edificio è posto a 1,5 m dal bordo dello scavo, si ha un danno che varia tra "very slight" e "slight", sia con tre ordini di tiranti che con due.

E' da notare che si rileva una corrispondenza nei risultati ottenuti con i metodi di Burland-Wroth e con quelli di Boscardin-Cording, nonostante prendano in considerazione dei parametri deformativi diversi per la valutazione del possibile livello di danno. Per quanto riguarda il metodo di Marsh-Thoeny, che prende in considerazione una tipologia di edifici differente rispetto a quelli precedenti, non è del tutto appropriato cercare una rispondenza con i risultati.

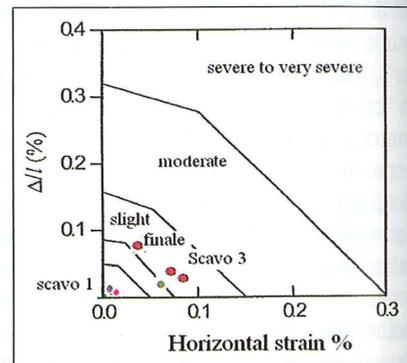


Figura 14 - Burland e Wroth-Edificio vicino

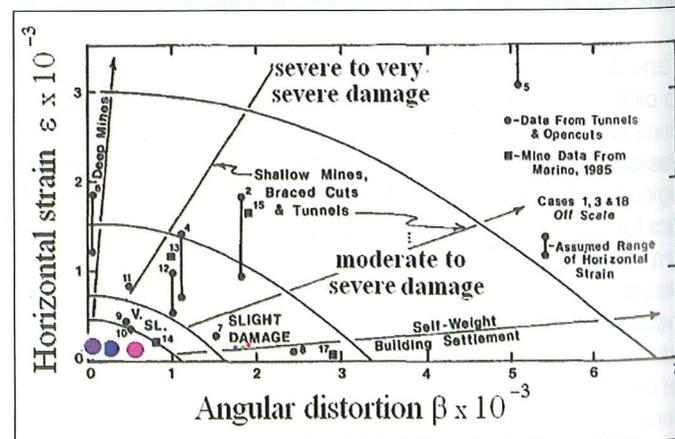


Figura 15 - La collocazione dello stato di deformazione entro il diagramma Boscardin e Cording-Edificio vicino. I punti rappresentativi si collocano tutti nell'area denominata danno negligibile



L'analisi numerica degli sforzi indotti nella struttura

Mediante il modello Flac, e rappresentando la struttura come un singolo telaio in calcestruzzo armato di sette piani e più campate sono stati calcolati gli sforzi in alcuni elementi strutturali.

Nella determinazione del campo di spostamenti nelle prime fasi dell'intervento, si è ottenuto che, in tutte le casistiche considerate, il profilo deformativo assume un andamento praticamente rettilineo, il quale comporta distorsioni angolari notevolmente ridotte. Con l'avanzare delle fasi di scavo, il comportamento differisce a seconda che si stia considerando il telaio posto a una distanza di 5 m dal fronte di scavo, o quello posto a 1,50 m: per l'edificio lontano, il primo plinto di fondazione è quello caratterizzato da uno spostamento verticale maggiore, mentre per l'edificio vicino il plinto adiacente alla paratia è quello soggetto a un cedimento maggiore poiché è collocato nella zona di terreno più soggetta alle operazioni di scavo. Tali andamenti valgono sia per il caso di paratia sostenuta da tre ordini di tiranti, sia per quella ancorata con due soli ordini.

L'unica differenza è costituita dall'entità degli spostamenti, che risultano di poco superiori per il secondo caso.

Nella valutazione del livello di danno, è stato previsto che l'edificio collocato a una distanza di 5 m dal fronte di scavo, per i casi con tre e con due tiranti, presenta un danno trascurabile, caratterizzato da un'apertura delle lesioni nell'intonaco inferiore a 0,10 mm. Per quanto riguarda invece il telaio posto a 1,50 m dalla paratia, è stato determinato un livello di danno che varia tra "very slight" e "slight" per il caso con tre tiranti, e di tipo "slight" per il caso di paratia sostenuta con due soli ordini.

L'interazione tra i movimenti del terreno indotti dall'opera di scavo e la struttura di riferimento comporta in quest'ultima un aumento delle sollecitazioni tra la fase iniziale prima della partenza dei lavori e quella finale quando viene raggiunta la quota di fondo scavo. Si è osservato come l'incremento di momento per l'edificio lontano dallo scavo sia inferiore rispetto all'aumento di azione interna che interessa l'edificio posto vicino alla paratia, come era nelle aspettative.

Le Figure 16 e 17 mostrano i profili di deformazione ottenuti. Nel primo caso la inclinazione del terreno è compresa tra $6 \cdot 10^{-5}$ e $5 \cdot 10^{-4}$, tale da far classificare negligibile il danno atteso nelle strutture secondo le correlazioni citate. Nel secondo caso la inclinazione è un ordine di grandezza superiore, in quanto supera 0,001, ma ancora il danno atteso è negligibile secondo le tre correlazioni citate.

La differenza sostanziale tra i grafici di Figura 16 e quelli di Figura 17 è che il profilo degli spostamenti nel primo caso è pressoché lineare, mentre nel secondo caso si può individuare una curvatura importante. Coerentemente utilizzando lo stesso modello Flac, e includendo l'edificio,

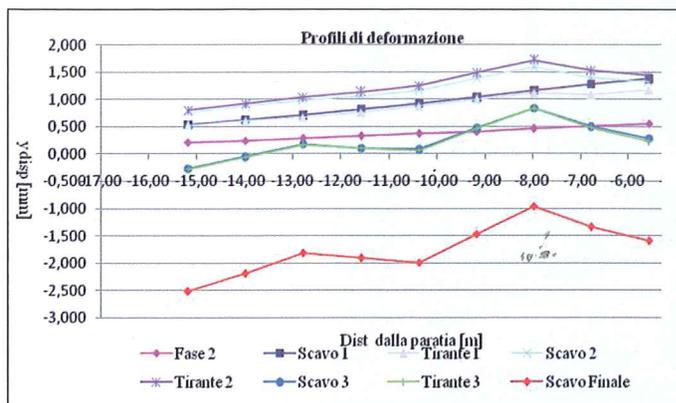


Figura 16 - Un edificio lontano: tre ordini di tiranti

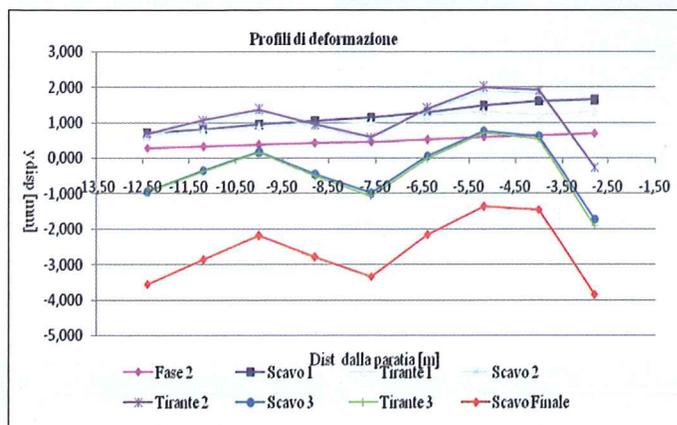


Figura 17 - Un edificio vicino: tre ordini di tiranti



Figura 18 - In un agglomerato urbano densamente costruito, sovente è necessario scavare a ridosso di edifici esistenti

nel primo caso gli sforzi indotti negli elementi strutturali sono risultati ovunque di scarsa rilevanza, mentre nel secondo caso sono stati rilevati sforzi prossimi a quelli limite.

Alla luce dei risultati ottenuti, si può concludere che il caso con edificio posto a 5 m dalla paratia, sostenuta con tre ordini di tiranti, è quello che subisce meno l'influenza dei lavori di scavo, mostrando ridotti incrementi di sollecitazione e facendo prevedere un livello di danno trascurabile. Questa risulta pertanto essere la scelta migliore per il problema considerato, sia dal punto vista progettuale che dei costi: è preferibile adottare una tirantatura più fitta piuttosto che realizzare una paratia di dimensioni maggiori, con un minor numero di tiranti.

Infine, è superfluo specificare che tirantature più fitte, quindi più cautelative, devono essere adottate in casi delicati (ad esempio, con edifici molto vicini al fronte di scavo), per limitare gli effetti degli interventi sul terreno presi in considerazione (Figure 18 e 19).

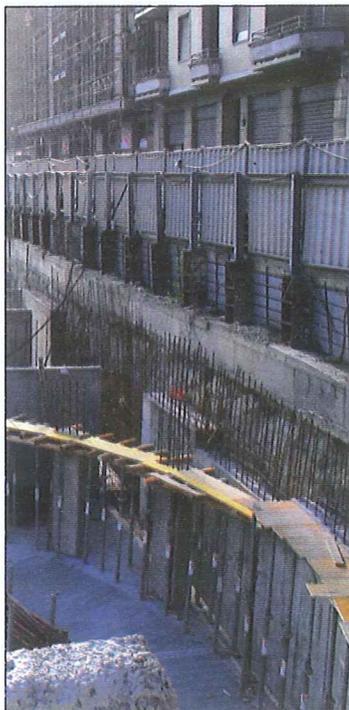


Figura 19 - Un altro esempio di scavo in prossimità di edifici

Conclusioni

Nelle pubblicazioni citate, la previsione dei danni è affidata a misure sperimentali di spostamenti e inclinazioni. Il presente lavoro suggerisce che un modello di calcolo che includa, sia pure in modo approssimato, anche la struttura, è in grado di offrire un supporto più circostanziato alla previsione. Riduce lo scopo della attività di monitoraggio ai due aspetti sopra individuati:

- 1) nelle fasi iniziali, per calibrare i parametri rimasti incerti del modello, che devono essere necessariamente in numero ridotto;
- 2) nel corso dei lavori, per poter controllare che quanto previsto dal modello di calcolo rispecchi le evoluzioni in atto. Questo secondo

punto è quanto chiedono le Norme tecniche per le costruzioni, al punto "Monitoraggio del complesso opera-terreno".

Con questo articolo, la Norma stabilisce che il monitoraggio debba essere fatto menzionando due scopi: verificare la corrispondenza tra le ipotesi progettuali e i comportamenti osservati e controllare la funzionalità dei manufatti nel tempo. Non menziona che sia necessario estenderne gli scopi alla valutazione dei possibili danni agli edifici limitrofi, riconoscendo la difficoltà pratica di stabilire una correlazione tra misure e danni. In assenza di un valido modello di calcolo, che includa anche in modo approssimato, gli edifici, lo strutturista finale al quale è affidata la messa dei risultati raccolti nel corso della costruzione, e che deve "monitorare" l'attività, non può che affidarsi alle correlazioni empiriche disponibili, che, come esemplificato possono risultare non affidabili. Inoltre un monitoraggio inteso come attività in corso d'opera, non è attività di prevenzione dei danni, ma semplice previsione di danni a breve termine. Lo studio consente di ritenere che scavi come quelli delineati possono essere eseguiti nel controllo della sicurezza. La procedura suggerita è in grado di mettere in luce circostanze che inducono sforzi al limite del danneggiamento, in particolare la presenza nel terreno di strati di spessore anche ridotto, ma molto deformabili, terreni argillosi, o scavi a ridosso di edifici. ■

* *Libero Professionista, C.e.A.S. Milano*

** *Dipartimento Ingegneria strutturale del Politecnico di Milano*

BIBLIOGRAFIA

- [1]. A.W. Skempton, D.H. Mac Donald - "The Allowable Settlement of Buildings", Proc., Institution of Civil Engineering, Vol. 5, Part 3, 727-768, 1956.
- [2]. M.D. Boscardin, E.J. Cording - "Building response to excavation-induced settlement", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 115(1):1-21, 1989.
- [3]. J.B. Burland, Worth - "Settlement of buildings and associated damage", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 115(1):1-21, 1989.
- [4]. S.J. Boone - "Ground-movement-related building damage", J. Geotechnical Engineering, ASCE, 122(11), 886-896, 1996.
- [5]. T.E. Marsh, S.A. Thoeny - "Damage and Distortion Criteria for Residential Slab-On-Grade Structures", Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 13, No. 3, August, 1999. ASCE, Paper No.18485.
- [6]. V.M. Ulitskii, A.G. Shashkin, L.M. Gluzman, A.M. Vyazemskii - "Geotechnical Monitoring During Complex Reconstruction on Weak Soils", Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 36, No. 5, Saint Petersburg State Architectural and Structural University, 1999.
- [7]. R.J. Finno - "Predicting Damage to Buildings from Excavation-Induced Ground Movements", Probabilistic Applications in Geotechnical Engineering (GSP 170), Part of Geo-Denver 2007: New Peaks in Geotechnics. Proceedings of Sessions of Geo-Denver 2007, Kok-Kwang Phoon, Gordon.
- [8]. A. Fenton, Edward F. Glynn, C. Hsein Juang, D. V. Griffiths, Thomas F. Wolff, Limin Zhang, Editors Denver, Colorado, USA, February 18-21, 2007.
- [9]. A. Contini, A. Cividini, G. Gioda - "Numerical Evaluation of the Surface Displacements due to Soil Grouting and to Tunnel Excavation", International Journal of Geo-mechanics, Vol. 7, No. 3, June 1, 2007, ©ASCE, ISSN 1532-3641/2007/3-217-226.
- [10]. G. Gioda, S.S. Back - "Analysis procedures for the interpretation of field measurements in geo-mechanics", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geo-mechanics, Volume 11 Issue 6, Pages 555-583.
- [11]. D.W. Vasco, K. Karasaki, L. Myer - "Monitoring of fluid injection and soil consolidation using surface tilt measurements", ASCE, Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering, Vol. 124, January 1998.
- [12]. R.J. Finno, J.T. Blackburn - "Automated Monitoring of Supported Excavations. Geotechnical Applications for Transportation Infrastructure", Proceedings of the 13th Great Lakes Geotechnical and Geo-environmental Conference. Hani H. Titi, Editors Milwaukee, Wisconsin, USA, May 13, 2005.
- [13]. R.J. Finno, J.T. Blackburn, J.F. Roboski - "Three-Dimensional Effects for Supported Excavations in Clay", J. Geotechnical and Geo-environment Engineering. Volume 133, Issue 1, pp. 30-36, January 2007.
- [14]. A. Lamburghi - "A Three-dimensional Numerical Model of Mechanised Excavations in Urban Areas", PHD Thesis, Department of Structural Engineering, Milan Technical University, April 2008.
- [15]. Itasca Consulting Group Inc. "FLAC Fast Lagrangian Analysis of Continua Version 6.0", Theory and Background. Itasca C.G. Inc., Minneapolis, 2008
- [16]. L. Bellini, C. Bettoni - "Effetti di paratie e scavi su strutture adiacenti", Tesi di laurea al Politecnico di Milano, Anno Accademico 2008/2009.
- [17]. R.J. Finno, L.S. Bryson - "Response of building adjacent to stiff excavation support system in soft clay", J. Perform. Constr. Facil., 16_1, 10-20, 2002.
- [18]. M. Son, E.J. Cording - "Estimation of building damage due to excavation-induced ground movements", J. Geotech. Geoenviron. Eng., 131_2, 162-177, 2005.
- [19]. Canadian Foundation Engineering Manual, 3rd Ed., Canadian Geotechnical Society, BiTech Publishers, Vancouver, BC, 1992.
- [20]. C.Y. Ou, J.T. Liao, W.L. Cheng - "Building response and ground movements induced by a deep excavation", Geotechnique, 50-32, 209-220, 2000.
- [21]. R.J. Finno, L.S. Bryson - "Response of Building Adjacent to Stiff excavation Support System in Soft Clay", Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 16, No. 1, February 1, 2002. ©ASCE, 10-20.
- [22]. R.J. Finno, F.T. Voss Jr., E. Rossow, J.T. Blackburn - "Evaluating Damage Potential in Buildings Affected by Excavations", Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering, Vol. 131, No. 10, October 1, 2005. ©ASCE, ISSN 1090-0241/2005/10-1199-121.
- [23]. C. Detorunay, P. Cundall - "The CYsoil model: a simple strain-hardening constitutive model for soft and stiff soils, Proc. Continuum and Distinct Element Numerical Modeling in Geo-engineering, Itasca C.G. Inc., Minneapolis, 2008.
- [24]. B. Becci, R. Nova - "Un metodo di calcolo automatico per il progetto di paratie", Rivista Italiana di Geotecnica, 1987.