

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J41C09000000005

U.O. COORDINAMENTO NO CAPTIVE E INGEGNERIA DI SISTEMA

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

ASSE FERROVIARIO MONACO - VERONA

ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO
QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA

LOTTO 3A: CIRCONVALLAZIONE DI TRENTO

GEOTECNICA

Relazione tecnico descrittiva sulla interferenza degli interventi ferroviari con le opere esistenti

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

I B 0 Q 3 A R 1 0 R H G E 0 0 0 6 0 0 4 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva		Ott. 2021		Ott. 2021		Ott. 2021	L. Berardi Ott. 2021

File: IBOQ3AR10RHGE0006004

SOMMARIO

1	PREMESSA.....	3
2	CRITERI PER LA STIMA DEI CEDIMENTI	4
3	DEFINIZIONE DELLE CATERGORIE DI DANNO	6
4	STIMA DELLE DEFORMAZIONI INDOTTE SUGLI EDIFICI E DEL RISCHIO ASSOCIATO.....	12
4.1	Individuazione degli edifici da analizzare	12
4.2	Raccolta di informazioni sugli edifici da analizzare	12
4.3	Stima preliminare delle deformazioni indotte e del rischio di danni sugli edifici	14
5	MONITORAGGIO E CONTROLLO IN CORSO D'OPERA	17
5.1	Monitoraggio spostamenti del terreno	17
5.2	Monitoraggio degli spostamenti dei diaframmi	18
5.3	Monitoraggio spostamenti e deformazioni edifici.....	18
5.4	Parametri derivati dalle misure	19
5.5	Lettura di zero e Frequenze di misura.....	20
5.6	Valori attesi e di soglia dei principali parametri monitorati	20



ASSE FERROVIARIO MONACO - VERONA

ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO
QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA

LOTTO 3A: PROJECT REVIEW CIRCONVALLAZIONE DI
TRENTO

Relazione tecnico descrittiva sulla interferenza degli interventi ferroviari con le opere esistenti	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IBOQ	3A R 10	RH	GE 0006 004	A	3 DI 20

1 PREMESSA

Per il contesto urbano in cui si sviluppa il tracciato della nuova linea ferroviaria, assume notevole importanza la valutazione degli effetti prodotti dagli scavi sulla sicurezza e sulla funzionalità delle numerose opere esistenti ricadenti nelle aree adiacenti alla nuova infrastruttura.

All'uscita della galleria naturale, ubicata nella zona di Roncafort, a nord di Trento, il tracciato della Circonvallazione di Trento si sviluppa infatti per circa 1800m con un'alternanza di gallerie artificiali e Trincee (GA02, TR03, GA02 e TR04) che prevedono l'esecuzione di scavi a cielo aperto, sostenuti da diaframmi, eventualmente tirantati o puntonati, che raggiungono una profondità massima di circa 15m.

Lo studio rigoroso degli effetti, in termini di cedimenti indotti da scavi a cielo aperto, è molto difficile e incerto, poiché implica la conoscenza di dettaglio delle condizioni stratigrafiche e geotecniche, la precisa successione e la tempistica delle fasi di realizzazione dell'opera, l'utilizzazione di leggi costitutive complesse, i cui parametri sono di difficile e incerta determinazione, l'impiego di metodi di calcolo numerico. Un approccio di tal genere richiede la definizione di un modello geotecnico che può essere calibrato in base ai dati derivanti da un monitoraggio dell'opera in costruzione, ma è difficilmente utilizzabile in fase di progetto e in particolar modo nell'ambito di un PFTE.

In questa fase della progettazione è tuttavia possibile ricorrere a metodi empirici e semi-empirici semplificati, basati sull'osservazione del comportamento di numerose opere in vera grandezza, allo scopo di ottenere una stima preliminare, approssimata, ma realistica, del cedimento e quindi del rischio ad esso associato.

Nel caso in esame lo studio dei cedimenti attesi a tergo delle strutture di sostegno e dei conseguenti effetti sugli edifici più prossimi agli scavi è stato articolato in più fasi. Sono state dapprima raccolte una serie di informazioni preliminari sugli edifici che ricadono nel bacino di subsidenza indotto dallo scavo. Le informazioni riguardano le principali dimensioni dell'edificio, la posizione planimetrica rispetto all'asse dello scavo, la tipologia strutturale, l'eventuale presenza di un piano interrato e la tipologia delle fondazioni. Le informazioni raccolte per ciascun edificio sono riportate in schede riassuntive allegate al presente progetto.

Per gli edifici censiti, sono stati stimati i cedimenti indotti dallo scavo e sulla base delle deformazioni prodotte è stata definita una classe di danno.

Sebbene i risultati delle prime analisi sviluppate conducono a ritenere che gli effetti degli scavi sugli edifici presenti nelle aree adiacenti siano molto contenuti, si è ritenuto opportuno definire le caratteristiche generali del piano di monitoraggio che dovrà essere in ogni caso predisposto. Nel corso della realizzazione dell'opera infatti, il controllo di alcune grandezze significative (cedimenti del piano campagna, volume perso, distorsioni, ecc.) consentirà di verificare le ipotesi progettuali e di adeguare, se necessario le modalità di scavo e la rigidità dei sostegni.

Quanto illustrato nel presente documento corrisponde a una prima valutazione dei fenomeni prodotti dalla realizzazione delle opere ferroviarie. Nelle successive fasi progettuali la stima dei cedimenti indotti dagli scavi dovrà essere condotta necessariamente in maniera più accurata, utilizzando preferibilmente metodi numerici, come analisi agli elementi finiti, che consentano di tener conto dei molteplici aspetti che influenzano l'interazione terreno-opera di sostegno, nonché prevedendo l'integrazione del rilievo delle caratteristiche geometriche e strutturali delle opere esistenti.

2 CRITERI PER LA STIMA DEI CEDIMENTI

Il profilo dei cedimenti del piano di campagna a tergo delle strutture di sostegno dipende, come detto, dalle condizioni geotecniche e idrogeologiche del sito, dal tipo di struttura di sostegno e dall'accuratezza delle lavorazioni di messa in opera degli eventuali contrasti (puntoni e tiranti) e di realizzazione degli scavi.

Un ordine di grandezza dei cedimenti attesi può essere desunto dal grafico di Figura 1, in cui sono indicati i cedimenti misurati in funzione della distanza dallo scavo, per scavi eseguiti in differenti luoghi e condizioni geotecniche (Peck, 1969). Entrambe le grandezze sono rese adimensionali rispetto alla massima profondità di scavo.

Il diagramma è diviso in tre zone: la zona I si riferisce ad un sottosuolo sabbioso o di argilla di consistenza da alta a media, la zona II ad argille di consistenza da media bassa, la zona III ad argille di consistenza da bassa a molto bassa.

	Depths of excavation (ft)
● Chicago, Illinois	30-63
○ Oslo, Norway, excluding Vaterland 1,2,3	20-38
▼ Oslo, Norway, Vaterland 1,2,3	32-35
△ Stiff clay and cohesive sand	34-74
□ Cohesionless sand	39-47

Zone I
Sand and soft to hard clay
Average workmanship

Zone II
(a) Very soft to soft clay
(1) Limited depth of clay below bottom of excavation
(2) Significant depth of clay below bottom of excavation but $N_b < N_{cb}$
(b) Settlements affected by construction difficulties

Zone III
Very soft to soft clay to a significant depth below bottom of excavation and with $N_b > N_{cb}$

All data are for excavations using standard soldier piles or sheet piles braced with cross-bracing or tie-backs.

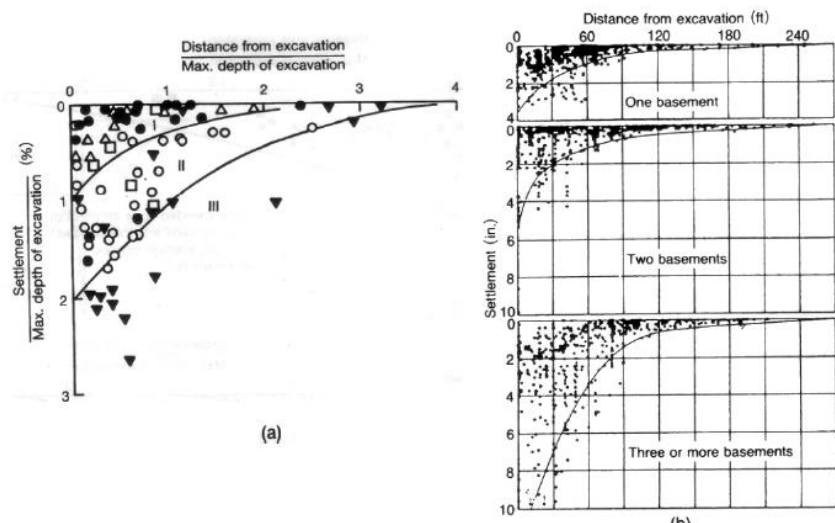
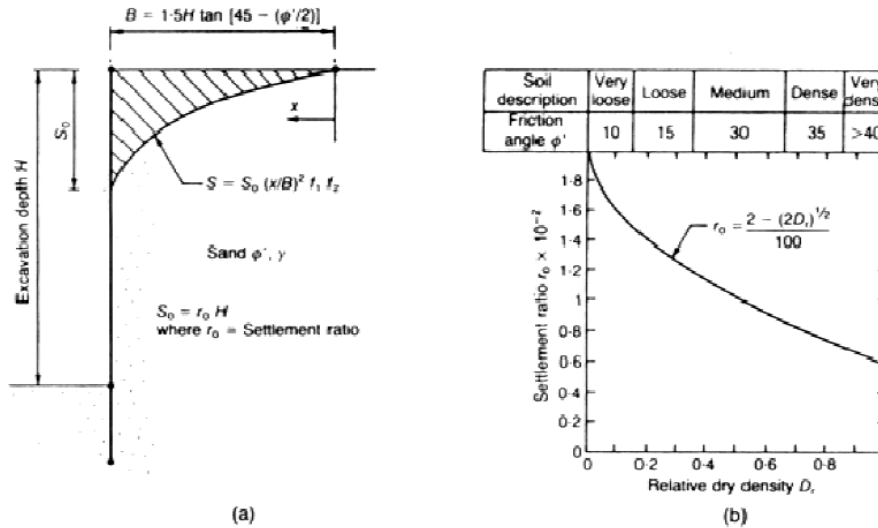


Figura 1 – Profili di subsidenza normalizzati (Peck 1969)

Una stima quantitativa empirica dei cedimenti attesi per scavi in terreni sabbiosi, che tiene conto della qualità della manodopera (e quindi della cura nella realizzazione dell'opera di sostegno) e della difficoltà di costruzione è ottenibile con il metodo empirico di Bauer (1984) illustrato in Figura 2.



Factor	Workmanship				Factor	Construction difficulty		
	Excellent	Good	Average	Poor		None	Average	Severe
f_1	0.8	0.9	1	1.1	f_2	1	1.02	1.05

Figura 2 – Cedimenti attesi per scavi in terreni sabbiosi (Bauer 1984)

Mana e Clough, a partire dalle misure eseguite per diversi scavi in argilla a San Francisco, Oslo e Chicago, hanno trovato la correlazione empirica tra il massimo spostamento laterale della parete ed in massimo cedimento a tergo, riportata in Figura 3. Le misure mostrano che, per scavi in argilla, il massimo spostamento verticale del terreno è molto prossimo al massimo spostamento orizzontale della paratia stessa.

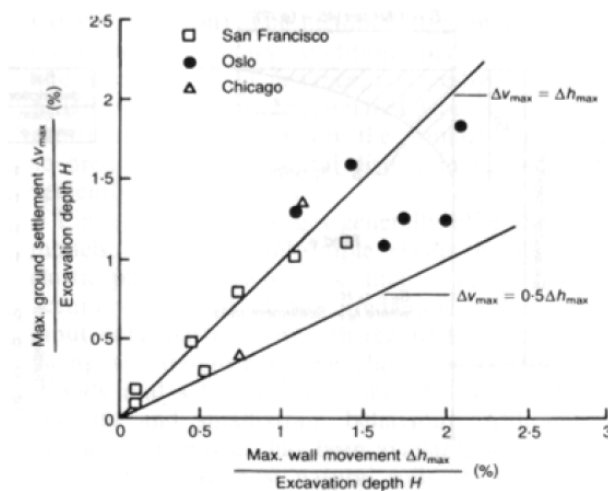


Figura 3 – Correlazione tra il massimo spostamento laterale della parete ed il massimo cedimento a tergo per scavi in argilla (Mana e Clough, 1981)



ASSE FERROVIARIO MONACO - VERONA

ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO
QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA

LOTTO 3A: PROJECT REVIEW CIRCONVALLAZIONE DI
TRENTO

Relazione tecnico descrittiva sulla interferenza degli interventi ferroviari con le opere esistenti	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IBOQ	3A R 10	RH	GE 0006 004	A	6 DI 20

3 DEFINIZIONE DELLE CATERGORIE DI DANNO

Per valutare il rischio di danneggiamento degli edifici determinato da scavi eseguiti in prossimità è anzitutto necessario classificare le possibili tipologie di danno. La stima di un danno può essere fortemente soggettiva, condizionata dall'esperienza locale e dal tipo di approccio del professionista che la esegue.

La più semplice classificazione oggettiva di danni sulle strutture prevede 3 categorie di danno:

- 1) danni che inficiano l'aspetto estetico;
- 2) danni che compromettono la funzionalità della struttura;
- 3) danni che compromettono la stabilità della struttura.

Al crescere dei cedimenti il danno sull'edificio aumenta, passando dalla categoria 1 alla categoria 3.

Il sistema di classificazione attualmente più utilizzato è quello riportato nella Tabella 1, basato sulla facilità di riparazione del danno visibile. La classificazione definisce 6 categorie di danno (0-5) di severità crescente. Le prime 3 (0,1 e 2) sono riferite a danni di carattere estetico, la 3 e 4 a danni che influenzano la funzionalità dell'opera, mentre la 5 descrive danni che incidono sulla stabilità dell'edificio.

Tabella 1: Classificazione del danno

Categoria di danno	Grado di severità	Descrizione
0	Trascurabile	Fessure capillari con apertura $\leq 0.1\text{mm}$
1	Molto lieve	Fessure sottili cui si rimedia facilmente con lavori di tinteggiatura. Il danno è in genere limitato agli intonaci delle pareti esterne. Fessure alle pareti esterne rilevabili con attento esame. Tipica apertura delle lesioni $\leq 1\text{mm}$
2	Lieve	Fessure facilmente stuccabili, tinteggiatura necessaria. Le fessure ricorrenti possono essere mascherate con opportuni rivestimenti. Fessure visibili anche dall'esterno: può essere necessaria qualche ripresa della stillatura per garantire l'impermeabilità. Possibili difficoltà nell'apertura di porte e finestre. Tipica apertura delle lesioni $\leq 5\text{mm}$
3	Moderata	Le fessure richiedono cucì e scuci della muratura. Anche all'esterno sono necessari interventi sulla muratura. Possibile blocco di porte e finestre. Rottura di tubazioni. Spesso l'impermeabilità non è garantita. Tipica apertura delle lesioni 5-15mm oppure numero elevato di lesioni con apertura $\leq 3\text{mm}$
4	Severa	Necessarie importanti riparazioni, completa demolizione e ricostruzione di parti di muri, specie al di sopra di porte e finestre. I telai di porte e di finestre si distorcono: percepibile pendenza dei pavimenti. Muri inclinati o spanciati; qualche perdita d'appoggio di travi. Tubazioni distrutte. Tipica apertura delle lesioni 15 – 25mm, dipendente anche dal numero di lesioni.
5	Molto Severa	Richiesti importanti lavori con parziale o totale demolizione e ricostruzione. Le travi perdono l'appoggi, i muri si inclinano fortemente e richiedono puntellatura. Pericolo di instabilità. Tipica apertura delle lesioni $\leq 25\text{mm}$, dipendente anche dal numero di lesioni.

Il passaggio tra le categorie 2 e 3 rappresenta una importante frontiera. Lo studio di numerosi casi reali ha mostrato che i danni che ricadono nelle categorie 0, 1 e 2 possono derivare sia da effetti propri delle strutture

(ritiro, effetti termici) sia dai movimenti del terreno; individuare la vera causa è molto difficile. Per le categorie superiori le cause sono frequentemente associate a movimenti del terreno.

Diversi autori si sono occupati del problema della valutazione del danno indotto sugli edifici dallo scavo delle gallerie O A cielo aperto ed hanno proposto metodi semplificati dello studio di interazione. In numerosi criteri proposti la deformata di una fondazione viene definita attraverso i valori di alcune grandezze caratteristiche: il cedimento massimo, w_{max} , il cedimento differenziale, δ , l'inflessione, Δ , la rotazione relativa o distorsione angolare, β , il rapporto di inflessione o curvatura, Δ/L . La valutazione del danno si basa sull'entità di queste grandezze attese in condizioni di green-field, stimate con relazioni empiriche.

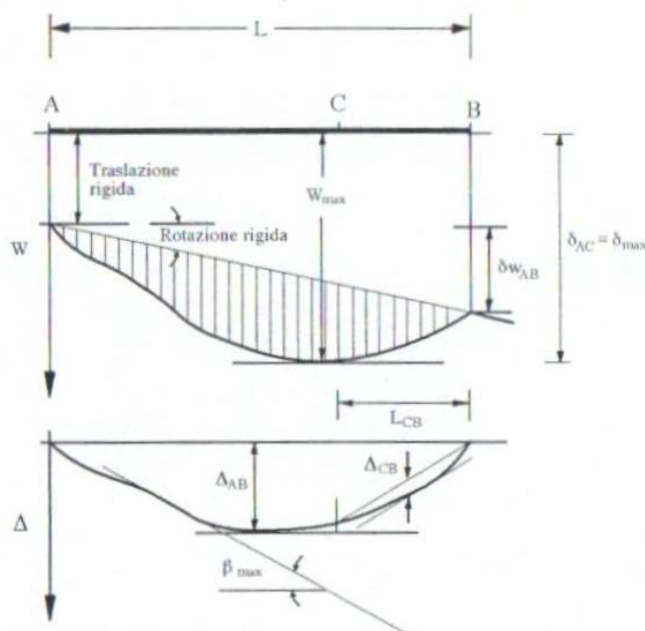


Figura 4: Parametri per definire la deformata di una fondazione in presenza di fenomeni di subsidenza

Skempton e McDonald (1956), sulla base dell'evidenza sperimentale, affermavano che per $\beta \leq 1/300$ non si erano verificate in nessun caso apprezzabili fessurazioni delle murature portanti od i tamponature; per osservare danni a strutture portanti in c.a. occorreva invece che β raggiungesse il valore di $1/150$.

Polshin e Tokar indicarono invece un valore massimo ammissibile di β di $1/500$ per edifici intelaiati in c.a. con pannelli e tamponature; per telai aperti, il limite di danneggiamento veniva indicato in $\beta \geq 200$.

Nella successiva tabella sono riportate queste ed altre indicazioni fornite da diversi autori sul valore ammissibile di β e del rapporto di inflessione Δ/L .

Tabella 2: Valori ammissibili della rotazione relativa β e del rapporto di inflessione Δ/L delle strutture

Struttura	Tipo di danno	Valori ammissibili di β			
		Skempton e McDonald (1956)	Meyerhof (1974)	Polshin e Tokar (1957)	Bjerrum (1973)
Strutture intelaiate e murature armate	Alle strutture	1/150	1/250	1/200	1/150
	Ai tompagni	1/300	1/500	1/500	1/500
	Valori ammissibili di Δ/L				
		Meyerhof (1974)	Polshin e Tokar (1957)	Burland e Wroth (1975)	
Murature portanti non armate	Deformata con concavità verso l'alto	$0,4 \times 10^{-3}$	$0,3 \div 0,4 \times 10^{-3}$ ($L/H \leq 3$)	$0,4 \times 10^{-3}$ ($L/H = 1$) $0,8 \times 10^{-3}$ ($L/H = 5$)	
	Deformata con concavità verso il basso			$0,2 \times 10^{-3}$ ($L/H = 1$) $0,4 \times 10^{-3}$ ($L/H = 5$)	

I valori ritenuti ammissibili sono alquanto variabili; in genere si tende a ritenere validi i valori più restrittivi se prevalgono i criteri di carattere estetico e funzionale e si ha a che fare con edifici nuovi e/o pregiati (edifici per civili abitazioni e per uso pubblico). I valori più elevati vengono ritenuti invece accettabili per i edifici industriali.

Utilizzando alcune correlazioni è possibile trasformare le prescrizioni su β in indicazioni sul valore ammissibile del cedimento assoluto, anche se osservazioni su casi reali evidenziano che di per sé quest'ultimo non è molto dannoso se non accompagnato da distorsioni. Nella tabella successiva è riportata un recente serie di indicazioni di carattere generale sui movimenti delle strutture.

Tabella 3: Valori ammissibili dei movimenti delle strutture

Tipo di movimento	Fattore di limitazione	Valore ammissibile
Cedimento (cm)	Collegamento a reti di servizi	15 ÷ 30
	Accessibilità	30 ÷ 60
	Probabilità di cedimenti differenziali	
	Murature portanti	2,5 ÷ 5
Inclinazione δ/L	Strutture intelaiate	5 ÷ 10
	Ciminiere, silos	7,5 ÷ 30
	Stabilità al ribaltamento	Da verificare (cap. 16)
Rotazione δ/L	Rotazione di ciminiere e torri	$\delta/H \leq 0,04$
	Operatività di macchine	
	Macchine tessili	0,003
	Turbogeneratori	0,0002
	Gru a ponte	0,003
	Drenaggio di superfici pavimentate	0,01 ÷ 0,02
Rotazione relativa β	Murature portanti multipiano	0,0005 ÷ 0,001
	Murature portanti ad un piano	0,001 ÷ 0,02
	Lesioni di intonaci	0,001
	Telai in c.a.	0,0025 ÷ 0,004
	Pareti di strutture a telaio in c.a.	0,003
	Telai in acciaio	0,002
	Strutture semplici di acciaio	0,005

NB: L = distanza tra due pilastri adiacenti; H = altezza di ciminiere e torri. I valori ammissibili più elevati si riferiscono a strutture più flessibili ed a condizioni di sottosuolo uniformi; i valori più ridotti a strutture rigide e condizioni di sottosuolo irregolari

Boscardin e Cording (1989), partendo dal presupposto che il parametro fondamentale con cui descrivere la formazione delle fratture negli edifici è la deformazione a trazione, hanno correlato le categorie di danno sopra definite con la deformazione a trazione, definendo i seguenti campi (Tabella 4).

Tabella 4: Relazione tra categoria di danno e deformazione a trazione

Categoria di danno	Grado di severità	Deformazione limite a trazione ϵ_{lim} (%)
0	Trascurabile	0.00 ÷ 0.05
1	Molto lieve	0.05 ÷ 0.075
2	Lieve	0.075 ÷ 0.15
3	Moderata	0.15 ÷ 0.30
4 a 5	Severa	> 0.30

Le deformazioni di trazione che si generano negli edifici a seguito dei cedimenti indotti dagli scavi, possono essere determinate schematizzando l'edificio come una trave ideale di larghezza L ed altezza H, sottoposta ad un carico in mezzera tale da produrre un'inflessione pari a Δ .

Vengono analizzati due distinti modi di deformazione: a flessione ed a taglio (Figura 5). Nel caso di deformazione a flessione la massima deformazione a trazione si genera nella zona inferiore dell'edificio, mentre nella deformazione a taglio la massima deformazione a trazione è inclinata di 45°. Questi due modi di deformazione si verificano contemporaneamente.

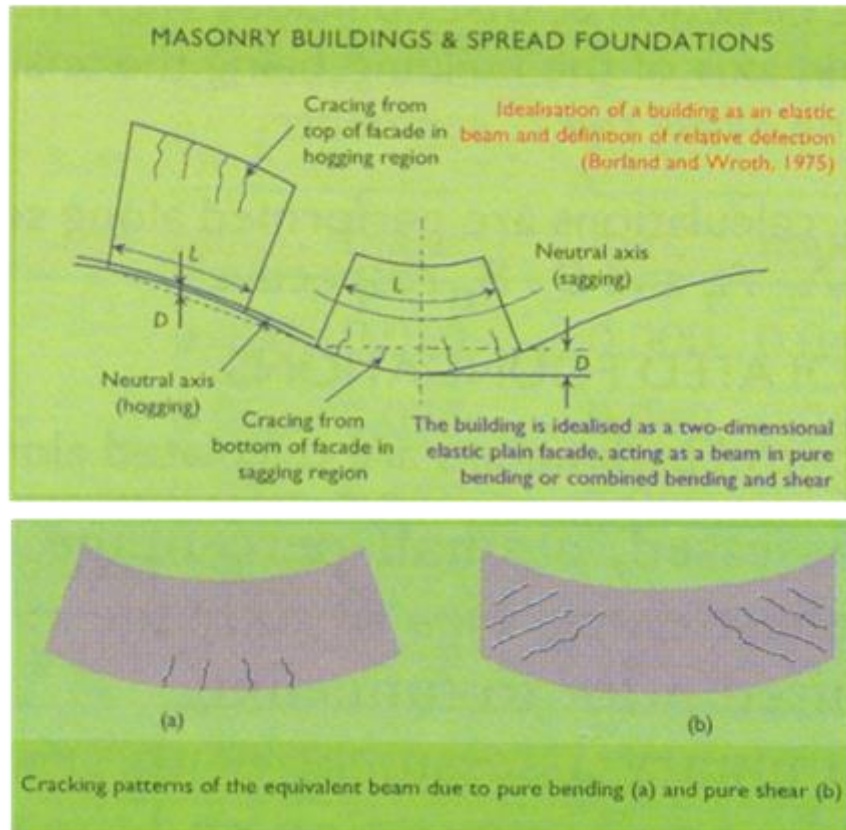


Figura 5 – Tipologia di Rottura per una trave sollecitata a flessione e taglio

Le relazioni che esprimono le massime deformazioni a trazione in funzione del rapporto Δ/L sono, per i due modi, le seguenti:

$$\frac{\Delta}{L} = \left\{ \frac{L}{12t} + \frac{3IE}{2tLHG} \right\} \varepsilon_b$$

$$\frac{\Delta}{L} = \left\{ 1 + \frac{HL^2G}{18IE} \right\} \varepsilon_d$$

dove:

H è l'altezza dell'edificio

L è la lunghezza dell'edificio o di parte di esso

E e G sono rispettivamente il modulo di Young ed il modulo di taglio della struttura schematizzata come una trave equivalente



ASSE FERROVIARIO MONACO - VERONA

ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO
QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA

LOTTO 3A: PROJECT REVIEW CIRCONVALLAZIONE DI
TRENTO

Relazione tecnico descrittiva sulla interferenza degli interventi ferroviari con le opere esistenti	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IBOQ	3A R 10	RH	GE 0006 004	A	11 DI 20

I è il momento di inerzia della trave equivalente ($H/12$ in zona *sagging* e $H/3$ in zona *hogging*)

t è la distanza tra asse neutro e spigolo della trave ($H/2$ in zona *sagging* e H in zona *hogging*).

Le massime deformazioni a trazione ε_b e ε_d si sviluppano rispettivamente in mezzeria e ad un quarto della lunghezza della trave. Nella valutazione delle deformazioni risulta conservativo assumere che l'edificio segua lo spostamento del piano campagna a livello delle fondazioni.

Nei casi in cui il flesso della curva dei cedimenti è situato tra i punti estremi dell'asse del fabbricato, è possibile individuare due zone: la prima, in cui la deformata presenta concavità verso il basso (*hogging zone*), e la seconda con concavità verso l'alto (*sagging zone*). Nella prima zona l'asse neutro viene ipotizzato alla base dell'edificio e tutte le deformazioni sono di trazione mentre, nella seconda zona, l'asse neutro viene ipotizzato al centro dell'edificio, e pertanto l'inflessione produce sia deformazioni di trazione sia di compressione. In questo caso è possibile trattare separatamente le diverse zone dell'edificio calcolando i rapporti Δ/L_h e Δ/L_s . Per uno stesso valore del rapporto Δ/L nella *hogging zone* i danni sono maggiori che nella *sagging zone*.

Nella valutazione dei danni sugli edifici è necessario tener conto anche delle deformazioni orizzontali indotte nel terreno, che possono essere di compressione o di trazione:

$$\varepsilon_h = \frac{\Delta S_h}{L}$$

Ipotizzando che queste deformazioni si trasferiscono all'edificio, esse vengono combinate con la deformazione per inflessione e con quella per taglio e la risultante viene utilizzata per la stima dei danni sull'edificio:

$$\varepsilon_{bt} = \varepsilon_h + \varepsilon_b$$

$$\varepsilon_{dt} = \varepsilon_h \cdot \left(\frac{1-\nu}{2}\right) + \sqrt{\varepsilon_h^2 \cdot \left(\frac{1+\nu^2}{2}\right)} + \varepsilon_{d\max}$$

In zona di "hogging" le deformazioni indotte dai cedimenti verticali (deformazioni in estensione) si sommano alle deformazioni indotte dagli spostamenti orizzontali (deformazioni in estensione), mentre in zona di "sagging" alle deformazioni indotte dai cedimenti verticali (deformazioni in estensione) si sottraggono le deformazioni indotte dagli spostamenti orizzontali (deformazioni in compressione).

La massima deformazione per trazione nell'edificio è la maggiore tra ε_{bt} e ε_{dt} .

	ASSE FERROVIARIO MONACO - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 3A: PROJECT REVIEW CIRCONVALLAZIONE DI TRENTO					
	Relazione tecnico descrittiva sulla interferenza degli interventi ferroviari con le opere esistenti	PROGETTO IBOQ	LOTTO 3A R 10	CODIFICA RH	DOCUMENTO GE 0006 004	REV. A

4 STIMA DELLE DEFORMAZIONI INDOTTE SUGLI EDIFICI E DEL RISCHIO ASSOCIATO

Nel caso in esame la stima preliminare delle deformazioni indotte dagli scavi a cielo aperto e quindi del rischio associato di danni sugli edifici ubicati nel bacino di subsidenza è stata condotta in più fasi:

- Valutazione preliminare dell'estensione del bacino di subsidenza ed individuazione degli edifici da analizzare
- Raccolta preliminare di informazioni sugli edifici ricadenti nel bacino di subsidenza;
- Stima preliminare delle deformazioni indotte e del rischio di danni sugli edifici ritenuti più significativi in termini di vicinanza allo scavo, dimensioni e stato di conservazione.
- Individuazione degli edifici che sulla base dei risultati di queste prime analisi dovranno essere sottoposti ad analisi di dettaglio nelle successive fasi progettuali
- Definizione preliminare di un piano di monitoraggio in corso d'opera.

4.1 Individuazione degli edifici da analizzare

In corrispondenza della trincea di approccio lato nord alla Galleria Naturale, i terreni interessati dagli scavi sono essenzialmente depositi fluvio-glaciali costituiti da terreni incoerenti sabbiosi e ghiaiosi (unità **S** e unità **G**); fanno eccezione due zone, in corrispondenza della parte iniziale e finale della trincea, dove si rileva un'importante presenza terreni coesivi (unità **L**).


Per individuare gli edifici da analizzare, si è fatto riferimento ai grafici proposti da Peck (Figura 1) che, per i terreni appartenenti alla fascia 1, mostrano che i cedimenti indotti dagli scavi si risentono fino a distanze dal ciglio compresa tra 1.5 e 2.5 volte l'altezza di scavo H.

Considerando che la profondità di scavo della trincea varia tra i 15m in prossimità dell'imbocco della galleria e i 7m nella parte iniziale, si è deciso, cautelativamente, di analizzare gli edifici compresi entro una distanza dal ciglio di scavo di circa 50m per la parte in cui gli scavi hanno una altezza maggiore e circa 30m per la parte con scavi minori. Nell'elaborato IBOQ3AR10P6OC0000001 sono indicati tutti gli edifici ricadenti nelle fasce indicate.

4.2 Raccolta di informazioni sugli edifici da analizzare

Per gli edifici individuati sono state raccolte una serie di informazioni che riguardano le principali dimensioni, la destinazione d'uso, la posizione planimetrica rispetto all'asse dello scavo, la tipologia strutturale (muratura, struttura in c.a. struttura mista), l'eventuale presenza di un piano interrato, la tipologia delle fondazioni (superficiali o profonde) e stato di conservazione con quanto osservabile dai prospetti esterni (presenza di lesioni, umidità, etc.). Nella figura che segue è riportato un esempio delle schede compilate; per la consultazione delle schede relative ad i singoli edifici si rimanda all'elaborato IBOQ3AR10SHOC0000001.

SCHEDE CENSIMENTO EDIFICI E STRUTTURE INTERFERENTI CON L'OPERA

EDIFICIO N° A10		
Ubicazione	Via del Brennero n.120/124	
Destinazione d'uso	Mista (Residenziale, commerciale)	
Periodo di costruzione	Anni 2000	
Tipologia strutturale	Cemento Armato/Muratura	
Num. piani fuori terra	5	
Altezza fuori terra	18 m	
Piano interrato	1 Piano Interrato (ipotizzato h=3m)	
Tipologia fondazioni	Non rilevato (ipotizzate profonde)	
Delimitato da:	A sx presenza di un vicolo, a dx adiacente edificio A9	
Note: Si ipotizza unico interrato con edifici A8/A9/A10		

Stralcio planimetrico



Stato di consistenza delle strutture (rilievo dall'esterno)

Fessure:	<input type="checkbox"/> Lievi	<input checked="" type="checkbox"/> Assenti
	<input type="checkbox"/> Importanti	
Umidità:	<input type="checkbox"/> Fondazioni	<input type="checkbox"/> Assente
	<input type="checkbox"/> Solai latero-cementizi	
	<input checked="" type="checkbox"/> Balconi	
Corrosioni:	<input type="checkbox"/> Armature pilastri e travi	<input checked="" type="checkbox"/> Assenti
	<input type="checkbox"/> Solai latero-cementizi	
	<input type="checkbox"/> Balconi	

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ASSE FERROVIARIO MONACO - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 3A: PROJECT REVIEW CIRCONVALLAZIONE DI TRENTO					
	Relazione tecnico descrittiva sulla interferenza degli interventi ferroviari con le opere esistenti	PROGETTO IBOQ	LOTTO 3A R 10	CODIFICA RH	DOCUMENTO GE 0006 004	REV. A

4.3 Stima preliminare delle deformazioni indotte e del rischio di danni sugli edifici

La stima preliminare delle deformazioni indotte è stata condotta limitatamente ad alcuni edifici ritenuti più significativi delle condizioni critiche presenti lungo il tracciato, in relazione alla vicinanza allo scavo, alle dimensioni e allo stato di conservazione.

La stima è stata effettuata sulla base delle relazioni proposte da Bauer per terreni sabbiosi (Figura 2):

$$S = S_0 (x/B)^2 f_1 f_2$$

Dove:

$S_0 = r_0 H$ è il cedimento massimo in corrispondenza del ciglio di scavo

$r_0 = (2 - (2D_r)^{1/2}) / 100$ è il coefficiente adimensionale di cedimento

D_r è la densità relativa della sabbia ($0 \leq D_r \leq 1$),

B è la massima distanza dal ciglio fino a dove si sviluppano cedimenti

$B - x$ è la distanza dal ciglio

f_1 e f_2 sono coefficienti empirici dipendenti rispettivamente dalla capacità della mano d'opera e dalle difficoltà costruttive

Nel caso in esame, per la stima della curva di cedimento è stato assunto cautelativamente un angolo di attrito pari a 25° ed una densità relativa pari a 0.4.

Dopo aver determinato la curva dei cedimenti sono stati valutati i cedimenti assoluti dell'edificio, il massimo rapporto di inflessione e la massima distorsione angolare. I valori ottenuti sono stati confrontati con i valori ammissibili descritti nel paragrafo 3.

Sono stati analizzati 40 edifici. Nella tabella 4 sono riportate le principali caratteristiche degli edifici, e i risultati delle analisi svolte in termini di cedimenti assoluti, rapporto di inflessione e distorsione angolare.

Tabella 5 – Dati degli edifici interferiti e risultati delle analisi

N. Ed. interferenza analizzata	Distanza asse galleria - piano fondazioni edificio [m]	Dimensioni edificio (trave equivalente)		Posizione rispetto alla galleria		Tipologia struttura	Cedimento assoluto	Rapporto di inflessione massimo	Distorsione angolare
		Lunghezza [m]	Altezza [m]	Estremo sinistro [m]	Estremo destro [m]				
A2	90.5	25.45	5	60	85.45	-	-	-	-
A3	66.9	10.8	15	41.6	52.4	c.a.	-	-	-
A4	76	21.6	6	51	72.6	-	-	-	-
A5	68.2	25.2	9	41.4	66.6	prefabbr.	-	-	-
A6	50	18.6	18	25.4	44	c.a.	-	-	-
A7	50	9.2	6	38.2	47.4	c.a.	-	-	-
A8	50	8.8	14	25	33.8	c.a.-mur.	-	-	-

N. Ed. interferenza analizzata	Distanza asse galleria - piano fondazioni edificio [m]	Dimensioni edificio (trave equivalente)		Posizione rispetto alla galleria		Tipologia struttura	Cedimento assoluto	Rapporto di inflessione massimo	Distorsione angolare
		Lunghezza [m]	Altezza [m]	Estremo sinistro [m]	Estremo destro [m]				
A9	75.9	11.8	14	42	53.8	c.a.-mur.	-	-	-
A10	95.9	10.6	18	75	85.6	c.a.-mur.	-	-	-
A11	46.3	29.4	14	10.6	40	c.a.-mur.	1.31	0.01	0.003
A12	36.6	14.6	8	16.8	31.4	c.a.-mur.	-	-	-
A13	62	32.2	13	35	67.2	c.a.- prefab.	-	-	-
A14	87	27.34	6	37	64.34	mur.-acc.	-	-	-
A15	81	30	18	39.4	69.4	c.a.	-	-	-
A16	56.8	14.6	12	29.6	44.2	c.a.-mur.	-	-	-
A17	45.2	10.4	10	25.8	36.2	c.a.	-	-	-
A18	67	13.9	10	46	59.9	c.a.	-	-	-
A19	53.5	12.6	7	33.3	45.9	c.a.	-	-	-
A20	74.2	54.3	7	26.4	80.7	prefabbr.	-	-	-
A21	107	9.8	15	81.4	91.2	c.a.	-	-	-
A22	66	19.2	7	35.6	54.8	acc.-mur	-	-	-
A23	78.8	15.8	8	59	74.8	acc.- prefab.	-	-	-
A24	62	13.7	8	42	55.7	acc.- prefab.	-	-	-
A25	51.3	15	8	31	46	acc.- prefab.	-	-	-
A26	43.7	28.3	11	28	56.3	c.a.	-	-	-
A27	41	-	-	29.6	-	-	-	-	-
A28	42.2	42	5	30	72	-	-	-	-
A29	93.3	24	14	72.2	96.2	prefabbr.	-	-	-
A30	92	40	5	62	102	prefabbr.	-	-	-
A31	66	46	14	34.8	80.8	c.a.	-	-	-
A32	68.7	45.9	14	35.6	81.5	c.a.	-	-	-
A33	59	63	7	19.6	82.6	prefabbr.	-	-	-
A34	54	60.4	9	18.36	78.76	prefabbr.	-	-	-
A35	55	54.9	9	19.9	74.8	prefabbr.	-	-	-
A36	55.8	49.1	9	22.4	71.5	prefabbr.	-	-	-
A37	47	43.6	9	19.3	62.9	prefabbr.	-	-	-
A38	41	31.9	9	18.9	50.8	prefabbr.	-	-	-
A39	42	29.7	9	18.5	48.2	prefabbr.	-	-	-
A40	54	54.9	10	18	72.9	prefabbr.	-	-	-

Sulla base dei risultati delle analisi preliminari svolte si evidenzia che la maggior parte degli edifici analizzati non subisce né cedimenti assoluti, né inflessioni, né distorsioni angolari significative, in quanto con riferimento alle relazioni utilizzate, la maggior parte di essi è posizionata ad una distanza superiore a quella a cui si risentono gli effetti indotti dagli scavi (valore B indicato da Bauer come distanza limite).

L'unico edificio posizionato a una distanza tale da risentire degli effetti indotti dagli scavi è l'edificio A11, il cui estremo più vicino allo scavo è posizionato ad una distanza di 10.6 m. Per questo edificio i cedimenti assoluti sono dell'ordine di 1.5 cm, mentre il rapporto di inflessione e le distorsioni angolari sono inferiori ai valori ammissibili indicati nella letteratura tecnica.

Per quanto riguarda invece il cavalcavia di via Nassiria ubicato in corrispondenza della GA03 si evidenzia che quest'ultimo è fondato su pali e in progetto sono state previste per lo scavo una serie di precauzioni volte a limitare al massimo eventuali cedimenti indotti. In particolare, la struttura di sostegno degli scavi è caratterizzata da una paratia provvisoria di micropali contrastata da 5 ordini di puntoni provvisionali in acciaio. La struttura definitiva è invece costituita dallo scatolare interno caratterizzato da una soletta di fondo 1.50 m di spessore, piedritti con 1 m di spessore e una soletta di copertura di 1 m di spessore. Data la particolarità dell'opera tutte le lavorazioni sono precedute da un trattamento di jet-grouting diffuso con funzione di impermeabilizzazione, irrigidimento e consolidamento dei terreni. Le deformazioni indotte sulla struttura dagli scavi e gli effetti di queste sull'opera verranno valutate in dettaglio nelle successive fasi progettuali, a seguito della definizione esatta delle fasi costruttive e di un rilievo strutturale di dettaglio della struttura esistente.

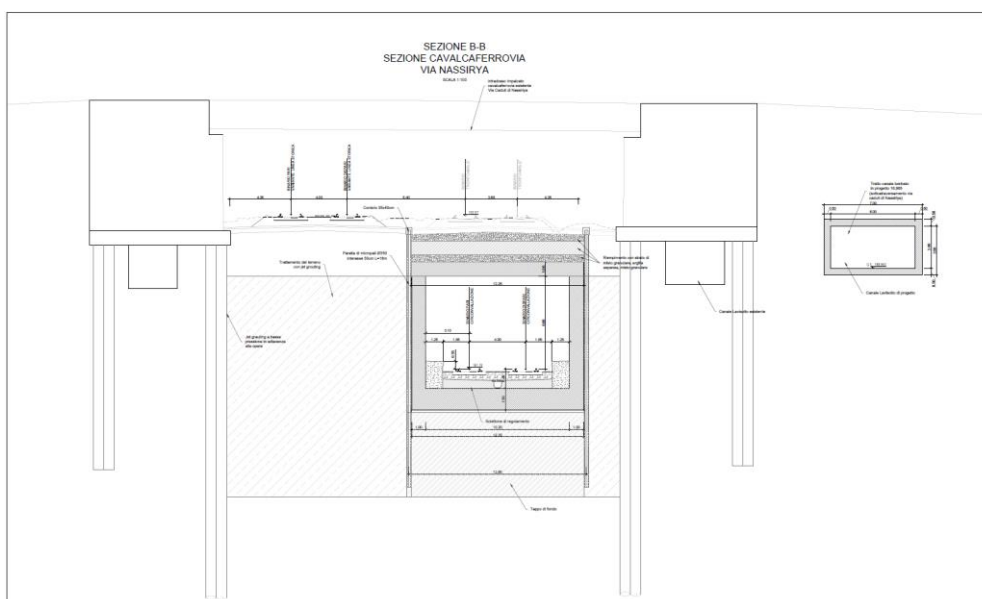


Figura 6 – Sezione in corrispondenza del cavalcavia di via Nassiria

5 MONITORAGGIO E CONTROLLO IN CORSO D'OPERA

Nella fase di realizzazione degli scavi a cielo aperto si ritiene fin da ora che sarà necessario prevedere la predisposizione di un sistema di monitoraggio che consenta di valutare in tempo reale il comportamento delle opere previste in progetto e di controllare le ripercussioni delle lavorazioni sul terreno circostante lo scavo e sugli edifici più vicini.

In linea generale il piano di monitoraggio dovrà prevedere il controllo degli spostamenti dei diaframmi, il controllo delle deformazioni del terreno in superficie, sui fabbricati e sui manufatti in genere, nonché la variazione dei livelli di falda.

L'analisi e l'interpretazione dei dati di misura consentirà di validare le ipotesi formulate in sede di progetto ed i modelli impiegati per il dimensionamento delle strutture e l'analisi dei cedimenti.

In questo paragrafo si illustrano i criteri generali per la progettazione del sistema di monitoraggio, per la scelta delle misure da eseguire e dei parametri da monitorare. Quanto riportato è da intendersi una prima ipotesi che dovrà essere valutata e integrata nell'ambito dei fisiologici approfondimenti da operare nelle successive fasi progettuali.

5.1 Monitoraggio spostamenti del terreno

Le subsidenze e le deformazioni nel terreno devono essere monitorate in:

- sezioni trasversali all'asse della trincea/galleria artificiale, munite di caposalda di superficie: il numero e l'interdistanza tra i caposalda saranno funzione della profondità dello scavo e della posizione delle interferenze;
- sezioni trasversali all'asse della trincea/galleria artificiale con strumentazione geotecnica di profondità: La sezione è strumentata per la misura delle deformazioni del terreno a tergo del diaframma e per il controllo delle pressioni interstiziali. Gli strumenti installati sono i seguenti:
 - estenso-inclinometri (EI),
 - piezometri Casagrande/celle piezometriche.

La distanza fra le diverse sezioni è variabile ed è funzione dei seguenti fattori:

- altezza dello scavo,
- sensibilità della zona agli effetti dei cedimenti,
- possibilità di collocazione della sezione e fattibilità del rilievo.

Nelle successive fasi della progettazione ed in fase realizzativa, il numero e la posizione delle sezioni di monitoraggio saranno definiti in dettaglio, in funzione delle interferenze, della possibilità d'installazione degli strumenti di misura e dell'accessibilità dei luoghi.

	ASSE FERROVIARIO MONACO - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 3A: PROJECT REVIEW CIRCONVALLAZIONE DI TRENTO					
	Relazione tecnico descrittiva sulla interferenza degli interventi ferroviari con le opere esistenti	PROGETTO IBOQ	LOTTO 3A R 10	CODIFICA RH	DOCUMENTO GE 0006 004	REV. A

5.2 Monitoraggio degli spostamenti dei diaframmi

Per il controllo degli effetti indotti dallo scavo sulle strutture dei diaframmi si procederà tramite installazione e lettura di inclinometri inseriti all'interno dei diaframmi stessi. Nel tratto della Trincea, sul cordolo di coronamento delle paratie verranno posizionate mire topografiche per il controllo dello spostamento orizzontale in testa alla paratia. Inoltre sulla testa degli inclinometri verranno posti dei caposalda topografici.

Tale strumentazione dovrà essere inserita in alcune sezioni ritenute rappresentative delle condizioni critiche presenti lungo le trincee di progetto.

5.3 Monitoraggio spostamenti e deformazioni edifici

Il controllo degli spostamenti indotti sugli edifici interferenti viene effettuata con:

- stazioni totali robotizzate con trasmissione a distanza delle misure;
- mire ottiche disposte sulle facciate degli edifici posizionati nell'area di subsidenza della galleria;
- fessurimetri (eventuali) disposti sulle fessure esistenti di particolare rilevanza strutturale, eventualmente remotizzabili.

Il numero delle mire dipende dai seguenti fattori:

- lunghezza dell'edificio;
- posizione dell'edificio da monitorare rispetto al bacino di subsidenza;
- possibilità pratica di rilievo.

Ciascun edificio ritenuto sensibile agli effetti degli scavi delle opere in progetto, dovrà essere dotato di un numero minimo di 3 mire ottiche per ogni parete perimetrale libera ricadente, anche solo in parte,.

Per edifici in muratura la distanza delle mire, compatibilmente con la presenza di ostacoli o di altri vincoli, non dovrebbe essere maggiore di 3-4 metri.

Nel caso di strutture a telaio in c.a. sarà installata almeno una mira in corrispondenza di ciascun elemento strutturale verticale visibile o comunque rilevabile.

In presenza di edifici accostati, in prossimità del giunto verrà posta in opera una mira su ciascun edificio.

L'installazione delle mire ottiche e il rilievo degli spostamenti devono essere effettuati lungo muri perimetrali che siano accessibili e comunque monitorabili. Si precisa che la posizione ottimale dei target ai fini del monitoraggio è orientativamente fra i 2.5 e 3 m dal piano di calpestio e cioè al di fuori della immediata accessibilità. Tale criterio è ovviamente soggetto alle limitazioni dovute alla presenza di ostacoli e alla possibilità di riguardare con i teodoliti automatici.

Eventuali fessurimetri verranno posizionati a cavallo delle preesistenti fessure degli edifici in modo tale da permettere il rilievo degli spostamenti relativi tra i lembi della fessura.

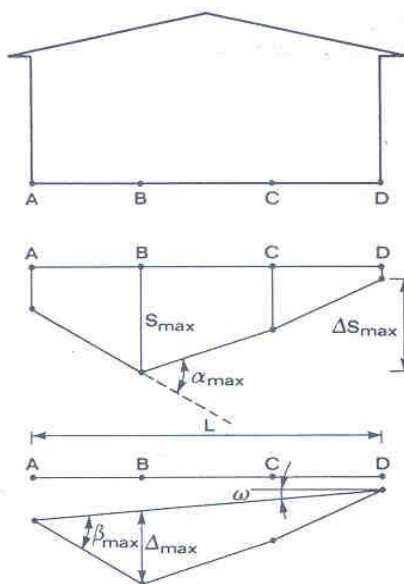
5.4 Parametri derivati dalle misure

Le grandezze misurate in superficie permettono il calcolo di alcuni parametri che sono rappresentativi dell'andamento delle operazioni di scavo e dei relativi effetti sulle opere in superficie. Questi parametri sono rispettivamente:

- il volume perso nella conca di subsidenza;
- integrale degli spostamenti dell'opera di sostegno;
- il rapporto di inflessione;
- distorsione angolare tra i pilastri attigui per edifici in c.a.


Il **volume perso** rappresenta l'area sottesa dalla curva dei cedimenti verticali sotto la linea della superficie indeformata per unità di lunghezza.

Il **Rapporto di inflessione (Δ/L)** è il rapporto tra la massima distanza misurata tra la configurazione rigida dell'edificio e la sua deformata e la lunghezza dell'edificio, o della porzione di edificio, interessata dai cedimenti (si veda la Figura 7).



S= CEDIMENTO ω = ROTAZIONE RIGIDA
 Δ S= CEDIMENTO DIFFERENZIALE
 β = ROTAZIONE RELATIVA
 α = DEFORMAZIONE ANGOLARE
 Δ = INFLESSIONE
 Δ/L = RAPPORTO DI INFLESSIONE
(CURVATURA)

Figura 7: Rapporto di inflessione

	ASSE FERROVIARIO MONACO - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 3A: PROJECT REVIEW CIRCONVALLAZIONE DI TRENTO					
	Relazione tecnico descrittiva sulla interferenza degli interventi ferroviari con le opere esistenti	PROGETTO IBOQ	LOTTO 3A R 10	CODIFICA RH	DOCUMENTO GE 0006 004	REV. A

La **Distorsione angolare β** tra due pilastri Rapporto tra la massima differenza di cedimento tra due pilastri attigui di un edificio in c.a. e la distanza tra i pilastri stessi della porzione di edificio in c.a. interessata dai cedimenti.

5.5 Lettura di zero e Frequenze di misura

Il monitoraggio degli effetti dello scavo inizia prima dell'esecuzione dei diaframmi. Gli strumenti sugli edifici dovranno pertanto essere installati prima che inizino eventuali scavi di sbancamento per l'esecuzione dei piani di lavoro. La lettura di zero, condizione indisturbata, dovrà essere effettuata non appena lo strumento non risentirà più degli effetti delle operazioni di installazione.

La frequenza di misura dei caposaldi e della strumentazione geotecnica dipenderà dalle fasi costruttive previste per il raggiungimento del fondo scavo. Indicativamente per le misure andranno eseguite almeno una volta al giorno, durante le fasi di scavo di approfondimento e realizzazioni dei contrasti (tiranti puntoni), fino alla realizzazione del solettone di fondo.

Durante le fasi di scavo delle gallerie naturali e fino al completamento dei lavori, una lettura a settimana, per le prime 5 settimane, successivamente le misure verranno diradate di una settimana per ogni settimana trascorsa fino a raggiungere i tre mesi nel caso in cui non vi siano gradienti superiori a 1mm/settimana.

5.6 Valori attesi e di soglia dei principali parametri monitorati

Nelle successive fasi progettuali e comunque prima dell'inizio del monitoraggio, sulla base dei risultati delle previsioni formulate mediante analisi dei risentimenti degli edifici (analisi deformazioni indotte) e con riferimento a comportamenti riscontrati in corso d'opera in contesti analoghi, verranno definiti gli intervalli dei valori attesi dei parametri da monitorare, ritenuti maggiormente significativi.

Per ciascun parametro verrà definito il valore identificato come "soglia di attenzione", definito con una percentuale prossima al 75 % del valore atteso nella specifica fase costruttiva (calcolato mediante le analisi numeriche); il superamento della soglia di attenzione prevederà lo svolgimento di un'analisi dei fenomeni in atto (back-analysis) e ad un aumento delle frequenze di misura, al fine di comprendere se la tendenza al valore atteso rispetti quanto previsto o se sia necessaria la predisposizione di interventi integrativi, da adottare comunque al superamento della "soglia di allarme".

La "soglia di allarme" si considera coincidente con l'estremo superiore del campo di valori attesi; il superamento della stessa dovrà comportare una taratura delle soluzioni progettuali individuate, eseguendo ad esempio, un avanzamento per campi dello scavo di sbancamento e getto del solettone di fondo ad una distanza vincolata dal fronte di scavo e/o il contrasto dei diaframmi durante le fasi di scavo mediante strutture provvisorie di contrasto (puntoni/tiranti) sino al raggiungimento della quota di imposta del solettone di fondo e successivo getto dello stesso;

Prima dell'attivazione, il sistema di monitoraggio sarà sottoposto ad un periodo di osservazione per verificarne la corretta funzionalità e stabilità. A seguito dell'esame dei dati potranno essere riviste le modalità di gestione degli allarmi.